

**Cristiane Lopes Mendes**

**ESTUDO TEÓRICO SOBRE PERFIS FORMADOS A  
FRIO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

São Carlos  
2004

Dedico este trabalho às pessoas mais importantes da minha vida, sem as quais eu jamais teria alcançado esse objetivo: aos meus pais, Pedro e Adelaide, meus primeiros professores e orientadores, à minha irmã Graciane, amiga, torcedora e fã e ao meu esposo Adilson, meu amigo, companheiro e incentivador.

## *Agradecimentos*

---

Agradeço ao Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto que orientou este trabalho desde o início, nos últimos meses à distância e muitas vezes “virtualmente”, mas sempre esteve disposto e pronto a atender, orientar e colaborar com a conclusão desse trabalho.

Sou muito grata às empresas: ICEC Indústria de Construção Ltda, que foi a primeira a me incentivar a iniciar este trabalho e pela ajuda financeira nos primeiros 18 meses; STATURA Engenharia de Projetos S/C Ltda, que aceitou e permitiu minha ausência na empresa por vários dias ao longo de 1 ano; e finalmente à Peugeot Citroën do Brasil, que permitiu minha ausência nos dias finais de conclusão e defesa deste trabalho.

Quero agradecer à Universidade de São Paulo, por disponibilizar sua estrutura no desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores da graduação e pós-graduação da EESC-USP e da EP-USP, em especial aos Profs. Drs. Maximiliano Malite e Valdir Pignata e Silva.

A todos os colegas graduandos, mestrandos e doutorandos da USP, pois sempre me ajudaram em todas as etapas desse trabalho. A todos os meus amigos e familiares que acreditaram e tiveram pensamentos positivos.

Sou grata aos funcionários e técnicos da graduação e pós-graduação do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

## *Resumo*

---

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

Com a publicação das normas NBR 14323:1999 *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* e NBR 14432:2000 *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações*, despertou-se, ainda mais, a preocupação com o dimensionamento das estruturas em caso de incêndio. Quando o aço é exposto a altas temperaturas apresenta reduções na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade. Em função dessas reduções, a NBR 14432:2000 apresenta tempos requeridos de resistência ao fogo, com os quais, pode-se optar pelo dimensionamento da estrutura, apresentado na NBR 14323:1999, ou pelo revestimento térmico. No entanto, essa última norma não permite a utilização do método simplificado de dimensionamento para perfis formados a frio. Quanto aos revestimentos térmicos, o mais utilizado no Brasil é a argamassa projetada, não adequada aos perfis formados a frio. O presente trabalho faz um breve histórico sobre estruturas de aço em situação de incêndio, sobre perfis formados a frio em temperatura ambiente e em situação de incêndio, além de apresentar tipos de revestimentos térmicos e suas aplicações. Finalmente sugere uma possível maneira de dimensionamento por meio da NBR 14762:2001 *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio* com adaptações para situação de incêndio e de proteção desses perfis em situação de incêndio.

Palavras-chave: perfis formados a frio, incêndio, dimensionamento, revestimento térmico.

## *Abstract*

---

MENDES, C. L. (2004). *Theoretical study of cold-formed steel members in fire situation*. M. Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

The interest in design of steel structures in fire situation carried out in consequence of publication of Brazilian codes ABNT/NBR 14323:1999 named “*Steel structures fire design – Procedure*” and ABNT/NBR 14432:2000 “*Fire-resistance requirements for building construction elements – Procedure*”. When the steel is exposed to elevated temperatures (for example, fire situation) reductions in the strength and deformation properties must be considered. In this sense, the code ABNT/NBR 14432:2000 prescribes values of parameter “TRRF” (Fire strength required time), which are used for design of steel structures using a simplified method prescribed in ABNT/NBR 14323:1999, or specifying fireproofing. However, this last code doesn’t prescribe a simplified method for cold-formed steel in fire condition, and the fireproofing materials largely used in Brazil are the sprays, which are not appropriate to cold-formed profiles. In this sense, the main goal of the present work is show a brief context about steel structures in fire conditions, in special cold-formed profiles in room temperature and fire situation, and many types of fire protection materials used in steel structures and its applications. Finally, is suggested a design method to cold-formed profiles in fire, adopting the code ABNT/NBR 14762:2001 “*Design of cold-formed steel structures*”, in which appropriate adaptations are considered, as well as a protection procedure to this profiles in fire conditions.

Keywords: steel structures, cold-formed, fire, design, fireproofing.

## *Lista de Ilustrações*

---

<b>FIGURA 1.1:</b>	Configuração deformada de pilar e vigas, após incêndio em Broadgate, 1990. Fonte: SCI-P288 (2000).	<b>28</b>
<b>FIGURA 1.2:</b>	Ensaio no Building Research Establishment's Cardington Laboratory, Reino Unido, 1996. Fonte: SCI-P288 (2000).	<b>28</b>
<b>FIGURA 1.3:</b>	Curva padronizada do "Incêndio-Padrão" pela ISO 834 (1978) e pela ASTM E-119 (2000).	<b>30</b>
<b>FIGURA 3.1:</b>	Curva " <i>Temperatura x Tempo</i> " de um "Incêndio-Real". Fonte: Silva (2001).	<b>48</b>
<b>FIGURA 3.2:</b>	Curva " <i>Temperatura x Tempo</i> " de um "Incêndio-Natural". Fonte: Silva (2001).	<b>48</b>
<b>FIGURA 3.3:</b>	Curva " <i>Temperatura x Tempo</i> " de um "Incêndio-Padrão".	<b>49</b>
<b>FIGURA 3.4:</b>	Redução da resistência ao escoamento do aço e do concreto em função da temperatura.	<b>50</b>
<b>FIGURA 3.5:</b>	Redução do módulo de elasticidade do aço e do concreto em função da temperatura.	<b>50</b>
<b>FIGURA 3.6:</b>	Fatores de redução para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço.	<b>52</b>
<b>FIGURA 3.7:</b>	Fatores de redução para a resistência característica à compressão e para o módulo de elasticidade do concreto com densidade normal.	<b>52</b>
<b>FIGURA 3.8:</b>	Redução da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura.	<b>58</b>

<b>FIGURA 3.9:</b>	Proteções inicialmente utilizadas nas estruturas de aço.	<b>61</b>
<b>FIGURA 3.10:</b>	Classificação quanto à morfologia. Tipo contorno e tipo caixa.	<b>61</b>
<b>FIGURA 3.11:</b>	Determinação da temperatura do aço revestido com material de proteção.	<b>63</b>
<b>FIGURA 3.12:</b>	Aplicação por jateamento. Fonte: Fakury (1999).	<b>64</b>
<b>FIGURA 3.13:</b>	Argamassas cimentícias: (a) de média densidade; (b) de alta densidade; (c) de alta densidade desempenada e (d) de baixa densidade.	<b>66</b>
<b>FIGURA 3.14:</b>	Aspecto da vermiculita na forma de flocos. Fonte: Dias (2002).	<b>71</b>
<b>FIGURA 3.15:</b>	Argamassa à base de vermiculita. Fonte: Silva (2001).	<b>72</b>
<b>FIGURA 3.16:</b>	Argamassa vermiculítica na plataforma P-19/Petrobrás. Fonte: Catálogo Refrasol (2001).	<b>73</b>
<b>FIGURA 3.17:</b>	Estrutura protegida com placas rígidas de painéis autoclavados. Fonte: Refrasol (2001).	<b>74</b>
<b>FIGURA 3.18:</b>	Edifício Palácio do Comércio, São Paulo, 1959: vista geral e detalhe do revestimento com placas rígidas com 25mm de espessura. Fonte: Dias (2002).	<b>74</b>
<b>FIGURA 3.19:</b>	Montagem das placas de gesso acartonado. Fonte: Fakury (1999).	<b>75</b>
<b>FIGURA 3.20:</b>	Exemplos de placas com: (a) lã de rocha e (b) placas de fibra cerâmica. Fonte: Isar (2001).	<b>76</b>
<b>FIGURA 3.21:</b>	Exemplo de estrutura de cobertura protegida com placas de lã de rocha. Fonte: Guarutherm (2004).	<b>78</b>
<b>FIGURA 3.22:</b>	Manta compostas por: (a) lã de vidro, (b) fibra cerâmica e (c) lã de rocha. Fonte: Isar (2001).	<b>79</b>
<b>FIGURA 3.23:</b>	: Centro Empresarial do Aço protegido por manta de fibra cerâmica, São Paulo – SP: vista geral e detalhes da fixação da manta de fibra cerâmica em perfil soldado tipo I, por meio de pinos e arruelas de pressão. Fonte: Dias (2002).	<b>80</b>
<b>FIGURA 3.24:</b>	Edifício do ICI, São Paulo, em 1992: (a) antes da aplicação da tinta intumescente e (b) após a aplicação da tinta intumescente, em 2002. Fonte: Dias (2002).	<b>81</b>
<b>FIGURA 3.25:</b>	Aplicação da tinta intumescente. Fonte: Dias (2002).	<b>82</b>

<b>FIGURA 3.26:</b>	Limpeza e aplicação do primer epóxi (a); Aplicação da tinta intumescente com espessura de 200 a 6000 $\mu$ m, dependendo do nível de exigência de proteção (b); Pintura de acabamento na cor desejada (c); e Expansão do sistema em caso de incêndio (d). Fonte: Refrasol (2001).	<b>83</b>
<b>FIGURA 4.1:</b>	Redução do módulo de elasticidade do aço S350GD+Z em função da temperatura em diferentes normas estrangeiras. Fonte Kaitila (2000).	<b>87</b>
<b>FIGURA 4.2:</b>	Redução da resistência ao escoamento do aço S350CD+Z em função da temperatura em diferentes normas estrangeiras. Fonte: Kaitila (2000).	<b>88</b>
<b>FIGURA 4.3:</b>	Comparação entre os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço.	<b>89</b>
<b>FIGURA 4.4:</b>	Comparação entre os fatores de redução para o módulo de elasticidade do aço.	<b>90</b>
<b>FIGURA 4.5:</b>	Tensão axial para chapas com 25% da área aquecida e relação $b/t=60$ . Fonte: Kaitila (2000).	<b>92</b>
<b>FIGURA 4.6:</b>	Cargas últimas pelo modelo em Elementos Finitos com imperfeição local de $h/200$ e imperfeições globais variáveis.	<b>95</b>
<b>FIGURA 4.7:</b>	Cargas últimas pelo método dos Elementos Finitos com imperfeição global de $h/500$ e imperfeições locais variáveis.	<b>95</b>
<b>FIGURA 4.8:</b>	Modelo numérico com flambagem local, devido a imperfeições locais. Fonte: Kaitila (2001).	<b>96</b>
<b>FIGURA 4.9:</b>	Modelo numérico com flambagem por flexão, devido a imperfeições globais. Fonte: Kaitila (2001).	<b>97</b>
<b>FIGURA 4.10:</b>	Temperaturas máximas para perfis formados a frio. Fonte: Wang e Davies (2000).	<b>100</b>
<b>FIGURA 4.11:</b>	Modelo de viga caixa adotado para verificação da resistência à flexão.	<b>103</b>
<b>FIGURA 4.12:</b>	Resistência de cálculo (kN.cm) à flexão simples da viga caixa em função do TRRF, fator de massividade e tipo de material de proteção térmica. Fonte: Soares e Rodrigues (2002).	<b>104</b>
<b>FIGURA 4.13:</b>	Modelos dos painéis estudados por Feng et al (2002).	<b>105</b>



<b>FIGURA 4.14:</b>	Modelos de corpo-de-prova após o ensaio. Fonte: Feng et al (2002).	<b>106</b>
<b>FIGURA 4.15:</b>	Evolução dos custos dos materiais para revestimento térmico. Fonte: Camargo (2000).	<b>109</b>
<b>FIGURA 4.16:</b>	Comparação de custos dos materiais mais utilizados no Brasil. Fonte: Camargo (2000).	<b>109</b>
<b>FIGURA 5.1:</b>	Fatores de redução para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, para perfis formados a frio.	<b>113</b>
<b>FIGURA 5.2:</b>	Fatores de redução iguais para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, para perfis formados a frio.	<b>114</b>
<b>FIGURA 5.3:</b>	Modelo de treliça composta por perfis formados a frio.	<b>124</b>
<b>FIGURA 5.4:</b>	Seção e detalhe da treliça da figura 5.2, composta por banzos em U150x50x3,80, montantes em 2L51x51x2,65 e diagonais em 2L63x63x3,18.	<b>124</b>
<b>FIGURA 5.5:</b>	Esquema, sem escala, da proteção da treliça com placas de gesso.	<b>125</b>
<b>FIGURA 5.6:</b>	Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme, exposta ao incêndio por três lados.	<b>126</b>
<b>FIGURA 5.7:</b>	Modelo da planilha utilizada para determinação da temperatura do aço sem proteção.	<b>127</b>
<b>FIGURA 5.8:</b>	Modelo de planilha utilizada para determinação da temperatura do aço com proteção tipo caixa.	<b>128</b>
<b>FIGURA 5.9:</b>	Exemplo de aplicação de proteção com placas de lã de rocha em viga I soldada, que pode ser estendida para viga I composta por dois perfis tipo U formados a frio. Fonte: Refrasol.	<b>130</b>

## *Listas de Tabelas*

---

<b>TABELA 1.1:</b>	Fator de massividade de alguns perfis laminados e formados a frio.	<b>32</b>
<b>TABELA 2.1:</b>	Coefficientes de ponderação das ações.	<b>37</b>
<b>TABELA 2.2:</b>	Fatores de combinação e fatores de utilização.	<b>38</b>
<b>TABELA 3.1:</b>	Edificações isentas de verificação estrutural.	<b>45</b>
<b>TABELA 3.2:</b>	Valores de TRRF para edificações não-isentas de verificação estrutural.	<b>46</b>
<b>TABELA 3.3:</b>	Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço, da resistência característica à compressão do concreto e do módulo de elasticidade do aço e do concreto (concreto com densidade normal).	<b>51</b>
<b>TABELA 3.4:</b>	Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço, para perfis laminados e soldados (classes 1, 2 e 3 do Eurocode 3 Parte 1.2) e para perfis formados a frio (classe 4).	<b>57</b>
<b>TABELA 3.5:</b>	Propriedades típicas de materiais isolantes.	<b>63</b>
<b>TABELA 3.6:</b>	Propriedades físicas e recomendações para materiais projetados.	<b>65</b>
<b>TABELA 3.7:</b>	Resultados de testes realizados nos materiais Monokote MK6, Z106 e Z146.	<b>67</b>
<b>TABELA 3.8:</b>	Espessura da argamassa MK6 (mm), em função de F e do TRRF, para $\theta_{cr}=650^{\circ}\text{C}$ .	<b>68</b>
<b>TABELA 3.9:</b>	Espessura da argamassa MK6 (mm), em função de F e do TRRF, para $\theta_{cr}=550^{\circ}\text{C}$ .	<b>69</b>

<b>TABELA 3.10:</b>	Espessura de argamassa composta por fibras projetadas, Blaze Shield II, em mm, em função de F e do TRRF, para $\theta_{cr}=550^{\circ}\text{C}$ .	<b>70</b>
<b>TABELA 3.11:</b>	Resultados de testes realizados no material Blaze-shiel II.	<b>71</b>
<b>TABELA 3.12:</b>	Espessura do painel (mm), em função de F e do TRRF, para $\theta_{cr}=550^{\circ}\text{C}$ .	<b>77</b>
<b>TABELA 3.13:</b>	Espessura, em mm, da manta “Fiberflax Duralanket B6”, $\rho = 96\text{kg/m}^3$ , em função do fator de massividade F e do TRRF, para $\theta_{cr} = 550^{\circ}\text{C}$ .	<b>80</b>
<b>TABELA 3.14:</b>	Espessura, em mm, da película de tinta intumescente aplicada em pilares com seção tipo I, com os quatro lados expostos ao fogo, em função do fator de massividade F e do TRRF, para $\theta_{cr} = 550^{\circ}\text{C}$ .	<b>83</b>
<b>TABELA 4.1:</b>	Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço e do módulo de elasticidade do aço.	<b>86</b>
<b>TABELA 4.2:</b>	Cargas últimas, utilizando curva de flambagem “b” do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996).	<b>93</b>
<b>TABELA 4.3:</b>	Cargas últimas, utilizando curva de flambagem “c” do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996).	<b>94</b>
<b>TABELA 4.4:</b>	Resultados dos ensaios em pilares de Gerlich et al (1996).	<b>98</b>
<b>TABELA 4.5:</b>	Materiais de proteção térmica e suas características físicas.	<b>103</b>
<b>TABELA 4.6:</b>	Temperatura na face não exposta ao fogo para diferentes painéis.	<b>107</b>
<b>TABELA 4.7:</b>	Propriedades térmicas dos materiais utilizados nos ensaios de Feng et al (2002).	<b>108</b>
<b>TABELA 5.1:</b>	Fatores de redução para o aço de perfis formados a frio.	<b>113</b>
<b>TABELA 5.2:</b>	Temperatura do aço da treliça com e sem proteção térmica.	<b>128</b>
<b>TABELA 5.3:</b>	Valores reduzidos da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, para 60 minutos.	<b>129</b>

## *Listas de Abreviaturas e Siglas*

---

<b>ABNT</b>	Associação Brasileira de Normas Técnica
<b>AISC</b>	American Institute of Steel Construction
<b>AISI</b>	American Iron and Steel Institute
<b>ASTM</b>	American Society for Testing and Materials
<b>BS</b>	British Standards Institution
<b>CE</b>	Comissão de estudos
<b>EC</b>	Eurocode
<b>EESC</b>	Escola de Engenharia de São Carlos
<b>FLM</b>	Flambagem local da mesa
<b>FLA</b>	Flambagem local da alma
<b>FLT</b>	Flambagem lateral com torção
<b>ICI</b>	Instituto Cultural Itaú
<b>IPT</b>	Instituto de pesquisas tecnológicas
<b>IT</b>	Instrução Técnica
<b>IT-CB</b>	Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros (do Estado de São Paulo)
<b>NB</b>	Norma Brasileira
<b>NBR</b>	Norma Brasileira Registrada
<b>SCI</b>	The Steel Construction Institute
<b>TRRF</b>	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
<b>USP</b>	Universidade de São Paulo

## *Lista de Símbolos*

---

$\alpha$	Fator de imperfeição inicial para flexão, torção ou flexo-torção.
$\alpha_c$	Coefficiente de transferência de calor por convecção.
$\chi_{fi}$	Fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio.
$\epsilon_{RES}$	Emissividade resultante, tomada como 0,5.
$\phi$	Coefficiente de resistência (método dos Estados Limites do AISI).
$\phi R_n$	Resistência de cálculo (método dos Estados Limites do AISI).
$\gamma$	Fator de ponderação da resistência em temperatura ambiente.
$\lambda_{dist}$	Índice de esbeltez reduzido referente à flambagem por distorção.
$\gamma_g$	Coefficiente de ponderação para ações permanentes.
$\gamma_q$	Coefficiente de ponderação para ações variáveis.
$\varphi$	Fluxo de calor por unidade de área.
$\varphi_c$	Componente do fluxo de calor devido à convecção.
$\varphi_r$	Componente do fluxo de calor devido à radiação.
$\lambda$	Parâmetro de esbeltez da alma.
$\lambda_0$	Índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente.
$\lambda_{0,\theta}$	Índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio.
$\lambda_a$	Condutividade térmica do aço.
$\lambda_m$	Condutividade térmica do material de proteção térmica.
$\lambda_p$	Parâmetro de esbeltez da alma correspondente à plastificação.

$\lambda_r$	Parâmetro de esbeltez da alma correspondente ao início de escoamento.
$\mu_0$	Grau de utilização no tempo $t = 0$ .
$\theta_0$	Temperatura do ambiente antes do início do incêndio (20°C).
$\theta_a$	Temperatura do aço.
$\theta_{a,cr}$	Temperatura crítica do aço, de acordo com o Eurocode 1, Parte 1.2, no tempo $t$ de incêndio.
$\theta_{a,t}$	Temperatura do aço no tempo $t$ .
$\theta_g$	Temperatura dos gases.
$\theta_{g,t}$	Temperatura dos gases no tempo $t$ .
$\rho$	Fator de redução associado à flambagem.
$\rho_a$	Massa específica do aço.
$\rho_{FLT}$	Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.
$\rho_m$	Massa específica do material de proteção térmica.
$\sigma_{dist}$	Tensão convencional de flambagem elástica por distorção.
$\xi$	Fluxo de calor por unidade de área para o aço protegido com material de proteção térmica.
$\psi_0, \psi_1$ e $\psi_2$	Fatores de combinação das ações.
$\Delta\theta_{a,t}$	Elevação da temperatura do aço sem material de proteção térmica.
$\Delta l/l$	Alongamento.
$\Delta t$	Intervalo de tempo em s (não pode ser maior que $25000(u_m/A)^{-1}$ , preferencialmente $\leq 30s$ ).
$\Omega$	Fator de segurança (método das Tensões Admissíveis do AISI).
$A$	Área.
$A_{ef}$	Área efetiva da seção de aço.
$A_g$	Área bruta da seção transversal de aço.
$A_n$	Área líquida da seção transversal de aço.
$C_b$	Fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme.
$C_{mx}$ e $C_{my}$	Coefficientes de equivalência de momento na flexão composta, em relação aos eixos $x$ e $y$ , respectivamente.

$C_t$	Coefficiente de redução da área líquida.
$E$	Módulo de elasticidade do aço.
$E_\theta$	Módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada.
$E_{fi,d}$	Solicitação de cálculo em situação de incêndio, de acordo com o Eurocode 1, Parte 1.2.
$F_{Gi,k}$	Valor característico das ações permanentes diretas.
$F_{Q,exc}$	Valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio.
$F_{Q,k}$	Valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação.
$F_{W,k}$	Valor característico das ações devidas ao vento.
$I_x, I_y$	Momento de inércia, com relação aos eixos x e y, respectivamente.
$M_{0,Rd}$	Momento fletor resistente de cálculo conforme início do escoamento da seção efetiva.
$M_{cr}$	Momento fletor de flambagem elástica em temperatura ambiente.
$M_{dist}$	Momento fletor por distorção.
$M_e$	Momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico.
$M_{fi,Rd}$	Momento resistente de cálculo, em situação de incêndio.
$M_{fi,Sd}$	Momento solicitante de cálculo, em situação de incêndio.
$M_{pl}$	Momento de plastificação da seção transversal em temperatura ambiente.
$M_r$	Momento fletor correspondente ao início de escoamento da seção transversal em temperatura ambiente.
$M_{Rd}$	Momento resistente de cálculo.
$M_{Sd}$	Momento solicitante de cálculo.
$M_{x,fi,Rd}$ e $M_{y,fi,Rd}$	Momentos resistentes de cálculo, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente.
$M_{x,fi,Sd}$ e $M_{y,fi,Sd}$	Momentos solicitantes de cálculo, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente.
$M_{xt,fi,Rd}$ e $M_{yt,fi,Rd}$	Momentos resistentes de cálculo, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados com base no escoamento da fibra tracionada da seção bruta.
$M_{xt,Rd}$ e $M_{yt,Rd}$	Momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e

	y, respectivamente, calculados com base no escoamento da fibra tracionada da seção bruta.
$N_{0,fi,Rd}$	Força normal resistente de cálculo de compressão, tomando-se $\chi_{fi} = 1,0$ .
$N_{0,Rd}$	Força normal de compressão resistente de cálculo, tomando-se $\rho = 1,0$ .
$N_{c,fi,Rd}$	Força normal resistente de cálculo à compressão, em situação de incêndio.
$N_{c,fi,Sd}$	Força normal solicitante de cálculo à compressão, em situação de incêndio.
$N_{c,Sd}$	Força normal de compressão solicitante de cálculo.
$N_e$	Força normal de flambagem elástica.
$N_{ex}$ e $N_{ey}$	São as forças normais de flambagem elástica, em relação aos eixos x e y, respectivamente.
$N_{fi,ex}$ e $N_{fi,ey}$	Forças normais de flambagem elástica, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente.
$N_{fi,Rd}$	Força normal resistente de cálculo, em situação de incêndio.
$N_{Rd}$	Força axial resistente de cálculo.
$N_{Sd}$	Força axial solicitante de cálculo.
$N_{t,fi,Sd}$	Força normal solicitante de cálculo à tração, em situação de incêndio.
$R$	Esforço solicitante (método das Tensões Admissíveis do AISI).
$R_{fi,d}$	Resistência de cálculo em situação de incêndio.
$R_{fi,d,t}$	Resistência de cálculo dos elementos de aço em situação de incêndio, de acordo com o Eurocode 1, Parte 1.2, no tempo t de incêndio.
$R_n$	Resistência nominal (método das Tensões Admissíveis e Estados Limites do AISI).
$R_n/\Omega$	Resistência admissível segurança (método das Tensões Admissíveis do AISI).
$R_u$	Solicitação de cálculo (método dos Estados Limites do AISI).
$S_{fi,d}$	Solicitação de cálculo em situação de incêndio.
$V_{fi,Rd}$	Força cortante resistente de cálculo, em situação de incêndio.



$V_{pl}$	Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento.
$W_c$	Módulo de resistência elástico da seção bruta, em relação à fibra comprimida.
$W_{c,ef}$	Módulo resistente elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida.
$W_{ef}$	Módulo resistente elástico da seção efetiva.
$W_x, W_y$	Momento elástico, com relação aos eixos x e y, respectivamente.
$W_{xt}$ e $W_{y,t}$	Módulos de resistência elásticos da seção bruta, em relação aos eixos x e y, respectivamente, referentes à fibra tracionada.
$c_a$	Calor específico do aço.
$c_m$	Calor específico do material de proteção térmica.
$d_f$	Dimensão do furo na direção perpendicular à solicitação.
$e$	Espessura.
$f_u$	Resistência à ruptura do aço.
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço.
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada.
$g$	Espaçamento dos furos na direção perpendicular à solicitação.
$h$	Altura da edificação; altura da alma.
$h_s$	Profundidade do sub-solo.
$k_1$	Fator de correção para a temperatura não-uniforme na seção transversal.
$k_2$	Fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra.
$k_{cn,\theta}$	Fator de redução da resistência característica à compressão do concreto, com densidade normal.
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço.
$k_{En,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto, com densidade normal.
$k_{p0,2,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço de perfis formados a frio, com relação à deformação de 0,2%.
$k_v$	Coefficiente de flambagem local por cisalhamento.

## *Lista de Símbolos*

---

$k_x L_x$ e $k_y L_y$	Comprimentos efetivos de flambagem com relação aos eixos x e y, respectivamente.
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço.
$n_f$	Quantidade de furos contidos na linha de ruptura analisada.
s	Espaçamento dos furos na direção da sollicitação.
t	Espessura; espessura da alma; espessura da parte conectada analisada.
$t_m$	Espessura do material de proteção térmica.
u	Perímetro.
$u/A = F$	Fator de massividade.

## *Sumário*

---

<b>RESUMO</b>	<b>4</b>
<b><i>ABSTRACT</i></b>	<b>5</b>
<b><i>LISTA DE ILUSTRAÇÕES</i></b>	<b>6</b>
<b><i>LISTA DE TABELAS</i></b>	<b>10</b>
<b><i>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS</i></b>	<b>12</b>
<b><i>LISTA DE SÍMBOLOS</i></b>	<b>13</b>
<b><i>1 INTRODUÇÃO</i></b>	<b>23</b>
<b><i>1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO</i></b>	<b>23</b>
<b><i>1.2 BREVE HISTÓRICO</i></b>	<b>25</b>
<b>1.2.1 PERFIS FORMADOS A FRIO</b>	<b>25</b>
<b>1.2.2 ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO</b>	<b>27</b>
<b>1.2.3 PERFIS FORMADOS A FRIO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO</b>	<b>31</b>
<b><i>2 PERFIS FORMADOS A FRIO</i></b>	<b>34</b>
<b><i>2.1 UMA BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO À NORMA BRASILEIRA NBR 14762:2001</i></b>	<b>35</b>
<b><i>2.2 UMA BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO À NORMA NORTE AMERICANA AISI (2002)</i></b>	<b>38</b>
<b><i>2.3 UMA BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO AO EUROCODE 3 PARTE 1.3 – GENERAL RULES (1996)</i></b>	<b>39</b>

<b>3 ESTRUTURAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO</b>	<b>42</b>
<b>3.1 A ELABORAÇÃO DE NORMAS BRASILEIRAS PARA EDIFICAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: NBR 14323:1999 E NBR 14432:2000</b>	<b>43</b>
<b>3.2 BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO À INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DO ESTADO DE SÃO PAULO Nº 8 (2001)</b>	<b>46</b>
<b>3.3 ASPECTOS DE INTERESSE COM RELAÇÃO À NORMA BRASILEIRA PARA ESTRUTURAS DE AÇO EM INCÊNDIO - NBR 14323:1999</b>	<b>47</b>
<b>3.3.1 REDUÇÕES NA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO E NO MÓDULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL DO AÇO</b>	<b>49</b>
<b>3.3.2 DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO</b>	<b>53</b>
<b>3.3.3 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 14323:1999</b>	<b>55</b>
<b>3.4 ASPECTOS REFERENTES ÀS ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO O EUROCODE 3 PARTE 1.2 (2001)</b>	<b>56</b>
<b>3.5 MATERIAIS DE REVESTIMENTO TÉRMICO CONTRA INCÊNDIO</b>	<b>59</b>
<b>3.5.1 CLASSIFICAÇÃO DOS REVESTIMENTOS TÉRMICOS</b>	<b>60</b>
<b>3.5.2 ESPESSURA DOS MATERIAIS</b>	<b>62</b>
<b>3.5.3 TIPOS DE MATERIAIS MAIS UTILIZADOS</b>	<b>64</b>
<b>3.5.3.1 ARGAMASSAS PROJETADAS</b>	<b>64</b>
<b>3.5.3.1.1 Argamassas cimentícias</b>	<b>65</b>
<b>3.5.3.1.2 Fibras projetadas</b>	<b>69</b>
<b>3.5.3.1.3 À base de vermiculita</b>	<b>70</b>
<b>3.5.3.2 PLACAS RÍGIDAS</b>	<b>73</b>
<b>3.5.3.2.1 Placas de gesso acartonado</b>	<b>74</b>
<b>3.5.3.2.2 Placas de lã de rocha</b>	<b>75</b>
<b>3.5.3.2.3 Painéis de silicato autoclavados</b>	<b>77</b>
<b>3.5.3.3 MANTAS</b>	<b>78</b>
<b>3.5.3.4 TINTAS INTUMESCENTES</b>	<b>81</b>
<b>4 PERFIS FORMADOS A FRIO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: PROPOSTAS DE ALGUNS AUTORES</b>	<b>84</b>
<b>4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS</b>	<b>84</b>
<b>4.1.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO</b>	<b>85</b>

4.1.2 PROPRIEDADES TÉRMICAS DO AÇO	90
4.1.3 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES	91
<b>4.2 PROPOSTAS PARA DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO</b>	<b>92</b>
4.2.1 PROCEDIMENTO PROPOSTO POR KAITILA	92
4.2.2 PROCEDIMENTO PROPOSTO POR FENG, WANG E DAVIES	97
4.2.3 PROCEDIMENTO PROPOSTO POR SOARES E RODRIGUES	101
<b>4.3 PROPOSTA PARA APLICAÇÃO DE REVESTIMENTO TÉRMICO EM ESTRUTURAS COMPOSTAS POR PERFIS FORMADOS A FRIO</b>	<b>102</b>
<b>4.4 CUSTOS APROXIMADOS DOS REVESTIMENTOS TÉRMICOS PARA ESTRUTURAS DE AÇO</b>	<b>108</b>
<b>5 PERFIS FORMADOS A FRIO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: PROPOSTAS DA AUTORA</b>	<b>111</b>
<b>5.1 PROPOSTA PARA DIMENSIONAMENTO</b>	<b>111</b>
5.1.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DO AÇO	111
5.1.1.1 RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO E MÓDULO DE ELASTICIDADE	111
5.1.1.2 MASSA ESPECÍFICA	114
5.1.1.3 PROPRIEDADES TÉRMICAS	115
5.1.2 AÇÕES E COMBINAÇÃO DE AÇÕES	115
5.1.3 ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO	115
5.1.4 DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO	115
5.1.4.1 BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA NORMAL DE TRAÇÃO	117
5.1.4.2 BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO	117
5.1.4.2.1 Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção	117
5.1.4.2.2 Flambagem por distorção da seção transversal	118
5.1.4.3 BARRAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES	118
5.1.4.3.1 Momento fletor	118
a) Início do escoamento da seção efetiva	119
b) Flambagem lateral com torção	119
c) Flambagem por distorção da seção transversal	119
5.1.4.3.2 Força cortante	120
5.1.4.3.3 Momento fletor e força cortante combinados	120
5.1.4.4 BARRAS SUBMETIDAS À FLEXÃO COMPOSTA	121

<b>5.1.4.4.1</b>	<b>Flexo-compressão</b>	<b>121</b>
<b>5.1.4.4.2</b>	<b>Flexo-tração</b>	<b>122</b>
<b>5.2</b>	<b><i>PROPOSTA PARA APLICAÇÃO DE REVESTIMENTO TÉRMICO EM ESTRUTURAS COMPOSTAS POR PERFIS FORMADOS A FRIO</i></b>	<b>123</b>
<b>6</b>	<b><i>CONCLUSÕES</i></b>	<b>131</b>
<b>6.1</b>	<b><i>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</i></b>	<b>135</b>
	<b><i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i></b>	<b>136</b>
	<b><i>ANEXOS</i></b>	<b>143</b>
	ANEXO A: Dimensionamento de perfis formados a frio segundo a NBR 14762:2001	<b>143</b>
	ANEXO B: Dimensionamento de estruturas de aço segundo a NBR 14323:1999	<b>152</b>

## ***Capítulo 01 – Introdução***

---

### ***1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO***

Sabe-se que o aço, quando exposto a altas temperaturas, apresenta redução na resistência ao escoamento e redução no módulo de elasticidade, podendo provocar o colapso estrutural.

Com a publicação das normas brasileiras NBR 14323:1999 - *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* e NBR 14432:2000 - *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações*, despertou-se ainda mais a preocupação em garantir, em caso de incêndio, a capacidade portante das estruturas, durante um intervalo de tempo previamente estabelecido, suficiente para viabilizar a saída das pessoas do interior da edificação, bem como garantir condições de acesso para as equipes de segurança.

A NBR 14323:1999 fixa condições para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio constituídas por perfis soldados, laminados e formados a frio, todos não híbridos, bem como ligações soldadas e parafusadas, por meio de métodos experimental, simplificado e avançado.

No entanto, essa última norma não permite a utilização do método simplificado de dimensionamento para estruturas compostas por perfis formados a frio. Nesse caso, a utilização de estruturas constituídas por perfis formados a frio pode ser viabilizada por meio de ensaios ou dimensionamento por métodos avançados, ou mesmo por meio da aplicação de materiais de revestimento térmico contra elevadas temperaturas.

Quanto aos revestimentos térmicos, o mais utilizado no Brasil, e mais econômico, é a argamassa projetada. A aplicação desse material dificulta, ou pode até

inviabilizar, a utilização de perfis formados a frio, já que tais perfis são constituídos por chapas finas (máximo 8mm de espessura), enquanto que o material de proteção projetado necessita espessuras variando de 5 a 20mm, resultando em um peso próprio final bastante elevado.

O presente trabalho é elaborado com vistas ao estudo de perfis formados a frio em situação de incêndio. Para tanto, toma-se como ponto de partida uma abordagem do comportamento desses perfis, inicialmente por meio da norma brasileira NBR 14762:2001 - *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*, a qual trata do dimensionamento, em temperatura ambiente, de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio com espessura máxima de chapa igual a 8mm.

Em seguida, passam a ser também abordados aspectos referentes ao comportamento do aço estrutural em situação de incêndio, a partir das prescrições da NBR 14323:1999. Com base nos aspectos abordados em ambas as normas, NBR 14323:1999 e NBR 14762:2001, pretende-se dar início a uma abordagem inicial com relação aos perfis formados a frio em temperaturas elevadas, ou seja, em situação de incêndio.

Em outras palavras, dentro do contexto do presente trabalho, pretende-se elaborar um breve histórico sobre estruturas de aço em situação de incêndio, sobre perfis formados a frio em temperatura ambiente e, conseqüentemente, sobre perfis formados a frio em situação de incêndio.

Ainda, com base em pesquisas bibliográficas realizadas, pretende-se obter informações com relação aos tipos de materiais para revestimento térmico (argamassa projetada, por exemplo) e suas aplicações, a possibilidade de se usar ou não revestimento térmico em perfis formados a frio, bem como discutir uma possível maneira de dimensionamento ou proteção desses perfis em situação de incêndio.

Adicionalmente, tem-se como objetivo reunir informações diversas sobre o tema em questão com base em textos (inclusive os textos normativos) e resultados experimentais relacionados ao incêndio e a perfis formados a frio em temperatura elevada. Os assuntos tratados nesse trabalho estão separados em capítulos.

O **Capítulo 1** traz um breve histórico da utilização dos perfis formados a frio, das estruturas de aço em situação de incêndio, bem como dos perfis formados a frio em situação de incêndio, no contexto mundial e brasileiro, com a apresentação das principais normas técnicas que tratam de cada um desses assuntos.



No **Capítulo 2** apresenta-se uma breve abordagem com relação às principais normas utilizadas no Brasil, referentes a perfis formados a frio: A NBR 14762:2001, o AISI (2001) e o Eurocode 3 Parte 1.3 (1996).

No **Capítulo 3** são apresentados os principais aspectos das normas brasileiras relacionadas à estrutura metálica em situação de incêndio: a NBR 14323:1999 e a NBR 14432:2000, bem como da Instrução Técnica nº 8 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo e do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Ainda nesse capítulo, são apresentados vários tipos de materiais de revestimento térmico, para proteção de estruturas de aço, com suas propriedades e utilizações.

O **Capítulo 4** aborda o dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio, com base em conclusões de alguns autores que estão estudando esse assunto. Apresenta também estudos de alguns autores com respeito à proteção térmica de perfis formados a frio.

No **Capítulo 5** a autora apresenta uma proposta para o dimensionamento de perfis formados a frio em temperaturas elevadas, bem como apresenta uma sugestão de método para proteção térmica desses perfis.

Finalmente, no **Capítulo 6** são apresentadas as principais conclusões obtidas nesse trabalho, com relação ao dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio, com base nos autores consultados e na proposta da autora, bem como com relação à colocação de revestimento térmico em estruturas compostas por perfis formados a frio. Além disso, a autora faz sugestões para futuras pesquisas em níveis de Mestrado e Doutorado.

## ***1.2 BREVE HISTÓRICO***

### **1.2.1 PERFIS FORMADOS A FRIO**

Segundo Malite (2002), o uso de perfis formados a frio nas construções iniciou-se por volta de 1850 (talvez não como elemento estrutural), porém, apenas a partir de 1939 foram iniciadas pesquisas sobre estes perfis pelo *AISI - American iron and steel institute*.

Em 1946, o AISI elaborou a primeira especificação para perfis formados a frio. A partir dessa publicação notou-se um crescimento da utilização dos perfis formados a

frio em vários setores da construção civil que utilizam a estrutura metálica. Segundo Malite (2002), em 1991 foi publicada a primeira edição dessa mesma especificação elaborada com o método dos Estados Limites e, em 2002, foi publicada a última edição, intitulada *North american specification for the design of cold-formed steel structural members*. É importante ressaltar que a NBR 14762:2001 tem como base prescrições da 2ª edição pelo Método dos Estados Limites, de 1996, do AISI, bem como recomendações do Eurocode e da norma Australiana.

No Brasil, no final da década de 60, foram adquiridos alguns equipamentos para a confecção de perfis formados a frio, como dobradeiras e mesas de rolete, bem como publicada a norma NB 143:1967, intitulada *Cálculo de estruturas de aço constituídas por perfis leves*, com base na edição de 1962 do AISI, pelo método das Tensões Admissíveis.

A NB 143:1967 foi pouco divulgada no meio técnico, tornando-se desconhecida e, conseqüentemente, obsoleta. Em seguida, foi publicada a NBR 6355:1980, intitulada *Perfis estruturais de aço formados a frio*, revisada em 2003, e destinada à padronização de perfis formados a frio, nomenclatura, simbologia, dimensões e tolerâncias, porém também pouco divulgada e não utilizada.

Mais adiante foi publicada a NBR 8800:1986, intitulada *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*, para dimensionamento de estruturas compostas apenas por perfis soldados e laminados e, portanto, inadequada para o dimensionamento de perfis formados a frio. Paralelamente à publicação dessas normas intensificou-se no Brasil a fabricação do aço plano e, conseqüentemente, a carência pelos produtos em aço não-plano (perfis laminados).

Segundo Lima (2001), o crescimento do aço plano foi de aproximadamente 12%a.a. O aço plano permite a utilização de perfis soldados em substituição aos perfis laminados de médias e grandes dimensões, e de perfis formados a frio em substituição aos laminados de pequenas dimensões.

Em função dos aspectos citados, em agosto de 1997 foi constituído um grupo de trabalho para a elaboração de uma norma brasileira para projeto de estruturas constituídas por perfis formados a frio, adequada ao uso com outras normas brasileiras, tais como NBR 8800:1986 e NBR 14323:1999. O texto-base da nova norma foi elaborado por vários docentes e profissionais dos meios técnico e científico, todos relacionados ao tema, e encaminhado à ABNT, que aprovou e publicou a NBR

14762:2001 – *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.*

## 1.2.2 ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nos países europeus e nos Estados Unidos a preocupação com a segurança em situação de incêndio existe há algum tempo.

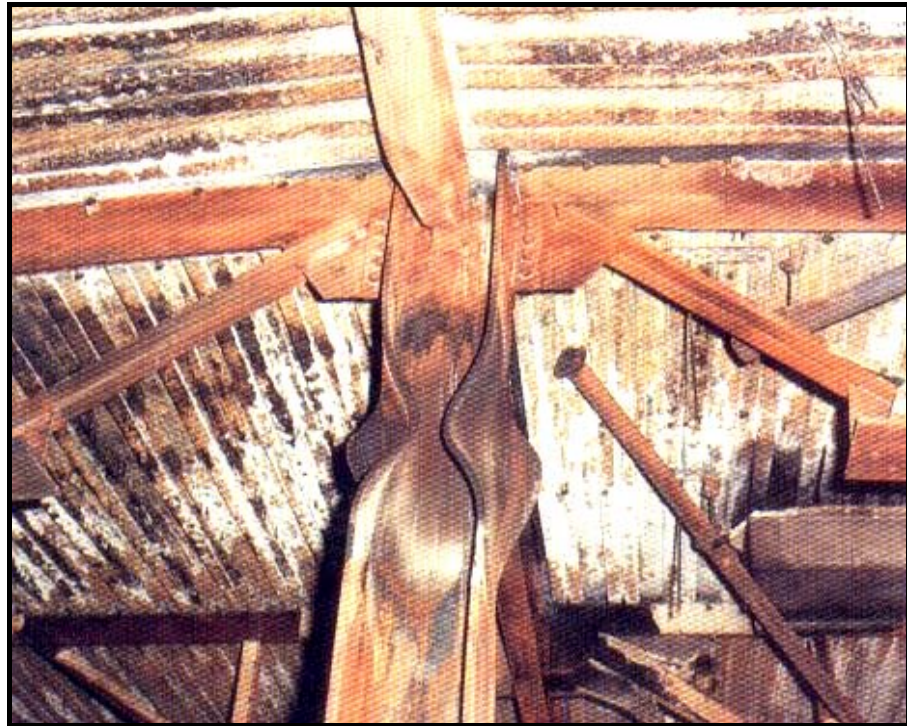
Algumas normas, nacionais e internacionais, e instruções técnicas, tais como ASTM E-119 (2000), NBR 11711 – *Portas e vedadores corta-fogo com núcleo de madeira para isolamento de riscos em ambientes comerciais e industriais* e Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros de São Paulo IT-09 (2001), regulamentam assuntos como prevenção e extinção do incêndio, compartimentações verticais (parede, por exemplo) e horizontais (lajes, por exemplo), instalações adequadas, dimensionamento de estruturas em situação de incêndio e caracterização de materiais que trabalham como revestimento térmico de estruturas.

Historicamente, as primeiras exigências de proteção contra incêndio surgiram por volta de 1666, quando ocorreu um grande incêndio em Londres. Porém, esse tema começou a ser realmente estudado em meados do século 19 e início do século 20 com a observação de temperaturas diferentes para cada incêndio. Alguns estudos apresentados pela ISO 834 (1978), ASTM E-119 (2000) e BS 5950 Parte 8 (1990) deram origem às curvas de variação da temperatura em função do tempo, e foram publicados alguns relatórios de riscos de incêndio.

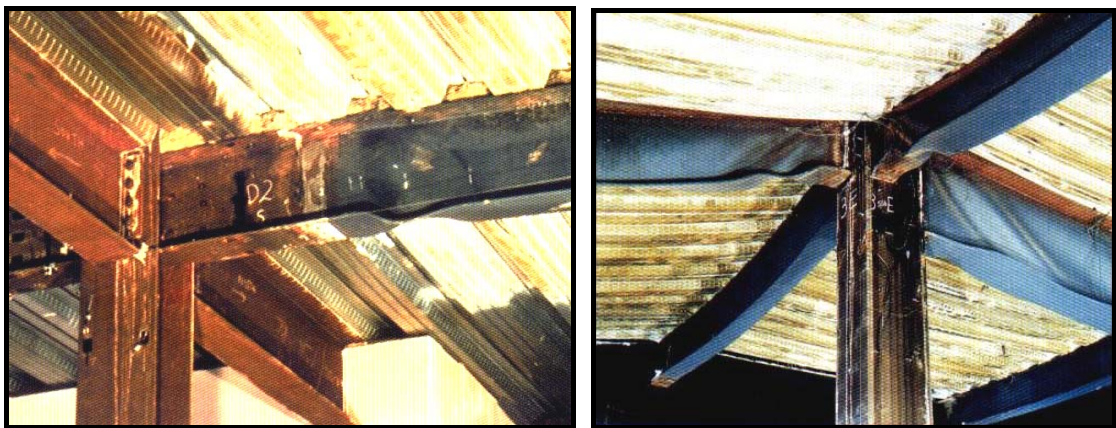
A partir de 1952 as regulamentações passaram a ter enfoque global nas estruturas, proporcionando maior liberdade para os projetos. A figura 1.1 ilustra a situação de um pilar e vigas metálicas após incêndio ocorrido em 1990, em Broadgate, Londres. Atualmente, alguns ensaios com ênfase nas estruturas de aço em incêndio estão sendo executados, conforme ilustra a figura 1.2.

No Brasil, como mencionado em Rodrigues (1999), até 1970 todos os regulamentos, como Código do Corpo de Bombeiros e Código de Obras Civis, foram adaptados de seguradoras americanas, dando origem às exigências para instalações de segurança não muito rigorosas. No ano de 1979, criou-se o Laboratório de Ensaio ao Fogo, no IPT, em razão dos incêndios ocorridos nos edifícios Andrauss (1972), da

Caixa Econômica no Rio (1974) e Joelma (1974), resultando em um total de 195 mortes.



**FIGURA 1.1:** Configuração deformada de pilar e vigas, após incêndio em Broadgate, 1990. Fonte: SCI-P288 (2000).



(a)

(b)

**FIGURA 1.2:** Ensaio no Building Research Establishment's Cardington Laboratory, Reino Unido, 1996. Fonte: SCI-P288 (2000).

Em 1980 foi publicada a norma brasileira NBR 5627:1980, intitulada *Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à*



*resistência ao fogo*, a qual foi cancelada no início de 2001, devido aos valores exigidos para cobrimentos e dimensões mínimas não serem utilizados na prática das estruturas de concreto, pois tais valores dificultavam economicamente a execução das obras em concreto. A última referência foi revisada e encontra-se disponível para consulta pública.

No ano de 1993, foi criado o decreto 38069 no estado de São Paulo, que estabelecia especificações para proteção contra incêndio. Também no estado de São Paulo, em 1994, o Corpo de Bombeiros publicou a Instrução Técnica IT-CB-0233/94, que determinava o tempo de resistência ao fogo para vários tipos de estruturas.

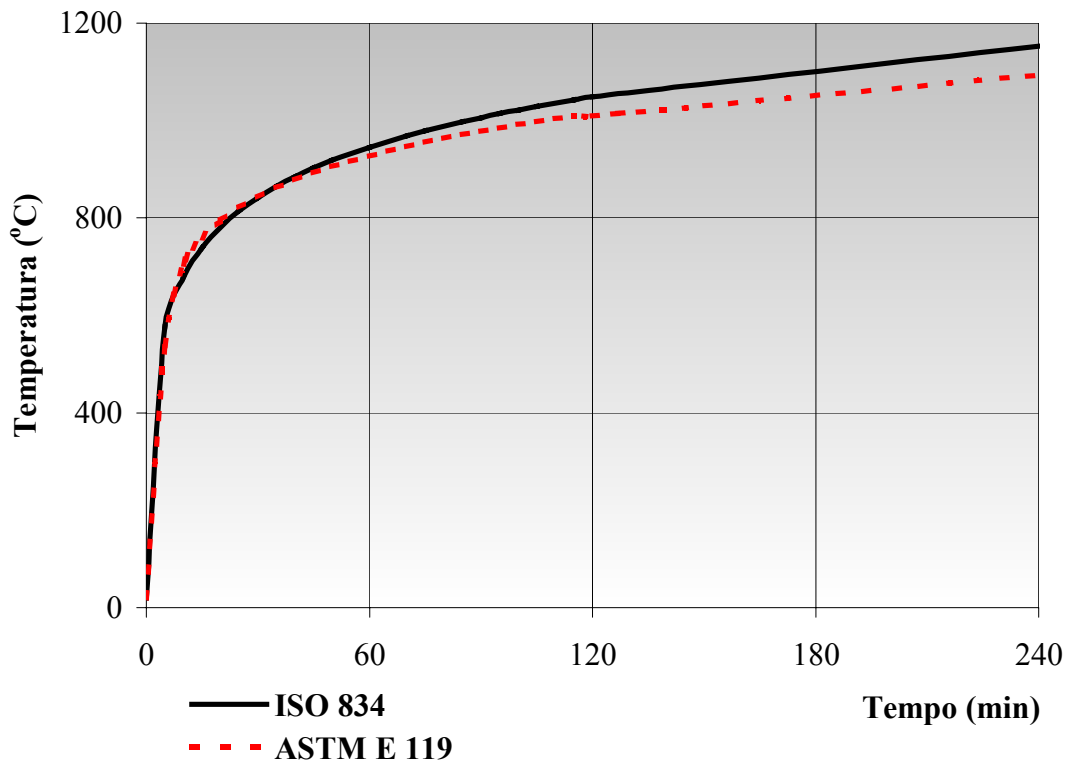
Em razão dos aspectos anteriormente citados, representantes dos meios universitário e técnico, preocupados com a segurança em situação incêndio e com as rigorosas exigências da Instrução Técnica IT-CB 0233/94, formaram um grupo de trabalho com o objetivo de elaborar textos-base normativos sobre esse assunto. A elaboração dos textos-base contou também com a participação do Corpo de Bombeiros/SP, dos fabricantes de estruturas metálicas e de materiais para revestimento térmico, das siderúrgicas, entre outros.

Como resultado, foi aprovada e publicada em 1999, a norma brasileira NBR 14323:1999, intitulada *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio*, a qual fornece diretrizes para a determinação da ação térmica nos elementos construtivos das edificações, bem como o dimensionamento dos diversos elementos que constituem a edificação, cujas prescrições serão devidamente abordadas no **Capítulo 3** do presente trabalho. Vale mencionar que a mesma norma já está sendo revisada e seu texto-base para consulta pública foi divulgado em agosto de 2003, com o título *Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio*.

Vale ressaltar que com a publicação da NBR 14323:1999 ocorreu a revisão da Instrução Técnica de 1994, a qual foi alterada para IT-CB 0133/99 (1999), cujo texto resultou menos rigoroso quando comparado com a versão de 1994. Essa instrução sofreu nova revisão, e ao final do ano de 2001 foi publicada a Instrução Técnica nº 08/01. Atualmente a IT 08 encontra-se em processo de revisão.

A norma NBR 14323:1999, prescreve equações para o dimensionamento com base em um método simplificado, bem como uma curva que descreve a variação da temperatura dos gases ao longo do tempo, denominada *Incêndio-Padrão*, expressa por meio de uma equação logarítmica, que será devidamente descrita no **Capítulo 3**. A

figura 1.3 ilustra as curvas de *Incêndio-Padrão* padronizadas pela ISO 834 (1978), e adotada pela NBR 14323:1999 e, em caráter complementar a curva padronizada pela ASTM E-119 (2000).



**FIGURA 1.3:** Curva padronizada do “*Incêndio-Padrão*” pela ISO 834 (1978) e pela ASTM E-119 (2000).

Com a publicação da NBR 14323:1999, percebeu-se a necessidade de um documento normativo que permitisse estabelecer um intervalo de tempo em que um sistema estrutural, mesmo em situação de incêndio, garantisse capacidade portante com vistas, principalmente, a preservação de vidas humanas.

Nesse sentido, foi publicada em 2000 a norma brasileira NBR 14432:2000, intitulada *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações*, a qual define a necessidade da verificação ou não em situação de incêndio para uma dada edificação, bem como estabelece o tempo mínimo de resistência ao fogo de elementos construtivos sujeitos ao incêndio-padrão.

Esse intervalo de tempo é denominado TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo) e é utilizado na equação que estabelece a elevação da temperatura dos gases em função do tempo, prescrito na NBR 14323:1999. Esse tempo é fictício, uma vez que esse é aplicado à curva de incêndio-padrão com vistas a recuperar a temperatura máxima atingida pelos gases e pelos elementos de aço em uma situação de incêndio real.

Vale ressaltar que o dimensionamento de estruturas de aço deve ser feito primeiro à temperatura ambiente pela NBR 8800:1986. Em seguida deve ser verificada pela NBR 14432:2000 a isenção ou não de verificação estrutural em situação de incêndio. Por exemplo, estruturas com área igual ou inferior a  $750\text{m}^2$ , independente do tipo de ocupação ou altura, está dispensada de verificação em situação de incêndio, a não ser por exigência do proprietário (garantia do bem patrimonial, por exemplo).

É importante mencionar que a verificação estrutural em situação de incêndio deve-se ao fato de as propriedades mecânicas do aço (e de outros materiais, como por exemplo, o concreto) resultarem reduzidas quando expostas a elevadas temperaturas.

### 1.2.3 PERFIS FORMADOS A FRIO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Pesquisas com relação aos perfis formados a frio em situação de incêndio são bastante recentes e, conseqüentemente, o material bibliográfico é bastante reduzido. Os primeiros artigos técnicos publicados foram no final dos anos 70, quando Klippstein (1978) apud Kaitila (2000) examinou as resistências de perfis formados a frio expostos ao fogo. Durante os anos 90 outros trabalhos foram desenvolvidos com esse tema, principalmente em países como Finlândia, Suécia, França, Reino Unido e Austrália.

Porém, a utilização de perfis formados a frio em diversos tipos de construções tem crescido significativamente nos últimos anos. Algumas destas estruturas exigem a verificação estrutural em situação de incêndio, uma vez que não resultam isentas segundo as prescrições da NBR 14432:2000 e IT n° 8 (2001).

A resposta dos elementos de aço formados a frio em situação de incêndio, assim como nos perfis laminados e soldados, está relacionada com a diminuição da resistência e do módulo de elasticidade, como conseqüência das elevadas temperaturas as quais esses elementos são submetidos. A elevação da temperatura do aço está diretamente

relacionada com o fator de massividade da seção transversal, o qual resulta da relação entre o perímetro da seção transversal exposto ao calor e a área total da mesma seção.

No caso dos perfis formados a frio, por possuírem espessura máxima igual a 8mm (segundo a NBR 14762:2001, pois, na prática, as espessuras podem ser maiores), eles apresentam fatores de massividade elevados quando comparados aos perfis soldados ou laminados, resultando em uma elevação mais rápida da temperatura do aço, a qual é diretamente proporcional a essa relação. Uma breve comparação entre os fatores de massividade de perfis formados a frio e laminados está ilustrada na tabela 1.1. Foram escolhidos perfis laminados e formados a frio com áreas ou momentos de inércia parecidos para exemplificar as diferenças entre os fatores de massividade.

**TABELA 1.1:** Fator de massividade de alguns perfis laminados e formados a frio, com todas as faces expostas ao fogo.

PERFIL	Espessura	Momento de Inércia	Perímetro	Área da seção transversal	Fator de Massividade
	e (mm)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	u (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	u/A (m <sup>-1</sup> )
Laminado U 4" x 8,04	5	162	36,4	10,1	360
Formado a frio U 100 x 60 x 25 x 5	5	169	54,0	11,54	468
Formado a frio U 200 x 75 x 25 x 2,66	2,66	614	80,0	10,08	794
Laminado U 6" x 12,2	6,5	546	49,9	15,5	322
Formado a frio U 200 x 50 x 3,8	3,8	564	60,0	10,83	554
Formado a frio U 200 x 75 x 25 x 4,18	4,18	909	80,0	15,35	521
Laminado U 8" x 17,1	7	1356	63,6	21,8	292
Formado a frio U 250 x 85 x 25 x 3,42	3,42	1407	94,0	15,16	620
Formado a frio U 250 x 85 x 25 x 4,76	4,76	1872	94,0	20,59	457

Para os três exemplos da tabela 1.1 comparou-se o perfil laminado com um perfil formado a frio com momento de inércia semelhante (em vermelho) e com um perfil formado a frio com área semelhante (em azul). A partir dessas comparações pode-se observar que o fator de massividade dos perfis formados a frio resultam maiores que dos perfis laminados.



Intuitivamente, o caminho natural que deve ser tomado como solução para garantir a segurança em estruturas constituídas por perfis formados a frio em situação de incêndio consiste, em primeira instância, pelo dimensionamento em temperaturas elevadas ou pela aplicação de revestimento térmico, no caso de as solicitações de cálculo resultarem superiores às resistências de cálculo.

Com relação ao dimensionamento, vale novamente lembrar que a NBR 14762:2001 não prevê o dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio, ou seja, apenas em temperatura ambiente. A NBR 14323:1999, por sua vez, não prevê no método simplificado o dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio, apenas de perfis laminados e soldados, ambos não-híbridos.

Com relação à aplicação de material de revestimento térmico, a mais indicada para estruturas compostas por perfis formados a frio é a pintura intumescente, uma vez que pouco interfere no peso próprio final da estrutura. No entanto, é o tipo de revestimento térmico com custo mais elevado entre os materiais de proteção disponíveis no mercado brasileiro, onerando significativamente o custo da estrutura.

Portanto, é importante que sejam discutidas premissas para um procedimento, como proposta inicial, para dimensionamento dos perfis formados a frio em elevadas temperaturas. Isso será feito com base nas normas NBR 14762:2001 e NBR 14323:1999, bem como com base em bibliografias relacionadas ao tema em questão.

Quanto à utilização de revestimento térmico, faz-se necessário sugerir propostas para proteção com outros materiais diferentes da tinta intumescente e dos materiais projetados. Para isso serão consultados bibliografias e catálogos de produtos e sistemas de revestimento térmico, nacionais e internacionais, assim como fornecedores de materiais de revestimento térmico.

## **Capítulo 02 – Perfis formados a frio**

---

A utilização de perfis formados a frio na execução de edifícios e galpões de uso geral está cada vez mais difundida no Brasil. Tal fato tem sido verificado devido, talvez, ao menor custo final desse tipo de estrutura, gerado pelo menor peso das estruturas, ou pelo custo reduzido desses perfis quanto à fabricação e montagem, quando comparados a perfis laminados.

Ressalta-se ainda a flexibilidade nos caminhos a serem adotados em projeto, devido a grande variedade de seções transversais desses perfis que podem ser conformadas ou combinadas. Por outro lado, faz-se necessário maior cuidado nos projetos, pois os perfis formados a frio, na maioria das vezes, apresentam instabilidades global, local, lateral com torção e por distorção da seção transversal.

Como consequência dessa maior utilização, e pela obsolescência da norma brasileira que estava em vigor, a NB-143:1967, a qual obrigava projetistas e fabricantes a utilizarem normas estrangeiras, gerando incompatibilidades com outras normas brasileiras, um grupo de estudos decidiu criar uma nova norma relacionada ao dimensionamento de perfis formados a frio.

Este grupo, composto por engenheiros de universidades brasileiras, estaduais e federais, elaborou a NBR 14762:2001, intitulada ***Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento***, publicada no final de 2001. A partir de então, passou-se a ter um documento normativo atualizado, cujas prescrições estão em concordância com outras normas brasileiras e diretamente relacionadas a essa.

## **2.1 UMA BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO À NORMA BRASILEIRA NBR 14762:2001**

No Brasil, para o dimensionamento em temperatura ambiente, estão atualmente em vigor três normas que tratam do dimensionamento de estruturas de aço: a NBR 8800:1986, intitulada *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*, a NBR 14762:2001, intitulada *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento* e a NBR 14323:1999 *Dimensionamento de estruturas de aço de edifício em situação de incêndio*, que aborda também o dimensionamento, em temperatura ambiente, de estruturas mistas aço-concreto. Deve-se ressaltar que a primeira passa atualmente por um processo de revisão, cujo texto-base já se encontra em fase de discussão pela CE.

A NBR 8800:1986 substituiu a NB-14 de 1958 que tratava do projeto e execução de estruturas de edifícios constituídas por perfis de aço laminados e soldados. Ela foi elaborada com base no Método dos Estados Limites da versão de 1986 do AISC e apresenta as condições para projeto, execução e inspeção de estruturas de aço para uso em edifícios, compostas por perfis laminados e soldados não-híbridos, ligados por soldas ou parafusos.

Portanto, a NBR 8800:1986 não trata de perfis formados a frio e, tão pouco de estruturas metálicas em situação de incêndio. Como já mencionado, a NBR 8800:1986 está sendo revisada por um grupo de especialistas das áreas de estruturas de aço e estruturas mistas aço-concreto, cujo texto-base foi publicado, em agosto de 2003, para consulta pública e intitulado *Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios*.

Segundo Malite (2002), o grupo de trabalho que desenvolveu a NBR 14762:2001 elaborou um texto conciso, contendo apenas informações consultadas com frequência pelos engenheiros. Dessa forma, a norma é entendida como um documento complementar a NBR 8800:1986, porém com os requisitos necessários para dimensionamento de perfis formados a frio.

Com a premissa de que a NBR 14762:2001 deveria seguir o modelo da NBR 8800:1986, ela foi elaborada com referência na especificação do AISI em Estados Limites, pois além dessa especificação ser muito utilizada no Brasil, ela possui a mesma “linguagem” do AISC, que serviu de base para a elaboração da NBR 8800:1986.

A NBR 14762:2001 tem como base o Método dos Estados Limites e estabelece princípios para o dimensionamento de perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço com espessura máxima de 8mm, ligados por soldas ou parafusos, para utilização em edifícios. Apresenta as combinações de ações adequadas aos perfis formados a frio e requisitos para o dimensionamento de ligações. Assim como a NBR 8800:1986, não apresenta referências para o dimensionamento de perfis em temperaturas elevadas.

Segundo o Método dos Estados Limites, as ações devem ser classificadas como permanentes, variáveis ou excepcionais, conforme a NBR 8681:1984, intitulada *Ações e segurança nas estruturas*. Vale destacar que essa mesma norma passou recentemente por um processo de revisão, cujo texto final já foi publicado em março de 2003 e intitulado *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Portanto, fica claro que, assim como a NBR 8800:1986, todas as demais normas de dimensionamento de estruturas de aço passarão por processo de revisão, procurando direcionar suas prescrições em concordância com a NBR 8681:2003.

A partir dessa classificação compõem-se as combinações de ações para os Estados Limites Últimos, denominadas de normais, especiais ou de construção, e excepcionais. Todas essas combinações possuem coeficientes de ponderação das ações ( $\gamma_g$  e  $\gamma_q$ ) e fatores de combinação ( $\psi_o$ ). Esses coeficientes e fatores estão apresentados nas tabelas 2.1 e 2.2. Vale lembrar que a NBR 8681:2003 já traz correções desses coeficientes de ponderação das ações.

A NBR 14762:2001 apresenta vários requisitos para o dimensionamento de barras tais como relação largura-espessura, efeito “shear lag”, entre outros que devem ser verificados antes de se iniciar o dimensionamento, propriamente dito. Após esses requisitos iniciais são apresentados os dimensionamentos para *barras submetidas à tração, barras submetidas à compressão centrada, barras submetidas à flexão simples e barras submetidas à flexão composta*.

Vale ressaltar que para o limite de esbeltez de barras tracionadas recomenda-se não exceder 300, enquanto que para barras comprimidas é obrigatório não exceder 200.

Os fatores de redução ( $\rho$ ) para determinação da resistência de cálculo à compressão de perfis formados a frio estão apresentados na tabela 8 da NBR 14762:2001, com base nas curvas de resistência à compressão a, b e c, da NBR 14762:2001, ou calculados por equações em função de  $\alpha$  (fator empírico de imperfeição

inicial),  $\beta$  (valor empírico) e  $\lambda_0$  (Índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas), e apresentam valores diferentes das curvas apresentadas na NBR 8800:1986.

**TABELA 2.1:** Coeficientes de ponderação das ações.

Combinções	Ações permanentes			Ações variáveis	
	Grande variabilidade	Pequena variabilidade	Recalques diferenciais	Variação de temperatura	Ações variáveis em geral, incluindo as decorrentes do uso
	$\gamma_g^1$	$\gamma_g^{1,2}$	$\gamma_q$	$\gamma_q^3$	$\gamma_q^4$
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2	1,2	1,4
Especiais ou de construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2	1,0	1,2
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0	0	1,0

<sup>1</sup> Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança. Ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações

<sup>2</sup> Todas as ações permanentes podem ser consideradas de pequena variabilidade quando o peso próprio da estrutura superar 75% da totalidade das ações permanentes. Também podem ser consideradas ações permanentes de pequena variabilidade os pesos próprios de componentes metálicos e pré-fabricados em geral, com controle rigoroso de peso. Excluem-se os revestimentos feitos *in loco* desses componentes.

<sup>3</sup> A variação de temperatura citada não inclui a gerada por equipamentos, a qual deve ser considerada como ação decorrente do uso da edificação.

<sup>4</sup> Ações decorrentes do uso da edificação incluem: sobrecargas em pisos e em coberturas, ações provenientes de monovias, pontes rolantes ou outros equipamentos, etc.

Fonte: NBR 14762:2001.

O método de dimensionamento completo de elementos compostos por perfis formados a frio deve ser seguido conforme as prescrições da NBR 14762:2001. Porém, para a proposta de dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio que será apresentada no Capítulo 5, as equações de interesse para essa proposta, que são utilizadas na NBR 14762:2001, estão apresentadas no Anexo A do presente trabalho.

**TABELA 2.2:** Fatores de combinação e fatores de utilização.

Ações	$\psi_0^1$	$\psi_1$	$\psi_2$
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local.	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral;	0,4	0,2	0
- Pressão dinâmica do vento nas estruturas em que a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (exemplo: edifícios de habitação);	0,6	0,2	0
Cargas acidentais (sobrecargas) nos edifícios:			
- Sem predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas;	0,4	0,3	0,2
- Com predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens;	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos:			
- Equipamentos de elevação e transporte;	0,6	0,4	0,2
- Passarelas de pedestres.	0,4	0,3	0,2

<sup>1</sup> Os coeficientes  $\psi_0$  devem ser admitidos como 1,0 para ações variáveis de mesma natureza da ação variável principal  $F_{Q1}$ .

Fonte: NBR 14762:2001.

## ***2.2 UMA BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO À NORMA NORTE AMERICANA AISI (2002)***

O AISI versão 2002, intitulado *North american specification for the design of cold-formed steel structural members* se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais em perfis formados a frio e suas ligações, com espessura máxima da chapa de 25,4mm (1") e para uso em edifícios. Está disponível pelos Métodos dos Estados Limites e das Tensões Admissíveis e é válida para os Estados Unidos, Canadá e México.

Pelo método das Tensões Admissíveis o dimensionamento deve satisfazer a ineq. (2.1).

$$R \leq R_n / \Omega \quad (2.1)$$

Em que:

$R$ : esforço solicitante;

$R_n$ : resistência nominal;

$\Omega$ : fator de segurança, sempre maior que 1,0;

$R_n/\Omega$ : resistência admissível.

Pelo método dos Estados Limites outra inequação deve ser satisfeita para a verificação do dimensionamento.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.2)$$

Em que:

$R_u$ : solicitação de cálculo;

$R_n$ : resistência nominal;

$\phi$ : coeficiente de segurança, sempre menor que 1,0;

$\phi R_n$ : resistência de cálculo.

Os fatores de segurança  $\Omega$  e  $\phi$  são apresentados no AISI (2002), ao longo dos Capítulos B a G, para cada tipo de solicitação, tais como tração, compressão, flexão, flexo-compressão, ligações, entre outras.

Todos os detalhes e equacionamentos para dimensionamento devem ser consultados no próprio AISI (2002).

### **2.3 UMA BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO AO EUROCODE 3 PARTE 1.3 – GENERAL RULES (1996)**

A Parte 1.3 do Eurocode 3 (1996), intitulada *General rules. Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting* apresenta as premissas e os detalhes para o projeto e dimensionamento de elementos e ligações das estruturas compostas por perfis formados a frio constituídos por chapas laminadas a quente ou a frio, com espessura entre 1,0mm e 8,0mm, de lajes mistas durante a fase de construção e de telhas com espessura entre 0,5mm e 4,0mm. O dimensionamento tem como base o

Método dos Estados Limites e abrange perfis simples e compostos, com seções abertas ou fechadas.

O Eurocode 3 Parte 1.3 (1996) considera o dimensionamento dos perfis por meio de duas verificações: resistência do material de aço e resistência à flambagem do perfil. Para a resistência da seção são apresentadas as verificações *à tração, à compressão, à flexão, à flexo-tração e à flexo-compressão, à torção, ao cisalhamento e à flexão com cisalhamento*. Para a resistência à flambagem as verificações que estão disponibilizadas são: *flambagem devido à compressão (flexão, torção ou flexo-torção), flambagem lateral com torção (para elementos sujeitos à momento fletor), flambagem distorcional e flambagem devido ao efeito combinado de compressão e momento fletor*.

Para exemplificar a verificação devido aos efeitos combinados de momento fletor e compressão estão apresentadas as eqs. (2.3) e (2.4).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} f_y A_{eff}} + \frac{\kappa_y (M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd})}{f_y W_{eff,y,com}} + \frac{\kappa_z (M_{y,sd} + \Delta M_{z,sd})}{f_y W_{eff,z,com}} \leq 1 \quad (2.3)$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{lat} f_y A_{eff}} + \frac{\kappa_{LT} (M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd})}{\chi_{LT} f_y W_{eff,y,com}} + \frac{\kappa_z (M_{y,sd} + \Delta M_{z,sd})}{f_y W_{eff,z,com}} \leq 1 \quad (2.4)$$

A eq. (2.3) verifica a flexão-composta e a eq. (2.4) verifica a flambagem lateral com torção gerada pelo efeito combinado da força axial de compressão com momento fletor. Para essas eqs. valem:

$N_{sd}$ : carga axial de cálculo;

$M$ : momento fletor de cálculo;

$\Delta M$ : momento fletor devido à mudança de centro geométrico da seção;

$f_y$ : tensão de escoamento do aço;

$A_{eff}$ : área efetiva da seção;

$W_{eff,com}$ : módulo elástico da seção considerando compressão na fibra mais externa;

$y$  e  $z$ : indicam o maior e menor eixo da seção;

$\chi_{min}$ : menor dos fatores de redução da flambagem por flexão em  $y$  ou  $z$ ;

$\chi_{lat}$ : fator de redução mínimo entre a flambagem por flexão em torno dos eixos  $y$  e  $z$  e a flambagem lateral com torção;



$\chi_{LT}$ : fator de redução associado à flambagem lateral com torção em torno do eixo  $y$ ;  
 $\kappa$ : são fatores de modificação que considera a distribuição não-uniforme do momento fletor.

Para a utilização das eqs. (2.3) e (2.4) é necessário calcular a seção efetiva para compressão e momento fletor em torno de  $y$  e  $z$ . O Eurocode 3 Parte 1.3 (1996) apresenta a seqüência detalhada de dimensionamento de perfis formados a frio em temperatura ambiente.

## **Capítulo 03 – Estruturas metálicas em situação de incêndio**

---

Esse tema tem sido objeto de interesse dos profissionais dos meios científico e técnico, diretamente ligados ao ramo da construção civil, tais como os engenheiros e os arquitetos, apesar de o aço ser pouco aplicado à construção civil no Brasil, quando comparado ao consumo em países desenvolvidos. A utilização do aço tem ocorrido em obras tais como edificações industriais, edifícios garagem, shopping centers, edificações comerciais de múltiplos andares, edificações residenciais de pequeno porte, etc.

Deve-se ressaltar que, em cada uma das edificações anteriormente citadas, a escolha do aço como material estrutural deve levar em conta não só os aspectos já bastante conhecidos e considerados nos projetos, como o custo da obra e problemas relativos à corrosão (sempre presente quando o material é metálico), mas também deve levar em consideração a possibilidade da ocorrência de incêndio, principalmente quando a taxa de ocupação de uma edificação é alta, em que estão envolvidas vidas humanas.

A verificação de estruturas metálicas em situação de incêndio está se tornando uma etapa de fundamental importância, e porque não dizer imprescindível, quando da elaboração e execução de projetos. Os procedimentos para se fazer essa verificação são apresentados em normas técnicas nacionais e internacionais.

Por meio dessas normas pode-se isentar ou não algumas estruturas de verificação estrutural em situação de incêndio. Quando a isenção não é possível, pode-se optar por métodos de dimensionamentos simplificados ou avançados, análise computacional ou, até mesmo, análises experimentais. Cabe ao projetista avaliar qual a melhor maneira para se executar a verificação em temperaturas elevadas.

A preocupação com a ocorrência de incêndio não está ligada ao interesse em preservar o patrimônio (em geral, resulta da opção do proprietário), mas sim em garantir que a estrutura permaneça com sua capacidade portante preservada, por um período de tempo considerado suficiente para garantir a total fuga dos ocupantes da edificação.

A preocupação principal é, sem sombra de dúvida, a de preservar a integridade física do ser humano. Fica claro que a questão do incêndio deve ser levada em conta, pois a perda da edificação como patrimônio estará garantida por meio de contratos de seguros.

### ***3.1 A ELABORAÇÃO DE NORMAS BRASILEIRAS PARA EDIFICAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: NBR 14323:1999 E NBR 14432:2000***

O incêndio, até pouco tempo, parecia ser um aspecto sem solução devido à inexistência de uma norma brasileira que orientasse os projetistas na minimização desse problema. Em geral, as soluções adotadas pelos projetistas, na maioria das vezes sem embasamento científico, conduziam a estruturas anti-econômicas, gerando desinteresse por completo dos projetistas e proprietários em adotar solução para minimizar os problemas causados pelo incêndio, ou mesmo, pela utilização do aço como material estrutural.

Mesmo não dimensionando uma estrutura que resista ao fogo, toda edificação deverá prever projetos de instalações elétricas respeitando as normas técnicas, uso de materiais de revestimento térmico que minimizem a propagação das chamas, extintores devidamente posicionados e de fácil acesso, compartimentações que evitem a propagação do fogo (horizontais como lajes, ou verticais como paredes, portas corta-fogo, etc), sistemas de chuveiros e de exaustão da fumaça, rotas de saída dimensionadas e sinalizadas.

Nesse sentido, em 1996, a *Associação Brasileira de Normas Técnicas* instalou uma comissão para se estudar o assunto em questão, constituída por membros pertencentes às Universidades de São Paulo, de Minas Gerais e por profissionais do meio técnico. O grupo em questão elaborou um texto-base para dimensionamento de

estruturas de aço em situação de incêndio, com base em bibliografias modernas sobre o tema.

O texto-base, apresentado à CE, foi devidamente desenvolvido em total compatibilidade com as normas brasileiras já em vigor, e contou com a participação de representantes do Corpo de Bombeiros de São Paulo, de fabricantes de materiais de proteção térmica, do IPT, de escritórios de projeto e outros interessados. O texto foi aprovado e, em 1999, foi publicada a norma brasileira NBR 14323, intitulada ***Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio***.

Com vistas a fornecer informações necessárias e em caráter complementar a NBR 14323:1999, a qual estabelece a elevação da temperatura dos gases em função do tempo, apresentou-se à comunidade científica e técnica a NBR 14432, publicada em 2000 e intitulada ***Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações***.

Essa última norma estabelece o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão, denominado TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo), considerado na elevação da temperatura dos gases pela eq. (3.6), bem como a necessidade da verificação ou não em situação de incêndio.

Para edificações de pequeno porte ou de fácil desocupação (depósitos, por exemplo) pode-se dispensar a verificação da segurança estrutural, exceto quando solicitada pelo proprietário. Já para edificações cuja desocupação seja difícil (edifícios de andares múltiplos, por exemplo) a segurança estrutural com relação à situação de incêndio deverá ser considerada.

As tabelas 3.1 e 3.2, extraídas resumidamente de Silva (2000), contém informações referentes às edificações, segundo a NBR 14432:2000, isentas e não-isentas de verificação em situação de incêndio, respectivamente, em que para as não-isentas são apresentados os já mencionados Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo, ou seja, TRRF's.

O TRRF é determinado em função de aspectos como o tipo de ocupação, área e altura da edificação, podendo variar de 30 a 120 minutos, conforme ilustra a tabela 3.2. O parâmetro TRRF deve garantir a saída dos ocupantes da edificação, a segurança das operações de combate a incêndio e a minimização de danos às edificações adjacentes.

No dimensionamento de estruturas de aço faz-se necessário verificar a estrutura primeiro à temperatura ambiente, segundo a NBR 8800:1986 ou NBR 14762:2001, para

posterior verificação em situação de incêndio, em que deve ser considerada a isenção ou não da estrutura de verificação estrutural.

**TABELA 3.1:** Edificações isentas de verificação estrutural.

Área (m <sup>2</sup> )	Ocupação	Carga de incêndio específica (MJ/m <sup>2</sup> )	Altura (m)
≤ 750	Qualquer	Qualquer	Qualquer
≤ 1500	Qualquer	≤ 1000	≤ 2 pavimentos
Qualquer	Centros esportivos, terminais de passageiros (1)	Qualquer	≤ 23
Qualquer	Garagens abertas (2)	Qualquer	≤ 30
Qualquer	Depósitos (3)	Baixa	≤ 30
Qualquer	Qualquer	≤ 500	Térrea
Qualquer	Industrial (4)	≤ 1200	Térrea
Qualquer	Depósitos (4)	≤ 2000	Térrea
Qualquer	Qualquer (5)	Qualquer	Térrea
≤ 5000	Qualquer (6)	Qualquer	Térrea

Observações:

- (1) Centros esportivos, estações e terminais de passageiros e construções provisórias, para  $23\text{m} < h < 30\text{m}$  e  $h > 30\text{m}$  o TRRF deverá ser 30 e 60 minutos, respectivamente, e para subsolo com  $h < 10\text{m}$  e  $h > 10\text{m}$  o TRRF deverá ser de 60 e 90 minutos, respectivamente;
- (2) Garagens abertas lateralmente, com estrutura de concreto armado ou protendido ou em aço, atendendo as condições construtivas da NBR 14432:2000;
- (3) Depósitos sem risco de incêndio expressivo (armazena materiais incombustíveis);
- (4) Observados os critérios de compartimentação constantes das normas em vigor ou, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos;
- (5) Utilizando chuveiros automáticos, conforme outras normas brasileiras;
- (6) Com pelo menos duas fachadas de aproximação perfazendo, no mínimo, 50% do perímetro.

Outras isenções ou reduções no TRRF são apresentadas na NBR 14432:2000.

Vale mencionar que o aço, assim como outros materiais, têm suas características físicas e químicas alteradas quando expostos ao fogo. Conseqüentemente, são observadas significativas reduções nos valores de resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e do módulo de elasticidade (E) do aço, as quais constituem aspectos que devem ser levados em conta no dimensionamento, conforme será devidamente comentado no item 3.3.

**TABELA 3.2:** Valores de TRRF para edificações não-isentas de verificação estrutural.

Ocupação Uso	Profundidade do subsolo (m)			Altura da edificação (m)			
	$h_s > 10$	$h_s \leq 10$	$h \leq 6$	$6 < h \leq 12$	$12 < h \leq 23$	$23 < h \leq 30$	$h > 30$
Residencial	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Serviços de Hospedagem	90	60	30	60 (30)	60	90	120
Comercial Varejista	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços Profissionais, Pessoais e Técnicos	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Educacional e Cultura Física	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Locais de Reunião de Público	90	60	60 (30)	30	60	90	120
Serviços Automotivos	90	60 (30)	30	60	60	90	120
Estacionamentos abertos lateralmente	90	60 (30)	30	60 (30)	30	30	60
Serviços de Saúde e Institucionais	90	60	30	30	60	90	120
Industrial (I1)	90	60 (30)	30	60	60	90	120
Industrial (I2)	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Depósitos (J1)	90	60 (30)	30	30	30	30	60
Depósitos (J2)	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

\* Os termos entre parênteses podem ser usados em subsolos nos quais a área individual dos pavimentos seja menor ou igual a 500m<sup>2</sup> e em edificações nas quais os pavimentos acima do solo tenham área individual menor ou igual a 750m<sup>2</sup>.

### **3.2 BREVE ABORDAGEM COM RELAÇÃO À INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DO ESTADO DE SÃO PAULO Nº 8 (2001)**

Com a publicação da NBR 14432:2000 fez-se uma revisão da *Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo*, de 1994, a qual foi alterada para *IT CB 0133/99* (1999), cujo texto não apresentava tanto rigor como na versão de 1994.

Essa instrução sofreu nova revisão, e ao final do ano de 2001 foi publicada a Instrução Técnica nº 08/01 (2001), menos rigorosa que a versão de 1999, permitindo novas isenções para as edificações, tais como as garagens abertas lateralmente, que não tinham isenção na Instrução Técnica de 1999 e passaram a ser isentas aquelas com altura até 30m, como na NBR 14432:2000.

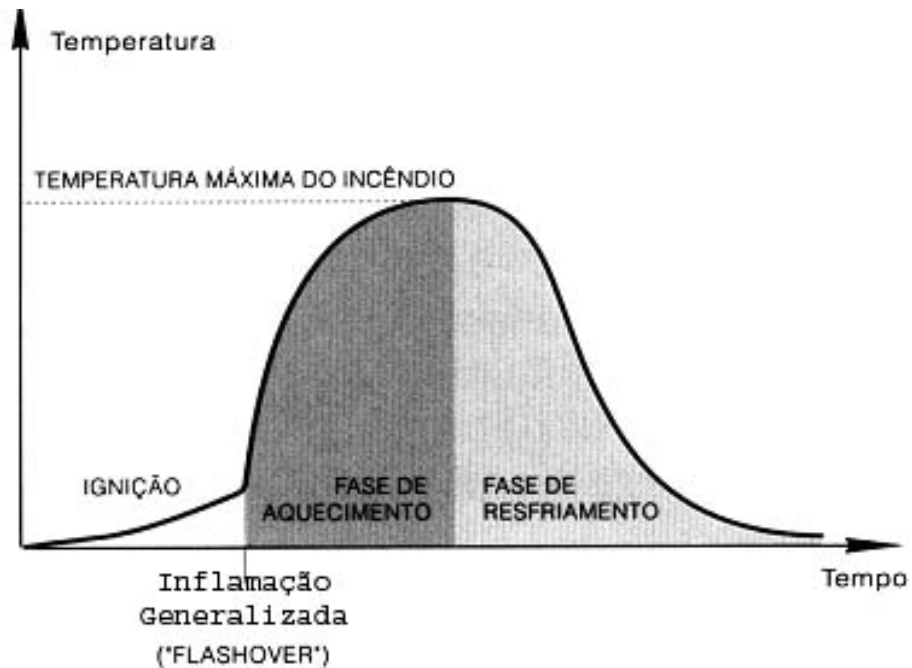
Como outro exemplo, pode ser mencionado o caso de depósitos de material incombustível, os quais na Instrução Técnica de 1999 resultavam como isentos aqueles com altura até 23m, enquanto que na Instrução Técnica de 2001 passaram a serem isentos os depósitos com altura inferior a 30m, cujo valor está em concordância com a NBR 14432:2000.

### ***3.3 ASPECTOS DE INTERESSE COM RELAÇÃO À NORMA BRASILEIRA PARA ESTRUTURAS DE AÇO EM INCÊNDIO - NBR 14323:1999***

A norma brasileira NBR 14323, intitulada *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* foi publicada em 1999. Tem como função fornecer diretrizes para a determinação da ação térmica nos elementos construtivos das edificações e para o dimensionamento dos diversos elementos que constituem a edificação em situação de incêndio em função da elevação da temperatura do aço.

A mesma norma apresenta a variação das propriedades do aço com a temperatura, bem como fixa condições para o dimensionamento de perfis soldados, laminados e formados a frio, pilares mistos, lajes mistas (com e sem forma incorporada) e ligações por soldas ou parafusos.

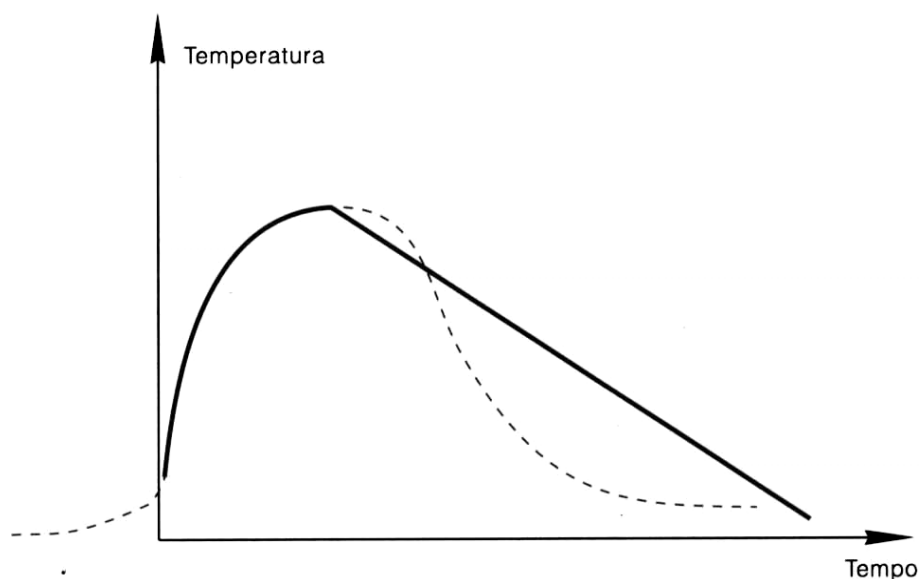
A figura 3.1, extraída de Silva (2001), esquematiza a variação da temperatura dos gases ao longo do tempo, e é denominada curva “*Temperatura x Tempo*” representativa de uma situação de um “*Incêndio-Real*” de um ambiente sujeito à situação de incêndio (em chamas), provocando a elevação da temperatura dos elementos estruturais de aço da edificação. Porém, destaca-se que na fase inicial o incêndio é de pequenas proporções, cujas conseqüências não implicam em riscos à vida humana.



**FIGURA 3.1:** Curva “*Temperatura x Tempo*” de um “*Incêndio-Real*”.

Fonte : Silva (2001).

Por essa razão, para fins de dimensionamento, pode ser utilizada a curva da figura 3.2, também extraída de Silva (2001). Nessa nova curva, denominada curva “*Temperatura x Tempo*” representativo de uma situação de um incêndio denominado “*Incêndio-Natural*”, a fase inicial passa a ser desconsiderada e a fase de resfriamento é ajustada por uma reta.



**FIGURA 3.2:** Curva “*Temperatura x Tempo*” de um “*Incêndio-Natural*”.

Fonte: Silva (2001).



No entanto, a curva da figura 3.2 depende de fatores relacionados ao ambiente em chamas, tais como carga de incêndio (material combustível), grau de ventilação, compartimentação, etc. Por essa razão, a NBR 14323:1999 apresenta equações para dimensionamento com base em um método simplificado, em que a curva da variação da temperatura dos gases no tempo, denominada “*Incêndio-Padrão*”, é descrita por meio da equação logarítmica (3.6) e da figura 3.3, que ilustra a eq. (3.6) da ISO 834:1978 e a curva da ASTM E-119 (2000).

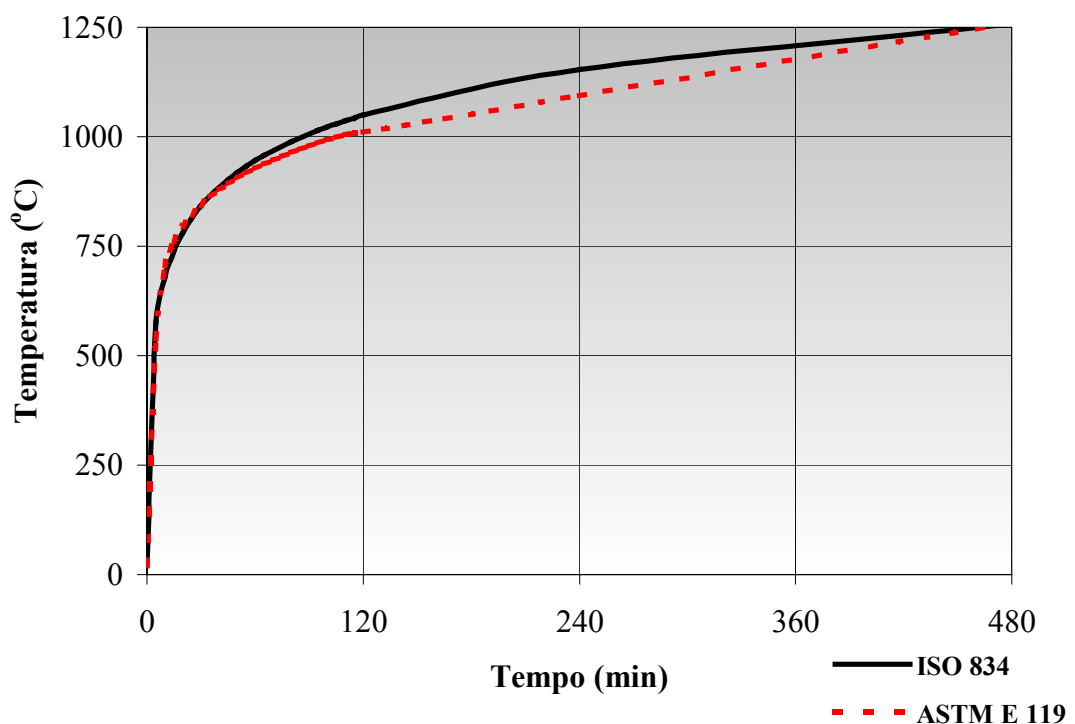


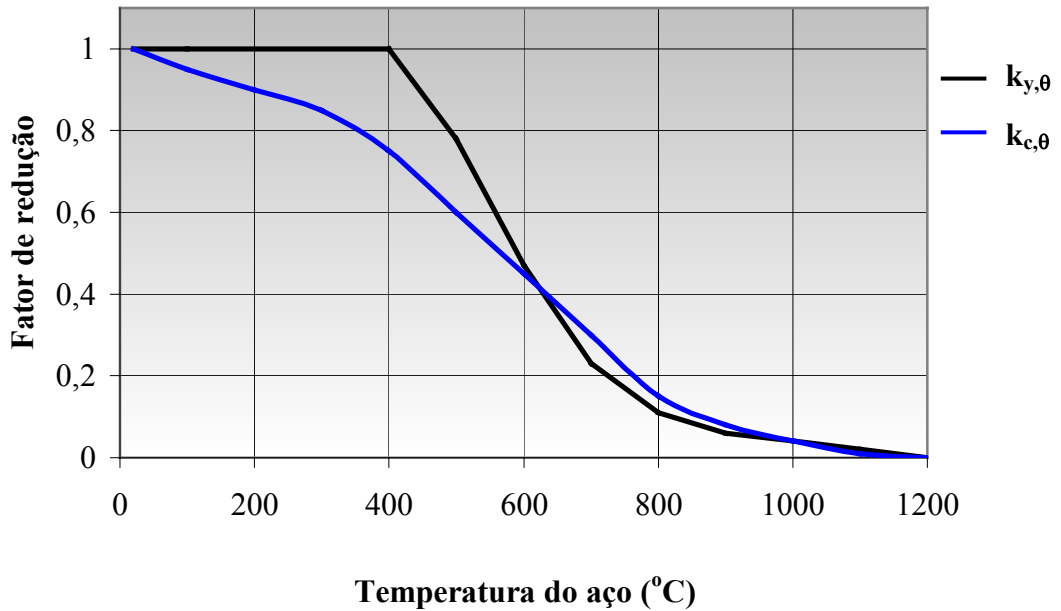
FIGURA 3.3: Curva “*Temperatura x Tempo*” de um “*Incêndio-Padrão*”.

### 3.3.1 REDUÇÕES NA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO E NO MÓDULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL DO AÇO

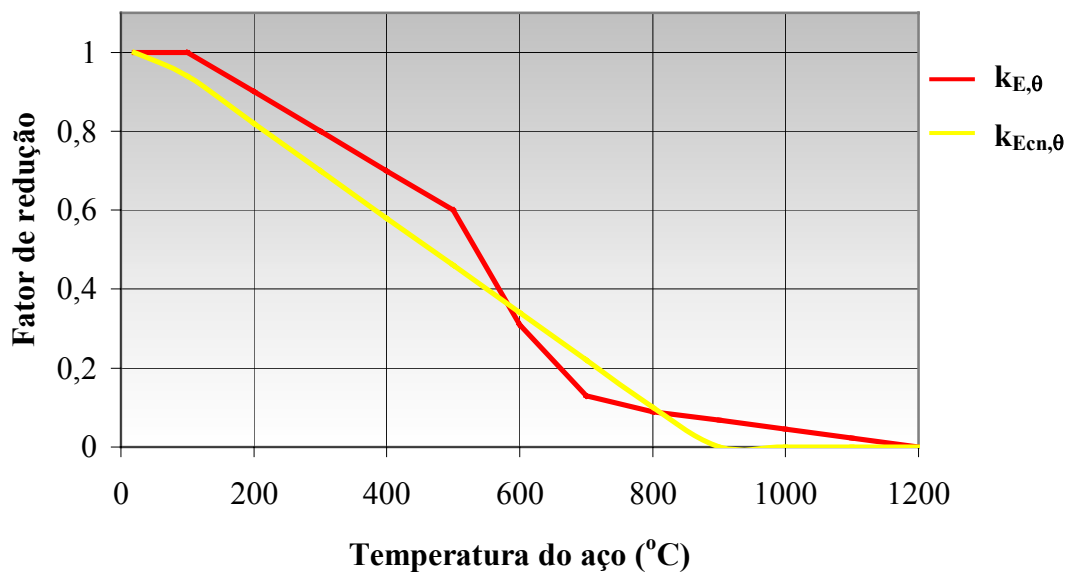
A verificação estrutural em situação de incêndio deve-se ao fato de as propriedades mecânicas do aço (e de outros materiais, como por exemplo, o concreto) resultarem reduzidas quando expostas a elevadas temperaturas, podendo provocar o

colapso da estrutura em um tempo reduzido, que pode não ser suficiente para garantir a evacuação da edificação.

A influência da temperatura na resistência e no módulo de elasticidade do aço e do concreto é observada nas figuras 3.4 e 3.5.



**FIGURA 3.4:** Redução da resistência ao escoamento do aço e da resistência à compressão do concreto em função da temperatura.



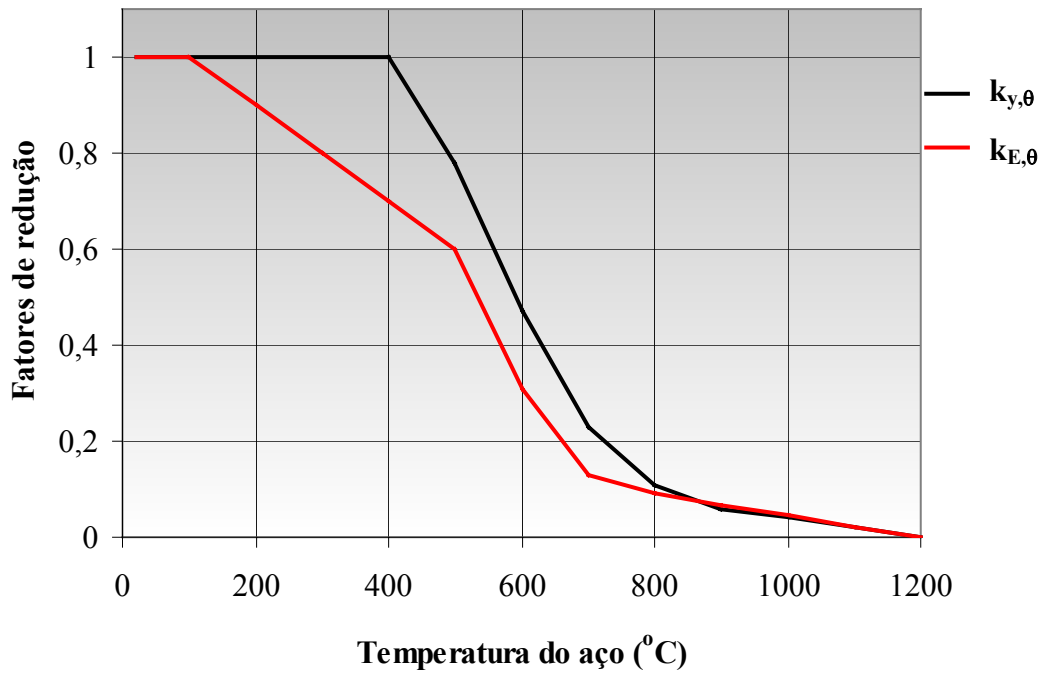
**FIGURA 3.5:** Redução do módulo de elasticidade do aço e do concreto em função da temperatura.

Essas mesmas reduções são apresentadas na NBR 14323:1999 sob a forma de fatores de redução da resistência ao escoamento do aço ( $k_{y,\theta}$ ), da resistência característica à compressão do concreto com densidade normal ( $k_{cn,\theta}$ ) e do módulo de elasticidade do aço ( $k_{E,\theta}$ ) em função da temperatura. O texto-base da NBR 14323:2003 apresenta também os valores de redução do módulo de elasticidade do concreto de densidade normal ( $k_{Ecn,\theta}$ ). A tabela 3.3 apresenta esses fatores de redução, para o aço e o concreto, de acordo com a NBR 14323:1999, texto-base da NBR 14323:2003 e Eurocode 3 Parte 1.2 (2001).

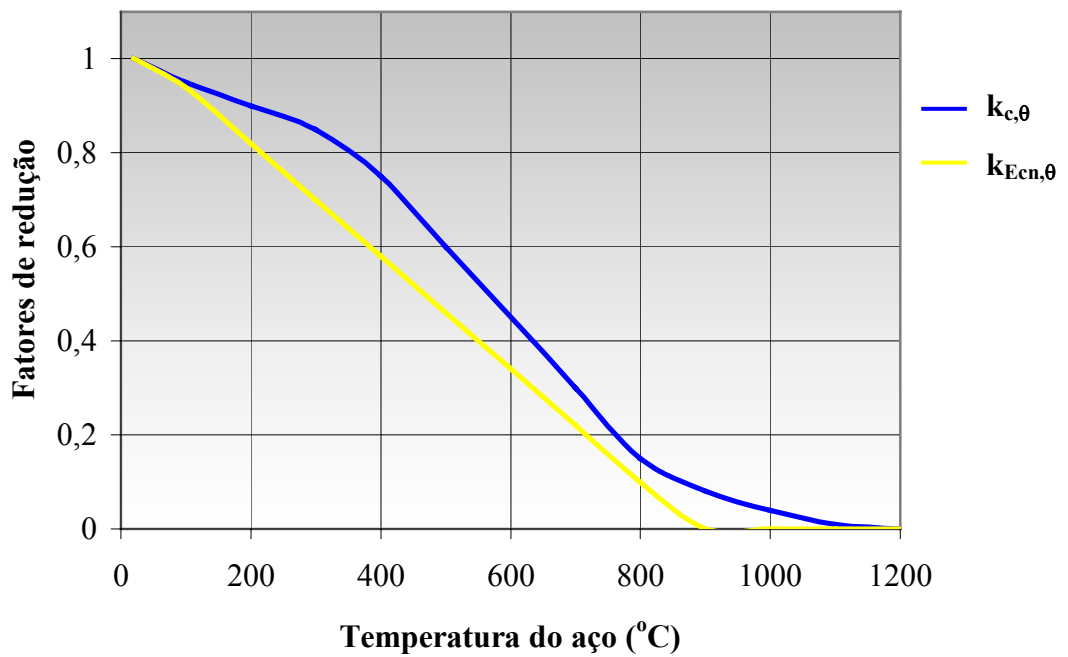
**TABELA 3.3:** Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço, da resistência característica à compressão do concreto e do módulo de elasticidade do aço e do concreto (concreto com densidade normal).

Temperatura $\theta$ (°C)	Fatores de redução para o aço		Fatores de redução para o concreto	
	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{cn,\theta}$	$k_{Ecn,\theta}$
20	1,000	1,0000	1,000	1,000
100	1,000	1,0000	0,950	0,940
200	1,000	0,9000	0,900	0,820
300	1,000	0,8000	0,850	0,700
400	1,000	0,7000	0,750	0,580
500	0,780	0,6000	0,600	0,460
600	0,470	0,3100	0,450	0,340
700	0,230	0,1300	0,300	0,220
800	0,110	0,0900	0,150	0,100
900	0,060	0,0675	0,080	0,000
1000	0,040	0,0450	0,040	0,000
1100	0,020	0,0225	0,010	0,000
1200	0,000	0,000	0,000	0,000

Já a figura 3.6 apresenta os fatores de redução do aço, assim como a figura 3.7 apresenta os fatores de redução do concreto de densidade normal.



**FIGURA 3.6:** Fatores de redução para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço.



**FIGURA 3.7:** Fatores de redução para a resistência característica à compressão e para o módulo de elasticidade do concreto com densidade normal.

### 3.3.2 DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO

A elevação da temperatura ( $\Delta\theta_{a,t}$ ) dos elementos de aço **sem revestimento térmico**, como demonstra a eq. (3.1) da NBR 14323:1999, está diretamente relacionada com o fator de massividade ( $u/A$ ) da seção transversal do elemento.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad (3.1)$$

Com relação à eq. (3.1),  $u/A$  é o fator de massividade para elementos estruturais de aço (em  $m^{-1}$ ), definido como a relação entre o perímetro da seção transversal ( $u$ ) pela sua área correspondente ( $A$ ),  $\rho_a$  é a massa específica do aço (em  $kg/m^3$ ),  $c_a$  é o calor específico do aço (em  $J/kg^\circ C$ ),  $\Delta t$  o intervalo de tempo (em segundos) e  $\varphi$  é o valor do fluxo de calor por unidade de área (em  $W/m^2$ ), para o aço não-protegido, dado pelas eqs. (3.2) a (3.4).

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (3.2)$$

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (3.3)$$

$$\varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{RES} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad (3.4)$$

Com relação as eqs. (3.2), (3.3) e (3.4):

$\varphi_c$  é o componente do fluxo de calor devido à convecção, em  $W/m^2$ ;

$\varphi_r$  é o componente do fluxo de calor devido à radiação, em  $W/m^2$ ;

$\alpha_c$  é o coeficiente de transferência de calor por convecção, igual a  $25 W/m^2 C^\circ$ ;

$\theta_g$  é a temperatura dos gases, em  $^\circ C$ , conforme a eq. (3.6);

$\theta_a$  é a temperatura da superfície do aço, em  $^\circ C$ , e

$\varepsilon_{RES}$  é a emissividade resultante, tomada como 0,5.

Nos elementos **protegidos com revestimento térmico**, o calor que chega ao metal depende da condução através do material de proteção, diferente dos elementos sem proteção, nos quais o calor é transmitido por convecção e radiação. A elevação de temperatura para os elementos protegidos depende também da condutividade térmica, do calor específico e da densidade tanto do aço como do material de proteção, além da espessura desse material.

O equacionamento para determinação da elevação da temperatura dos elementos de aço com revestimento térmico também é apresentado na NBR 14323:1999, por meio da eq. (3.5). A elevação da temperatura é tomada como uniforme ao longo do tempo.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m(u_m/A)}{t_m c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{1 + \xi/3} \Delta t - (e^{\xi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \geq 0 \quad (3.5)$$

Para a eq. (3.5), valem as seguintes definições:

$u_m/A$  é o fator de massividade para elementos envolvidos por material de proteção em  $m^{-1}$ ;

$c_m$  é o calor específico do material de proteção em  $J/kg^\circ C$ ;

$t_m$  é a espessura do material de proteção em m;

$\theta_{a,t}$  é a temperatura do aço no tempo t em  $^\circ C$ ;

$\theta_{g,t}$  é a temperatura dos gases no tempo t em  $^\circ C$ , conforme a eq. (3.6);

$\lambda_m$  é a condutividade térmica do material de proteção em  $W/m^\circ C$ ;

$\rho_m$  é a massa específica do material de proteção em  $kg/m^3$ ;

$\Delta t$  é o intervalo de tempo em s (não pode ser maior que  $25000(u_m/A)^{-1}$ , preferencialmente  $\leq 30s$ );

$\xi$  é o valor do fluxo de calor por unidade de área em  $W/m^2$ , para o aço protegido com material de proteção passiva, conforme a eq. (3.7);

$\Delta\theta_{g,t}$  é a diferença de temperatura dos gases.

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.6)$$

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m / A) \quad (3.7)$$

A eq. (3.6) representa a curva do “*Incêndio-Padrão*” utilizada pela ISO 834:1978 e pela NBR 14323:1999, cuja elevação de temperatura é padronizada em função do tempo e tem o parâmetro  $\theta_o$  definido como a temperatura do ambiente antes do início do incêndio, em °C (normalmente igual 20°C), bem como  $t$  o valor do tempo em minutos. Para a eq. (3.7),  $c_a$  representa o calor específico do aço em J/kg°C e  $\rho_a$  é a massa específica do aço em kg/m<sup>3</sup>.

As características térmicas tais como: variação do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos aços variam com o aumento da temperatura. No entanto, para o dimensionamento simplificado apresentado na NBR 14323:1999 e no texto-base da NBR 1432:2003 essas características podem assumir valores médios iguais a:

- calor específico ( $c_a$ ) = 600J/kg°C;
- alongamento ( $\Delta l/l$ ) =  $14 \times 10^{-6}(\theta_a - 20)$ ;
- condutividade ( $\lambda_a$ ) = 45W/m°C.

### 3.3.3 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 14323:1999

O dimensionamento simplificado de estruturas de aço em situação de incêndio, segundo a NBR 14323:1999, se aplica às barras prismáticas, vigas mistas e pilares mistos compostos por perfis laminados e soldados não-híbridos e às lajes de concreto com forma de aço incorporada. Portanto, não se aplica às estruturas compostas por perfis formados a frio.

A segurança é verificada quando a sollicitação de cálculo em situação de incêndio ( $S_{fi,d}$ ), obtido por meio de combinações últimas excepcionais, resulta menor ou igual a resistência de cálculo, para o estado último considerado em situação de incêndio ( $R_{fi,d}$ ).

No Anexo B do presente trabalho, são apresentados todos os passos, por meio do método simplificado, do dimensionamento para *barras tracionadas*, *barras comprimidas*, *barras fletidas* e *barras sujeitas à força normal e momento fletor*.

### **3.4 ASPECTOS REFERENTES ÀS ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO O EUROCODE 3 PARTE 1.2 (2001)**

O Eurocode 3 Parte 1.2 – General Rules. Structural Fire Design (2001) utiliza o critério do Tempo de Resistência ao Fogo para verificar a resistência do aço em elevadas temperaturas. Esse tempo é definido como o tempo a partir da ignição do incêndio até o momento em que a capacidade da estrutura de suportar as cargas começa a reduzir ou quando as deformações ultrapassam os limites aceitáveis.

Para determinação desse tempo de resistência ao fogo as estruturas são classificadas segundo o tipo de estrutura, sistema estrutural e uso.

São três os métodos para dimensionamento apresentados no Eurocode 3 Parte 1.2 (2001):

- a) O primeiro método é denominado *simplificado*, o qual usa modelos simples para o dimensionamento de barras isoladas, tendo por base premissas conservadoras;
- b) O segundo método é denominado *avançado*. Esse método utiliza princípios da engenharia de maneira realística em aplicações específicas tais como subconjuntos, pórticos pequenos e treliças;
- c) O terceiro e último método, utilizado em estruturas maiores e mais elaboradas, é a determinação da resistência em situação de incêndio por ensaios experimentais e numéricos.

Estes métodos podem ser usados em conjunto. Vale ressaltar que o *método simplificado* é válido para seções classes 1 e 2, com análise plástica de primeira ordem, e com algumas restrições pode ser usado para seções classe 3. Para seções classe 4 tal método pode ser também utilizado.

Porém, para as seções classe 4, no tempo  $t$  (tempo de resistência ao fogo) a temperatura deve ser igual ou inferior a  $350^{\circ}\text{C}$  e as verificações da resistência para membros sujeitos à compressão e à flexo-compressão devem utilizar as reduções de resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço como indicado na tabela E1 do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Tais reduções estão apresentadas na tabela 3.4 e na figura 3.8, que comparam a redução da resistência ao escoamento de aço citado no item 3.3.1 com a redução da mesma resistência para perfis formados a frio, com relação a 0,2% da deformação.



**TABELA 3.4:** Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço, para perfis laminados e soldados (classes 1, 2 e 3 do Eurocode 3 Parte 1.2) e para laminados e perfis formados a frio com espessura de chapa fina (classe 4).

Temperatura $\theta_a$ (°C)	Fatores de redução para o aço	
	Soldados e laminados ( $k_{y,\theta}$ )	Formados a frio ( $k_{p0,2,\theta}$ )
20	1,000	1,000
100	1,000	1,000
200	1,000	0,890
300	1,000	0,780
400	1,000	0,650
500	0,780	0,530
600	0,470	0,300
700	0,230	0,130
800	0,110	0,070
900	0,060	0,050
1000	0,040	0,030
1100	0,020	0,020
1200	0,000	0,000

O método *simplificado* de dimensionamento do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) permite a verificação das estruturas de aço segundo dois conceitos: o primeiro é o método com base na função capacidade de carga do perfil, e o segundo é com base na temperatura crítica. Ambos conduzem a resultados iguais.

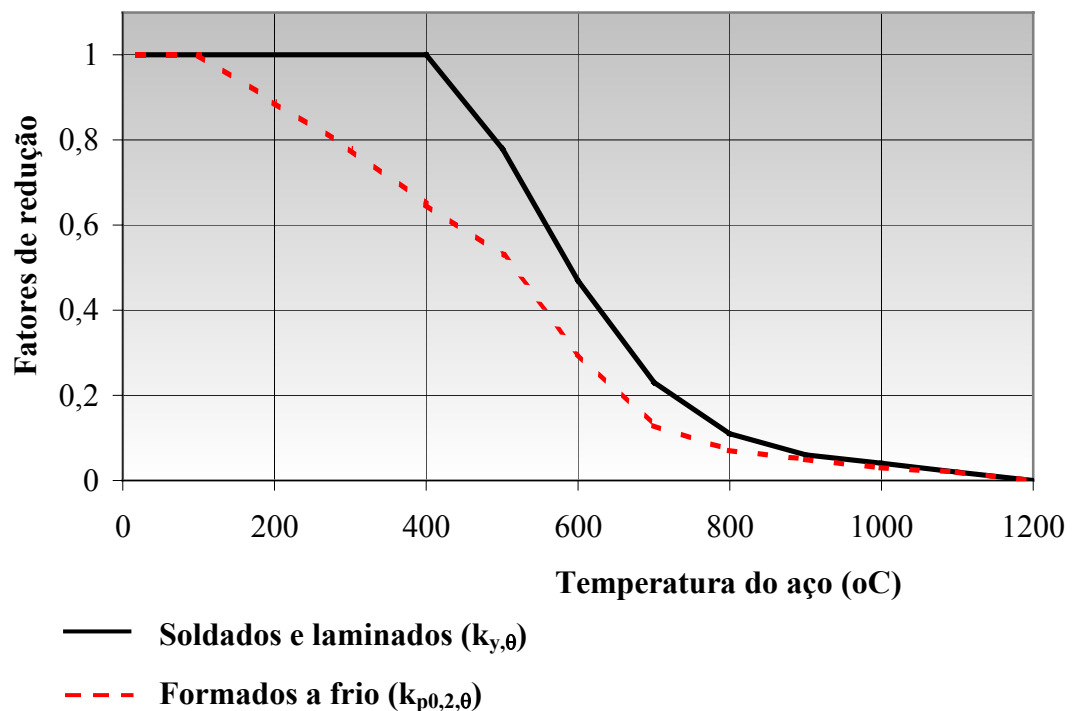
No dimensionamento *simplificado* pela **capacidade de carga** do perfil, os elementos de aço se manterão portantes após um tempo  $t$  (tempo de resistência ao fogo) durante um incêndio se a ineq. (3.8) for atendida.

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (3.8)$$

Na ineq. (3.8),  $E_{fi,d}$  é a solicitação de cálculo em situação de incêndio de acordo com o Eurocode 1, Parte 1.2,  $R_{fi,d,t}$  é a resistência de cálculo dos elementos de aço em situação de incêndio, no tempo  $t$ . Esta resistência é determinada como em temperatura ambiente levando-se em conta as propriedades mecânicas do aço em elevadas temperaturas, admitindo como hipótese que a temperatura é constante ao longo da barra. Nesse caso:

Se  $R_{fi,d,t} \leq E_{fi,d}$ : Reiniciar o dimensionamento, aumentando a espessura do material de revestimento térmico ou aumentando a seção do perfil de aço;

Se  $R_{fi,d,t} > E_{fi,d}$ : O dimensionamento está verificado, porém pode-se tentar reduzir a seção do perfil de aço.



**FIGURA 3.8:** Redução da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura.

No dimensionamento *simplificado* pela **temperatura crítica**, deve-se determinar a temperatura crítica do aço ( $\theta_{a,cr}$ ) no tempo  $t = 0$  pela eq. (3.9) e compará-la com a temperatura atingida pelo aço ( $\theta_{a,t}$ ) no tempo  $t$  do incêndio.

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left( \frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right) + 482 \quad (3.9)$$

Na eq. (3.9)  $\mu_0$  é denominado grau de utilização no tempo  $t = 0$  e determinado pela eq. (3.10).

$$\mu_0 = E_{f_i,d} / R_{f_i,d,0} \quad (3.10)$$

Para a eq. (3.10),  $R_{f_i,d,0}$  é a resistência de cálculo dos elementos de aço em situação de incêndio, no tempo  $t = 0$ . Após a determinação da temperatura crítica do aço faz-se a comparação:

Se  $\theta_{a,cr} \leq \theta_{a,t}$ : Reiniciar o dimensionamento, aumentando a espessura do material de revestimento térmico ou aumentando a seção do perfil de aço;

Se  $\theta_{a,cr} \geq \theta_{a,t}$ : O dimensionamento está verificado, porém pode-se tentar reduzir a seção do perfil de aço.

Para o método avançado de dimensionamento o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) permite utilizá-lo em todos os tipos de seções. Consiste de uma análise física da estrutura, modelando o mais próximo possível o comportamento real da estrutura, em analogia com a figura 3.2, referente ao incêndio natural.

A validade dos resultados deve ser discutida entre o cliente, projetistas e autoridades competentes. Outros métodos estão sendo desenvolvidos e, normalmente, estão baseados em resultados experimentos e modelos numéricos de Elementos Finitos.

### **3.5 MATERIAIS DE REVESTIMENTO TÉRMICO CONTRA INCÊNDIO**

Os materiais para revestimento térmico devem apresentar capacidade de proteção térmica para altas temperaturas, mantendo sua integridade durante o incêndio, sem causar aumento considerável no peso próprio na estrutura. Para isso é necessário

que eles apresentem, em geral, baixa massa específica aparente, baixa condutividade térmica e calor específico elevado.

Esses materiais devem trabalhar acompanhando os deslocamentos, sem apresentar fissuras ou desprendimento, cobrindo a estrutura de forma homogênea e completa. Não é permitida a presença de materiais agressivos à saúde, como os asbestos, função da presença do amianto na sua composição química.

A durabilidade do material deve ser compatível com a vida útil da estrutura, sem que haja necessidade de manutenção, porém, pode possibilitar pequenos reparos manuais, garantindo adequada aderência. Não deve ser higroscópico, de modo a garantir que o aço não receba umidade, porém é necessário o uso de “primers” ou de outros produtos anticorrosivos nas estruturas internas para não agravar a corrosão.

A combustão e conseqüente propagação de chamas não podem ocorrer nestes materiais. Não podem permitir a instalação e proliferação de insetos e, portanto, devem ser formulados e produzidos com fungicidas e bactericidas.

Segundo Fakury (1999), inicialmente eram empregados materiais comumente utilizados na construção civil, como por exemplo, a execução de alvenarias contornando os pilares e o embutimento de vigas de aço em concreto, por meio de técnicas simples, como mostra a figura 3.9.

### 3.5.1 CLASSIFICAÇÃO DOS REVESTIMENTOS TÉRMICOS

Os materiais para revestimentos térmicos utilizados atualmente podem ser classificados segundo três fatores:

- *Quanto ao material constituinte*: alvenaria, concreto de cimento portland, concreto leve, argamassas à base de cimento, de fibras minerais, de vermiculita ou de gesso, mantas de fibras cerâmicas, de fibras minerais ou de lã de rocha, tintas intumescentes, entre outros;
- *Quanto à morfologia*: dos tipos contorno, caixa com vãos e caixa sem vãos, indicados na figura 3.10;

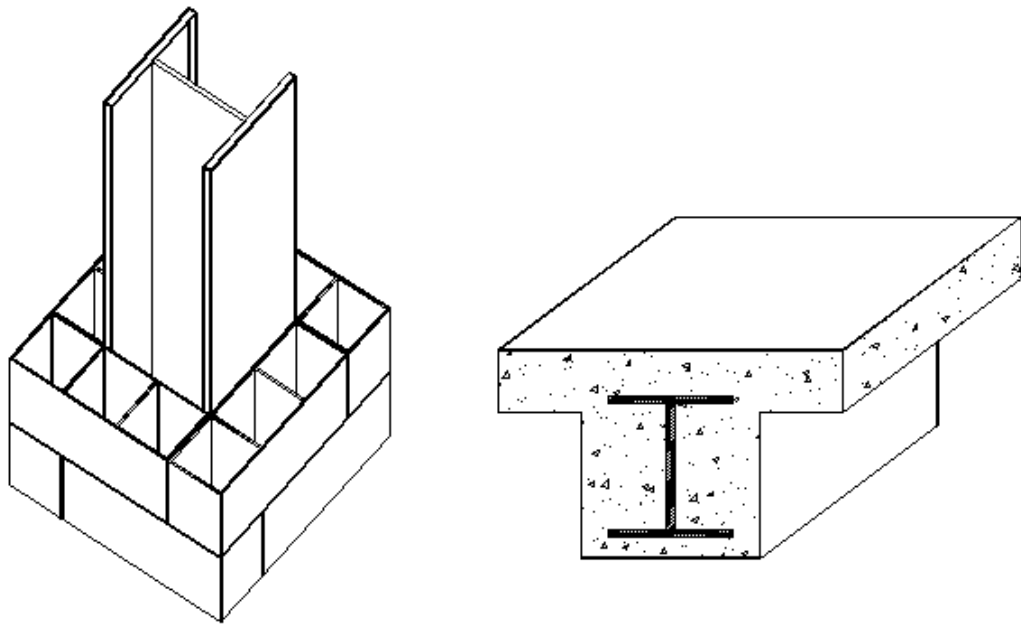


FIGURA 3.9: Proteções inicialmente utilizadas nas estruturas de aço.

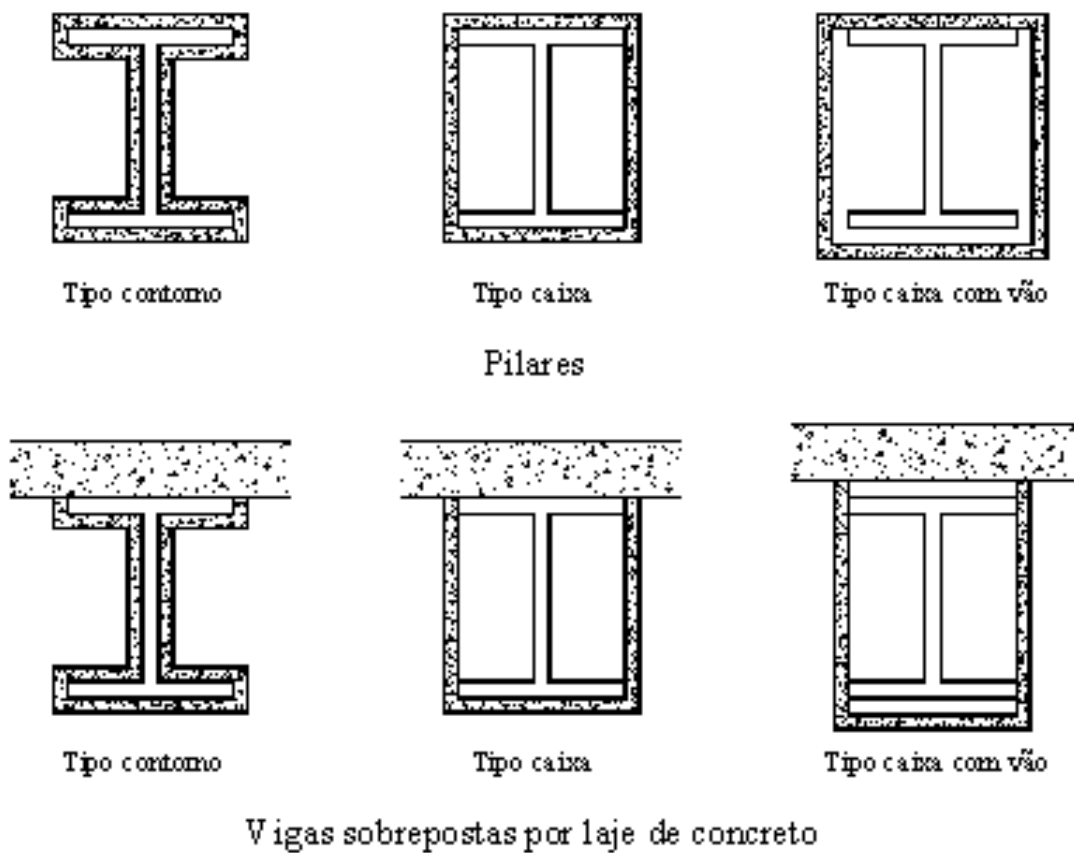


FIGURA 3.10: Classificação quanto à morfologia. Tipo contorno e tipo caixa.

- *Quanto à técnica de colocação*: moldados com o uso de formas, aplicados manualmente, aplicados por jateamento, fixados por dispositivos específicos ou montados.

### 3.5.2 ESPESSURA DOS MATERIAIS

No Brasil, o IPT realiza ensaios em barras verticais, com os quatro lados expostos ao incêndio, permitindo elaborar tabelas, chamadas *Cartas de Cobertura*, que indicam a espessura necessária de cada material de proteção, em função do fator de massividade do perfil de aço e do TRRF. Algumas destas *Cartas de Cobertura* estão apresentadas, resumidamente, nas tabelas 3.8, 3.9, 3.10, 3.12, 3.13 e 3.14.

Por meio da NBR 14323:1999 é possível determinar analítica e aproximadamente a espessura do material de proteção fazendo uso do equacionamento para determinação da temperatura do aço revestido com material de proteção passiva, como já apresentado.

Com estas equações facilmente cria-se uma planilha eletrônica para a determinação da temperatura do aço. A partir desta planilha, e conhecendo o TRRF da edificação, é possível determinar a espessura necessária de material de proteção para cada elemento estrutural. Um exemplo de modelo desta planilha pode ser observado na figura 3.11.

Muitos fabricantes não apresentam em seus catálogos as propriedades mecânicas e térmicas de seus materiais. Apenas como referência, apresenta-se na tabela 3.5 as propriedades de alguns materiais.

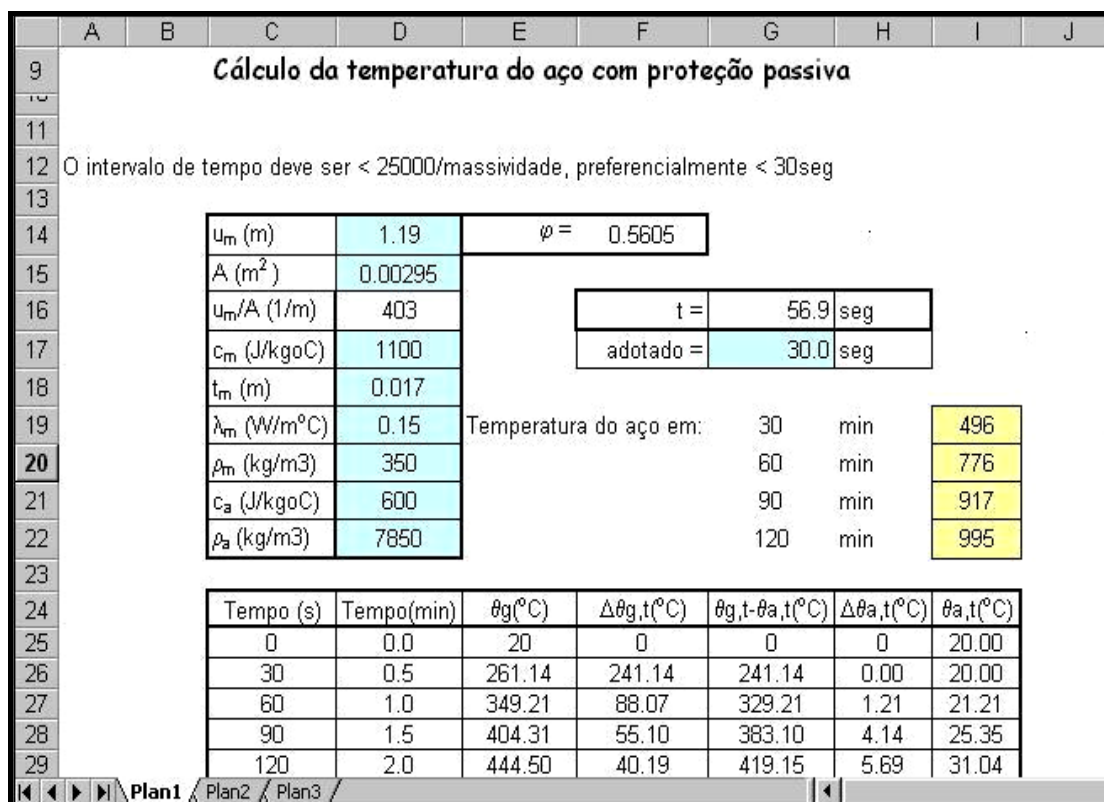


FIGURA 3.11: Determinação da temperatura do aço revestido com material de proteção.

TABELA 3.5: Propriedades típicas de materiais isolantes.

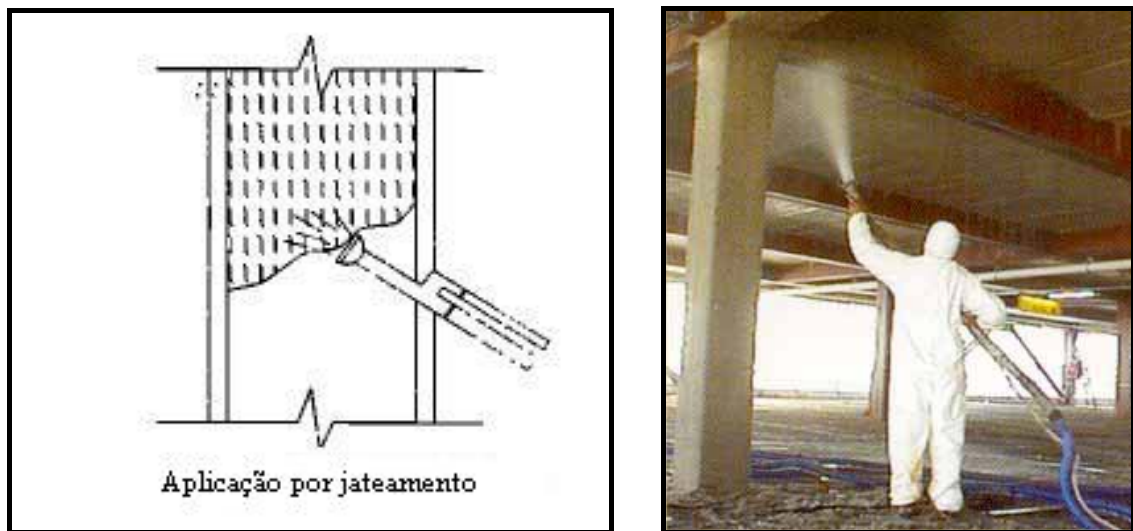
Material	Densidade Kg/m <sup>3</sup>	Calor específico J/kg°C	Condutividade W/m°C
Argamassa de fibras minerais	200-350	1050	0.08-0.10
Placas de vermiculita	150-300	1200	0.12-0.17
Placas de vermiculita e gesso	800	1200	0.15
Argamassa de vermiculita	300-800	920	0.06-0.15
Argamassa de gesso	500-800	1700	0.20-0.23
Mantas de fibras minerais	100-500	1500	0.23-0.25
Mantas cerâmicas	64-192	1067	0.10-0.25
Concreto celular	300-1000	1200	0.12-0.40
Concreto leve	1200-1600	1200	0.64-0.81
Concreto de cimento Portland	2200-2400	1200	1.28-1.74

Fonte: Fakury (1999).

### 3.5.3 TIPOS DE MATERIAIS MAIS UTILIZADOS

#### 3.5.3.1 ARGAMASSAS PROJETADAS

As argamassas projetadas têm este nome porque são aplicadas por jateamento, como ilustra a figura 3.12, extraída de Fakury (1999) e do catálogo Cafco (----). São materiais econômicos, porém, não apresentam bom acabamento (por exemplo, aspecto de chapisco). Os materiais projetados foram desenvolvidos especificamente para proteção passiva das estruturas.



**FIGURA 3.12:** Aplicação por jateamento.

Fonte: Fakury (1999).

Segundo a Cafco (----), estes materiais são os mais utilizados para a proteção de estruturas metálicas em todo o mundo e já foram especificados para a proteção contra incêndio em grandes edifícios, tais como o Sears Towers, World Trade Center, Torres Petronas, entre outros.

Esses materiais são certificados de acordo com algumas exigências de normas estrangeiras, como apresentado na tabela 3.6, baseada no catálogo da Grace (----).

Em países como os Estados Unidos existem variados tipos destas argamassas, as quais são classificadas com relação à composição química, utilização, fornecedor, custos, entre outros aspectos. Já no Brasil, elas são encontradas apenas de três formas diferentes, listadas a seguir.



**TABELA 3.6:** Propriedades físicas e recomendações para materiais projetados.

Propriedades Físicas	Mínimos	Mínimos	Métodos de Ensaio
	Recomendados baixa densidade	Recomendados média e alta densidades	
Densidade seca (média mínima)	240 kg/m <sup>3</sup>	Não apresenta	ASTM E 605 e UBC STD7-6
Aderência ao aço	9,6 kPa	9,6 kPa	ASTM E 736
Compressão (10% deformação máxima)	57 kPa	57 kPa	ASTM E 761
Erosão ao ar a 24km/h	Máximo 0,05 g/ft <sup>2</sup>	Máximo 0,05 g/ft <sup>2</sup>	ASTM E 859
Erosão ao ar em alta velocidade 46km/h	Não deve apresentar após 4 horas	Não deve apresentar após 4 horas	ASTM E 859 E UMC STD 6-1
Corrosão	Não contribuir	Não contribuir	ASTM E 937
Impacto – aderência	Não delaminar ou desprender	Não delaminar ou desprender	ASTM E 760
Deformação	Não delaminar ou desprender	Não delaminar ou desprender	ASTM E 759
Resistência à penetração	Deslocamento máximo 6 cm <sup>3</sup> punção	-	Dir. Obras de San Francisco
Resistência à abrasão	Máximo volume removido 15 cm <sup>3</sup>	-	Dir. Obras de San Francisco
Resistência a fungos	28 dias em usos gerais ou 60 dias em plenums	28 dias em usos gerais ou 60 dias em plenums	ASTM G21

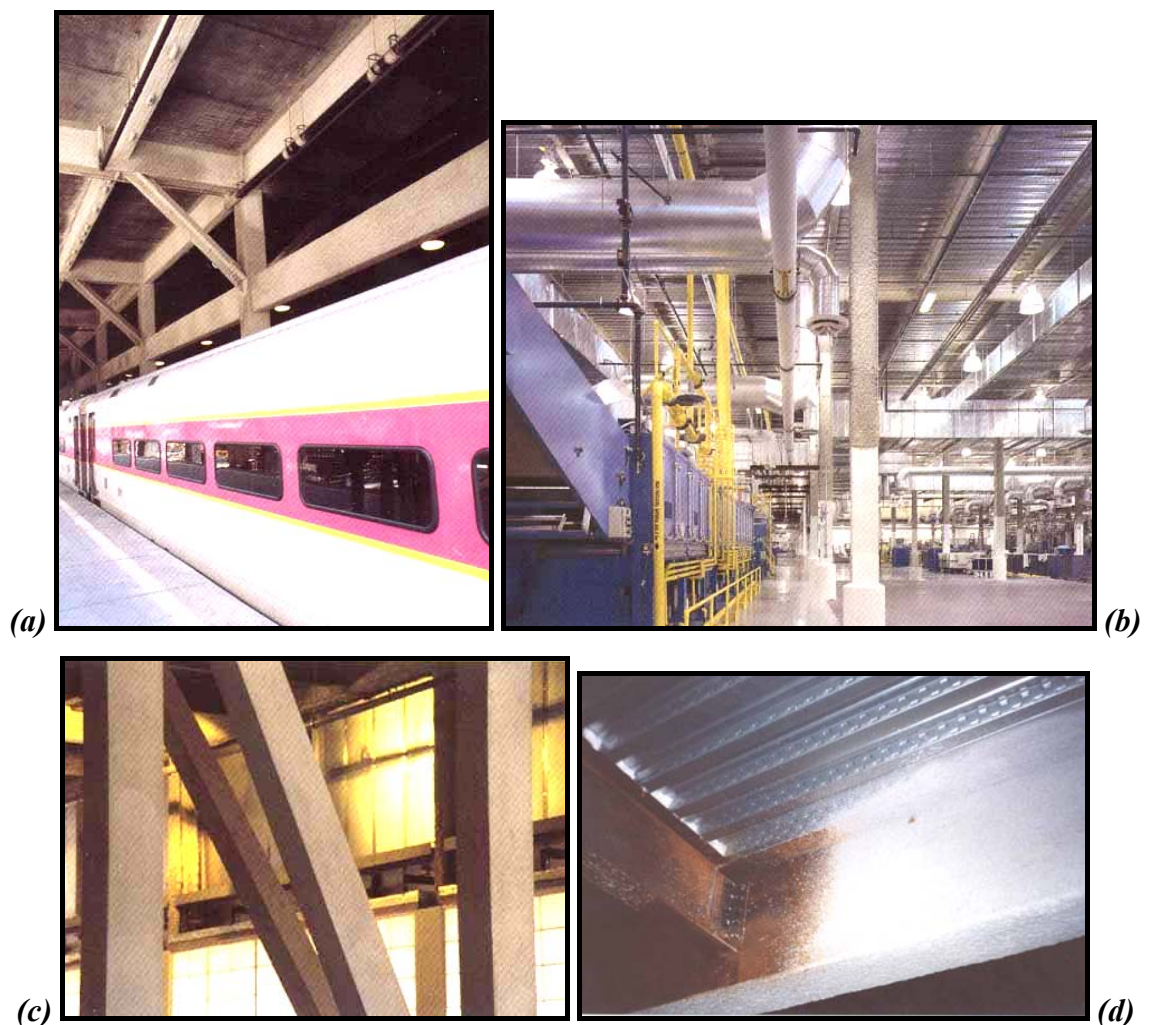
Fonte: Catálogo Grace (----).

### 3.5.3.1.1 Argamassas cimentícias

As argamassas projetadas classificadas como cimentícias são compostas por materiais aglomerantes, como gesso e cimento, em grande quantidade, e resinas

acrílicas. As composições dos aglomerantes variam de acordo com a sua utilização, variando-se assim o peso específico do material. A argamassa de baixa densidade, com  $240 \text{ kg/m}^3$ , é indicada para o interior das edificações, podendo permanecer expostos ou sob forro. Sua composição consiste de 80% de gesso e 2% de cimento Portland.

As argamassas de média e alta densidades têm como aglomerante básico o cimento Portland. Apresentam densidades de  $350 \text{ kg/m}^3$  e  $640 \text{ kg/m}^3$ , respectivamente. São indicadas para usos externos e locais que necessitem de materiais com alta resistência contra impactos e umidade.



**FIGURA 3.13:** Argamassas cimentícias: *(a)* de média densidade; *(b)* de alta densidade; *(c)* de alta densidade desempenada e *(d)* de baixa densidade.

Todas elas podem ser aplicadas diretamente sobre o aço e apresentam elevada aderência, dispensando o uso de pinos e/ou telas. Não necessitam revestimentos e podem ser coloridas em fábrica ou pintadas na obra e não apresentam erosão sob

corrente de ar. Todo produto de proteção passiva contra incêndio não pode apresentar erosão sob o ar, pois, caso ocorra, a espessura do material será reduzida e, conseqüentemente, o tempo de proteção será reduzido.

As argamassas de média e alta densidades apresentam outras vantagens com relação à argamassa de baixa densidade. Elas possuem grande resistência a impactos e à umidade, podendo ficar expostas às intempéries, bem como podem ser desempenadas apresentando acabamento de superfície lisa. A figura 3.13 apresenta algumas aplicações da argamassa cimentícia de baixa, média e alta densidades.

**TABELA 3.7:** Resultados de testes realizados nos materiais Monokote MK6, Z106 e Z146.

Propriedades Físicas	Monokote		
	MK6	Z106	Z146
Densidade seca (média mínima)	240 kg/m <sup>3</sup>	350 kg/m <sup>3</sup>	640 kg/m <sup>3</sup>
Aderência ao aço	16,2 kPa (339 psf)	94,5 kN/m <sup>2</sup> (2000psf)	472 kN/m <sup>2</sup> (10000psf)
Compressão (10% deformação máxima)	68,9kPa (1440psf)	479 kPa (70psi)	3,79 Mpa (550psi)
Erosão ao ar a 24km/h	Não apresentou erosão	Não apresentou erosão	Não apresentou erosão
Erosão ao ar em alta velocidade 46km/h	Não apresentou erosão após 4 horas	Não apresentou erosão	Não apresentou erosão
Corrosão	Não contribuiu	Não contribuiu	Não contribuiu
Impacto – aderência	Não apresentou	Não apresentou	Não apresentou
Deformação	Não apresentou	Não apresentou	Não apresentou
Resistência à penetração	3,3 cm <sup>3</sup>	-	-
Resistência à abrasão	8,3 cm <sup>3</sup>	-	-
Resistência a fungos	Não apresentaram, em ambos os casos.	Não apresentaram, em ambos os casos.	Não apresentaram, em ambos os casos.

Fonte: Grace (----).

De acordo com as propriedades físicas e recomendações apresentadas na tabela 3.6, apresentam-se, na tabela 3.7, os resultados encontrados para um tipo de argamassa projetada de baixa, média e alta densidade, segundo a Grace.

Quase todos os fabricantes de materiais para proteção passiva apresentam em seus catálogos técnicos, as *Cartas de Cobertura*. Essas tabelas, construídas com base em resultados experimentais (ensaios de laboratório), apresentam a espessura necessária para o material de proteção, em função do fator de massividade (F) e do TRRF, para uma temperatura crítica determinada. As tabelas 3.8 e 3.9 indicam as espessuras para a argamassa projetada do tipo Monokote MK6, para temperaturas de 650°C e 550°C, respectivamente. Vale lembrar que os fabricantes e órgãos que realizaram os ensaios são os responsáveis pelos valores apresentados nessas tabelas.

**TABELA 3.8:** Espessura da argamassa MK6 (mm), em função de F e do TRRF, para  $\theta_{cr}=650^{\circ}\text{C}$ .

F ( $\text{m}^{-1}$ )	TRRF (min)			
	30	60	90	120
30	10	10	10	10
60	10	10	10	10
90	10	10	11	15
120	10	10	15	20
150	10	12	19	25
180	10	15	22	30
210	10	17	26	35
240	10	20	30	40
270	10	22	34	45
320	12	25	37	50

Fonte: Silva (2001a).

**TABELA 3.9:** Espessura da argamassa MK6 (mm), em função de F e do TRRF, para  $\theta_{cr}=550^{\circ}\text{C}$ .

F ( $\text{m}^{-1}$ )	TRRF (min)				
	30	60	90	120	190
30	10	10	10	10	15
60	10	10	14	18	27
90	10	12	18	25	37
120	10	15	22	30	45
150	10	17	26	34	52
180	10	19	28	38	57
210	10	20	31	41	62
240	11	22	33	44	66
270	11	23	35	47	-
320	12	25	37	50	-

Fonte: Silva (2001a).

### 3.5.3.1.2 Fibras Projetadas

As fibras projetadas são compostas por lã de rocha e materiais aglomerantes, sendo o último em menor quantidade. São de baixa densidade,  $240 \text{ kg/m}^3$ , e indicadas para usos interiores e exteriores, podendo permanecer expostas ou não (no caso, com forro).

Pode ser aplicada diretamente sobre o aço e, assim como as cimentícias, apresentam elevada aderência, dispensando o uso de pinos e/ou telas. Não necessitam revestimentos e não apresentam erosão sob corrente de ar. Permitem uma aplicação rápida, devendo ser realizada preferencialmente durante a fase de construção, porém, podendo também ser aplicada durante períodos de reformas. O material que a constitui não necessita mistura prévia e seca rapidamente.

A tabela 3.10 indica espessuras para a argamassa do tipo fibra projetada Blaze-Shield II para a temperatura de  $550^{\circ}\text{C}$ . Vale ressaltar que esse mesmo material apresenta condutividade térmica de  $0,061 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$  (para  $100^{\circ}\text{C}$ ), calor específico de  $2093 \text{ J/kh}^{\circ}\text{C}$

(para 96°C), bem como as características físicas de acordo com o apresentado na tabela 3.11, segundo a Cafco (----).

**TABELA 3.10:** Espessura de argamassa composta por fibras projetadas, Blaze Shield II, em mm, em função de F e do TRRF, para  $\theta_{cr}=550^{\circ}\text{C}$ .

F (m <sup>-1</sup> )	TRRF (min)				
	30	60	90	120	190
30	10	10	10	10	14
60	10	10	12	16	25
90	10	11	16	22	33
120	10	13	20	27	40
150	10	15	23	31	46
180	10	17	26	34	51
210	10	18	28	37	56
240	10	20	30	40	60
270	10	21	31	42	63
320	11	22	34	45	68

Fonte: IPT (1997).

### 3.5.3.1.3 À base de vermiculita

Esse tipo de argamassa é composto de agregados leves à base de vermiculita, cimento hidráulico e aglomerantes minerais. A vermiculita é comercializada na forma de flocos e misturada a seco aos demais componentes, na própria obra, com posterior adição de água. A figura 3.14, extraída de Dias (2002), ilustra a vermiculita em flocos, enquanto a figura 3.15, extraída de Silva (2001a), ilustra a aparência desta argamassa após sua aplicação.



**TABELA 3.11:** Resultados de testes realizados no material Blaze-shiel II.

<b>Propriedades Físicas</b>	<b>Z106</b>
Densidade seca (média mínima)	264 kg/m <sup>3</sup>
Aderência ao aço	19,1 kPa
Compressão (10% deformação máxima)	81,4 kPa
Erosão ao ar a 24km/h	Não apresentou erosão
Erosão ao ar em alta velocidade 46km/h	Não apresentou erosão
Corrosão	Não contribuiu
Impacto – aderência	Não apresentou
Deformação	Não apresentou
Resistência à penetração	-
Resistência à abrasão	-
Resistência a fungos	-

Fonte: Cafco (----).

**FIGURA 3.14:** Aspecto da vermiculita na forma de flocos. Fonte: Dias (2002).

A vermiculita é um agregado mineral pertencente ao grupo dos minerais micáceos. É incombustível e apresenta ponto de fusão em torno de 1370°C, segundo Silva (2001a). Sua estrutura é lamelar trifórmica e quando é aquecida, perde água, intumesce e se expande ortogonalmente. Sua densidade varia de 100 a 130kg/m<sup>3</sup>.

Sua aplicação deve ocorrer durante a etapa de montagem das estruturas, pois requer limpeza após a aplicação, que pode ser feita por jateamento ou com o uso de espátulas, porém, há necessidade de utilização de pinos soldados na estrutura e telas para sua adequada fixação. Depois de aplicada apresenta acabamento rústico e deve receber uma pintura a base de epóxi, uma vez decorrido o tempo de secagem.



**FIGURA 3.15:** Argamassa à base de vermiculita. Fonte: Silva (2001a).

Apresenta grande resistência mecânica, sendo muito utilizada na forma de concreto vermiculítico, em indústrias petroquímicas, plataformas de petróleo, como exemplificado na figura 3.16, extraída do catálogo Refrasol (2001), e em estruturas sujeitas a choques mecânicos elevados.

A vermiculita é um mineral abundante no Brasil, fato que gera um menor custo deste material, o que, por sua vez, contribui para a queda nos custos dos outros tipos de



materiais para proteção passiva, muitos deles importados. Porém, a necessidade de uso de pinos e telas torna este sistema menos utilizado em obras convencionais.



**FIGURA 3.16:** Argamassa vermiculítica na plataforma P-19/Petrobrás.

Fonte: Catálogo Refrasol (2001).

### 3.5.3.2 PLACAS RÍGIDAS

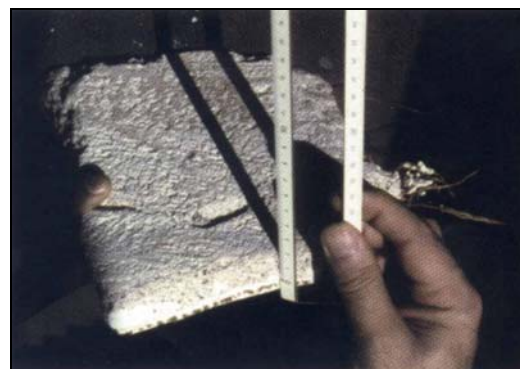
O revestimento em questão consiste de placas rígidas que envolvem a estrutura de aço, isolando-a das altas temperaturas. Normalmente apresentam acabamento satisfatório (visualmente agradável) por possuir superfície lisa. Podem ser encontradas de três formas diferentes: *placas de gesso acartonado*, *placas de lã de rocha* e os *painéis de silicato autoclavados*.

A figura 3.17, extraída do catálogo Refrasol (2001), ilustra uma estrutura protegida com placas rígidas, enquanto que a figura 3.18, extraída de Dias (2002), ilustra uma utilização antiga de placas rígidas no Edifício Palácio do Comércio em São Paulo.



**FIGURA 3.17:** Estrutura protegida com placas rígidas de painéis autoclavados.

Fonte: Refrasol (2001).



**FIGURA 3.18:** Edifício Palácio do Comércio, São Paulo, 1959: vista geral e detalhe do revestimento com placas rígidas com 25mm de espessura.

Fonte: Dias (2002).

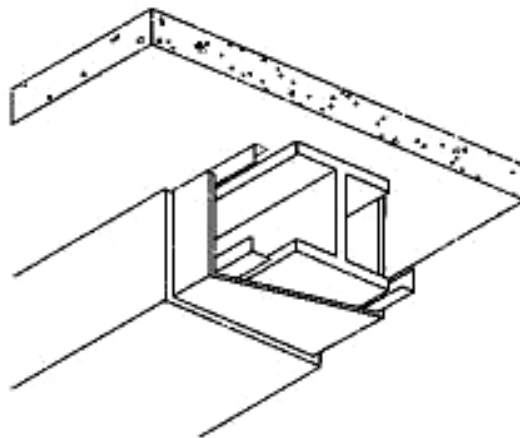
#### 3.5.3.2.1 Placas de gesso acartonado

São placas semelhantes às placas de gesso convencional, porém possuem *fibras de vidro e vermiculita* na sua composição, garantindo características específicas para a proteção contra incêndio.

Seu custo é superior quando comparado às placas convencionais “dry-wall”, porém apresentam acabamento excelente, idêntico as “dry-wall”, tornando-se uma

solução adequada em situações que necessitam de bom acabamento, contribuindo ainda com o isolamento acústico e podendo trabalhar como paredes de compartimentação corta-fogo.

Não podem permanecer expostas às intempéries devido à presença de gesso em sua composição. Apresentam condutividade térmica de  $0,15\text{W/m.K}$  e calor específico de  $1200\text{J/kg}^\circ\text{C}$ . A figura 3.19, extraída de Fakury (1999), ilustra a aplicação de placas de gesso.



Montagem das placas de gesso

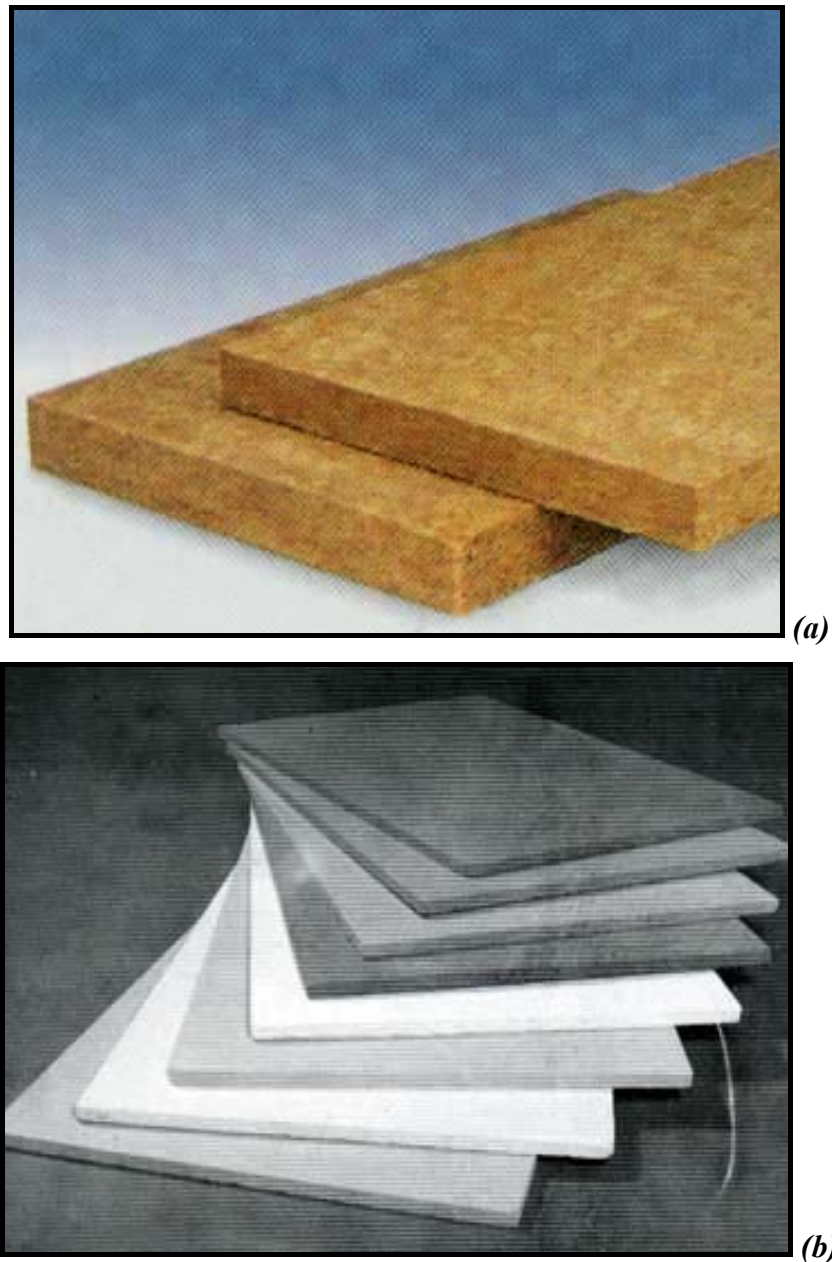
**FIGURA 3.19:** Montagem das placas de gesso acartonado.

Fonte: Fakury (1999).

#### 3.5.3.2.2 Placas de lã de rocha

Esses painéis são compostos por materiais fibrosos, no caso, a lã de rocha, a qual é obtida pela fusão da rocha de origem basáltica. Constituem painéis aglomerados por pulverização de *resinas termo-endurecíveis*. São aplicados no sistema de caixa, fixados por pinos previamente soldados à estrutura ou por sistema de travamento de encaixe sob pressão, sem a utilização de soldas.

Podem ser aplicados durante reformas, com a edificação em uso, pois geram menos sujeira que as argamassas projetadas. A figura 3.20, extraídas da página eletrônica da Isar (2001), apresentam placas que utilizam em sua composição lã de rocha e outro tipo de fibra cerâmica, respectivamente.



**FIGURA 3.20:** Exemplos de placas com: **(a)** lã de rocha e **(b)** placas de fibra cerâmica.

Fonte: Isar (2001).

Não devem ficar expostos ao intemperismo ou exposição pública, pois apresentam acabamento rústico e baixa resistência mecânica. Porém, em estruturas aparentes de estacionamento e galpões podem ser fornecidos com várias opções de acabamento, como filmes PVC, não-tecido automotivo, alumínio reforçado, além de texturizações e cores.

Apresentam condutividade térmica de  $0,099\text{W/m.K}$  (em  $300^\circ\text{C}$ ) e calor específico de  $837,4\text{J/kg}^\circ\text{C}$  (em temperatura ambiente). Na tabela 3.12, resumida de

Silva (2001a), são apresentadas as espessuras necessárias dos painéis Thermax-PEM em função do fator de massividade (F) e do TRRF, para uma temperatura de 550°C.

É importante observar que as espessuras apresentadas na tabela 3.12 são composições de placas com espessuras de 13mm e 25mm, motivo pelo qual tem-se grande diferença de espessuras em correspondência a pequenas diferenças no fator de massividade.

**TABELA 3.12:** Espessura do painel (mm), em função de F e do TRRF, para  $\theta_{cr}=550^{\circ}\text{C}$ .

F ( $\text{m}^{-1}$ )	TRRF (min)			
	30	60	90	120
30	25	25	25	25
60	25	25	25	25
95	25	25	25	38
140	25	25	38	50
160	25	25	38	63
190	25	25	50	75
240	25	38	63	88
300	25	38	63	88
320	25	38	63	100

Fonte: Silva (2001a).

A figura 3.21 ilustra um exemplo de aplicação de estruturas protegidas com placas de lã de rocha Thermax-PEM.

### 3.5.3.2.3 Painéis de silicato autoclavados

São constituídos por placas rígidas que apresentam elevada resistência mecânica e à abrasão. Podem ser aplicados nas edificações em serviço, pois são instalados por meio de travamentos por parafusos ou grampos, sem necessidade de soldas na estrutura. Seu acabamento é similar àquele obtido com a aplicação das placas de gesso acartonado, podendo receber massas e pinturas, conferindo boas soluções para os interiores das edificações. A figura 3.17 ilustra uma aplicação de painéis rígidos de silicato autoclavados.





**FIGURA 3.21:** Exemplo de estrutura de cobertura protegida com placas de lã de rocha.

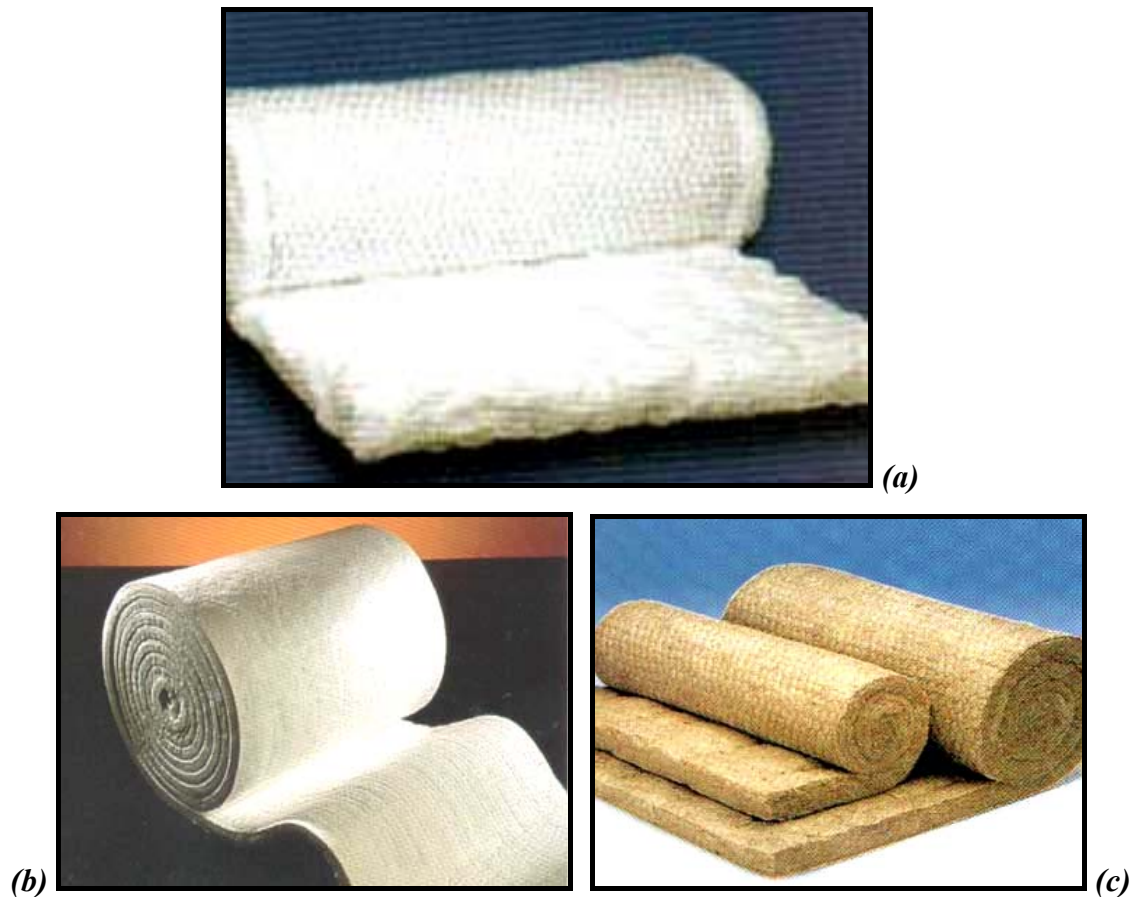
Fonte: Guarutherm (2004).

### 3.5.3.3 MANTAS

As mantas são materiais flexíveis que podem ser compostas por aglomerados de fibra cerâmica, lã de rocha ou outro material fibroso, a figura 3.22, extraídas da página eletrônica da Isar (2001), apresentam exemplos de mantas. Elas apresentam baixa densidade, em torno de  $64\text{kg/m}^3$ .

Essas mantas são aplicadas no contorno, envolvendo a estrutura, sendo fixadas através de pinos metálicos soldados previamente à estrutura. Esse sistema é adequado para edificações em funcionamento, pois geram pouca sujeira.

A figura 3.23, extraída de Dias (2002), ilustra as etapas de colocação de manta em estrutura protegida por este sistema.



**FIGURA 3.22:** Manta compostas por: **(a)** lã de vidro, **(b)** fibra cerâmica e **(c)** lã de rocha. Fonte: Isar (2001).

Assim como as placas de lã de rocha, as mantas não devem ficar expostas ao intemperismo e ao público, já que apresentam baixa resistência mecânica e aparência rústica. Apesar desses aspectos, representa boa opção para revestimento de peças vazadas.

Sua condutividade térmica é de  $0,087\text{W/mK}$  (em  $427^\circ\text{C}$ ) e calor específico de  $1130\text{J/kg}^\circ\text{C}$ . A tabela 3.13, extraída de Silva (2001a), apresenta resumidamente, as espessuras necessárias da manta cerâmica “Fiberflax Duralanket B6”, em função do fator de massividade e do TRRF.

Para as mantas, assim como nas placas, a espessura de proteção varia em função das espessuras disponíveis comercialmente.



**FIGURA 3.23:** Centro Empresarial do Aço protegido por manta de fibra cerâmica, São Paulo – SP: vista geral e detalhes da fixação da manta de fibra cerâmica em perfil soldado tipo I, por meio de pinos e arruelas de pressão. Fonte: Dias (2002).

**TABELA 3.13:** Espessura, em mm, da manta “Fiberflax Duralanket B6”,  $\rho = 96\text{kg/m}^3$ , em função do fator de massividade  $F$  e do TRRF, para  $\theta_{cr} = 550^\circ\text{C}$ .

$F \text{ (m}^{-1}\text{)}$	TRRF (min)			
	30	60	90	120
30	12	12	12	12
55	12	12	19	26
90	12	12	26	38
120	12	12	26	38
180	12	19	38	63
230	12	19	50	63
260	12	19	50	75
300	12	19	50	75

Fonte: Silva (2001a).

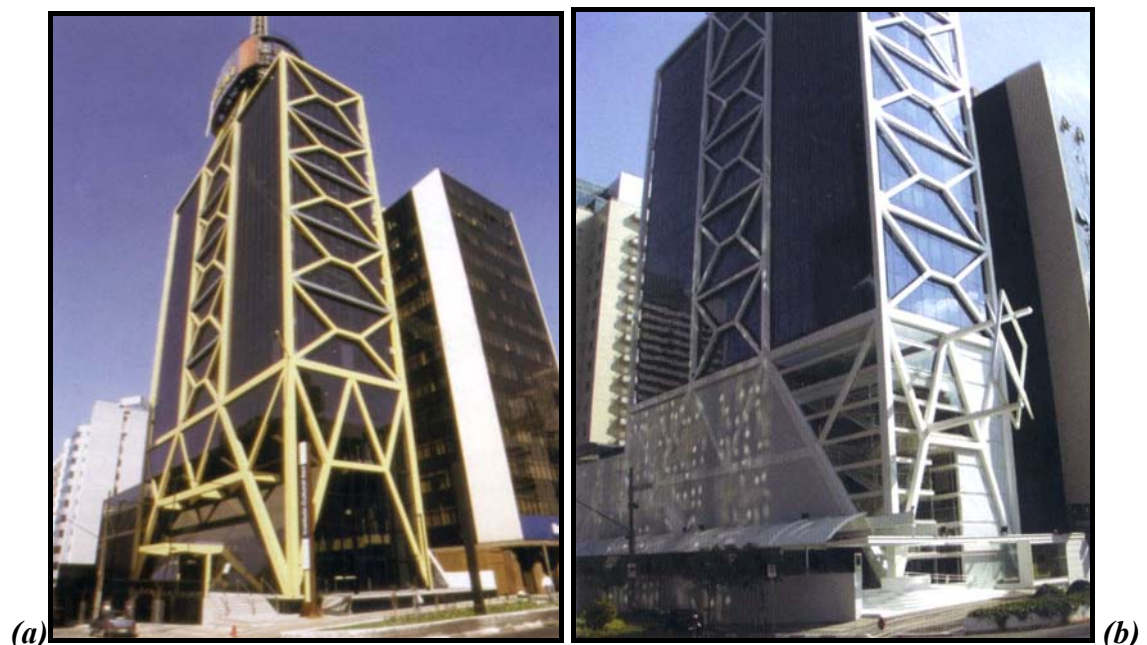


### 3.5.3.4 TINTAS INTUMESCENTES

A tinta intumescente é um material específico para proteção passiva, o qual permanece inativo na estrutura, como uma tinta comum, até que seja exposto à temperatura superior a 200°C. A partir desta temperatura inicia-se um processo de expansão volumétrica, ou seja, intumescem, tornando-se uma espuma rígida (devido às resinas que compõem a tinta) com poros preenchidos por gases atóxicos.

Esse processo retarda a elevação rápida de temperatura das estruturas metálicas. A figura 3.24, extraída de Dias (2002), ilustra um exemplo de edifício protegido com pintura intumescente.

A aplicação, apresentada na figura 3.25, também extraída da última referência, inicia-se com a preparação da superfície do aço por meio de jato de areia, granalha de aço ou lixamento mecânico, sendo necessário remover qualquer substância indesejada, como carepas de laminação e soldagem, oxidações e manchas de óleos, graxas ou gorduras.



**FIGURA 3.24:** Edifício do ICI, São Paulo, em 1992 *(a)* e em 2002 *(b)*.

Fonte: Dias (2002).



**FIGURA 3.25:** Aplicação da tinta intumescente.

Fonte: Dias (2002).

Em seguida, aplica-se uma demão de primer epóxi compatível, com espessura de 50 a 60 $\mu\text{m}$ , sendo que uma segunda demão deverá ser aplicada no local da edificação após a montagem. A tinta intumescente é aplicada, por meio de spray, pincel ou rolo, em várias demãos, até atingir a espessura necessária para a proteção passiva, levando-se em conta as seguintes condições:

- a) A espessura máxima por demão da película úmida deve ser menor que 375 $\mu\text{m}$ , se aplicada com pincel, ou menor que 1500 $\mu\text{m}$  se aplicada por spray;
- b) Deve-se fazer um intervalo de 8 a 24 horas entre a aplicação das demãos.

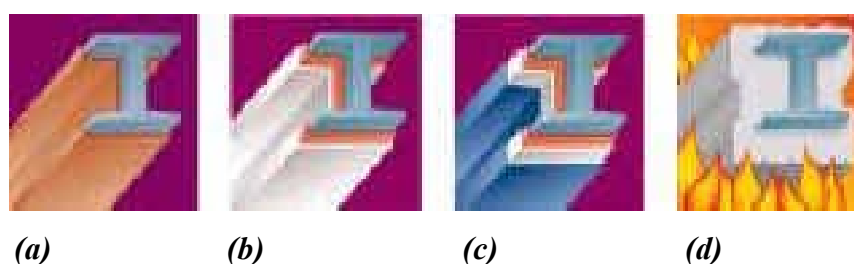
Segundo catálogo Nullifire há dois tipos de tinta intumescente com as seguintes especificações: S606 (para uso interior) e S607 (para uso exterior). Após o término de aplicação das demãos necessárias, deve-se aplicar uma tinta específica para acabamento na cor desejada, porém somente após três dias da aplicação da última demão de tinta intumescente.

A tabela 3.14, resumida de Silva (2001a), indica as espessuras necessárias da tinta intumescente em um pilar de seção I, com os quatro lados expostos ao incêndio. Já a figura 3.26 ilustra a etapa de limpeza, aplicação e expansão do sistema intumescente.

**TABELA 3.14:** Espessura, em mm, da película de tinta intumescente aplicada em pilares com seção tipo I, com os quatro lados expostos ao fogo, em função do fator de massividade  $F$  e do TRRF, para  $\theta_{cr} = 550^{\circ}\text{C}$ .

$F \text{ (m}^{-1}\text{)}$	Nullifire S606				Nullifire S607	
	30	60	90	120	30	60
30	0,25	0,74	1,48	2,47	0,20	0,44
100	0,25	0,74	1,48	2,47	0,20	0,44
120	0,32	0,74	1,48	2,47	0,20	0,64
150	0,49	1,27	1,73	3,96	0,20	0,88
180	0,49	1,27	2,31	4,70	0,32	0,88
210	0,55	1,45	2,97	5,94	0,38	0,98
240	0,63	1,69	3,71	-	0,46	1,12
270	0,99	2,23	5,19	-	0,60	1,25
290	0,99	2,23	-	-	0,60	1,25
320	0,99	2,23	-	-	0,60	1,25

Fonte: Silva (2001a).



**FIGURA 3.26:** Limpeza e aplicação do primer epóxi *(a)*; Aplicação da tinta intumescente com espessura de 200 a 6000 $\mu\text{m}$ , dependendo do nível de exigência de proteção *(b)*; Pintura de acabamento na cor desejada *(c)*; e Expansão do sistema em caso de incêndio *(d)*. Fonte: Refrasol (2001).

## ***Capítulo 04 – Perfis formados a frio em situação de incêndio: propostas de alguns autores***

---

### ***4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS***

Como já mencionado no Capítulo 1, o atual acervo bibliográfico que trata de perfis formados a frio em situação de incêndio é bastante escasso. Dentre as poucas bibliografias encontradas relacionando perfis formados a frio e incêndio, Kaitila (2000) apresenta um estado da arte sobre o tema proposto e descreve, resumidamente, o método de dimensionamento disponibilizado no Eurocode 3 Parte 1.2 (2001).

Em Kaitila (2000) são apresentadas as principais propriedades térmicas e mecânicas do aço, com base nas informações extraídas do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) e em resultados experimentais, bem como faz comentários sobre pesquisas recentes de outros autores que desenvolvem trabalhos nessa mesma área.

Na Universidade de Manchester, Wang e Davies (2000) iniciaram estudos experimentais e teóricos sobre o comportamento de estruturas compostas por perfis formados a frio em condições de incêndio. Eles adaptaram o método de dimensionamento para perfis formados a frio do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996) para altas temperaturas e estudaram o comportamento de pilares compostos por perfis formados a frio com seção tipo U.

Dentro do mesmo contexto, em Kaitila (2001) foi avaliada a possibilidade do uso do método de dimensionamento em temperatura ambiente do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996), adaptado para situações de exposição a temperaturas elevadas, analisando-se a influência de imperfeições existentes em pilares compostos por perfil formado a frio tipo U enrijecido.

Em Feng et al (2002a, 2002b) são propostos estudos experimental e numérico de perfis formados a frio do tipo U submetidos a cargas axiais, cujas análises foram realizadas em temperatura ambiente e em temperatura elevada. Os objetivos desses estudos foram o de compreender o comportamento físico e o modo de falha desses perfis, bem como conseguir resultados experimentais para a análise numérica.

Soares e Rodrigues (2002) apresentam em seu trabalho uma metodologia para dimensionamento de estruturas de aço compostas por perfis formados a frio em situação de incêndio e implementaram um programa computacional para o dimensionamento dos elementos em questão.

Além dos estudos já mencionados, é importante ressaltar que em Feng et al (2002c) foram realizados ensaios para avaliar o comportamento de painéis compostos por perfis tipo U e placas de gesso em altas temperaturas.

#### **4.1.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO**

Pelo fato do aumento da temperatura provocar reduções na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade do aço, o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), em seu anexo E, informa que a redução da resistência ao escoamento para perfis formados a frio (classificado como classe 4 pelo Eurocode 3 Parte 1.2) deve ser tomada com relação à deformação de 0,2%.

Por meio de vários ensaios experimentais em pilares tubulares de chapa fina Ala-Outinen e Mylymäki (1995) apud Kaitila (2000) verificaram que a largura efetiva dos elementos, em temperatura elevada, segue o mesmo equacionamento do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996) para temperatura ambiente. Porém, deve-se utilizar os fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade do aço em elevadas temperaturas, conforme sugere o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), com relação a 0,2 % da deformação.

Ala-Outinen e Mylymäki (1995) apud Kaitila (2000) realizaram análises experimentais e numéricas em pilares de seção tubular retangular comprimidos em elevadas temperaturas. Eles obtiveram temperaturas críticas por volta de 400°C e, portanto, maior que a temperatura máxima de 350°C, sugerida pelo Eurocode 3 Parte 1.2, para o dimensionamento de perfis formados a frio.

Ranby (1999) apud Kaitila (2000) encontrou os mesmos resultados que Ala-Outinen e Mylymäki (1995) apud Kaitila (2000) após realizar vários ensaios e modelagens em Elementos Finitos, utilizando as orientações do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), para flambagem por flexão e por flexo-torção em perfis formados a frio, em temperaturas ambiente e elevada. Ele também concluiu que o dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio pode ser feito utilizando o mesmo equacionamento para temperatura ambiente, porém adotando-se os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço correspondente à deformação de 0,2% e de redução do módulo de elasticidade, que estão apresentados na tabela 4.1.

**TABELA 4.1:** Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço e do módulo de elasticidade do aço.

Temperatura do aço (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{y,\theta}$ ( $\epsilon=0,2\%$ )	$k_{E,\theta}$
	NBR 14323 e Eurocode 3 Parte 1.2	Eurocode 3 Parte 1.2	NBR 14323 e Eurocode 3 Parte 1.2
20	1,000	1,000	1,0000
100	1,000	1,000	1,0000
200	1,000	0,890	0,9000
300	1,000	0,780	0,8000
400	1,000	0,650	0,7000
500	0,780	0,530	0,6000
600	0,470	0,300	0,3100
700	0,230	0,130	0,1300
800	0,110	0,070	0,0900
900	0,060	0,050	0,0675
1000	0,040	0,030	0,0450
1100	0,020	0,020	0,0225
1200	0,000	0,000	0,000

Fonte: NBR 14323:1999 e Eurocode 3 Parte 1.2 (2001).

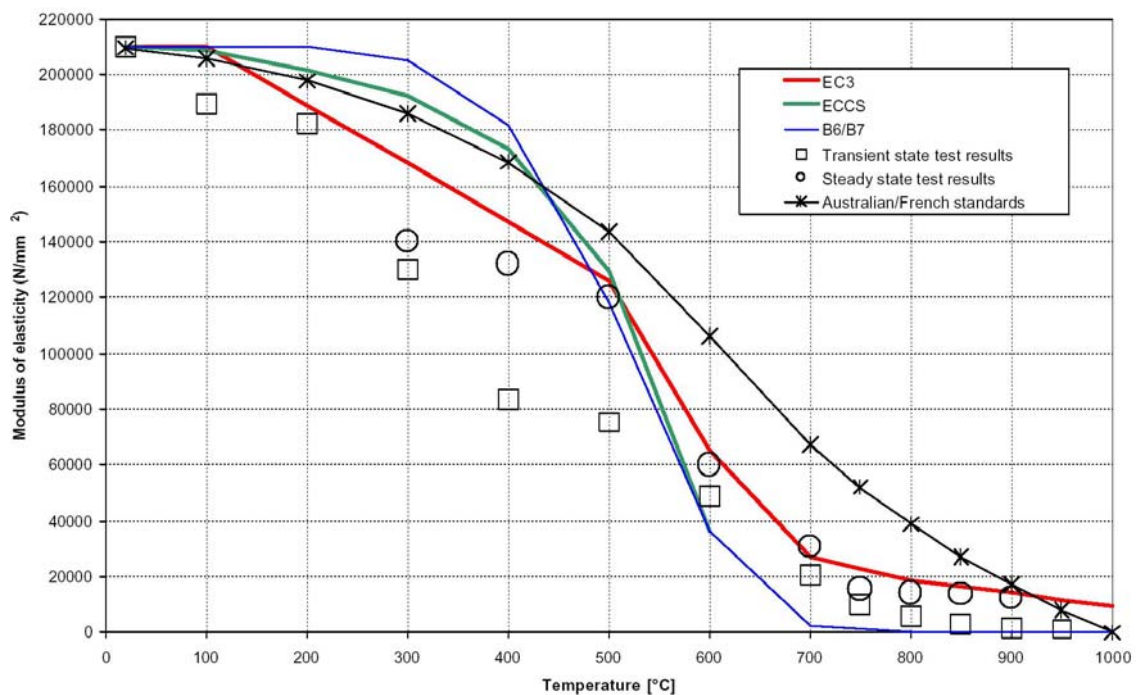
Kaitila (2000) compara as propriedades mecânicas do aço em elevadas temperaturas, apresentadas no Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), com resultados de ensaios



no *Laboratory of Steel Structures* da Helsinki University of Technology na Finlândia. Segundo o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) a resistência e o módulo de elasticidade do aço são reduzidos com o aumento da temperatura por meio de fatores de redução. Esses fatores de redução já foram apresentados na tabela 3.3, do Capítulo 3 desse trabalho, pois são idênticos aos fatores de redução da NBR 14323:1999. Ressalta-se que na tabela 4.1 são apresentados novamente esses fatores.

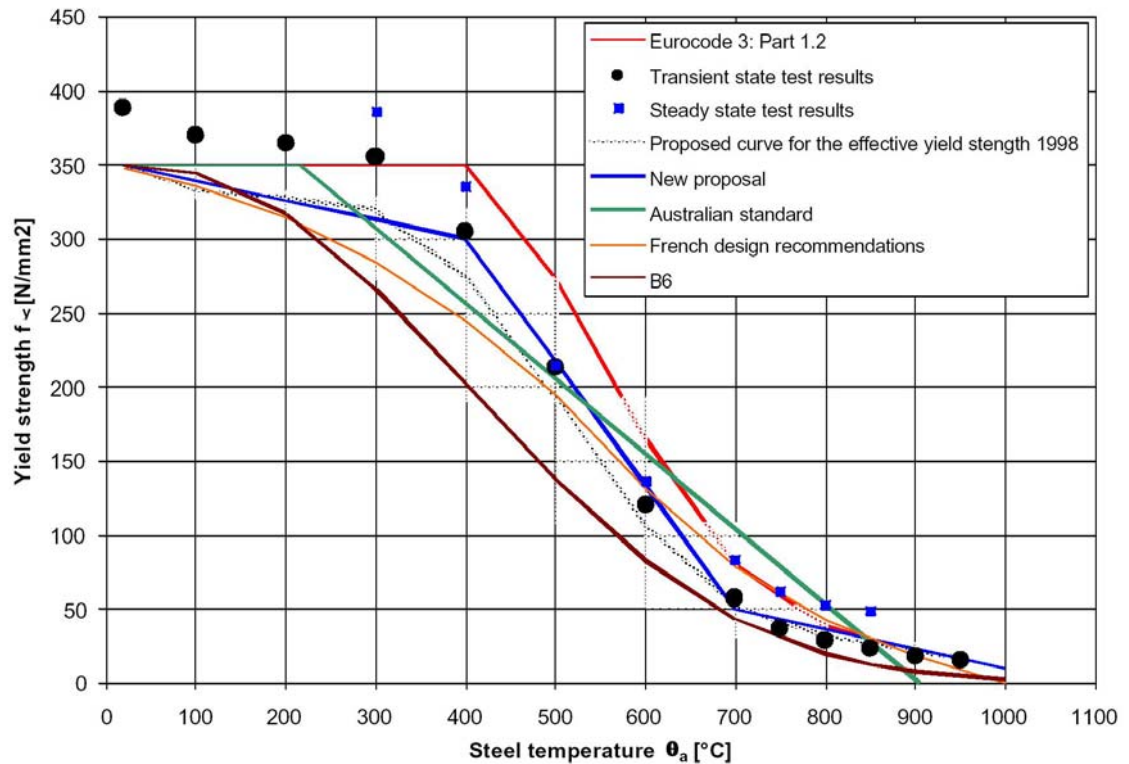
Os ensaios realizados por Kaitila (2000), no *Laboratory of Steel Structures* em Helsinki, foram executados sob carregamento constante com elevação da temperatura ao longo do tempo. As deformações foram medidas em função da temperatura e o alongamento térmico foi subtraído da deformação total para se obter a curva “deformação x temperatura”.

Segundo Kaitila (2000), este tipo de ensaio é o mais realístico para se determinar curvas “deformação x temperatura”, quando comparado, por exemplo, com o ensaio onde a temperatura é elevada até se atingir um nível de tensão desejado ou especificado. Esses ensaios são conhecidos como não-restringidos (ensaios em que se mantém constante o carregamento) e restringidos (ensaio em que se mantém constante o deslocamento), respectivamente.



**FIGURA 4.1:** Redução do módulo de elasticidade do aço S350GD+Z em função da temperatura em diferentes normas estrangeiras. Fonte Kaitila (2000).

Nas figuras 4.1 e 4.2 estão apresentados os resultados dos ensaios realizados por Kaitila (2000), em que são também apresentadas comparações com normas de diferentes países, como, por exemplo, as normas australianas e francesas.



**FIGURA 4.2:** Redução da resistência ao escoamento do aço S350CD+Z em função da temperatura em diferentes normas estrangeiras. Fonte: Kaitila (2000).

Segundo Soares e Rodrigues (2002), outros autores realizaram ensaios e definiram equações que permitem obter valores para os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço, como Gerlich et al (1996) e Klippstein (1978) apud Soares e Rodrigues (2002), por meio das eqs. (4.1) e (4.2).

$$k_{y,\theta} = 1,0 - 5,3 \cdot 10^{-4} \theta + 4,0 \cdot 10^{-6} \theta^2 - 1,9 \cdot 10^{-8} \theta^3 + 1,7 \cdot 10^{-11} \theta^4 \quad (4.1)$$

$$k_{E,\theta} = 1,0 - 3,0 \cdot 10^{-4} \theta + 3,7 \cdot 10^{-7} \theta^2 - 6,1 \cdot 10^{-9} \theta^3 + 5,4 \cdot 10^{-12} \theta^4 \quad (4.2)$$

Makelainen e Miller (1983) apud Soares e Rodrigues (2002) propõem fatores de redução por meio das eqs. (4.3), (4.4) e (4.5).



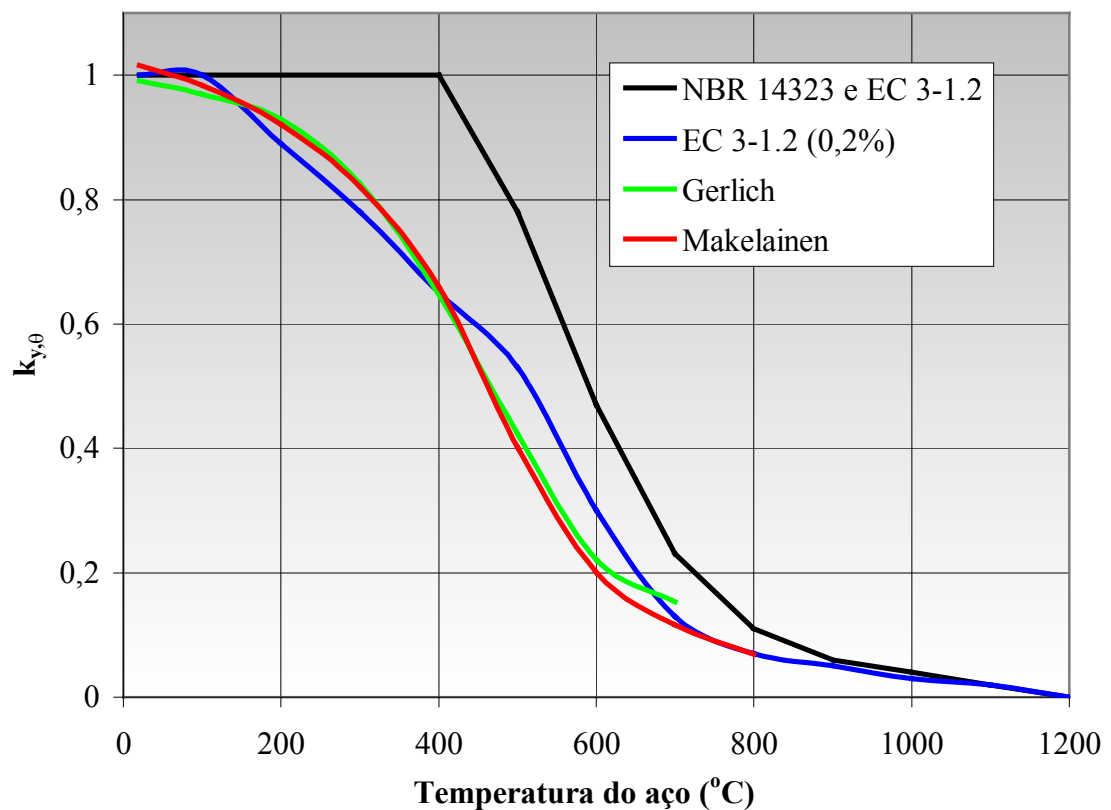
$$k_{y,\theta} = 1,088 - 0,1314 \exp[0,0047(\theta - 148,3)] \quad \text{para } 20^\circ C \leq \theta \leq 500^\circ C \quad (4.3)$$

$$k_{y,\theta} = 104(1,0 - \theta/1135)/(\theta - 356) \quad \text{para } 500^\circ C \leq \theta \leq 800^\circ C \quad (4.4)$$

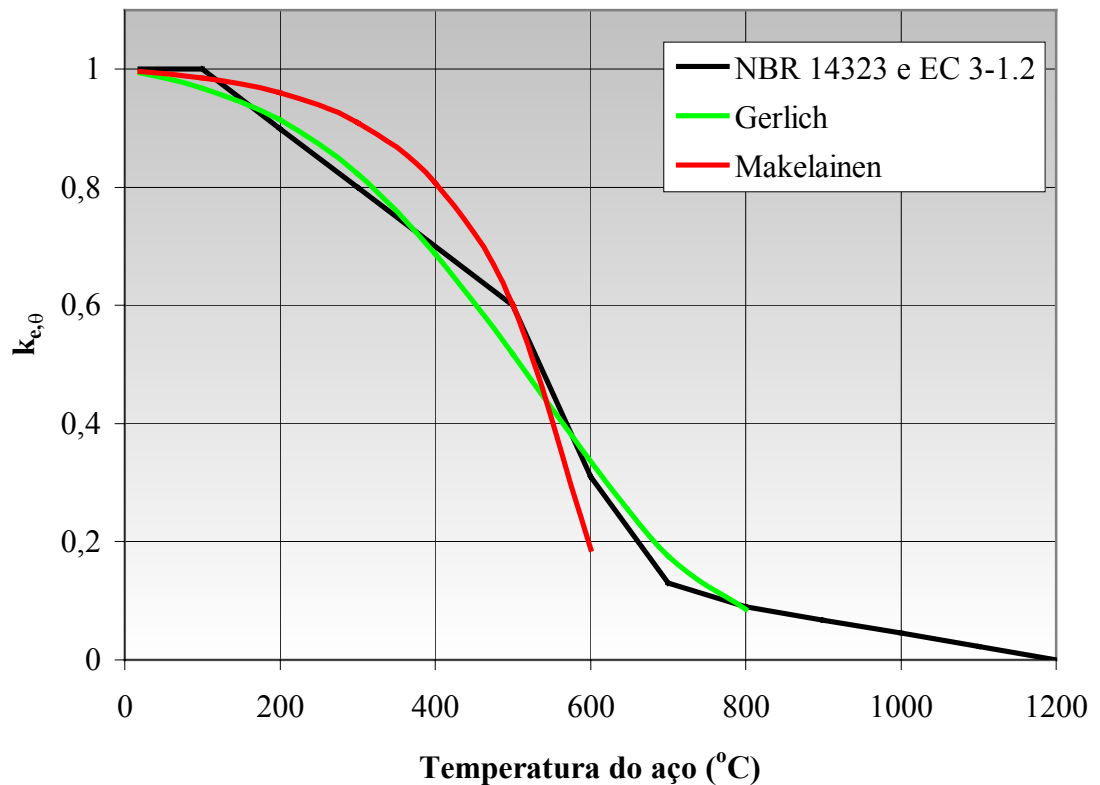
$$k_{E,\theta} = 1,01 - 0,139 \exp[0,007(\theta - 346)] \quad \text{para } 20^\circ C \leq \theta \leq 600^\circ C \quad (4.5)$$

Em ambos os casos, em que  $\theta$  é a temperatura do aço, resultam fatores ligeiramente diferentes daqueles apresentados no Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) e na NBR 14323:1999. Vale mencionar que nas eqs. (4.3) e (4.4) os valores de redução da resistência ao escoamento foram determinados com relação à 0,2% da deformação. Para todos os ensaios foi considerada uma taxa de aquecimento de 10°C/min.

As figuras 4.3 e 4.4 apresentam uma comparação dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço, respectivamente, segundo o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), a NBR 14323:1999 e as equações apresentadas acima.



**FIGURA 4.3:** Comparação entre os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço.



**FIGURA 4.4:** Comparação entre os fatores de redução para o módulo de elasticidade do aço.

#### 4.1.2 PROPRIEDADES TÉRMICAS DO AÇO

As propriedades térmicas do aço, tais como alongamento, calor específico e condutividade térmica, variam com a temperatura e o equacionamento dessas variações está descrito no anexo D da NBR 14323:1999 e no Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Porém, quando da aplicação do método simplificado, todas essas propriedades assumem valores que são adotados constantes e iguais aos apresentados no Capítulo 3, que são as seguintes:

- calor específico ( $c_a$ ) = 600J/kg°C;
- alongamento ( $\Delta l/l$ ) =  $14 \times 10^{-6}(\theta_a - 20)$ ;
- condutividade ( $\lambda_a$ ) = 45W/m°C.

Esta afirmação é válida mesmo que o método simplificado não se aplique aos perfis formados a frio, pois as propriedades térmicas e suas simplificações, apresentadas no item 5.1 da NBR 14323:1999, são válidas para todos os aços estruturais previstos nas normas brasileiras.

Kaitila (2000) também adota esses valores constantes e iguais aos já apresentados no Capítulo 3, do presente texto.

#### 4.1.3 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES

Uy e Bradford (1995) apud Kaitila (2000) estudaram a flambagem local de elementos de aço por meio do Método das Faixas Finitas e verificaram que os limites de esbeltez para a flambagem local são bem maiores em elevadas temperaturas, do que os limites em temperatura ambiente. Desse modo, é possível admitir que a verificação da flambagem local em temperatura ambiente resulta em valores a favor da segurança no dimensionamento em situação de incêndio.

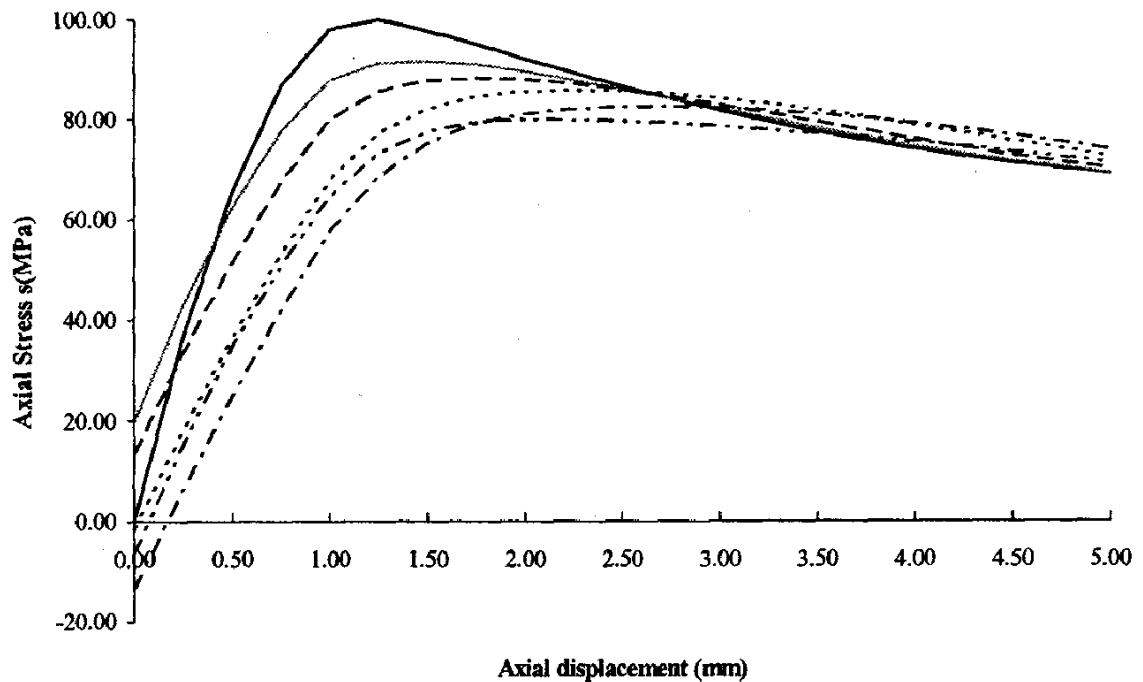
Guedes Soares et al (1998) apud Kaitila (2000) e Guedes Soares e Teixeira (2000) apud Kaitila (2000), estudaram o comportamento de chapas de aço submetidas a cargas de calor localizadas e globais na área das chapas. Esses estudos foram realizados com modelo não-linear de Elementos Finitos. As chapas foram consideradas como partes de grandes estruturas e não como elementos individuais de uma estrutura.

As chapas eram quadradas com área de  $1,0\text{m}^2$  e as espessuras variaram de 10mm a 50mm, proporcionando variadas relações b/t. A área aquecida do modelo variou de 6% a 77%, com várias temperaturas acima de  $100^\circ\text{C}$  e em temperatura ambiente, sofrendo carregamento biaxial.

As referências citadas observaram que em temperatura ambiente a chapa com a menor relação b/t, igual a 20, plastificou e todos os outros modelos apresentaram flambagem local até chegar ao colapso. Quando se aqueceu uma área de 6% da chapa, em todas as temperaturas ocorreu uma ligeira queda na tensão de flambagem e o comportamento pós-flambagem não foi afetado. Ao se aquecer 25% da área da chapa, a tensão de flambagem reduziu um pouco mais e as tensões pós-flambagem aumentaram ligeiramente.

Um fenômeno interessante foi que a temperatura elevada localizada gerou tensões de tração nas chapas, entretanto a expansão térmica provocou tensões de

compressão, devido ao movimento restringido das bordas das chapas, no início do aumento de temperatura. Essa diferença pode ser grande a ponto de as tensões de tração se tornarem maiores que as tensões de compressão, como ilustra a figura 4.5.



**FIGURA 4.5:** Tensão axial para chapas com 25% da área aquecida e relação  $b/t = 60$ .

Fonte: Kaitila (2000).

Portanto, com os resultados de Guedes Soares et al (1998, 2000), no caso de chapas aquecidas localmente, as reduções na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade do aço podem gerar redução nas tensões de compressão do elemento. Esse efeito tende a impedir a flambagem local, que ocorre mais rapidamente em temperatura ambiente, similarmente ao observado por Uy e Bradford (1995).

## **4.2 PROPOSTAS PARA DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO**

### **4.2.1 PROCEDIMENTO PROPOSTO POR KAITILA**

Kaitila (2000) apresenta, resumidamente, o dimensionamento simplificado do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), pelo *método da temperatura crítica* e pelo *método da*

*capacidade de carga do perfil de aço*. Ele registra que o método simplificado pode ser usado com restrições no dimensionamento de perfis formados a frio.

Por sua vez, na falta de um método adequado para dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio, o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) recomenda a utilização de temperatura máxima igual a 350°C para tais perfis. Entretanto, o mesmo Eurocode alerta que, utilizando métodos avançados para dimensionamento, pode-se obter temperaturas críticas maiores que 350°C para perfis formados a frio.

Por essa razão, Kaitila (2001) também estudou a possibilidade do uso das equações apresentadas no Eurocode 3 Parte 1.3 (1996) para dimensionamento de perfis formados a frio, admitindo elevadas temperaturas, porém considerando-se as imperfeições iniciais na geometria dos perfis. O perfil analisado foi tipo Ue100x40x15x1,0, com aço tipo S350GD+Z (com resistência ao escoamento  $f_y=350\text{MPa}$ ).

As reduções na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade do aço foram utilizadas de acordo com o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Para se determinar as forças normais resistentes o Eurocode 3 Parte 1.3 (1996) utiliza a curva para dimensionamento à compressão “*b*” para perfis formados a frio tipo U enrijecido em temperatura ambiente.

Para temperatura elevada o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) indica a utilização da curva “*c*”, sem levar em conta o tipo do perfil ou o eixo de flambagem. Nesse estudo Kaitila (2001) usou as curvas “*b*” e “*c*”, para determinar as forças normais resistentes para vários modos de flambagens em temperatura elevada, como indicam as tabelas 4.2 e 4.3.

**TABELA 4.2:** Forças normais resistentes, utilizando curva para dimensionamento à compressão “*b*” do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996).

Temperatura (°C)	$F_u$ relativa a flambagem local (kN)	$F_u$ relativa a flambagem por flexão (kN)	$F_u$ relativa a flambagem por torção (kN)	$F_u$ relativa a flambagem lateral com torção (kN)
20	42,99	35,56	12,23	11,67
300	37,09	30,22	9,89	9,44
600	12,31	10,34	3,74	3,58

Fonte: Kaitila (2001).

**TABELA 4.3:** Forças normais resistentes, utilizando curva de flambagem “c” do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996).

Temperatura (°C)	F <sub>u</sub> relativa a flambagem local (kN)	F <sub>u</sub> relativa a flambagem por flexão (kN)	F <sub>u</sub> relativa a flambagem por torção (kN)	F <sub>u</sub> relativa a flambagem lateral com torção (kN)
300	37,09	28,17	9,18	8,78
600	12,31	9,71	3,46	3,31

Fonte: Kaitila (2001).

Com os resultados do dimensionamento feito com base no Eurocode 3 Parte 1.3 (1996), Kaitila (2001) comparou-os com aqueles obtidos por meio de análises com base na utilização de modelos numéricos discretizados em Elementos Finitos.

As forças normais resistentes por Elementos Finitos para a curva “c”, resultam, nesse caso, ligeiramente maiores que aquelas apresentadas na tabela 4.3, dependendo das imperfeições iniciais, entre 16% a 27% para a temperatura de 20°C, entre 5% a 16% para 300°C e entre 1% a 23% para 600°C.

Quando se comparam as forças normais resistentes para a curva “b”, os resultados por Elementos Finitos são muito próximos aos apresentados na tabela 4.2. Com essas comparações é possível verificar que os resultados analíticos ainda são muito conservadores, se comparados aos resultados por Elementos Finitos.

Nesse caso, talvez seja razoável utilizar a curva para dimensionamento à compressão “b” também para seções tipo U enrijecido em temperaturas elevadas. Essa mesma conclusão já foi verificada por Young e Rasmussen (1998) apud Kaitila (2001) e Young e Yan (2000) apud Kaitila (2001).

Com o aumento das imperfeições locais e globais Kaitila (2001) comprovou a influência negativa de tais imperfeições, uma vez que com o aumento dos respectivos valores de imperfeições, nota-se uma diminuição na força normal resistente. As figuras 4.6 e 4.7, elaboradas com base em Kaitila (2001), ilustram essa característica.

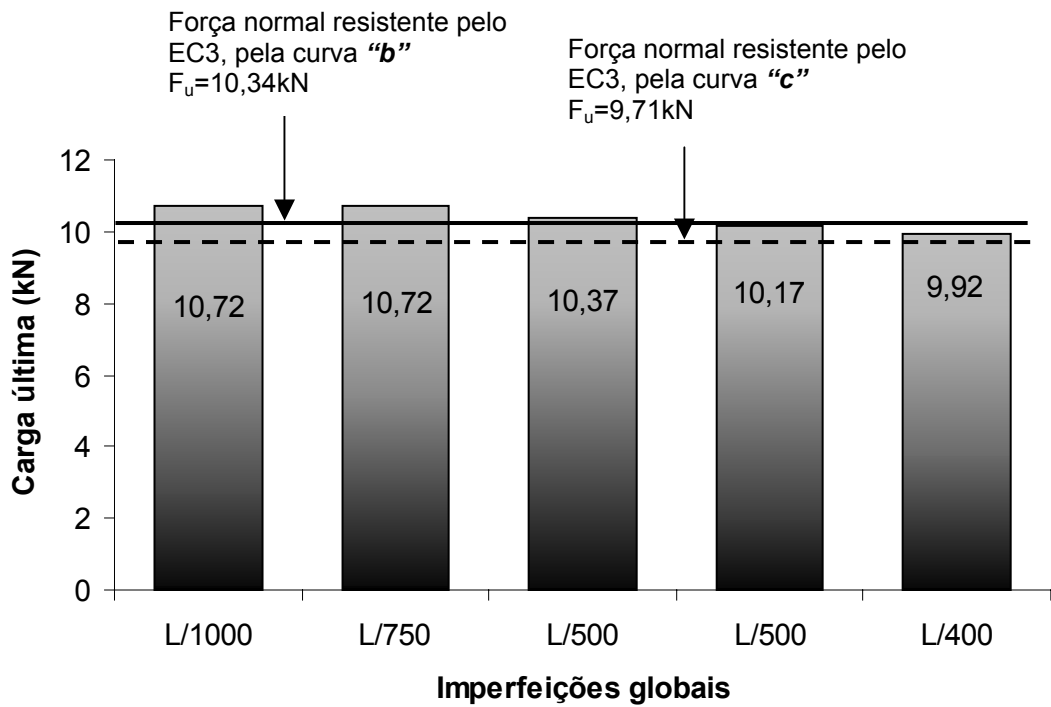


FIGURA 4.6: Forças normais resistentes pelo modelo em Elementos Finitos com imperfeição local de  $h/200$  e imperfeições globais variáveis.

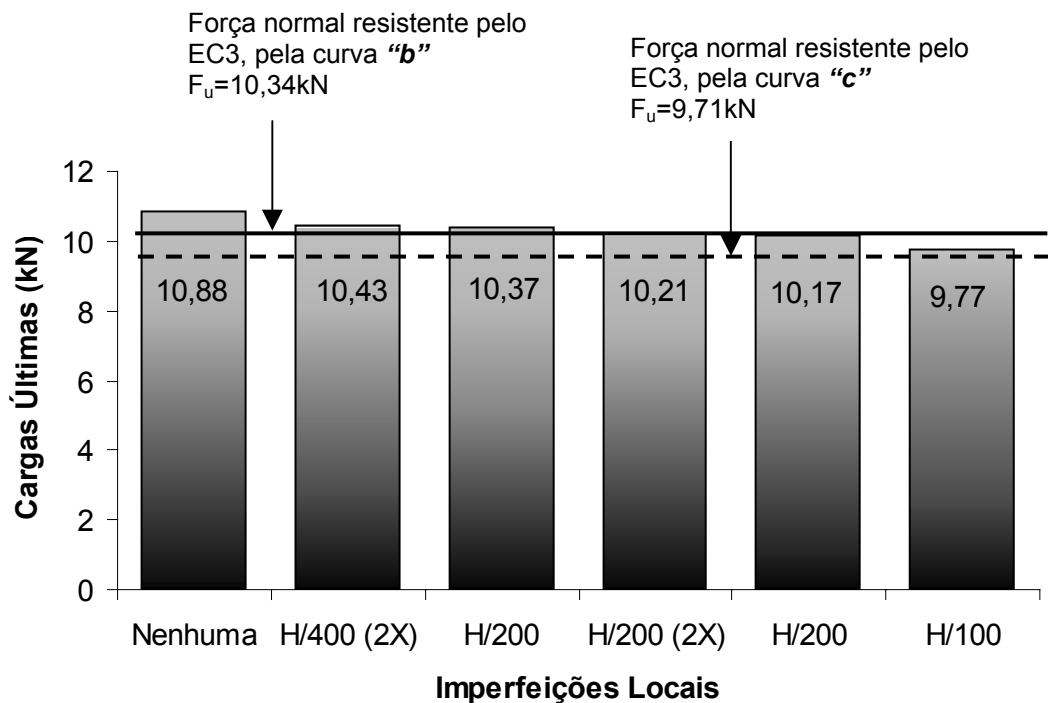
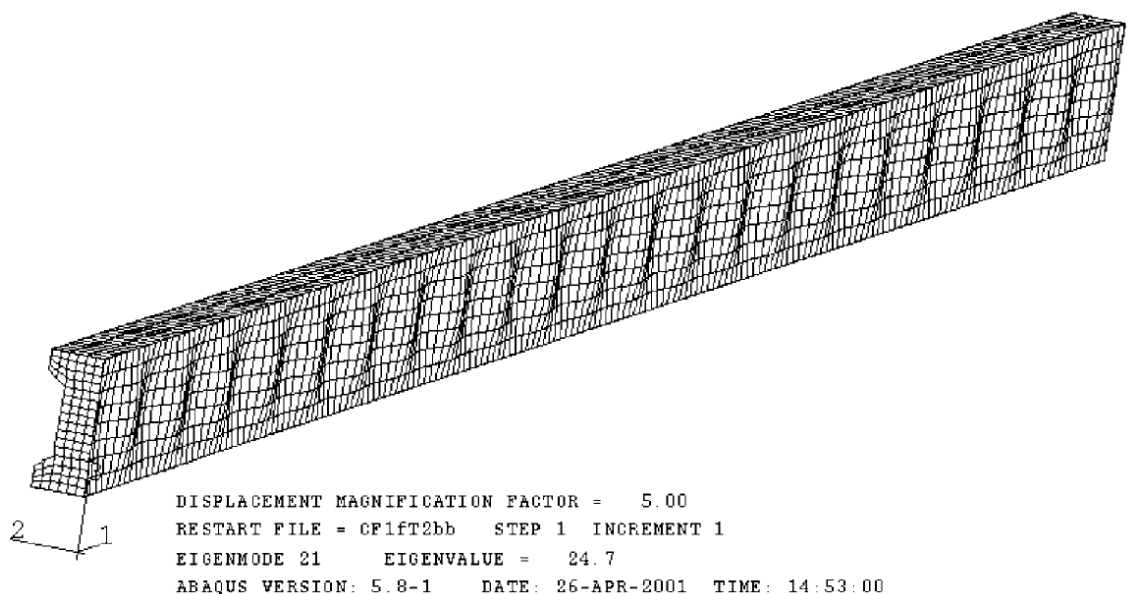


FIGURA 4.7: Cargas últimas pelo método dos Elementos Finitos com imperfeição global de  $h/500$  e imperfeições locais variáveis.

Na figura 4.6 foi mantido constante o valor da imperfeição local, em  $h/200$ , variando-se o valor da imperfeição global. Na figura 4.7, por sua vez, manteve-se constante o valor da imperfeição global, em  $L/500$ , variando-se a imperfeição local. Para essas imperfeições  $h$  é a altura do perfil formado a frio tipo U enrijecido e  $L$  é o comprimento total do perfil.

Nas figuras 4.6 e 4.7 pode-se observar a redução da força normal resistente com o aumento da imperfeição. É possível comparar também, as forças normais resistentes obtidas pelo dimensionamento por meio do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) modificado, utilizando as curvas “*c*” e “*b*”, com as forças normais resistentes pela modelagem em Elementos finitos.

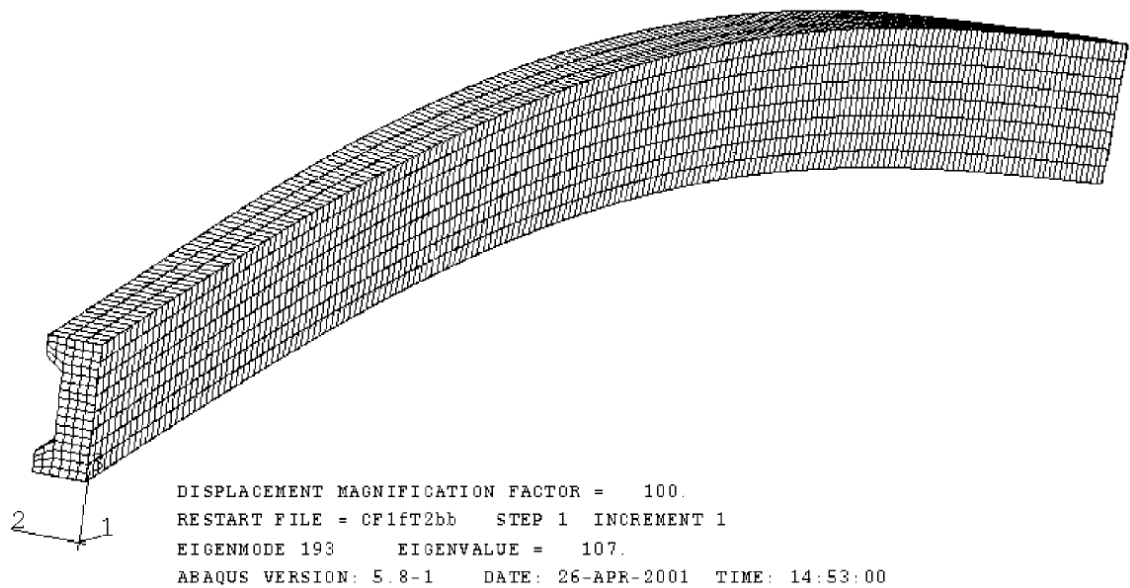
Para exemplificar os efeitos das imperfeições iniciais a figura 4.8 ilustra um dos modelos numéricos que sofreu flambagem local, devido à aplicação de imperfeições locais nos dados de entrada no programa ABAQUS, utilizado para a modelagem numérica. Já a figura 4.9 apresenta um dos modelos que sofreu flambagem por flexão devido à aplicação de imperfeições globais.



**FIGURA 4.8:** Modelo numérico com flambagem local, devido a imperfeições locais.

Fonte: Kaitila (2001).





**FIGURA 4.9:** Modelo numérico com flambagem por flexão, devido a imperfeições globais. Fonte: Kaitila (2001).

#### 4.2.2 PROCEDIMENTO PROPOSTO POR FENG, WANG E DAVIES

Segundo Wang e Davies (2000) vários ensaios com perfis formados a frio em situação de incêndio vêm sendo feitos por fabricantes de estruturas. Porém, pelo fato de as informações assumirem caráter confidencial, os resultados não são divulgados à comunidade científica com vistas à comparação com estudos experimentais e teóricos, tais como o método de dimensionamento proposto na última referência.

Wang e Davies (2000), na Universidade de Manchester, iniciaram estudos com pilares compostos por perfis formados a frio tipo U enrijecido em situação de incêndio. Eles utilizaram o dimensionamento para perfis formados a frio, em temperatura ambiente, disponibilizado no Eurocode 3 Parte 1.3 (1996), porém com adaptações.

Algumas das considerações adotadas na por Wang e Davies (2000) para os pilares em situação de incêndio foram as seguintes:

- *A redução da resistência ao escoamento do aço pode ser correspondente a 0,2% da deformação, como já comentado anteriormente, de acordo com o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), Ala-Qutien e Myllymaki (1995) e Ranby (1998) e apresentado na tabela*

4.1. Também, como já foi comentada, pode-se utilizar a sugestão de Klippstein (1980), de acordo com as eqs. (4.1);

- A redução do módulo de elasticidade do aço pode ser utilizada de acordo com o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), indicada na tabela 4.1, ou conforme a eq. (4.2) de Klippstein (1980);
- A seção do pilar analisado tem temperatura uniforme nas mesas, alma e enrijecedores, considerando as distribuições de resistência e rigidez do aço lineares;
- Para as mesas e enrijecedores o método para se determinar a largura efetiva é o mesmo do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996), porém utilizando-se as propriedades do aço reduzidas em temperaturas elevadas;
- Para a alma, devido às mudanças nas propriedades do aço, são usados valores médios da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, considerando somente a variação da tensão e não o gradiente de temperatura;

Gerlich et al (1996) apud Wang e Davies (2000) ensaiaram alguns pilares em perfis formados a frio tipo U, na composição de painéis de fechamento, em situação de incêndio. Porém, a última referência não descreveu o modelo do protótipo utilizado para os ensaios, descreveu apenas os perfis formados a frio tipo U.

Os resultados de três ensaios foram usados para comparação do método de dimensionamento de Wang e Davies (2000). Os resultados desses três ensaios estão reproduzidos na tabela 4.4.

**TABELA 4.4:** Resultados dos ensaios em colunas de Gerlich et al (1996).

Nº do ensaio	Seção	Resist. (N/mm <sup>2</sup> )	Altura (m)	Temp. na face quente (°C)	Temp. na face fria (°C)	Carga ensaio (kN)	Carga esperada* (kN)
1	U 76x32x1,5	300	2,85	522	460	6,00	7,85
2	Ue102x51x1,0	450	3,60	508	416	16,00	15,40
3	Ue102x51x1,0	450	3,60	532	455	12,00	8,10-14,30

\* Carga esperada pelo método modificado de Wang e Davies (2000).

No *ensaio 1* a carga de flambagem por flexão estimada é cerca de 30% maior que a carga aplicada. Entretanto, em Gerlich et al (1996) apud Wang e Davies (2000)

menciona-se que não houve falha no pilar desse ensaio mais cedo porque as cargas se distribuíram para outros membros do modelo de painel utilizado. Assim, a carga do pilar do ensaio 1 deve ser bem maior que a indicada na tabela 4.4.

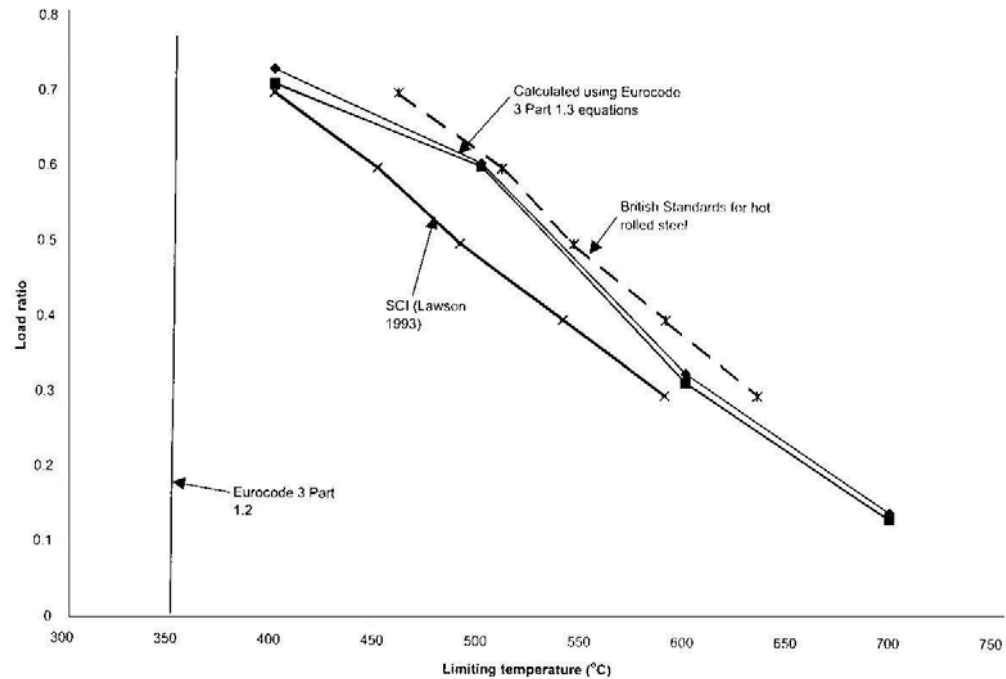
Em temperatura ambiente os materiais enrijecedores impedem o pilar de sofrer flambagem por flexão no menor eixo e flambagem por torção. No *ensaio 2* os enrijecedores representaram bem a condição de incêndio e foi observado somente flambagem por flexão no maior eixo. A carga de falha por flexão estimada foi muito próxima da ocorrida no ensaio (15,4kN x 16,0kN).

No *ensaio 3* os enrijecedores falharam próximo ao fim do ensaio, pois estavam colaborando contra a flambagem lateral por torção. Entretanto, pode ser questionado que se o enrijecimento não existisse o pilar sofreria flambagem lateral por torção muito mais cedo. Por outro lado, se o enrijecimento tivesse trabalhado bem, ocorreria flambagem por flexão mais tarde. Assim, dois valores são previstos na tabela 4.4 para o ensaio 3, o valor menor quando a falha seria por flambagem lateral por torção (8,10kN) e o valor maior quando a falha for por flambagem por flexão (14,30kN). Como esperado o ensaio 3 teve falha nesse intervalo de valores (12,00kN).

Os ensaios de Gerlich et al (1996) apud Wang e Davies (2000) indicam que os modelos modificados de dimensionamento devem continuar sendo estudados para se chegar ao uso prático. Também serão necessários ainda, muitos estudos teóricos e experimentais para validar algum método de dimensionamento para ser usado na prática de estruturas metálicas.

Wang e Davies (2000) elaboraram um gráfico que faz uma comparação do método modificado do Eurocode 3 Parte 1.3 (1996), sugerido por eles, com outras bibliografias tais como BS 5950 Parte 8 (1990), SCI P129 (LAWSON 1993 apud WANG e DAVIES 2000) e Eurocode 3 Parte 1.2 (2001).

Nesse gráfico a distribuição de temperatura ao longo da seção foi considerada uniforme. Pela análise do gráfico, na figura 4.10, pode-se observar que a temperatura máxima de 350°C para o aço dos perfis formados a frio, considerada no Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), é muito conservadora.



**FIGURA 4.10:** Temperaturas máximas para perfis formados a frio. Fonte: Wang e Davies (2000)

Os resultados apresentados pelo método simplificado de dimensionamento aproximam-se muito das curvas obtidas pelo SCI P129 (1993) e pela BS 5950 Parte 8 (1990). O SCI P129 (1993) apresenta uma estimativa razoavelmente segura e precisa das temperaturas máximas que podem atingir os perfis formados a frio. A BS 5950 Parte 8 (1990) recomenda um limite máximo de temperatura na ordem de 40°C a 60°C menores que as temperaturas atingidas por pilares esbeltos de perfis laminados.

Feng et al (2002a) também comprovaram a influência das imperfeições dos perfis formados a frio tipo U. Eles realizaram ensaios com pilares curtos, formados por perfis tipo U não enrijecido e U enrijecido, com e sem abertura de serviço. Com os resultados dos ensaios em temperaturas ambientes e elevadas Feng et al (2002b) fizeram comparações com resultados dos modelos numéricos em Elementos Finitos.

Para o posicionamento dos corpos-de-prova, em Feng et al (2002a) foram utilizados alinhamentos a olho nu, sem qualquer instrumentação, portanto, permitindo a existência de pequenas imperfeições iniciais. Essas imperfeições refletiram em modos de falha por flambagens diferentes para corpos-de-prova idênticos, tanto para os ensaios em temperatura ambiente como para altas temperaturas. Porém, mesmo com modos de falha diferentes, as cargas últimas foram muito parecidas nos pilares semelhantes.

Os resultados encontrados para a deformação final dos corpos-de-prova em elevadas temperaturas foram muito parecidos com os resultados para temperatura ambiente. De maneira geral, os perfis U não enrijecidos e os U enrijecidos com espessura de 1,2mm apresentaram falha principalmente por flambagem local, e os perfis enrijecidos com espessura de 2,0mm apresentaram falha principalmente por flambagem por distorção. O modo de falha por flambagem global não ocorreu devido à pequena altura dos pilares com apenas 400mm.

Para os ensaios com perfis tipo U enrijecido, com aberturas de serviço, Feng et al (2002a) concluíram que a presença dessas aberturas não influencia de maneira significativa a rigidez das colunas, porém elas mudam o modo de flambagem e podem reduzir sua capacidade de carga. Com a redução da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço os efeitos das aberturas podem ser maiores nas temperaturas elevadas do que em temperatura ambiente.

#### **4.2.3 PROCEDIMENTO PROPOSTO POR SOARES E RODRIGUES**

Soares e Rodrigues (2002) apresentaram um procedimento para o dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio, por meio de adaptação nas normas brasileiras NBR 14323:1999 e NBR 14762:2001. Na proposta de Soares e Rodrigues (2002) as combinações de ações são determinadas pela NBR 14323:1999 e os perfis estruturais formados a frio são projetados a temperatura ambiente de acordo com a NBR 14762:2001.

Quando em temperatura elevada, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço devem ser reduzidos. Assim, Soares e Rodrigues (2002) disponibilizam reduções segundo a NBR 14323:1999, o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) com relação à 0,1% e 0,2% da deformação, bem como segundo as eq. (4.1) a (4.5) propostas por Gerlich (1996) e Klippstein (1978) apud Soares e Rodrigues (2002) e Makelainen e Miller (1983) apud Soares e Rodrigues (2002). A temperatura do aço é determinada por meio da NBR 14323:1999, como apresentado no Capítulo 3 deste trabalho.

Para o dimensionamento em situação de incêndio, em Soares e Rodrigues (2002) apresentam-se as principais diferenças entre os coeficientes utilizados na NBR 14762:2001 e NBR 14323:1999, bem como as diferenças no equacionamento para o

dimensionamento em temperaturas ambiente e elevada para os esforços de tração, compressão, flexão e força cortante.

Apenas para exemplificar, a eq. (4.6) permite o cálculo da resistência à tração, em temperatura ambiente, por meio da NBR 14762:2001, enquanto a eq. (4.7) permite o mesmo cálculo, em situação de incêndio, proposto por Soares e Rodrigues (2002), e igual à resistência à tração proposta no texto-base da NBR 14323:2003, para dimensionamento de barras tracionadas.

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma} \quad (\gamma = 1,1) \quad (4.6)$$

$$N_{t,fd} = Ak_{y,\theta} f_y \quad (4.7)$$

Nas eqs. (4.6) e (4.7), valem:

$A=A_g$ : área bruta da seção transversal da barra;

$f_y$ : resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente;

$\gamma$ : fator de ponderação da resistência em temperatura ambiente;

$k_{y,\theta}$ : fator de redução da resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada.

Soares e Rodrigues (2002) também implementaram um programa computacional, com base nos aspectos acima citados, para dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio. O programa, denominado DIMPEFF-FIRE, possui um banco de dados com seções transversais de perfis formados a frio de vários fabricantes. Para o dimensionamento é possível determinar a temperatura do aço, bem como os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço, além de gerar um arquivo com os dados do dimensionamento.

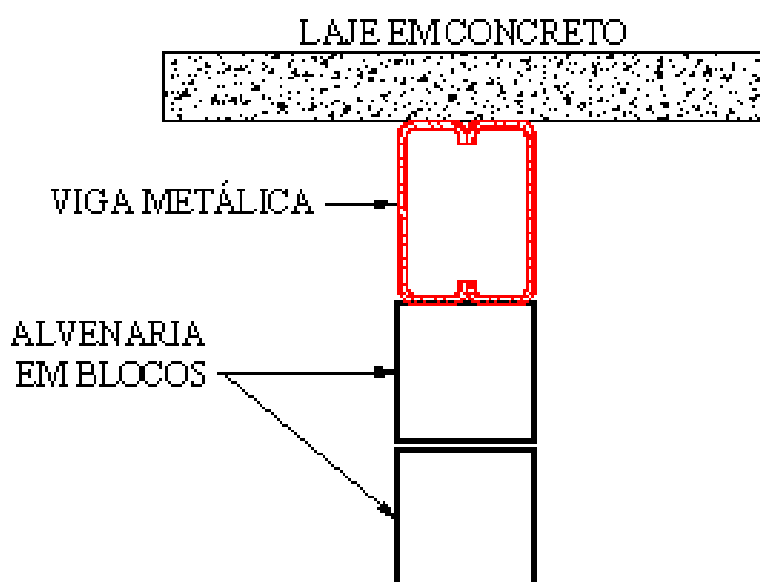
### ***4.3 PROPOSTA PARA APLICAÇÃO DE REVESTIMENTO TÉRMICO EM ESTRUTURAS COMPOSTAS POR PERFIS FORMADOS A FRIO***

É importante ressaltar que, atualmente, são poucas as referências bibliográficas que trazem informações referentes à aplicação de revestimento térmico de estruturas compostas por perfis formados a frio.

Soares e Rodrigues (2002) apresentaram o dimensionamento de uma viga tipo caixa, composta por dois perfis formados a frio tipo U enrijecido (U200x75x25x2,0), sujeita à flexão simples. O modelo da viga caixa analisada por ele está apresentada na figura 4.11.

Com o objetivo de verificar o ganho de resistência da viga estrutural em função do número de faces expostas ao fogo, Soares e Rodrigues (2002) dimensionaram a viga descrita sem revestimento térmico, bem como com proteção por vários tipos de revestimentos térmicos.

Os materiais utilizados como revestimento térmico para proteção e as respectivas características estão descritos na tabela 4.5.



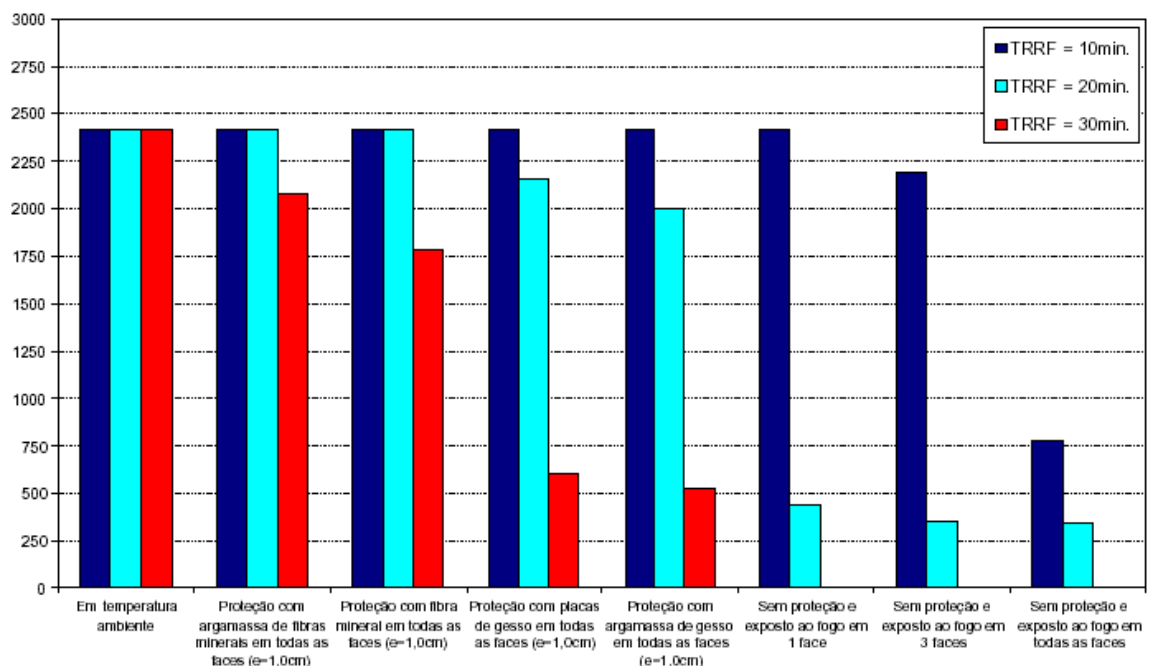
**FIGURA 4.11:** Modelo de viga caixa adotado para verificação da resistência à flexão.

**TABELA 4.5:** Materiais de proteção térmica e suas características físicas.

Material de proteção	Espessura (cm)	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Condutividade de térmica (W/m <sup>0</sup> C)	Calor específico (J/kg <sup>0</sup> C)
Argamassa de gesso	1,0	650	0,20	1700
Placa de gesso	1,0	800	0,20	1700
Argamassa de fibras minerais	1,0	275	0,09	1050
Fibra mineral projetada	1,0	275	0,10	1100

Fonte: Soares e Rodrigues (2002).

No exemplo de Soares e Rodrigues (2002) a viga foi dimensionada em temperatura ambiente e em temperatura elevada com os revestimentos térmicos descritos na tabela 4.5, bem como sem material de proteção, porém variando-se o número de faces expostas ao fogo em 1, 2 ou 3 faces. Todos os dimensionamentos foram realizados com TRRF's de 10, 20 e 30 minutos. A figura 4.12 apresenta os resultados desses dimensionamentos.



**FIGURA 4.12:** Resistência de cálculo (kN.cm) à flexão simples da viga caixa em função do TRRF, fator de massividade e tipo de material de proteção térmica. Fonte: Soares e Rodrigues (2002).

Os fatores de massividade da viga caixa do exemplo de Soares e Rodrigues (2002) foram os seguintes: para 3 faces expostas ao fogo,  $350\text{m}^{-1}$ , para 2 faces expostas,  $191\text{m}^{-1}$  e para 1 face exposta,  $127\text{m}^{-1}$ . Não se pode afirmar que esses valores estejam corretos, pois não é possível avaliar condições de 1 ou 2 faces expostas ao fogo.

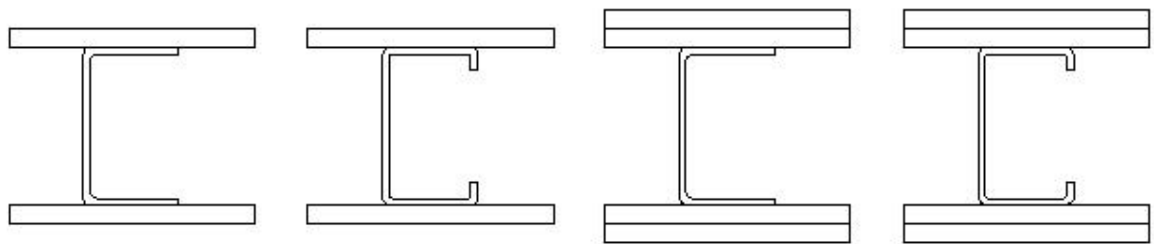
Em Feng et al (2002c) estudou-se, experimental e numericamente, o comportamento térmico de painéis compostos por perfis formados a frio tipo U e placas de gesso. Os ensaios foram realizados variando-se:

- O tipo o perfil formado a frio, sendo U não-enrijecido ou U enrijecido;



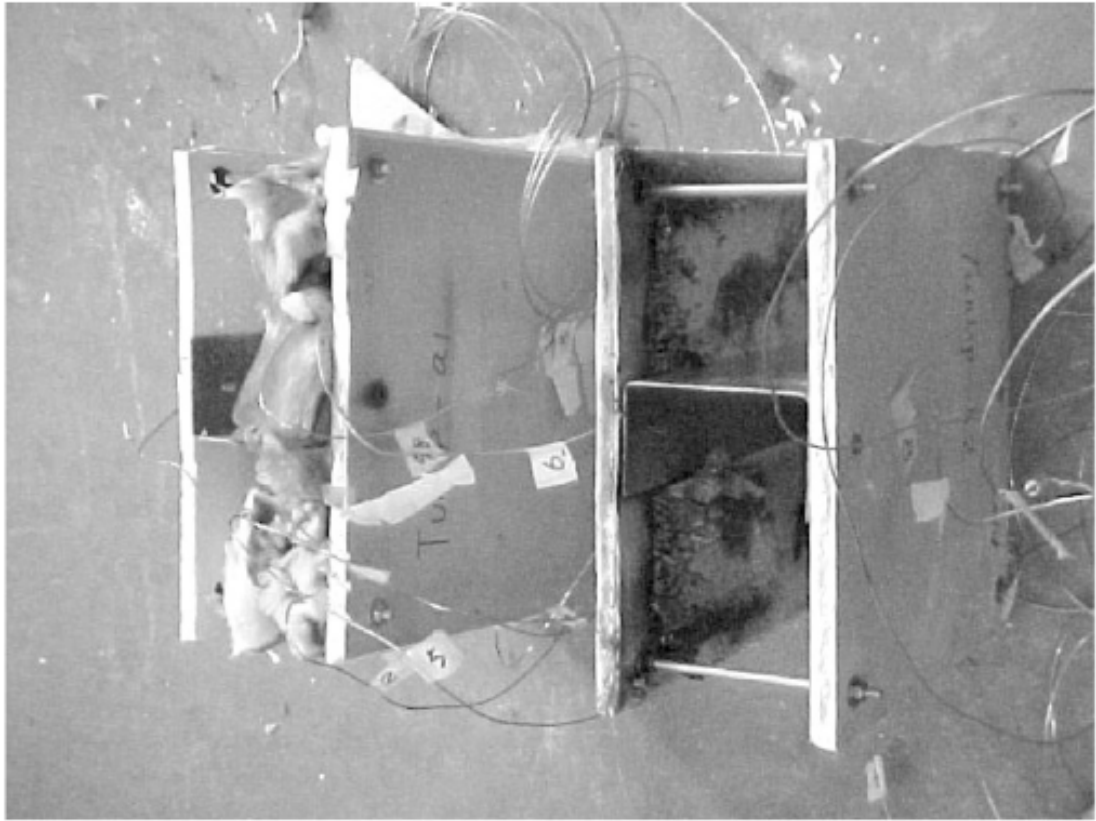
- *Os perfis tipo U enrijecido foram ensaiados com ou sem abertura de serviço na alma (simulando a abertura para passagem de tubulações, por exemplo);*
- *Colocando-se ou não material isolante composto por lâ de rocha entre as placas de gesso e;*
- *Variando-se o número de placas de gesso, com 12,5mm de espessura, em 1 ou 2 em cada face.*

A figura 4.13 apresenta os esquemas dos painéis estudados, em que foram ensaiadas placas com 30cm x 30cm posicionadas na porta frontal de um forno a gás, provocando aquecimento em apenas uma face dos painéis. O aumento da temperatura do forno foi controlado e os corpos-de-prova ficaram expostos às elevadas temperaturas por 2 horas, instrumentados com vários extensômetros térmicos para acompanhamento da elevação da temperatura.



**FIGURA 4.13:** Modelos dos painéis estudados por Feng et al (2002).

A figura 4.14 apresenta dois modelos compostos por U não enrijecido, com uma placa de gesso em cada aba do perfil, sendo um dos modelos com material isolante térmico e outro sem material isolante em seu interior, após o ensaio de 2 horas.



**FIGURA 4.14:** Modelos de corpo-de-prova após o ensaio. Fonte: Feng et al (2002).

A análise experimental foi realizada para se determinar parâmetros apropriados para a modelagem computacional e para se ter resultados práticos para serem comparados com os resultados numéricos. Várias conclusões obtidas nos ensaios permitiram a adoção de condições de contorno e propriedades térmicas que foram utilizadas na modelagem numérica, por meio do programa ABAQUS.

Uma das condições de contorno foi obtida pelo ensaio dos painéis compostos por perfis tipo U não enrijecido e uma placa de gesso em cada face. Nesse ensaio os painéis com material isolante em seu interior apresentaram maiores temperaturas, quando comparados aos perfis dos painéis sem material isolante, provavelmente pelo fato de as bordas laterais desses painéis, obstruídas pela lã de rocha, não permitirem a passagem de ar em temperatura ambiente para o interior do painel, facilitando a transferência de calor através do perfil metálico.

Alguns corpos-de-prova foram posicionados no forno antes que sua temperatura estivesse igual a do ambiente. Após 20 minutos de ensaio pode-se observar, no painel com material isolante, a presença de vapor e, após pouco mais de 1 hora a superfície exposta às altas temperaturas se queimou, porém, ao término do ensaio em 2 horas, o

modelo manteve sua integridade. Tais fatores indicam uma possibilidade de utilização de placas de gesso como revestimento térmico em estruturas compostas por treliças montadas com perfis formados a frio, por exemplo.

Os painéis compostos com perfis tipo U enrijecido com abertura na alma, comparados com os mesmos perfis sem abertura, apresentaram pequenas variações de temperatura no lado exposto ao fogo, porém, no lado não exposto a temperatura no perfil com abertura foi ligeiramente menor que no perfil sem abertura, isso ocorreu porque a abertura dificulta a transferência de calor através do aço para o lado exposto.

Feng et al(2002) também modelaram, em Elementos Finitos, painéis idênticos variando-se apenas a espessura do perfil U enrijecido. Eles observaram que a temperatura do aço é maior no perfil com espessura menor, no lado exposto ao fogo, porém, no lado não exposto a temperatura é maior no perfil com maior espessura, isso ocorre porque a maior espessura de aço transmite mais calor, devido à grande condutividade térmica do aço.

Outro ensaio interessante foi feito com um painel composto apenas por placas de gesso e material isolante, sem o perfil de aço. Nesse ensaio as temperaturas foram muito menores do que nos painéis com perfil de aço, como ilustra a tabela 4.6. Isso indica a importância da condutividade térmica dos materiais, especialmente o valor alto dessas características no aço.

**TABELA 4.6:** Temperatura na face não exposta ao fogo para diferentes painéis.

	Tempo em minutos				
	15	30	60	90	120
Painel c/ U 100x56x15x2	18,04°C	34,5°C	68,2°C	86°C	100,3°C
Painel c/ U 100x54x15x1.2	18,0°C	35,8°C	67,1°C	81,5 °C	92,5°C
Painel apenas c/ material isolante	15,1°C	17,1°C	29°C	35°C	37°C

Fonte: Feng et al (2002).

Como apresentado no Capítulo 3, muitos fabricantes de revestimento térmico não apresentam as propriedades térmicas de seus materiais. Para os ensaios realizados por Feng et al (2002) as propriedades térmicas da placa de gesso e do material isolante interno, tipo lã de rocha, estão descritas na tabela 4.7.

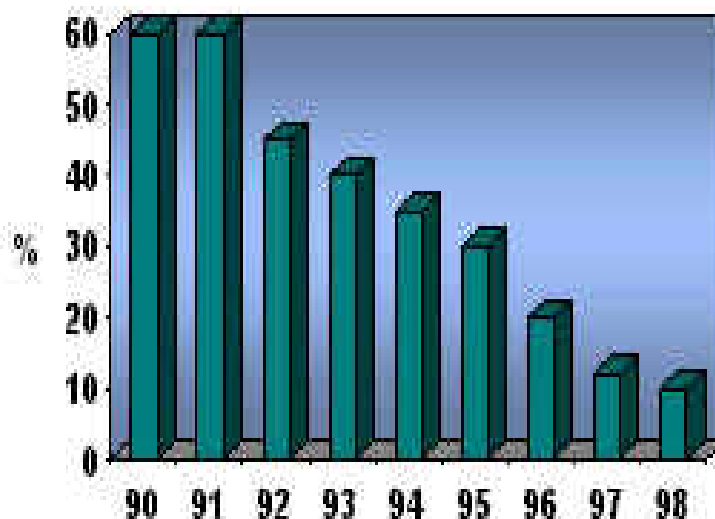
**TABELA 4.7:** Propriedades térmicas dos materiais utilizados nos ensaios de Feng et al (2002).

<b>Material</b>	<b>Massa Específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Condutividade térmica (W/m<sup>0</sup>C)</b>	<b>Calor específico (J/kg<sup>0</sup>C)</b>
		0,2 em 10 <sup>0</sup> C	925,04 em 10 <sup>0</sup> C
Placa de gesso	727,1	0,218 em 150 <sup>0</sup> C	24572,32 em 150 <sup>0</sup> C
		0,103 em 155 <sup>0</sup> C	953,15 em 155 <sup>0</sup> C
		0,3195 em 1200 <sup>0</sup> C	1097,5 em 900 <sup>0</sup> C
Lã de rocha	25	0,036	840

#### ***4.4 CUSTOS APROXIMADOS DOS REVESTIMENTOS TÉRMICOS PARA ESTRUTURAS DE AÇO***

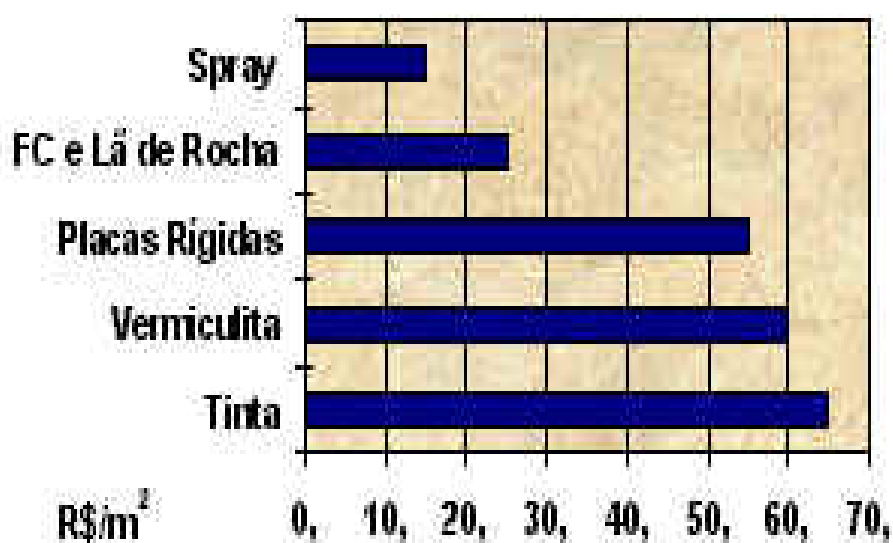
No Brasil, o uso de sistemas para revestimento térmico de estruturas de aço está ganhando cada vez mais a atenção dos engenheiros e empreendedores. Esse interesse incrementará os conhecimentos em relação a esse assunto e assim, irá gerar aumento no uso de estruturas em aço, pois o dimensionamento em situação de incêndio ou a adequada proteção com materiais de revestimento térmico se tornará prática comum na verificação de estruturas de aço.

Quanto às opções e aos custos dos materiais para revestimento térmico disponíveis no Brasil, a tendência é de se aumentarem as opções ou sistemas de proteção, baixando-se os custos envolvidos, como indicado no gráfico da figura 4.15, extraído de Camargo (2000), o qual ilustra a redução dos custos destes materiais, em função dos custos globais de estrutura metálica, no período de 1990 a 1998.



**FIGURA 4.15:** Evolução dos custos dos materiais para revestimento térmico. Fonte: Camargo (2000).

Os estudos com ênfase em estruturas de aço em situação de incêndio, que estão começando a ser realizados no Brasil, também contribuirão para a entrada de novos produtos no mercado, o que poderá causar a queda nos custos dos materiais hoje disponíveis. Atualmente o material mais utilizado é a argamassa projetada, devido à facilidade de aplicação durante a etapa da construção, e seu custo reduzido em relação aos outros tipos de materiais. A figura 4.16 ilustra uma comparação de custos entre alguns dos materiais utilizados no Brasil.



**FIGURA 4.16:** Comparação de custos dos materiais mais utilizados no Brasil. Fonte: Camargo (2000).

Nota-se pela figura 4.16 que a tinta intumescente, dentre todos os exemplificados, é o material de maior custo. Para exemplificar esse alto custo a tinta empregada no sistema intumescente chega a custar até cinco vezes o valor do material projetado já com a sua devida aplicação. Este fato pode ser consequência da existência de poucos fornecedores estrangeiros no Brasil, bem como dos cuidados necessários e do longo tempo requerido (da ordem de dias) para sua aplicação.

## **Capítulo 05 – Perfis formados a frio em situação de incêndio: propostas da autora**

---

### **5.1 PROPOSTA PARA DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO**

A proposta para dimensionamento que se pretende aqui encaminhar tem como bases principais a norma NBR 14762:2001, o texto-base da norma NBR 14323:2003 e o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Optou-se pelo uso do texto-base da NBR 14323:2003 por seu texto estar mais completo e com a simbologia adequada às demais normas brasileiras em vigor atualmente, quando comparada à NBR 14323:1999.

De maneira geral o dimensionamento poderá ser feito como em temperatura ambiente, de acordo com a NBR 14762:2001, porém com considerações de ações, combinações e fatores de redução do texto-base da NBR 14323:2003 e do Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Nos itens que seguem são também apresentados os parâmetros referentes às propriedades mecânica e térmica a serem utilizados.

#### **5.1.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DO AÇO**

##### **5.1.1.1 RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO E MÓDULO DE ELASTICIDADE**

De acordo com o texto-base da NBR 14323:2003, os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço são definidos, respectivamente por  $k_{y,\theta}$  e  $k_{E,\theta}$ , conforme as eqs. (5.1) e (5.2).

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (5.1)$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad (5.2)$$

Em que:

$f_{y,\theta}$  é a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura  $\theta_a$ ;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço a temperatura ambiente (20°C);

$E_\theta$  é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura  $\theta_a$ ;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço a temperatura ambiente (20°C).

Para a proposta que segue, optou-se pela adoção do fator de redução da resistência ao escoamento do aço de acordo com o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), em seu Anexo E, para perfis classe 4. Esses fatores de redução foram escolhidos pois, segundo a última referência, os perfis classe 4 são os perfis laminados de espessura de chapa fina e os perfis formados a frio, por também possuírem espessuras de chapa finas. Tais valores são menores que os fatores de redução apresentados no texto-base da NBR 14323:2003 e no Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) para outros tipos de perfis, como os soldados e laminados.

Já os fatores de redução do módulo de elasticidade do aço, para essa proposta, foram adotados de acordo com o texto-base da NBR 14323:2003 e Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) para aços laminados. Essa escolha foi feita, pois, os aços não apresentam variação na redução do módulo de elasticidade, em função do tipo de perfil, soldado, laminado ou formado a frio.

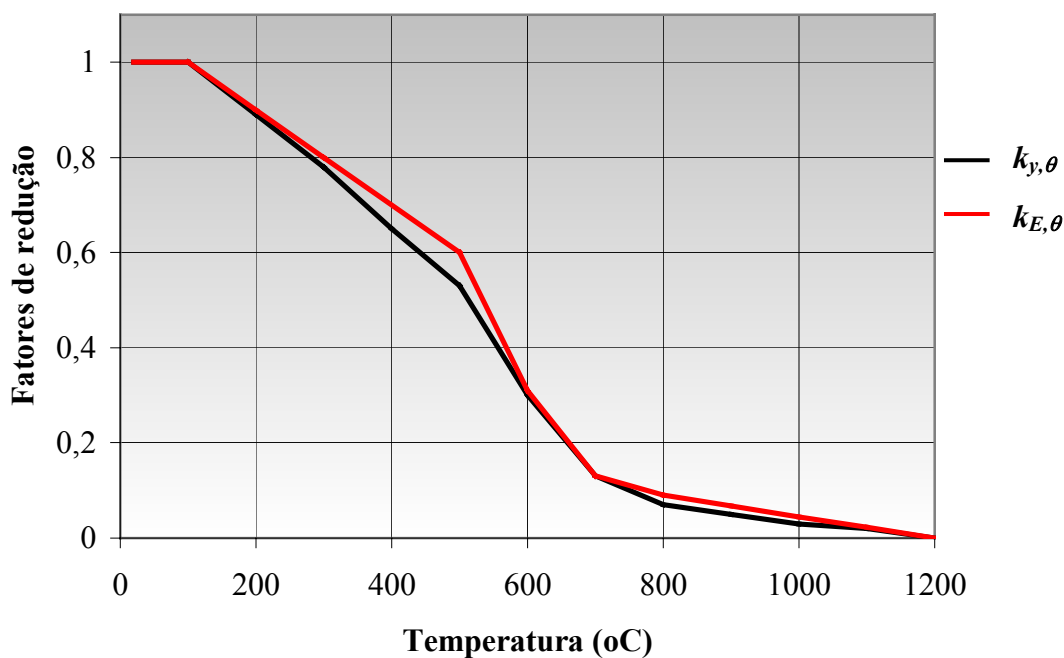
Ambos os fatores de redução, na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade do aço para perfis formados a frio, adotados nessa proposta, estão apresentados na tabela 5.1 e na figura 5.1, na forma de gráfico.



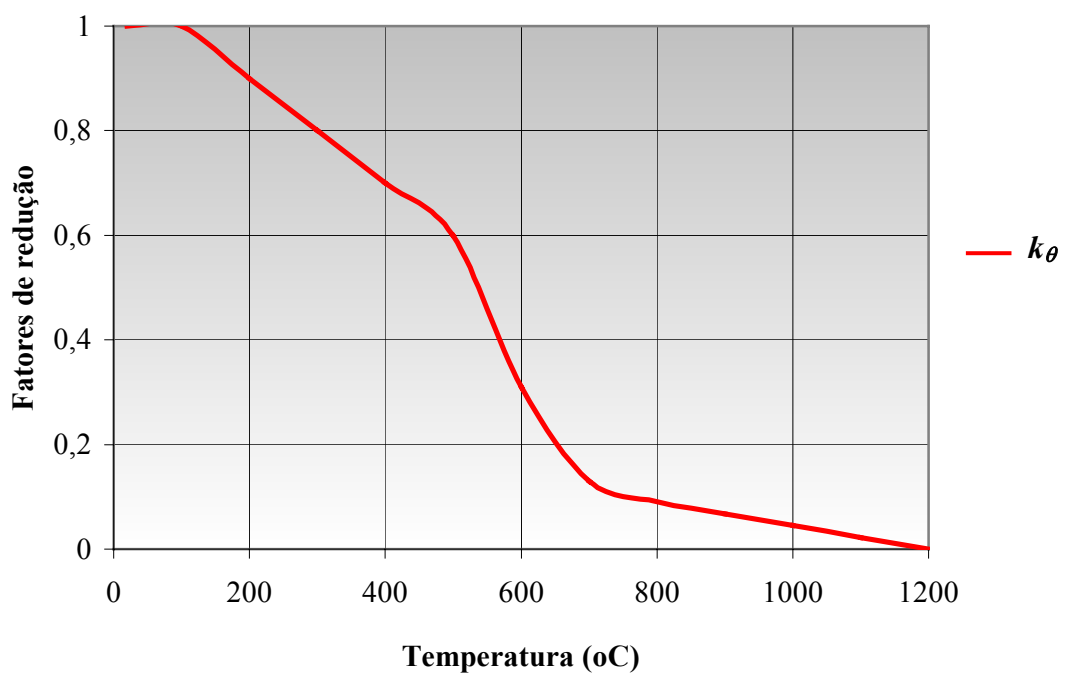
**TABELA 5.1:** Fatores de redução para o aço de perfis formados a frio.

Temperatura do aço (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	0,890	0,9000
300	0,780	0,8000
400	0,650	0,7000
500	0,530	0,6000
600	0,300	0,3100
700	0,130	0,1300
800	0,070	0,0900
900	0,050	0,0675
1000	0,030	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,000

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

**FIGURA 5.1:** Fatores de redução para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, para perfis formados a frio.

Pode-se perceber, pela tabela 5.1 e pela figura 5.1, que os valores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade do aço são muito próximos para cada temperatura. Portanto, para simplificação dessa proposta de dimensionamento serão adotados os mesmos valores para os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade. Ambos serão iguais aos fatores de resistência ao escoamento do aço ( $k_{E,\theta}$ ), apresentado na tabela 5.1 e de acordo com o gráfico da figura 5.2. Para simplificação usaremos a notação  $k_\theta$ .



**FIGURA 5.2:** Fatores de redução iguais para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, para perfis formados a frio.

#### 5.1.1.2 MASSA ESPECÍFICA

De acordo com as prescrições do texto-base da NBR 14323:2003, a massa específica do aço pode ser considerada com seu valor invariável com a temperatura, portanto, constante com valor igual a:

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

### 5.1.1.3 PROPRIEDADES TÉRMICAS

Conforme prescrito no texto-base da NBR 14323:2003, as propriedades térmicas do aço podem ser utilizadas com seus valores simplificados, como apresentado no Capítulo 3, e iguais a:

- Alongamento  $\Delta l/l = 14 \times 10^{-6}(\theta_a - 20) = \alpha_a(\theta_a - 20)$
- Calor específico  $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$
- Condutividade térmica  $\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$

### 5.1.2 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As ações e combinações de ações para o dimensionamento dos perfis formados a frio em situação de incêndio devem seguir as recomendações da NBR 14323:1999 e seu texto-base de 2003, como apresentado no Anexo B do presente trabalho. Vale destacar que em situação de incêndio, são utilizadas combinações últimas excepcionais, cujos coeficientes de ponderação estão em concordância com a NBR 8681:2003.

### 5.1.3 ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO

A elevação da temperatura do aço dos perfis formados a frio deve seguir o mesmo processo da NBR 14323:1999, como apresentado no item 3.3.2 do Capítulo 3 desse trabalho.

### 5.1.4 DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO

Para as verificações dos elementos formados a frio de aço em situação de incêndio, quanto à solicitação pela NBR 14323:1999 e pelo texto-base da NBR 14323:2003, faz-se necessário uma abordagem com referência aos requisitos para dimensionamento de perfis formados a frio de acordo com a NBR 14762:2001.

A verificação desses requisitos deve seguir os mesmos passos adotados em temperatura ambiente. No entanto, segundo Ala-Outinen e Mylymäki (1995) apud Kaitila (2000), a resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e o módulo de elasticidade ( $E$ ) do aço devem ser multiplicados por seus fatores de redução, que nesta proposta serão adotados ambos iguais ao fator de redução do módulo de elasticidade do aço ( $k_\theta$ ).

Os requisitos em questão, a serem identificados, antes mesmo das verificações da resistência de cálculo em incêndio, consistem das prescrições da NBR 14762:2001 apresentadas nos seus itens 7.1 a 7.5, tais como:

- **Valores máximos da relação largura-espessura:** de acordo com a tabela 3 da NBR 14762:2001;
- **Flambagem local:** para elementos AA e AL, largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com um enrijecedor intermediário ou com enrijecedor de borda e perfis tubulares com seção transversal circular;
- **Efeito “shear-lag”:** utilizando fatores de redução da tabela 6 da NBR 14762:2001;
- **Flambagem por distorção da seção transversal;**
- **Enrijecedores transversais:** enrijecedores transversais em seções com força concentrada e para força cortante.

Após a definição desses requisitos inicia-se o dimensionamento dos perfis formados a frio, como em temperatura ambiente, porém com os fatores de redução apresentados na figura 5.2 e na tabela 5.1,  $k_\theta = k_{E,\theta}$ .

A segurança estrutural é verificada quando:

$$S_{f_i,d} \leq R_{f_i,d}$$

Sendo  $S_{f_i,d}$  o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio, obtido pelas combinações de ações para situação de incêndio como em 5.1.2, e  $R_{f_i,d}$  o esforço resistente de cálculo do elemento estrutural em situação de incêndio, determinado nos itens a seguir.

#### 5.1.4.1 BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA NORMAL DE TRAÇÃO

A força normal resistente de cálculo à tração,  $N_{fi,Rd}$ , deve ser igual a:

$$N_{fi,Rd} = k_{\theta} A_g f_y \quad (5.3)$$

Na eq. (5.3), valem:

$k_{\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento e ao módulo de elasticidade do aço para perfis formados a frio, apresentado na figura 5.2;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra.

#### 5.1.4.2 BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO

Segundo a NBR 14762:2001, a força normal resistente de cálculo à compressão deve ser tomada como o menor valor entre os calculados para *flambagem por flexão, por torção ou por flexo-compressão*, ou para *flambagem por distorção da seção transversal*. Portanto, para a condição de incêndio:

##### 5.1.4.2.1 Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção

A força normal resistente de cálculo à compressão,  $N_{fi,Rd}$ , é dada por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\theta} A_{ef} f_y \quad (5.4)$$

Na eq. (5.4) valem:

$\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, determinado pelas eqs. (B.7) a (B.10), no Anexo B, desse trabalho;

$A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal da barra, com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 7.2 da NBR 14762:2001, adotando  $\sigma = \chi_{fi} f_y$ . O valor de  $\chi_{fi}$  pode ser aproximado, fazendo-se  $A_{ef} = A$  para o cálculo de  $\lambda_{\theta}$ , dispensando a iteração.

### 5.1.4.2.2 Flambagem por distorção da seção transversal

Para as barras sujeitas à flambagem por distorção, a força normal resistente de cálculo,  $N_{fi,Rd}$ , deve ser calculada pelas seguintes equações:

$$N_{fi,Rd} = A_g k_\theta f_y (1 - 0,25 \lambda_{dist}^2) \quad \text{para } \lambda_{dist} < 1,414 \quad (5.5)$$

$$N_{fi,Rd} = A_g k_\theta f_y [0,055(\lambda_{dist} - 3,6)^2 + 0,237] \quad \text{para } 1,414 \leq \lambda_{dist} \leq 3,6 \quad (5.6)$$

$\lambda_{dist}$  é o índice de esbeltez reduzido referente à flambagem por distorção, calculado por:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{k_\theta f_y}{\sigma_{dist}}} \quad (5.7)$$

$\sigma_{dist}$  é a tensão convencional de flambagem elástica por distorção, conforme anexo D da NBR 14762:2001.

### 5.1.4.3 BARRAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

Segundo o texto-base da NBR 14323:2003 na determinação do momento fletor e da força cortante resistente de cálculo, é considerado um efeito benéfico devido a uma distribuição não-uniforme de temperatura na seção transversal, dado pelo fator  $k_1$ , e no comprimento do elemento, dado pelo fator  $k_2$ . Esses fatores têm seus valores indicados no anexo A, item A.1.4, da última referência, e também no item B.1.4, do Anexo B do presente texto. Porém, esses fatores não serão utilizados para o dimensionamento de perfis formados a frio.

#### 5.1.4.3.1 Momento fletor

Portanto, o momento fletor resistente de cálculo,  $M_{fi,Rd}$ , deve ser calculado das seguintes maneiras:

**a) Início de escoamento da seção efetiva**

$$M_{fi,Rd} = W_{ef} k_{\theta} f_y \quad (5.8)$$

Com  $W_{ef}$  sendo o módulo resistente elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 7.2 da NBR 14762:2001, com  $\sigma$  calculada para o estado limite último de escoamento da seção.

**b) Flambagem lateral com torção**

Para a flambagem lateral com torção, toma-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser:

$$M_{fi,Rd} = \rho_{FLT} W_{c,ef} k_{\theta} f_y \quad (5.9)$$

Com  $W_{c,ef}$  sendo o módulo resistente elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 7.2 da NBR 14762:2001, com  $\sigma = \rho_{FLT} k_{\theta} f_y$ , e  $\rho_{FLT}$  é o fator de redução associado à flambagem lateral com torção, calculado conforme 7.8.1.2 da NBR 14762:2001.

**c) Flambagem por distorção da seção transversal**

Para as barras sujeitas à flambagem por distorção, o momento resistente de cálculo,  $M_{fi,Rd}$ , deve ser calculado pela seguinte equação:

$$M_{fi,Rd} = M_{dist} \quad (5.10)$$

Para a eq. (5.10),  $M_{dist}$  é o momento fletor por distorção, que vale:

- para  $\lambda_{dist} < 1,414$ :  $M_{dist} = W_c k_{\theta} f_y (1 - 0,25 \lambda_{dist}^2)$  (5.11)

- para  $\lambda_{dist} \geq 1,414$ : 
$$M_{dist} = \frac{W_e k_\theta f_y}{\lambda_{dist}^2} \quad (5.12)$$

#### 5.1.4.3.2 Força cortante

A força cortante resistente de cálculo,  $V_{fi,Rd}$ , deve ser calculada por:

- Para  $h/t \leq 1,08\sqrt{Ek_v/f_y}$

$$V_{fi,Rd} = 0,6k_\theta f_y h t \quad (5.13)$$

- Para  $1,08\sqrt{Ek_v/f_y} < h/t \leq 1,4\sqrt{Ek_v/f_y}$

$$V_{fi,Rd} = 0,65t^2 \sqrt{k_v k_\theta (f_y E)} \quad (5.14)$$

- Para  $h/t > 1,4\sqrt{Ek_v/f_y}$

$$V_{fi,Rd} = 0,905k_\theta E k_v t^3 / h \quad (5.15)$$

Na eqs. (5.13), (5.14) e (5.15),  $t$  é a espessura da alma,  $h$  é a largura da alma e  $k_v$  é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, dado em 7.8.2 da NBR 14762:2001.

#### 5.1.4.3.3 Momento fletor e força cortante combinados

Para a verificação de momento fletor e força cortante combinados deve-se seguir o item 7.8.3 da NBR 14762:2001.



### 5.1.4.4 BARRAS SUBMETIDAS À FLEXÃO COMPOSTA

#### 5.1.4.4.1 Flexo-compressão

Para os efeitos combinados de força normal de compressão e momentos fletores, as seguintes equações de iteração devem ser atendidas:

$$\frac{N_{c,fi,Sd}}{N_{c,fi,Rd}} + \frac{C_{mx}M_{x,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,fi,Sd}}{N_{fi,ex}}\right)M_{x,fi,Rd}} + \frac{C_{my}M_{y,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,fi,Sd}}{N_{fi,ey}}\right)M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.16)$$

$$\frac{N_{c,fi,Sd}}{N_{0,fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.17)$$

Porém, se  $N_{fi,Sd}/N_{fi,Rd} \leq 0,15$  as eqs. (5.16) e (5.17) podem ser substituídas por:

$$\frac{N_{c,fi,Sd}}{N_{c,fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.18)$$

Para as eqs. (5.16),(5.17) e (5.18), valem:

$N_{c,fi,Sd}$  é a força normal solicitante de cálculo à compressão, em situação de incêndio;

$M_{x,fi,Sd}$  e  $M_{y,fi,Sd}$  são os momentos solicitantes de cálculo, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente;

$N_{c,fi,Rd}$  é a força normal resistente de cálculo à compressão, em situação de incêndio, conforme 5.1.4.2;

$M_{x,fi,Rd}$  e  $M_{y,fi,Rd}$  são os momentos resistentes de cálculo, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente, conforme 5.1.4.3;

$C_{mx}$  e  $C_{my}$  são os coeficientes de equivalência de momento na flexão composta, em relação aos eixos x e y, respectivamente, determinados conforme 7.9.2 da NBR 14762:2001;

$N_{fi,ex}$  e  $N_{fi,ey}$  são as forças normais de flambagem elástica, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente, determinadas por:

$$N_{fi,ex} = \frac{\pi^2 k_\theta EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (5.19)$$

$$N_{fi,ey} = \frac{\pi^2 k_\theta EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (5.20)$$

$I_x$  e  $I_y$  são os momentos de inércia da seção bruta em relação aos eixos x e y, respectivamente;

$(k_x L_x)$  e  $(k_y L_y)$  são os comprimentos efetivos de flambagem com relação aos eixos x e y, respectivamente;

$N_{0,fi,Rd}$  é a força normal resistente de cálculo de compressão, calculada conforme 5.1.4.2.1, tomando-se  $\chi_{fi} = 1,0$ .

#### 5.1.4.4.2 Flexo-tração

Para os efeitos combinados de força normal de tração e momentos fletores, as seguintes equações de iteração devem ser atendidas:

$$\frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{xt,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{yt,fi,Rd}} + \frac{N_{t,fi,Sd}}{N_{t,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.21)$$

$$\frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} - \frac{N_{t,fi,Sd}}{N_{t,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.22)$$

Para as eqs. (5.21) e (5.22), valem:

$N_{t,fi,Sd}$  é a força normal solicitante de cálculo à tração, em situação de incêndio;

$M_{x,fi,Sd}$  e  $M_{y,fi,Sd}$  são os momentos solicitantes de cálculo, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente;

$N_{t,fi,Rd}$  é a força normal resistente de cálculo à tração, em situação de incêndio, conforme 5.1.4.1;

$M_{xt,fi,Rd}$  e  $M_{yt,fi,Rd}$  são os momentos resistentes de cálculo, em situação de incêndio, na seção considerada, com relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados com base no escoamento da fibra tracionada da seção bruta, dados por:

$$M_{x_t,fi,Rd} = W_{x_t} k_{\theta} f_y \quad (5.23)$$

$$M_{y_t,fi,Rd} = W_{y_t} k_{\theta} f_y \quad (5.24)$$

$W_{x_t}$  e  $W_{y_t}$  são os módulos de resistência elásticos da seção bruta, em relação aos eixos x e y, respectivamente, referentes à fibra tracionada;

$M_{x_t,fi,Rd}$  e  $M_{y_t,fi,Rd}$  são os momentos resistentes de cálculo, em situação de incêndio, com relação aos eixos x e y, respectivamente, conforme 5.1.4.3.

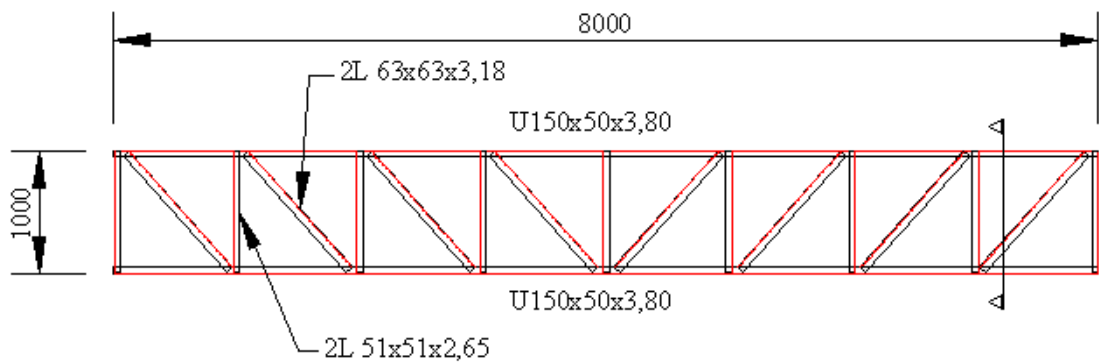
## **5.2 PROPOSTA PARA APLICAÇÃO DE REVESTIMENTO TÉRMICO EM ESTRUTURAS COMPOSTAS POR PERFIS FORMADOS A FRIO**

Com base nos resultados de Soares e Rodrigues (2002) e de Feng et al (2002c) é possível desenvolver algum sistema que se adapte às estruturas de aço compostas por perfis formados a frio, como por exemplo treliças de sustentação de piso.

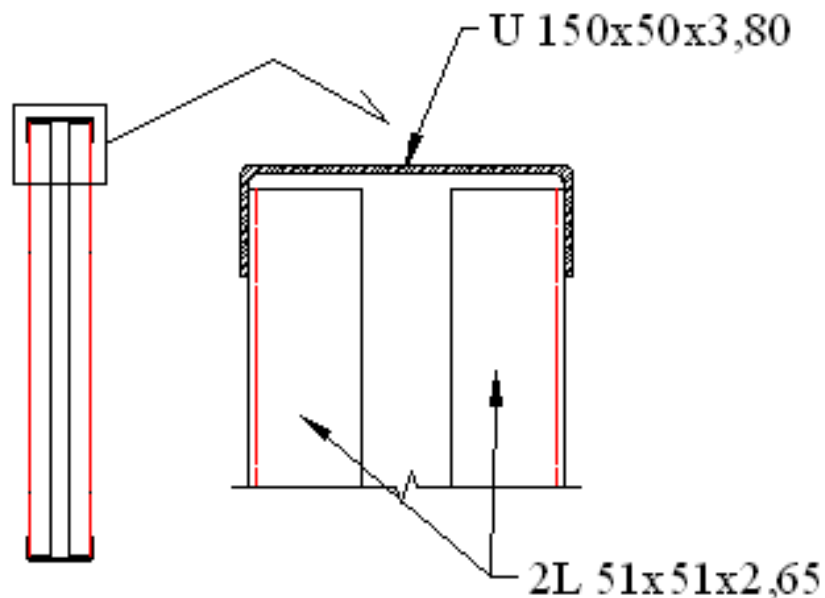
Pelos estudos de Soares e Rodrigues (2002) o material mais indicado como revestimento térmico é a argamassa projetada de fibras minerais, pois além dos melhores resultados no que se refere à resistência, é o material de menor custo no Brasil, segundo Camargo (2000).

Os materiais projetados se adaptam muito bem aos modelos de vigas ou pilares, como no exemplo de Soares e Rodrigues (2002), de uma viga composta por dois perfis tipo U enrijecido, formando uma seção tubular retangular.

Entretanto, para a proteção de treliças compostas por perfis formados a frio, como, por exemplo a treliça representada nas figuras 5.3 e 5.4, a utilização de argamassa projetada se torna inviável, devido à grande perda de material durante a projeção e à elevação do peso próprio da estrutura treliçada.



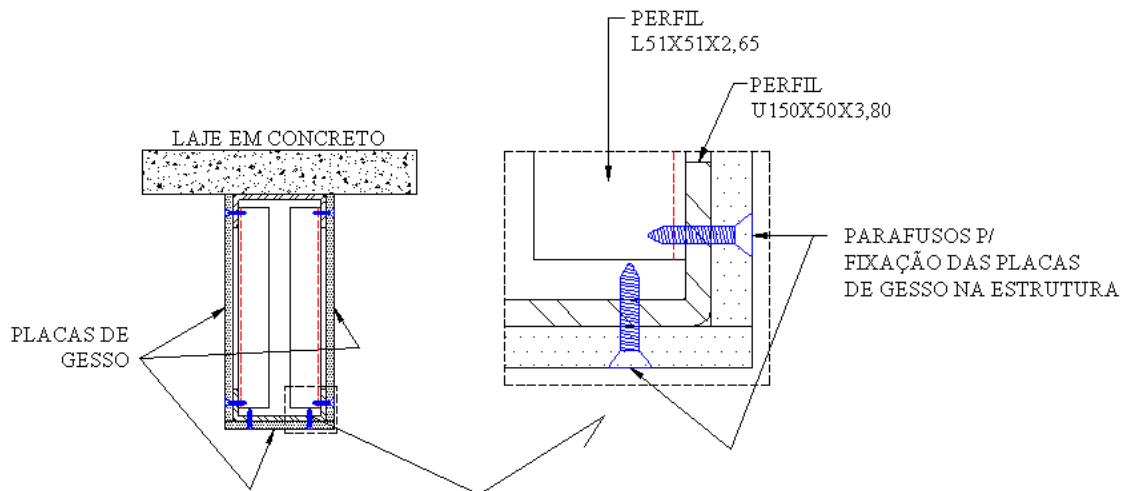
**FIGURA 5.3:** Modelo de treliça composta por perfis formados a frio.



**FIGURA 5.4:** Seção e detalhe da treliça da figura 5.3, composta por banzos em U150x50x3,80, montantes em 2L51x51x2,65 e diagonais em 2L63x63x3,18.

Com base nos aspectos citados, relativos aos custos e às formas de utilizações, o presente trabalho propõem a utilização de placas de gesso para a proteção térmica de treliças semelhantes à indicada na figura 5.3.

Considerando-se a treliça fictícia da figura 5.3, com altura de 1,00m, posicionada sob laje de concreto, utilizam-se placas de gesso em suas três faces não-protegidas pela laje de concreto. Tais placas estão fixadas com parafusos nos banzos da treliça, como ilustra a figura 5.5.



**FIGURA 5.5:** Esquema, sem escala, da proteção da treliça com placas de gesso.

Não existe um método por norma para o cálculo do fator de massividade da seção de treliça sem proteção. Para poder determinar a temperatura do aço dos perfis formados a frio, da treliça desse exemplo, o fator de massividade será calculado considerando-se a definição de fator de massividade que é relação entre a área exposta ao incêndio e o volume. Desse modo, a área considerada corresponde ao somatório das áreas de todas as superfícies dos perfis que compõem a treliça, assim como o volume corresponde ao somatório dos volumes de todos os elementos que compõem a treliça.

Dessa forma o fator de massividade da seção da treliça sem proteção térmica será:

$$A_{\text{sup}} = 16,4621\text{m}^2$$

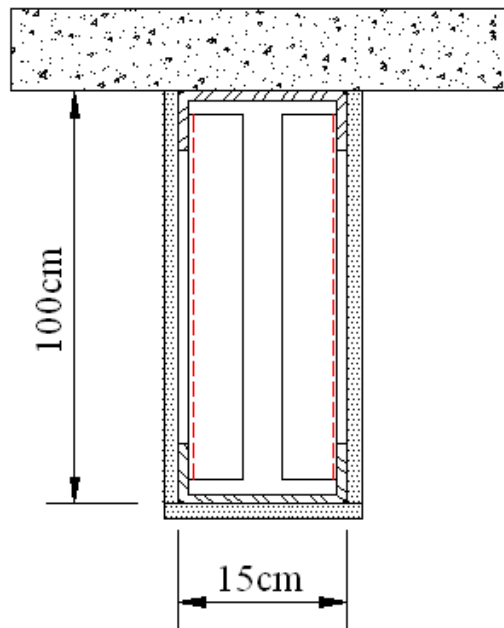
$$V = 0,0272\text{m}^3$$

$$\text{Resultando: } F = \frac{16,4621}{0,0272} = 605\text{m}^{-1}$$

Para o cálculo do fator de massividade da seção tipo I com proteção tipo caixa, com placas de gesso de espessura uniforme, exposta ao incêndio por três lados, o texto-base da NBR 14323:2003 informa, em sua tabela 7, a maneira adequada para seu cálculo. Partindo-se dessa tabela 7, o fator de massividade das seções treliçadas será

calculada como a relação do perímetro da proteção pela soma das áreas das seções que compõem a treliça.

Porém, seguindo a mesma definição de fator de massividade utilizada para a treliça sem proteção, pode-se calcular o fator de massividade da treliça com proteção. A figura 5.6 apresenta o sistema tipo caixa utilizado para proteção e a seguir é apresentado o valor do fator de massividade para a seção da treliça com tal proteção.



**FIGURA 5.6:** Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme, exposta ao incêndio por três lados.

$$V = 0,0272m^3$$

$$A = 17,2000m^2$$

$$\text{Resultando: } F = \frac{17,200}{0,0272} = 632m^{-1}$$

Portanto, com a colocação do material de proteção tipo caixa na seção da treliça ocorre uma pequena elevação no fator de massividade, pois se aumentou a área exposta ao fogo.

O próximo passo é a determinação da temperatura do aço para 30, 60, 90 e 120 minutos para a seção da treliça com e sem proteção térmica. Com o auxílio de planilha programada no aplicativo da Microsoft Office EXCEL, com as equações apresentadas no Capítulo 3, para a determinação da temperatura do aço, facilmente determinam-se essas temperaturas. As características térmicas da placa de gesso foram usadas de acordo com a tabela 4.5, do Capítulo 4, extraída de Soares e Rodrigues (2002), e são as seguintes:

- Massa específica: 800kg/m<sup>3</sup>;
- Condutividade térmica: 0,20W/m°C;
- Calor específico: 1700J/kg°C.

A espessura considerada para as placas de gesso foi de 12,5mm.

A figura 5.7 ilustra o modelo da planilha utilizada para determinação da temperatura do aço sem proteção, enquanto a figura 5.8 ilustra a planilha para determinação da temperatura do aço com proteção tipo caixa.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
9	<b>Cálculo da temperatura do aço sem proteção passiva</b>										
12	O intervalo de tempo deve ser < 25000/massividade, preferencialmente < 5seg										
14							t =	41,3	seg		
15	Propriedades						adotado =	30,0	seg		
16	A (m <sup>2</sup> )	16,4621366									
17	V (m <sup>3</sup> )	0,027227									
18	A/V (m <sup>-1</sup> )	605									
19	c <sub>a</sub> (J/kg°C)	600									
20	ρ <sub>a</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	7850									
23	Tempo (s)	Tempo(min)	θ <sub>g</sub> (°C)	θ <sub>g</sub> -θ <sub>a</sub> (°C)	(θ <sub>g</sub> +273) <sup>4</sup> -(θ <sub>a</sub> +273) <sup>4</sup>	hc(W/m <sup>2</sup> )	hr(W/m <sup>2</sup> )	h(W/m <sup>2</sup> )	Δθ <sub>a,t</sub> (°C)	θ <sub>a</sub> (°C)	
24	0	0,0	20	0	-	-	-	-	-	20	
25	30	0,5	261	241	7,4032E+10	6029	2099	8127,42	31,30	51,30	
83	1770	29,5	839	4	2,0463E+10	93	580	673,53	2,59	838,15	
84	1800	30,0	842	4	2,0129E+10	91	571	661,92	2,55	840,69	
85	1830	30,5	844	4	1,9806E+10	89	562	650,70	2,51	843,20	
142	3540	59,0	943	1	1,0425E+10	36	296	331,88	1,28	942,65	
143	3570	59,5	944	1	1,0340E+10	36	293	329,06	1,27	943,92	
144	3600	60,0	945	1	1,0257E+10	36	291	326,29	1,26	945,18	
145	3630	60,5	947	1	1,0174E+10	35	288	323,56	1,25	946,42	
202	5340	89,0	1004	1	6,9938E+09	21	198	219,27	0,84	1004,32	
203	5370	89,5	1005	1	6,9558E+09	21	197	218,04	0,84	1005,16	
204	5400	90,0	1006	1	6,9182E+09	21	196	216,82	0,83	1006,00	
205	5430	90,5	1007	1	6,8811E+09	21	195	215,61	0,83	1006,83	
262	7140	119,0	1048	1	5,2721E+09	14	149	163,77	0,63	1047,85	
263	7170	119,5	1048	1	5,2506E+09	14	149	163,09	0,63	1048,47	
264	7200	120,0	1049	1	5,2293E+09	14	148	162,40	0,63	1049,10	
265	7230	120,5	1050	1	5,2082E+09	14	148	161,73	0,62	1049,72	
266	7260	121,0	1050	1	5,1872E+09	14	147	161,06	0,62	1050,34	

FIGURA 5.7: Modelo da planilha utilizada para determinação da temperatura do aço sem proteção.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
9	<b>Cálculo da temperatura do aço com proteção passiva tipo caixa</b>										
12	O intervalo de tempo deve ser < 25000/massividade, preferencialmente < 30seg										
14	A (m <sup>2</sup> )		17,20		Altura do perfil ou da treliça (cm)		100				
15	V (m <sup>3</sup> )		0,027227		Largura do perfil ou da treliça (cm)		15				
16	A/V (m <sup>-1</sup> )		632		Protegido por		3		lados		
17	c <sub>m</sub> (J/kg°C)		1700		t =		39,6		seg		
18	t <sub>m</sub> (m)		0,025		adotado =		30,0		seg		
19	λ <sub>m</sub> (W/m°C)		0,2		Temperatura do aço em:		30 min		268		
20	ρ <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )		800				60 min		571		
21	c <sub>a</sub> (J/kg°C)		600				90 min		768		
22	ρ <sub>a</sub> (kg/m <sup>3</sup> )		7850				120 min		893		
23	φ =		4,5602								
26	Tempo (s)		Tempo(min)		θ <sub>g,t</sub> (°C)		Δθ <sub>g,t</sub> (°C)		θ <sub>g,t</sub> -θ <sub>a,t</sub> (°C)	Δθ <sub>a,t</sub> (°C)	θ <sub>a,t</sub> (°C)
27	0		0,0		20		0		0	0	20,00
28	30		0,5		261,14		241,14		241,14	0,00	20,00
87	1800		30,0		841,80		2,51		579,82	5,96	267,94
88	1830		30,5		844,26		2,47		576,33	5,94	273,87
146	3570		59,5		944,09		1,26		381,14	4,14	567,08
147	3600		60,0		945,34		1,25		378,26	4,11	571,19
148	3630		60,5		946,58		1,24		375,39	4,08	575,27
206	5370		89,5		1005,15		0,84		242,26	2,61	765,51
207	5400		90,0		1005,99		0,83		240,48	2,59	768,10
208	5430		90,5		1006,82		0,83		238,72	2,57	770,67
266	7170		119,5		1048,41		0,63		159,11	1,67	890,98
267	7200		120,0		1049,04		0,62		158,06	1,66	892,63
268	7230		120,5		1049,66		0,62		157,03	1,65	894,28

**FIGURA 5.8:** Modelo de planilha utilizada para determinação da temperatura do aço com proteção tipo caixa.

Dessa forma, as temperaturas serão as indicadas na tabela 5.2.

**TABELA 5.2:** Temperatura do aço da treliça com e sem proteção térmica.

Tempo (min)	Treliça sem proteção	Treliça com proteção tipo caixa	
		1 placa de gesso e=12,5mm	2 placas de gesso e=25,0mm
30	841	651	268
60	945	879	571
90	1006	971	768
120	1049	1025	893



Nota-se que mesmo com o fator de massividade maior da estrutura protegida, as temperaturas do aço são menores, reduzindo de 2% a 23%, quando é usada uma placa de gesso, e reduzindo de 15% a 68%, quando são usadas 2 placas de gesso. Essa elevação menor da temperatura do aço gera, conseqüentemente, menores fatores de redução da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço.

Adotando-se, por exemplo, o tempo de 60 minutos e os fatores de redução apresentados na figura 5.2, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço passam a ser aqueles indicados na tabela 5.3, considerando, em temperatura ambiente, a resistência ao escoamento igual a  $25\text{kN/cm}^2$  e o módulo de elasticidade igual a  $21000\text{kN/cm}^2$ .

**TABELA 5.3:** Valores reduzidos da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, para 60 minutos.

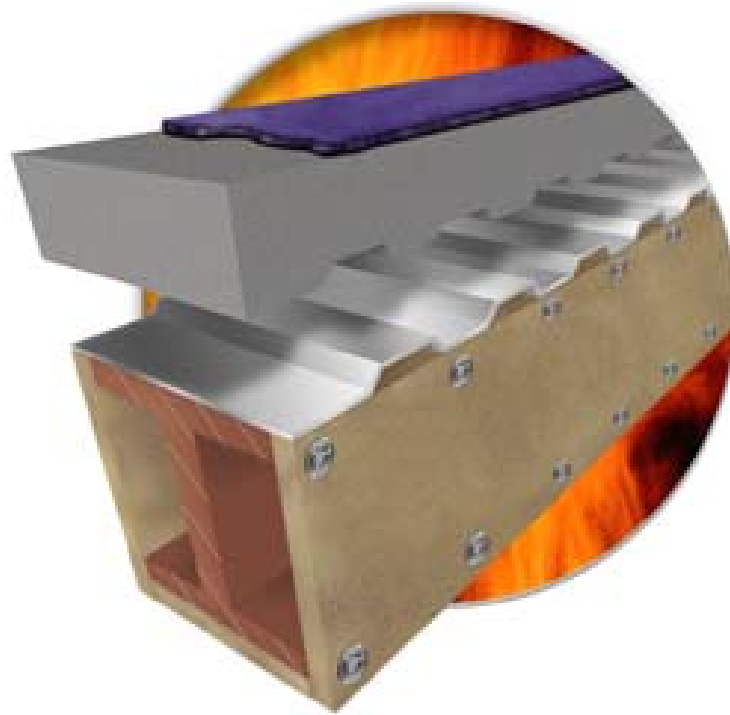
Treliça	$f_{y,\theta}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$E_{y,\theta}$ (kN/cm <sup>2</sup> )
Sem proteção	1,400	1176
Com 1 placa de gesso	2,132	1791
Com 2 placas de gesso	12,895	10834

Pode-se perceber que as reduções das propriedades mecânicas do aço são menores quando ocorre a proteção da treliça, contribuindo assim com a capacidade portante da estrutura. Nesse exemplo utilizou-se uma treliça fictícia, sem os cuidados do dimensionamento em situação de temperatura ambiente e utilizando perfis relativamente pequenos. Quando se utilizam treliças em modelos reais, com perfis dimensionados adequadamente, a utilização de placas de gesso pode ser uma alternativa viável, que não elevará significativamente o peso da estrutura.

Um bom exemplo para essa aplicação é no uso de treliças ou *joists* com função de suportar lajes de concreto ou pisos metálicos, pois, além de apresentar bom acabamento, tem a função de revestimento térmico, retardando o aquecimento do aço em caso de incêndio.

Como exemplo de aplicação do sistema proposto nesse trabalho, a figura 5.9 ilustra uma viga I soldada, protegida com placas de lã de rocha, com função de viga para suporte de laje tipo *steel-deck*. Similarmente, o perfil tipo I soldado, representado na figura 5.9, poderia ser do tipo formado a frio, compondo um perfil tipo I, formado

por dois perfis tipo U, enrijecido ou não, dispostos costa-a-costa, protegidos com placas de gesso, ou mesmo placas rígidas de lã de rocha.



**FIGURA 5.9:** Exemplo de aplicação de proteção com placas de lã de rocha em viga I soldada, que pode ser estendida para viga I composta por dois perfis tipo U formados a frio. Fonte: Refrasol.

## ***Capítulo 06 – Conclusões***

---

Apesar de identificado, ao longo do desenvolvimento do presente trabalho, um número bastante reduzido de pesquisas relacionadas a perfis formados a frio em situação de incêndio e, por conseqüência, a escassez de referências bibliográficas encontradas, procurou-se estabelecer a algumas conclusões com projeção otimista com relação ao assunto proposto.

Todas as referências consultadas seguiram a mesma tendência para definir um método de dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio, ou seja, a consideração do equacionamento para perfis formados a frio, definido em normas técnicas, tais como Eurocode 3 Parte 1.3 (1996), o AISI (2001) e a NBR 14762:2001, com adaptações para a condição de temperaturas elevadas, elaboradas com base em outras normas técnicas para dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, tais como Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) e NBR 14323:1999 ou seu texto-base de 2003, como pode ser constatado em trabalhos propostos por Kaitila (2000, 2001), Feng et al (2002a, 2002b) e Soares e Rodrigues (2002).

Os resultados obtidos por Kaitila (2000), permitem concluir que o dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio pode ser feito como em temperatura ambiente, porém utilizando fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço. A resistência ao escoamento do aço, segundo ele, deve ser com relação à 0,2% da deformação, pois são reduções maiores quando comparadas àquelas utilizadas para outros tipos de perfis.

Ainda segundo Kaitila (2001), conclui-se com base em resultados, tanto em caráter experimental como numérico, que a utilização da curva de flambagem “c” para

a determinação da resistência última de perfis formados a frio em situação de incêndio resulta conservadora. Essa afirmação tem como base o fato de que os resultados numéricos para determinação dessa resistência, utilizando as curvas “b”, foram muito próximos aos resultados analíticos utilizando a curva “c”.

Em concordância com esse resultado, os modelos numéricos que utilizaram a curva “c”, forneceram valores superiores aos resultados analíticos utilizando a mesma curva “c”. Kaitila (2001) concluiu também que as imperfeições iniciais podem reduzir a resistência última de flambagem, pois tais imperfeições, locais ou globais, aceleram o surgimento dos modos de flambagens nos perfis formados a frio em situação de incêndio.

Os resultados obtidos por Wang e Davies (2000), tanto experimental como analiticamente, permitem concluir que o dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio pode ser feito como em temperatura ambiente, porém adotando-se várias considerações, tais como a redução da resistência ao escoamento do aço, com relação à 0,2% da deformação, e do módulo de elasticidade do aço, sendo ambas reduções de acordo com o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Mesmo com a conclusão citada, Wang e Davies (2000) ressaltam a necessidade de novas pesquisas com relação a esse tema para aperfeiçoamento e utilização com segurança do dimensionamento de perfis formados a frio em condição de incêndio.

Os resultados obtidos por Feng et al. (2002a, 2002b), tanto experimental como numericamente, permitem concluir que a existência de imperfeições inicial gera modos de falha diferentes em protótipos de ensaio idênticos, porém, mesmo com modos de falhas diferentes, as cargas últimas de corpos-de-prova semelhantes foram muito próximas. Pelos resultados de Feng et al (2002a, 2002b) conclui-se também que perfis tipo U de mesmas dimensões, porém com espessuras diferentes, apresentam modos de flambagem distintos. Os perfis com espessuras menores apresentam flambagem local, enquanto aqueles com maior espessura apresentam flambagem por distorção.

Os resultados obtidos por Soares e Rodrigues (2002), também permitiram concluir que o dimensionamento dos perfis formados a frio em elevadas temperaturas pode ser feito como em temperatura ambiente, porém com as reduções na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade do aço. Porém, essa última referência seguiu os procedimentos de dimensionamento dos perfis formados a frio de acordo com a norma brasileira NBR 14323:1999.

Dentro do mesmo contexto, o método proposto no presente trabalho para dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio seguiu o dimensionamento da norma brasileira NBR 14762:2001 com adaptações definidas com base nas prescrições da norma brasileira NBR 14323:1999, mais especificamente, no texto-base do projeto de revisão.

As principais considerações para as adaptações feitas no dimensionamento de perfis formados a frio em situação de incêndio são as reduções na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade do aço. Para se adotar essas considerações, surge a seguinte dúvida: *qual fator de redução adotar?* Afinal, mesmo com pouca variação entre os fatores de redução propostos pela NBR 14323:1999, Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) e as equações propostas por Gerlich et al (1996), Klippstein (1978) e Makelainen e Miller (1983), existem algumas diferenças entre seus valores.

Porém, considerando-se as pequenas espessuras utilizadas na conformação dos perfis formados a frio, parece razoável utilizar as reduções para a resistência ao escoamento do aço, de perfis formados a frio, de acordo com o Eurocode 3 Parte 1.2 (2001), relativo à 0,2% da deformação, sugerido em seu anexo E, que aborda perfis classificados como classe 4 (perfis laminados e formados a frio de espessura fina).

Para a redução do módulo de elasticidade do aço em elevadas temperaturas, as diferenças de valores entre as diversas normas não são tão significativas. Portanto, pode-se admitir a utilização dos fatores de redução propostos no projeto de revisão da NBR 14323:1999, os quais são idênticos aos valores propostos pelo Eurocode 3 Parte 1.2 (2001). Entretanto, devido a proximidade dos valores dos fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade considerados, adotou-se os valores de redução do escoamento do aço válido também para as reduções da resistência ao escoamento. Com base nessas três definições, propôs-se um método de dimensionamento para perfis formados a frio em situação de incêndio, como foi demonstrado no item 5.1 do Capítulo 5, do presente texto.

Quanto à proposta de proteção das estruturas compostas por perfis formados a frio com materiais de revestimento térmico, foi sugerido o uso de proteção do tipo caixa. Pois, com base nos aspectos apresentados no Capítulo 4, segundo os resultados de Soares e Rodrigues (2002), concluiu-se que o ganho de resistência à flexão simples de uma viga tipo caixa, sob laje de concreto (composta por dois perfis tipo U enrijecido), com proteção nas três faces expostas ao fogo por placas de gesso é cerca de 5 vezes maior que a resistência da mesma viga sem proteção nas três faces.

Dentre os vários resultados obtidos por Feng et al (2002c), pode-se concluir que o menor valor de condutividade térmica do material gesso das placas de proteção contribui para o retardamento do aquecimento do aço no interior das placas de gesso, que, mesmo queimando-se, mantém a integridade dos perfis de aço em seu interior, após 2 horas de ensaio

Quanto aos custos dos revestimentos térmicos, a partir dos gráficos apresentados por Camargo (2000), no Capítulo 4, conclui-se que estão reduzindo nos últimos anos, talvez em função da demanda por esses materiais, após a publicação das normas brasileiras específicas para a situação de incêndio. Além desse fator, o custo das placas rígidas, de gesso ou lã de rocha, são valores intermediários entre as opções argamassa projetada, inviável para proteção de treliças, por exemplo, e as tintas intumescentes, cujos custos ainda são extremamente elevados.

Vale destacar que para a utilização desse tipo de proteção pode-se optar por placas de gesso acartonado, de lã de rocha ou os painéis de silicato autoclavados. No exemplo apresentado foi utilizada a placa de gesso por ser um material de fácil acesso no Brasil e por ter custos relativamente mais baixos, considerando seu acabamento de ótima aparência.

A grande preocupação que surge quando da utilização desse tipo de proteção para sistemas formados por treliças é a determinação do fator de massividade, uma vez que a seção transversal se altera ao longo do comprimento da treliça. Nesse caso, deve-se utilizar a definição do fator de massividade, adotando a relação área da superfície exposta pelo volume de todos os elementos que compõem a treliça.

Para a determinação do fator de massividade, como pode ser verificado no item 5.2 do Capítulo 5, considerou-se o fator de massividade como a relação entre o somatório das áreas das superfícies em contato com o incêndio, de todos os membros da treliça, pelo volume de todos os membros da treliça.

Nos casos de elementos vigas e pilares compostos por perfis formados a frio tipo U, isolados ou compostos, não há dúvida quanto à determinação do fator de massividade. Nesta proposta, considerou-se o fator de massividade da treliça protegida com material térmico como a soma das áreas das superfícies das placas de proteção pelo volume de todos os perfis da treliça.

## ***6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS***

Com relação ao método aqui proposto para dimensionamento, cabe ressaltar que por esse não ter sido aplicado em exemplo de dimensionamento de estruturas correntes da construção civil, devido à inexistência de resultados para comparação, sugere-se a continuidade do tema em questão e do método proposto nesse trabalho, para que o mesmo seja futuramente testado e aferido por meio de comparação de resultados com modelos analíticos, numéricos e experimentais, com vistas a sua aplicação no dimensionamento de elementos metálicos formados a frio.

Sugere-se também, como proposta para futuros trabalhos de pesquisa, em níveis de Mestrado ou Doutorado, a continuidade do estudo de treliças compostas por perfis formados a frio em situação de incêndio, protegidas com materiais de revestimento térmico do tipo caixa, ou mesmo por materiais flexíveis, como as mantas.

## ***Referências Bibliográficas***

---

### ***BIBLIOGRAFIA CONSULTADA***

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (2001). *AISI*: North american specification for the design of cold-formed steel structural members. 2001 draft edition;

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2000). *ASTM E119*: Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 8800*: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). *NBR 14323*: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000). *NBR 14432*: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). *NBR 14762*: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 14323*: Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio. Texto-base para consulta pública. Rio de Janeiro;



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos*. Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios*. Texto-base para consulta pública. Rio de Janeiro;

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1990). *BS 5950: Structural use of steelwork in building, Code of practice for fire resistant design. Part 8*;

BRITISH STEEL (1997). *Fire Resistance of Steel Framed Buildings*. 1997 Edition;

CAFCO (----). *Blaze-Shield II. Spray-Applied Fire Resistive Material*. *Isolatek International*. /folder/;

CAMARGO, J.C.A. (2000). *Proteção Passiva contra Fogo em Estruturas Metálicas*. Disponível em: <<http://www.catep.com.br/dicas>>. Acesso em: 15 ago, 2001;

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

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1996). *ENV 1993-1-3: Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed thin members and sheeting*. Brussels;

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2001). *DRAFT prEN 1993-1-2: Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design*. Brussels;

FAKURY, R. H. (1999). Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL”, 2., Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: SME. 1 CD-ROM;

FAKURY, R.H.; SILVA, V.P.; MARTINS, M.M. (2000). Temperatura Crítica de Elementos Estruturais de Aço em Situação de Incêndio. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29., 2000, Punta del Este. *Anais*;

FENG, M.; WANG, Y. C.; DAVIES, J. M. (2002a). Structural behavior of cold-formed thin-walled short steel channel columns at elevated temperatures. Part 1: experiments. *Thin-walled structures*, v.41, p.543-570;

FENG, M.; WANG, Y. C.; DAVIES, J. M. (2002b). Structural behavior of cold-formed thin-walled short steel channel columns at elevated temperatures. Part 2: design calculations and numerical analysis. *Thin-walled structures*, v.41, p.571-594;

FENG, M.; WANG, Y. C.; DAVIES, J. M. (2002c). Thermal performance of cold-formed thin-walled steel panel systems in fire. *Fire safety journal*, v.38, p365-394;

GRACE CONSTRUCTION PRODUCTS (2000). Disponível em: <<http://www.graceconstruction.com/prodline.cfm?did=3>> Acesso em: 27 ago, 2001;

GRACE CONSTRUCTION PRODUCTS (----). Flamesafe. Firestop Products and Systems. *International Protective Coatings Corporation*. /folder/;

GRACE CONSTRUCTION PRODUCTS (----). Monokote Industrial and Petrochemical Fireproofing. /folder/;

GRACE CONSTRUCTION PRODUCTS (----). Proteção Passiva de Estruturas. Firestop e Sistemas de Selagem. Monokote e Flamesafe. /folder/;

GUARUTHERM. (2004). Painéis rígido de lã de rocha Thermax PEM. Disponível em < <http://guarutherm.com.br> >. Acessado em: 15 jun, 2004;

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1997). Caracterização de produto de proteção de estruturas de aço contra a ação do incêndio. *Relatório Técnico n. 35687*. São Paulo;

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS (1999). *IT-CB-01.33-99: Segurança Estrutural dos Edifícios – Resistência ao Fogo dos Elementos Construtivos*. São Paulo;

INSTRUÇÃO TÉCNICA Nº 08/01 (2001). Polícia Militar do Estado de São Paulo. Corpo de Bombeiros. *Segurança Estrutural nas Edificações. Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção*.. São Paulo;

INSTRUÇÃO TÉCNICA Nº 09/01 (2001). Polícia Militar do Estado de São Paulo. Corpo de Bombeiros. *Compartimentação horizontal e compartimentação vertical*. São Paulo;

ISAR. Isolamentos Térmicos (2001). Disponível em: <<http://www.isar.com.br>> Acesso em: 27 Ago, 2001;

KAITILA, O. (2000). Cold-formed steel structures in fire conditions. In. SEMINAR ON STEEL STRUCTURES. HELSINKI UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, Fimlândia;

KAITILA, O. (2001). Imperfection sensitivity analysis of lipped channel columns at high temperatures. *Journal of constructional steel research*, n.58, p.333-351, 2001;

LIMA, F. J. (2001). Aço plano e o mercado da construção civil. *Revista Construção Metálica*, Ano 11. n. 51, p. 33-36, nov/dez, 2001;

MALITE, M. (2002). A nova norma de dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio: mais um avanço da construção metálica no Brasil. *Revista Construção Metálica*, Ano 12. n. 55, p. 38-41, jul/ago, 2002;

NEW STEEL CONSTRUCTION. Fire Safe Design. Inglaterra, v.9, n.1, jan/feb, 2001;

PINTUR PINTURAS METÁLICAS LTDA. (2001). *Proteção contra incêndio com tinta intumescente, manta fibra cerâmica, argamassa projetada*. /folder/;

RACIONAL ENGENHARIA. (2000). *Proteção Passiva contra Fogo em Estruturas Metálicas*. Reunião do Comitê de Meio Ambiente, Segurança e Produtividade-Grupo de Estruturas Metálicas. 27/set, 2000;

REFRASOL. (2001). *Estruturas metálicas – Produtos*. Disponível em: <<http://www.refrasol.com.br>> Acesso em: 27 ago, 2001;

REFRASOL. (2001). *Soluções em proteção contra o fogo* /folder/;

RODRIGUES, F.C. (1999). Comportamento de Estruturas Constituídas por Perfis Formados a Frio em Temperatura Ambiente e em Temperatura Elevada. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA

CONSTRUÇÃO CIVIL, 2., Belo Horizonte, M.G., nov,1999. *Anais...*Belo Horizonte: SME. 1 CD-ROM;

RODRIGUES, F.C. (1999). Exigências de Resistência ao Fogo em Elementos Construtivos de Edificações. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL”, 2., Belo Horizonte, M.G., nov.,1999. *Anais...*Belo Horizonte: SME. 1 CD-ROM;

SAYEGH, S. (2001). Vida longa aos metais. *Revista Técnica*, n. 54, p. 32-35, set., 2001;

SERMAPE. (2001). *Revestimentos para proteção passiva contra incêndio*. Disponível em: <<http://www.sermape.com.br/produtos.htm>> Acesso em: 28 ago, 2001;

SILVA, V. P. (2001a). *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. São Paulo. Zigate;

SILVA, V. P.; VARGAS, M. R.; FAKURY, R. H. (2001). Verificação da segurança estrutural em situação de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL”, 4. E CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 1., São Paulo, S.P., set. 2001. *Anais...*São Paulo: SME. 1 CD-ROM;

SILVA, V.P. (2000a). Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações. *Revista Construção*, n. 43, p. 27-34, jul/ago, 2000;

SILVA, V.P. (2000b). O Comportamento de Sistemas Estruturais Básicos de Aço em Situação de Incêndio. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29., Punta Del Este, 2000. *Anais....*Punta Del Este;

SILVA, V.P. (2001b). *Normas Brasileiras de Estruturas em Situação de Incêndio*. Disponível em : < <http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/> > Acesso em: 3 jul, 2001;

SILVA, V.P.; FAKURY, R.H. (2000). Normas Brasileiras de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29., Punta Del Este, 2000. *Anais...* Punta Del Este;

SOARES, C. H.; RODRIGUES, F. C. (2002). Dimensionamento de perfis de aço formados a frio em situação de incêndio. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE

CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2., São Paulo, 2002. *Anais...* São Paulo: SME. 1 CD-ROM;

THE CARDINGTON AND BROADGATE FIRES. (2003). Disponível em: <<http://members.fortunecity.com/911/fire/cardington.htm>> Acesso em: maio, 2004;

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (2000). P288: Fire Safe Design: *A new approach to multi-storey steel framed buildings*. SCI Publication. Inglaterra;

UNIFRAX. (2001). *Proteção Passiva contra Incêndio*. Disponível em: <<http://www.camaradearquitetos.com.br/unifrax/>> Acesso em: 12 nov, 2001;

WANG, Y. C.; DAVIES, J. M. (2000). Design of thin-walled steel channel columns in fire using Eurocode 3 Part 1.3. In: INTERNATIONAL WORKSHOP “STRUCTURES IN FIRE”, 1., Copenhagen, 2000. Proceedings...;

### ***BIBLIOGRAFIA DE REFERÊNCIA***

ALA-OUTINEN, T.; MYLLYMÄKI, J. (1995). The buckling of RHS members at elevated temperatures, VTT Research notes 1672, Espoo, Finland;

GERLICH, J. T.; COLLIER, P. C. R.; BUCHANAN, A. H. (1996). Design of light steel-framed walls for fire resistance. *Fire and materials*, v.20, n.2, p.79-76, 1996;

GUEDES SOARES, C., GORDO, J. M., TEIXEIRA, A. P. (1998). Elasto-plastic behavior of plates subjected to heat loads. *Journal of construction steel research*. n.45, p.179-198;

GUEDES SOARES, C., TEIXEIRA, A. P. (2000). Strength of plates subjected to localized heat loads. *Journal of construction steel research*. n.53, p.335-358;

KLIPPSTEIN, K. H. (1978). Strength of cold-formed steel studs exposed to fire. In: INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES, 4., 1978, St. Lois, MO, Jun, 1978. Proceedings...v.1;

MAKELAINEN, P.; MILLER, K. (1983). *Mechanical properties of cold-formed galvanized sheet steel Z32 at elevated temperatures*. Helsinki University of Technology, Finland;

RANBY, A. (1999). *Structural fire design of thin walled steel sections*. Licentiate Thesis – Division of Steel Structures, Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology, Sweden;

UY, B.; BRADFORD, M. A. (1995). Local buckling of cold-formed steel in composite structural elements at elevated temperatures. *Journal of constructional steel research*, n.34, p. 53-73;

YOUNG, B.; RASMUSSEN, K. J. R. (1998). Tests on cold-formed channel columns. In: INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE OF COLD-FORMED STEEL STRUCTURES. 14., St. Louis, Missouri, USA. Oct, 1998. Proceedings...;

YOUNG, B.; YAN, J. (2000). Finite element analysis of cold-formed channel columns. In: INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE OF COLD-FORMED STEEL STRUCTURES. 15., St. Louis, Missouri, USA. Oct, 2000. Proceedings....

## **Anexo A – Dimensionamento de perfis formados a frio**

---

Esse Anexo tem como base o dimensionamento de perfis formados a frio de acordo com a NBR 14762:2001. Essa norma apresenta vários requisitos para o dimensionamento de barras tais como relação largura-espessura, efeito “shear lag”, entre outros que devem ser seguidos antes de se iniciar o dimensionamento dos elementos. Após estes requisitos iniciais são apresentados os dimensionamentos para *barras submetidas à tração, barras submetidas à compressão centrada, barras submetidas à flexão simples e barras submetidas à flexão composta*. Vale ressaltar que o limite de esbeltez para barras tracionadas não deve exceder 300 e para barras comprimidas não deve exceder 200.

Nesse Anexo serão apresentadas, sucintamente, as equações e considerações para dimensionamento de perfis formados a frio, porém, apenas aquelas utilizadas na proposta apresentada no Capítulo 5 do presente texto.

### ***A.1 BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA NORMAL DE TRAÇÃO***

A resistência de cálculo à tração,  $N_{t,Rd}$ , deve ser o menor valor entre as eqs. (A.1) e (A.2):

$$N_{t,Rd} = Af_y/\gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (A.1)$$

$$N_{t,Rd} = C_t A_n f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,35) \quad (A.2)$$

Em que:

$A$  é a área bruta da seção transversal;

$A_n$  é a área líquida da seção transversal. Para ligações soldadas  $A_n=A$  ou  $A_n$  é igual a área da bruta apenas das partes conectadas. Para ligações parafusadas, Obtém-se a seção crítica como o menor valor de área líquida da seção de ruptura, dada pela eq. (A.3);

$C_t$  é o coeficiente de redução da área líquida, sempre menor ou igual a 1,0, varia com o tipo de ligação. A maneira para obtê-lo está descrita na NBR 14762:2001.

$$A_n = 0,9 \left( A - n_f d_f t + \sum t s^2 / 4g \right) \quad (\text{A.3})$$

Para a eq. (A.3) define-se:

$d_f$  é a dimensão do furo na direção perpendicular à solicitação;

$n_f$  é a quantidade de furos contidas na linha de ruptura analisada;

$s$  é o espaçamento dos furos na direção da solicitação;

$g$  é o espaçamento dos furos na direção perpendicular à solicitação

$t$  é a espessura da parte conectada analisada.

O índice de esbeltez das barras tracionadas não deve exceder 300.

## ***A.2 BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO***

A resistência de cálculo à compressão,  $N_{c,Rd}$ , deve ser tomada como o menor valor encontrado para os casos de *flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção*, ou de *flambagem por distorção*.

O índice de esbeltez das barras comprimidas não pode exceder 200.

### **A.2.1 FLAMBAGEM POR FLEXÃO, POR TORÇÃO OU FLEXO-TORÇÃO**

Nesse caso a força normal resistente de cálculo é calculada conforme a eq. (A.4), indicada a seguir:

$$N_{c,Rd} = \rho A_{ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (\text{A.4})$$



Em que:

$\rho$  é o fator de redução associado à flambagem. O valor de  $\rho$  pode ser encontrado nas curvas “a”, “b” e “c” da NBR 14762:2001, ou calculado por meio das eqs. (A.5), (A.6) e (A.7);

$A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal, calculada com base nas larguras efetivas, de acordo com 7.2 da NBR 14762:2001.

$$\rho = \frac{1}{\beta + (\beta^2 - \lambda_0^2)^{0,5}} \leq 1,0 \quad (\text{A.5})$$

$$\beta = 0,5[1 + \alpha(\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2] \quad (\text{A.6})$$

$$\lambda_0 = \left[ \frac{A_{ef} f_y}{N_e} \right]^{0,5} \quad (\text{A.7})$$

Em que:

$\alpha$  é o fator de imperfeição inicial. Para flexão os valores de  $\alpha$  variam de acordo com a seção e eixo de flambagem, gerando as curvas “a”, “b”, e “c”, para torção ou flexo-torção usar o valor de  $\alpha$  correspondente à curva “b”;

curva “a”:  $\alpha = 0,21$

curva “b”:  $\alpha = 0,34$

curva “c”:  $\alpha = 0,49$

$\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas, dado pela eq. (A.7);

$N_e$  é a força normal de flambagem elástica.

A força normal de flambagem elástica da barra é definida nos itens 7.7.2.1, 7.7.2.2 e 7.7.2.3 da NBR 14762:2001 para três tipos de perfis, segundo sua simetria em *perfis com dupla simetria ou simétricos em relação a um ponto, perfis monossimétricos, com simetria no eixo x e perfis assimétricos.*

## A.2.2 FLAMBAGEM POR DISTORÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

As barras de seção aberta sujeitas à flambagem por distorção a resistência de cálculo à compressão,  $N_{c,Rd}$ , deve ser calculada pelas eqs. (A.8) e (A.9).

$$N_{c,Rd} = Af_y \left(1 - 0,25\lambda_{dist}^2\right) / \gamma \quad \text{para } \lambda_{dist} < 1,414 \quad (\text{A.8})$$

$$N_{c,Rd} = Af_y \left\{0,055[\lambda_{dist} - 3,6]^2 + 0,237\right\} / \gamma \quad \text{para } 1,414 \leq \lambda_{dist} \leq 3,6 \quad (\text{A.9})$$

Para as eqs. (A.8) e (A.9),  $\gamma = 1,1$ ,  $A$  é área bruta da seção transversal e  $\lambda_{dist}$  é o índice de esbeltez reduzido referente à flambagem por distorção, de acordo com a eq. (A.10).

$$\lambda_{dist} = \left(f_y / \sigma_{dist}\right)^{0,5} \quad (\text{A.10})$$

Em que:

$\sigma_{dist}$  é a tensão convencional de flambagem elástica por distorção, calculada no anexo D da NBR 14762:2001.

## A.3 BARRAS SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

### A.3.1 MOMENTO FLETOR

O momento fletor resistente de cálculo,  $M_{Rd}$ , é o menor valor encontrado entre *início de escoamento da seção efetiva, flambagem lateral com torção ou flambagem por distorção da seção transversal.*

#### A.3.1.1 Início de escoamento da seção efetiva

Para o início de escoamento a eq. (A.11) define o momento resistente de cálculo.

$$M_{Rd} = W_{ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (\text{A.11})$$

Em que  $W_{ef}$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos e com  $\sigma$  calculado para o estado limite último de escoamento da seção.

### A.3.1.2 Flambagem lateral com torção

Para a flambagem lateral com torção o módulo de resistência elástico da seção efetiva, em um trecho entre duas seções contidas lateralmente, é calculado pela eq. (A.12).

$$M_{Rd} = [\rho_{FLT} W_{c,ef} f_y] / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (\text{A.12})$$

Na última equação  $W_{c,ef}$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos e com  $\sigma$  calculada por  $\sigma = \rho_{FLT} f_y$ .

$\rho_{FLT}$  é o fator de redução associado à flambagem lateral com torção, calculado por:

- para  $\lambda_0 \leq 0,6$   $\rho_{FLT} = 1,0$
- para  $0,6 < \lambda_0 < 1,336$   $\rho_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)$
- para  $\lambda_0 \geq 1,336$   $\rho_{FLT} = 1/\lambda_0^2$

$$\text{Com } \lambda_0 = (W_c f_y / M_e)^{0,5}$$

$W_c$  é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida;  
 $M_e$  é o momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico. As equações para cálculo deste momento estão apresentadas na NBR 14762:2001 no item 7.8.1.2.

### A.3.1.3 Flambagem por distorção da seção transversal

Para as barras de seção aberta sujeitas à flambagem por distorção o momento fletor resistente de cálculo,  $M_{Rd}$ , deve ser calculada pela eq. (A.13).

$$M_{Rd} = M_{dist} / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (A.13)$$

Em que  $M_{dist}$  é o momento fletor de flambagem por distorção:

- para  $\lambda_{dist} < 1,414$   $M_{dist} = W_c f_y (1 - 0,25 \lambda_{dist}^2)$
- para  $\lambda_{dist} \geq 1,414$   $M_{dist} = W_c f_y / \lambda_{dist}^2$

### A.3.2 FORÇA CORTANTE

A força cortante resistente de cálculo  $V_{Rd}$ , é calculada pelas eqs. (A.14), (A.15) e (A.16), dadas a seguir:

- para  $h/t \leq 1,08(Ek_v/f_y)^{0,5}$ 

$$V_{Rd} = 0,6 f_y h t / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (A.14)$$

- para  $1,08(Ek_v/f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$ 

$$V_{Rd} = 0,65 t^2 (k_v f_y E)^{0,5} / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (A.15)$$

- para  $h/t > 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$ 

$$V_{Rd} = [0,905 E k_v t^3 / h] / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (A.16)$$

Em que:

$t$  é a espessura da alma;

$h$  é a largura da alma;

$k_v$  é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento. Seus valores devem ser calculados pelo item 7.8.2 da NBR 14762:2001.

### A.3.3 MOMENTO FLETOR E FORÇA CORTANTE COMBINADOS

O momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo, da mesma seção, devem satisfazer a expressão de iteração para barras sem enrijecedores transversais de alma indicada pela exp. (A.17).

$$\left(M_{Sd}/M_{0,Rd}\right)^2 + \left(V_{Sd}/V_{Rd}\right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{A.17})$$

As barras com enrijecedores transversais de alma, além de atender aos itens A.3.1.1 e A.3.2, quando  $M_{Sd}/M_{0,Rd} > 0,5$  e  $V_{Sd}/V_{Rd} > 0,7$ , deve atender a exp. (A.18).

$$0,6\left(M_{Sd}/M_{0,Rd}\right)^2 + \left(V_{Sd}/V_{Rd}\right)^2 \leq 1,3 \quad (\text{A.18})$$

Em que:

$M_{Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo;

$M_{0,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo conforme item A.3.1.1;

$V_{Sd}$  é força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd}$  é força cortante resistente de cálculo conforme item A.3.2;

### A.3.4 BARRAS COMPOSTAS SUBMETIDAS À FLEXÃO

Todos os requisitos para espaçamentos entre parafusos ou soldas devem estar de acordo com o item 7.8.4 da NBR 14762:2001.

## A.4 BARRAS SUBMETIDAS À FLEXÃO COMPOSTA

### A.4.1 FLEXO-COMPRESSÃO

A força normal de compressão e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer as equações de iteração (A.19) e (A.20).

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{C_{mx}M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ex}}\right)M_{x,Rd}} + \frac{C_{my}M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ey}}\right)M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.19})$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{0,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.20})$$

Quando  $N_{c,Sd}/N_{c,Rd} \leq 0,15$ , as duas expressões acima podem ser substituídas pela exp. (A.21).

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.21})$$

Em que:

$N_{c,Sd}$  é a força normal de compressão solicitante de cálculo, considerada constante na barra;

$N_{0,Rd}$  é a força normal de compressão resistente de cálculo, calculada como no item A.1.2, tomando-se  $\rho = 1,0$ ;

$N_{ex}$ ;  $N_{ey}$  são as forças normais de flambagem elástica, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculadas no item 7.9.2 da NBR 14762 (2001).

#### A.4.2 FLEXO-TRAÇÃO

A força normal de tração e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer as eqs. (A.22) e (A.23).

$$\frac{M_{x,Sd}}{M_{xt,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{yt,Rd}} + \frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.22})$$

$$\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} - \frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.23})$$

---

Em que  $M_{xt,Rd}$  e  $M_{yt,Rd}$  são os momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados com base no escoamento da fibra tracionada da seção bruta, de acordo com o item 7.9.3 da NBR 14762:2001.

## ***Anexo B – Dimensionamento de estruturas metálicas em situação de incêndio***

---

Este anexo trata do dimensionamento de estruturas metálicas em situação de incêndio, de acordo com as prescrições estabelecidas na norma brasileira NBR 14323:1999. Vale mencionar que, atualmente, a presente norma passa por processo de revisão, e seu texto-base foi disponibilizado para consulta pública em agosto de 2003. Pode-se verificar que a versão 2003 contém mais detalhes e contempla, além de todos os tópicos da versão de 1999, um capítulo sobre a reutilização da estrutura após um incêndio, um anexo sobre detalhes construtivos para estruturas mistas, além de apresentar as propriedades térmicas do concreto.

Com base nos aspectos citados optou-se pela apresentação das equações com base na versão de 1999 da NBR 14323. Porém, quando se julgar necessário serão apresentadas as equações com base na versão de 2003. Portanto, esse Anexo poderá conter modificações devido à publicação definitiva da futura edição da NBR 14323, no referente a equações e parâmetros que aqui estão apresentados.

Nesse Anexo estão apresentadas, de forma sucinta, as principais características e equações para o dimensionamento simplificado de estruturas de aço em situação de incêndio, com ênfase naquelas que foram utilizadas para a proposta apresentada no Capítulo 5 do presente trabalho.



## **B.1 DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO**

O dimensionamento simplificado de estruturas metálicas em situação de incêndio, segundo a NBR 14323:1999 e o seu texto-base de 2003, se aplica às barras prismáticas, vigas mistas e pilares mistos compostos por perfis laminados e soldados não híbridos e às lajes de concreto com forma de aço incorporada. Portanto, não se aplica às estruturas compostas por perfis formados a frio.

A segurança é verificada quando a solicitação de cálculo em situação de incêndio,  $S_{fi,d}$ , é menor ou igual a resistência de cálculo, para o estado último considerado, em situação de incêndio,  $R_{fi,d}$ .

### **B.1.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS**

Para as duas versões da NBR 14323 as combinações de ações podem ser expressas com as mesmas considerações de tempo de ação muito pequeno. Porém, na versão de 2003 a simbologia encontra-se atualizada, com relação às outras normas atualmente em vigor, assim como os coeficientes de minoração das ações variáveis decorrentes do uso e os coeficientes de ponderação das ações permanentes.

Portanto, para a versão de 2003 da NBR 14323 as combinações de ações podem ser expressas por:

- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,21 F_{Q,k} \quad (\text{B.1})$$

- Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 F_{Q,k} \quad (\text{B.2})$$

- Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42 F_{Q,k} \quad (\text{B.3})$$

- Para elementos dos contraventamentos:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,1 F_{Wk} \quad (\text{B.4})$$

Para as eqs. (B.1), (B.2), (B.3) e (B.4) valem:

$F_{Gi,k}$ : valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$ : valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{Qk}$ : valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;

$F_{Wk}$ : valor característico das ações devido ao vento;

$\gamma_g$ : valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, igual a 1,0 para ações favoráveis, ou utilizando-se dos valores da tabela 3 do texto-base da NBR 14323:2003, ou ainda, os valores da tabela 4 da mesma versão da NBR 14323 para ações desfavoráveis.

### B.1.2 BARRAS SUBMETIDAS À TRAÇÃO

A resistência de cálculo,  $N_{ft,Rd}$ , de uma barra axialmente tracionada está indicada na eq. (B.5):

$$N_{ft,Rd} = k_{y,\theta} A_g f_y \quad (\text{B.5})$$

Em que:

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme item 3.3 do Capítulo 3;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

Na verificação da resistência à tração da NBR 14323:1999 existia ainda um coeficiente  $\phi_{fi,a}$ , denominado coeficiente de resistência, admitido com valor 1,0. Ele foi suprimido na versão de 2003 devido ao seu valor unitário.

### B.1.3 BARRAS SUBMETIDAS À COMPRESSÃO

Na NBR 14323:1999 as barras axialmente comprimidas não poderiam ter os elementos da seção transversal com relações superiores aos valores apresentados na tabela 1 da NBR 8800:1986, para seções classe 3. Porém, No texto-base da NBR 14323:2003 as barras axialmente comprimidas estão divididas em compactas ou semi-compactas e esbeltas, de acordo com a relação entre largura e espessura comparados aos valores de  $\lambda_r$  dados na tabela E.1 do anexo E do texto-base da NBR 8800:2003.

Dessa forma, a resistência de cálculo,  $N_{fi,Rd}$ , de uma barra axialmente comprimida será determinada para duas situações.

#### B.1.3.1 SEÇÕES TRANSVERSAIS COMPACTAS OU SEMI-COMPACTAS

A eq. (B.6) define a resistência de cálculo para as barras comprimidas compactas ou semi-compactas:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y \quad (\text{B.6})$$

Em que:

$\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, obtido conforme a eq. (B.7):

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\beta_\theta + \sqrt{\beta_\theta^2 - \lambda_{0,\theta}^2}} \quad (\text{B.7})$$

Com:

$$\beta_{\theta} = 0,5(1 + \alpha_{\theta}\lambda_{\theta} + \lambda_{0,\theta}^2) \quad (\text{B.8})$$

Sendo  $\lambda_{0,\theta}$  o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado pelas eqs. (B.9) e (B.10):

$$\lambda_{0,\theta} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (\text{B.9})$$

$$\alpha_{\theta} = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{B.10})$$

Para as eqs. (B.9) e (B.10) valem:

$\lambda_0$  é o Índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente, determinado de acordo com a NBR 8800:2003;

$k_{E,\theta}$  é um fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme item 3.3, do Capítulo 3;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente.

Na NBR 14323:1999 existia um fator  $k_a$  para corrigir desvios, da ordem de 20%, nos ensaios experimentais para determinação das curvas de resistência. O Eurocode 3 Parte 1.2 (2001) já eliminou este fator, pois remodelou as curvas de resistência. O texto-base da NBR 14323:2003 também eliminou este fator em seu texto-base.

O fator de redução da resistência à compressão em situação de incêndio  $\rho_{fi}$  foi substituído pelo fator  $\chi_{fi}$ .

### B.1.3.2 SEÇÕES TRANSVERSAIS ESBELTAS

A eq. (B.11) define a resistência de cálculo para as barras comprimidas esbeltas:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} Q_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y \quad (\text{B.11})$$

O valor de  $\chi_{fi}$  é obtido pelo texto-base da NBR 8800:2003, utilizando-se a curva de resistência “c”, para qualquer tipo de seção, de instabilidade e eixo que ocorre a instabilidade, com o índice de esbeltez  $\lambda_{0,\theta}$  para a temperatura  $\theta_a$ , dado pela eq. (B.9).

O coeficiente  $Q_{fi}$  é obtido pelo texto-base da NBR 8800:2003, em seu anexo E.

#### **B.1.4 BARRAS FLETIDAS**

As barras de aço fletidas são consideradas como vigas não-esbeltas pelo texto-base da NBR 8800:2003.

Um efeito benéfico, devido à distribuição não-uniforme da temperatura, é considerado na seção transversal, pelo fator  $k_1$  e ao longo do comprimento da barra pelo fator  $k_2$ , idêntico aos fatores já utilizados na NBR 14323:1999, portanto:

$k_1$  é um fator de correção para a temperatura não-uniforme na seção transversal, cujo valor é:

- 1,00 para vigas com os quatro lados expostos ao incêndio;
- 1,40 para vigas envolvidas com material térmico com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com forma de aço incorporado no quarto lado;
- 1,15 para vigas sem proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com forma de aço incorporado no quarto lado;

$k_2$  é um fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra, cujo valor é:

- 1,15 nos apoios de vigas estaticamente indeterminadas;
- 1,00 em todos os outros casos.

##### **B.1.4.1 EFEITO DO MOMENTO FLETOR**

O parâmetro de esbeltez  $\lambda$  para os limites últimos de flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT) são determinados como no texto-base do anexo D do texto-base da NBR 8800:2003 e devem obedecer aos limites de plastificação e início de escoamento, deste mesmo anexo.

Assim, a resistência de cálculo ao momento fletor,  $M_{fi,Rd}$ , para uma barra fletida, com os tipos de perfis e eixos de flexão indicados na tabela D.1 do anexo D do texto-base da NBR 8800:2003, são:

– Para FLM e FLA:

- Se  $\lambda \leq \lambda_p$ :

$$M_{fi,Rd} = k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} \quad (\text{B.12})$$

- Se  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ :

$$M_{fi,Rd} = k_1 k_2 k_{y,\theta} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (\text{B.13})$$

- Se  $\lambda > \lambda_r$  (somente para FLM):

$$M_{fi,Rd} = k_{E,\theta} M_{cr} \quad (\text{B.14})$$

– Para FLT:

- Se  $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{fi,Rd} = k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} \quad (\text{B.15})$$

- Se  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ :

$$M_{fi,Rd} = C_b k_{y,\theta} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_{r,fi} - \lambda_p} \right] \leq k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} \quad (\text{B.16})$$

- Se  $\lambda > \lambda_r$ :

$$M_{fi,Rd} = k_{E,\theta} M_{cr} \quad (\text{B.17})$$

Em que:

$M_{cr}$  é o momento fletor de flambagem elástica em temperatura ambiente, obtido no anexo D do texto-base da NBR 8800:2003;

$M_{pl}$  é o momento de plastificação da seção transversal em temperatura ambiente;

$M_r$  é o momento fletor correspondente ao início de escoamento da seção transversal em temperatura ambiente, obtido no anexo D do texto-base da NBR 8800:2003;

$C_b$  é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, de acordo com o texto-base da NBR 8800:2003.

#### B.1.4.2 EFEITO DA FORÇA CORTANTE

A resistência de cálculo à força cortante,  $V_{fi,Rd}$ , de almas de perfis I, U, H e caixão em situação de incêndio é:

– Se  $\lambda \leq \lambda_p$ :

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} V_{pl} \quad (\text{B.18})$$

– Se  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ :

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \frac{\lambda_p}{\lambda} V_{pl} \quad (\text{B.19})$$

– Se  $\lambda > \lambda_r$ :

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \left(1,28 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2\right) V_{pl} \quad (\text{B.20})$$

Em que:

$\lambda$  é o parâmetro de esbeltez da alma, determinado em 5.4.3 do texto-base da NBR 8800:2003;

$\lambda_p$  é o parâmetro de esbeltez da alma correspondente à plastificação, determinado em 5.4.3 do texto-base da NBR 8800:2003;

$\lambda_r$  é o parâmetro de esbeltez da alma correspondente ao início de escoamento, determinado em 5.4.3 do texto-base da NBR 8800:2003;

$V_{pl}$  é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento determinada em 5.4.3 do texto-base da NBR 8800:2003.

### B.1.5 BARRAS SUJEITAS À FORÇA NORMAL E MOMENTOS FLETORES

Para os efeitos combinados de força axial e momentos fletores, a seção transversal deve atender os requisitos para esforços isolados de compressão e de momento fletor, e as expressões de iteração (B.21) e (B.22) devem ser atendidas para efeito combinado de tração ou compressão e momento fletor.

$$\begin{aligned}
 & - \text{ Se } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} \geq 0,2 \\
 & \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{B.21})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & - \text{ Se } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} < 0,2 \\
 & \frac{N_{fi,Sd}}{2N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{B.22})
 \end{aligned}$$

Em que:

$N_{fi,Sd}$  é a força normal solicitante de cálculo na barra em situação de incêndio;

$N_{fi,Rd}$  é a resistência de cálculo à força normal em situação de incêndio, determinada em B.1.2 para barras tracionadas e em B.1.3 para barras comprimidas;

$M_{x,fi,Sd}$  e  $M_{y,fi,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio, em torno de x e y, respectivamente;

$M_{x,fi,Rd}$  e  $M_{y,fi,Rd}$  são os momentos resistentes de cálculo em situação de incêndio, em torno de x e y, respectivamente, determinados:

- conforme item B.1.4 se a força normal solicitante de cálculo for de tração;
- conforme item B.1.4 se a força normal solicitante de cálculo for de compressão desde que o máximo momento fletor solicitante de cálculo ocorra nas extremidades da barra ou nas extremidades de um segmento contraventado da barra. Nos demais casos serão mantidos conforme o item B.1.4, com  $C_b$  igual a 1,00.