5 Propriedades dos materiais à temperatura elevada

5.1 Introdução

O concreto endurecido é constituído de agregados, pasta e água. As barras de aço imersas no concreto endurecido possuem aspereza, saliências ou mossas para prover a aderência entre o aço e o concreto e assegurar a ação solidária de ambos como um material "homogêneo" à temperatura ambiente.

À temperatura elevada, acima dos 100 °C, a heterogeneidade do concreto é realçada pelas transformações físicas, químicas e mineralógicas envolvendo a pasta de cimento, os agregados e o aço (Figura 5.1).

A composição do aço e as características da mistura (tipo de cimento e de agregados) e da dosagem dos componentes (fator água/cimento, fator cimento/mistura seca, teor de umidade) do concreto oferecem inúmeras combinações possíveis e, por conseguinte, uma extensa variabilidade das propriedades materiais tanto à temperatura ambiente, como à temperatura elevada⁴².

Em geral, os modelos matemáticos que representam as propriedades materiais em função da temperatura elevada são estabelecidos por meio de curvas médias com base em resultados experimentais ou modelagens numéricas.

5.2 Propriedades térmicas

As propriedades térmicas importantes para as análises térmicas e termestruturais são: massa específica, calor específico, condutividade térmica e expansão térmica. Para a análise térmica da seção de elementos estruturais, as três primeiras são essenciais.

_

⁴² Não é objeto deste texto particularizar os aspectos físicos, químicos e metalúrgicos dos materiais estruturais sob a ação térmica, para os quais há uma extensa literatura específica (KHOURY, 1992; BAŽANT & KAPLAN, 1996; TAYLOR, 1997; FLYNN, 1999; KHOURY, 2000; GALLÉ *et al.* (2001); CALLISTER Júnior, 2002; COSTA, 2002; COSTA *et al.*, 2002a; NOUMOWÉ, 2003; HAGER, 2004; GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2005; HUSEM, 2006; NAUS, 2006; NINCE, 2007).

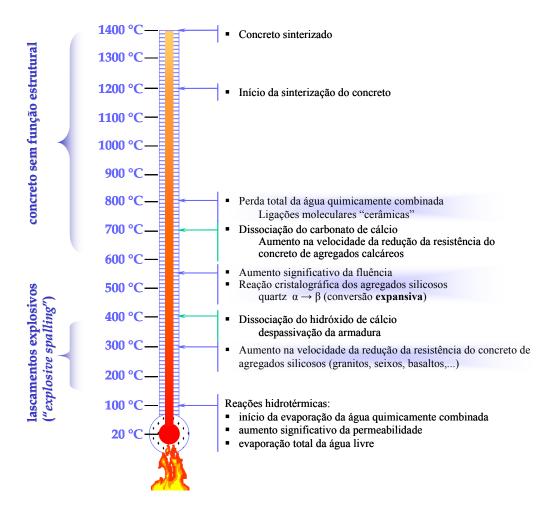


Figura 5.1: Transformações físico-químicas do concreto endurecido em altas temperaturas (KHOURY, 2000; adaptado).

A expansão térmica é importante para a análise dos efeitos de 2ª ordem devido às restrições à dilatação térmica, sendo indicada para a modelagem de pórticos (*frames*); ela pode ser necessária à análise de elementos isolados, típicas dos métodos simplificados de cálculo.

A massa específica e a expansão térmica estão inter-relacionadas. A maioria dos materiais sólidos dilata-se quando aquecida, e contrai-se quando resfriada; por conseguinte, há variação volumétrica influenciando a massa específica do material.

O calor específico é a propriedade termodinâmica mais importante do material; ele mede a variação térmica de um material ao receber calor.

A condutividade térmica é a propriedade física que mede a capacidade do material de conduzir o calor, molécula a molécula. Os materiais de microestrutura amorfa e porosa, como o concreto, apresentam baixa condutividade térmica; os vazios são preenchidos por ar ou água que retardam a absorção do calor (CALLISTER Júnior, 2002).

5.2.1 Concreto endurecido

5.2.1.1 Massa específica

A massa específica do concreto depende da massa específica dos agregados e do teor de umidade livre para o intervalo $20 \, ^{\circ}\text{C} \le \theta \le 150 \, ^{\circ}\text{C}$.

À temperatura elevada, a massa específica do concreto endurecido sofre uma ligeira redução causada, primariamente, pela evaporação da água livre e, secundariamente, pelo aumento do volume devido à expansão térmica. Essa expansão decorre das transformações mineralógicas porque sofrem os agregados acima dos 500 °C.

As normas brasileiras não fornecem informações sobre a massa específica do concreto (agregados silicosos) de densidade normal, a temperaturas elevadas. O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) apresenta a eq. (5.1), aplicável aos concretos de agregados silicosos ou calcáreos, para o intervalo $20~^{\circ}\text{C} \le \theta \le 1200~^{\circ}\text{C}$.

$$\rho_{c,\theta} = \rho_c, \qquad \text{se} \qquad 20 \,^{\circ}\text{C} \le \theta \le 115 \,^{\circ}\text{C}
\rho_{c,\theta} = \rho_c \cdot \left[1 - 0.02 \cdot \left(\frac{\theta - 115}{85} \right) \right], \qquad \text{se} \qquad 115 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 200 \,^{\circ}\text{C}
\rho_{c,\theta} = \rho_c \cdot \left[0.98 - 0.03 \cdot \left(\frac{\theta - 200}{200} \right) \right], \qquad \text{se} \qquad 200 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 400 \,^{\circ}\text{C}
\rho_{c,\theta} = \rho_c \cdot \left[0.95 - 0.07 \cdot \left(\frac{\theta - 400}{800} \right) \right], \qquad \text{se} \qquad 400 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 1200 \,^{\circ}\text{C}$$

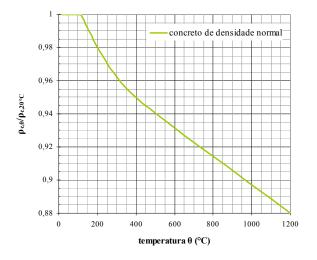
onde: ρ_c = massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente [kg/m³];

 $\rho_{c,\theta} = massa \ específica \ do \ concreto \ de \ densidade \ normal \ em \ função \ da \ temperatura \ \theta$ [kg/m³].

A eq. (5.1) tem sido questionada pelo exagero da redução de até 12% da massa específica do concreto de densidade normal aquecido em situação de incêndio (Figura 5.2).

Na prática, têm-se observado uma redução da ordem de 100 kg/m³ (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); SCHLEICH, 2005) e, excepcionalmente, 120 kg/m³ (SCHLEICH, 2005) (Figura 5.3); além disso, o impacto da variação da massa específica sobre as propriedades térmicas do concreto é pífio. Por essas razões, pode-se considerar a massa específica independente da temperatura elevada, com o valor constante e

igual ao mesmo valor à temperatura ambiente (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); SCHLEICH, 2005).



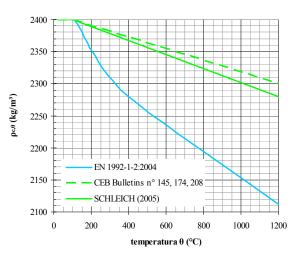


Figura 5.2: Variação da massa específica do concreto usual em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004).

Figura 5.3: Variação da massa específica do concreto usual em função da temperatura, cujo valor à temperatura ambiente é $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$.

Para o projeto de estruturas de concreto à temperatura ambiente, a NBR 6120:1980 e a NBR 6118:2003 recomendam os valores da massa específica ρ_c = 2400 kg/m³ e ρ_c = 2500 kg/m³, respectivos ao concreto massa e ao concreto armado.

A massa específica ρ_c = 2400 kg/m³ é recomendada para as análises térmicas das seções dos elementos de concreto, onde somente as propriedades térmicas são relevantes; ρ_c = 2500 kg/m³ é própria para o cálculo do peso-próprio dos elementos de concreto de seção com armaduras, onde a ação gravitacional sobre os elementos é relevante.

5.2.1.2 Calor específico

Na ausência de dados experimentais, pode-se modelar a função do calor específico (eq. 5.2), considerando o valor de pico constante entre 100 °C e 115 °C (EN 1992-1-2:2004). Esse "salto" do calor específico próximo aos 100 °C (Figura 5.5) é devido à evaporação da água livre. A temperatura na microestrutura do concreto não se elevará acima dos 100 °C, enquanto a água livre não for totalmente evaporada.

$$c_{p,\theta} = 900, se 20 °C \le \theta \le 100 °C$$

$$c_{p,\theta} = c_{p,pico}, se 100 °C < \theta \le 115 °C$$

$$c_{p,\theta} = 900 + (\theta - 100) se 115 °C < \theta \le 200 °C$$

$$c_{p,\theta} = 900 + \frac{\theta}{2}, se 200 °C < \theta \le 400 °C$$

$$c_{p,\theta} = 1100, se 400 °C < \theta \le 1200 °C$$

onde: $c_{p,\theta}$ = calor específico por unidade de massa do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [J/kg/°C];

 $c_{p,pico}$ = valor de pico do calor específico por unidade de massa do concreto, em função da umidade de equilíbrio do concreto e da temperatura θ [J/kg/°C] (Tabela 5.1 e Figura 5.4).

Tabela 5.1: Valor de pico do calor específico do concreto situado entre 100 e 200 °C (ECCS–MC, 2001; EN 1992-1-2:2004, EN 1994-1-2:2005, SCHLEICH, 2005).

c _{p,pico} (J/kg/°C)	U (%) em peso de concreto
900	0
1470	1,5
1875	2
2020	3
2750	4
5600	10

Nota: Valores intermediários podem ser calculados por interpolação linear (Figura 5.4).

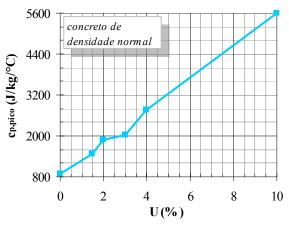


Figura 5.4: Valor de pico do calor específico do concreto em função do teor de umidade.

O teor de umidade $U \le 4\%$ (em peso) é mais representativo de estruturas de concreto armado, enquanto $4\% < U \le 10\%$, de estruturas mistas de aço e concreto. Normalmente, os elementos de concreto armado dentro de ambientes secos internos às edificações tendem a ter $U \le 1,5\%$, enquanto, os elementos externos, $U \le 3\%$.

Em análises térmicas para modelos simples de cálculo, o calor específico pode ser considerado independente da temperatura, de valor constante igual a $c_p = 1000 \text{ J/kg}$ °C para concretos de agregados silicosos ou calcáreos (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); ECCS–MC, 2001; SCHLEICH, 2005).

Não se recomendam concretos com teor de umidade U > 4%, nem mesmo para concretos de

estruturas mistas de aço e concreto (ECCS–MC, 2001) porque a durabilidade, tanto à temperatura ambiente, como em situação de incêndio, pode ser comprometida para U > 3% (KHOURY & ANDERBERG, 2000; COSTA *et al.*, 2002b; EN 1992-1-2:2004).

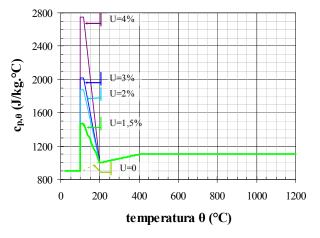
O calor específico pode ser expresso por unidade de massa (eq. 5.2) ou por unidade de volume (eq. 5.3).

O calor específico por unidade de volume é também conhecido por capacidade calorífica; ele representa a capacidade calorífica volumétrica do material armazenar a energia térmica e é amplamente utilizado nas análises termodinâmicas (INCROPERA & DeWITT, 2002).

A capacidade calorífica do concreto é influenciada pela ação térmica direta e pela massa específica, a qual também varia com a elevação da temperatura (eq. 5.3). A Figura 5.6 ilustra a variação do calor específico por unidade de volume para um concreto de massa específica ρ_c = 2400 kg/m³, à temperatura ambiente.

$$c_{v,\theta} = c_{p,\theta} \cdot \rho_{c,\theta} \tag{5.3}$$

onde: $c_{v,\theta}$ = calor específico por unidade de volume do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [J/m³/°C].



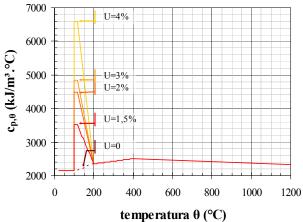


Figura 5.5: Calor específico por unidade de massa do concreto usual em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004).

Figura 5.6: Calor específico por unidade de volume do concreto usual em função da temperatura, para concreto de massa específica $\rho c = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ a } 20 \text{ °C}$ (COSTA *et al.*, 2007).

5.2.1.3 Condutividade térmica

A condutividade térmica do concreto reduz com o aumento de temperatura. Ela está diretamente relacionada ao tipo de agregados, que constituem cerca de 70% do concreto

endurecido, mas também é influenciada pela porosidade da pasta de cimento (DAVIS, 1967 apud BAŽANT & KAPLAN, 1996; CALLISTER Júnior, 2002).

A variabilidade de combinações de dosagens, natureza dos agregados e porosidades conduz a muitas discrepâncias nos resultados dos ensaios de medição da condutividade (Figura 5.7; FLYNN, 1999; AL NAJIM, 2004). Quer considerável ou desprezável, a redução da condutividade com o aumento da temperatura é o único consenso nos resultados experimentais (BAŽANT & KAPLAN, 1996).

No Brasil, não há qualquer regulamentação que estabeleça algum valor para a condutividade térmica do concreto de densidade normal a temperaturas elevadas.

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) fornece equações correspondentes aos limites inferior (eq. 5.4) e superior (eq. 5.5), estabelecendo uma faixa de valores (Figura 5.8), para o intervalo 20 $^{\circ}$ C $\leq \theta \leq 1200 ^{\circ}$ C.

$$\lambda_{c,\theta} = 1,36 - 0,136 \cdot \frac{\theta}{100} + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \tag{5.4}$$

onde: $\lambda_{c,\theta}=$ condutividade térmica do concreto de densidade normal, em função da temperatura θ [W/m/°C].

$$\lambda_{c,\theta} = 2 - 0.2451 \cdot \frac{\theta}{100} + 0.0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \tag{5.5}$$

A formulação (eqs. 5.4 e 5.5) proposta na última versão do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) é polêmica, devido à sua origem (HIETANEN, 2002b; SCHLEICH, 2005). Os limites inferior e superior derivaram de extrapolações numéricas, com base em medições de temperatura em ensaios de elementos muito particulares (Figura 5.9 e Figura 5.10). A calibração da formulação matemática foi auxiliada pelo *software* SuperTempcale® (ANDERBERG, 2001).

O limite superior foi modelado com base em ensaios de elementos mistos de aço e concreto (Figura 5.9) e, naturalmente, é apropriado ao concreto de estruturas mistas; mas, ele é compatível às estruturas de concreto, se os agregados possuírem elevada condutividade térmica.

O limite inferior foi modelado com base em ensaios de elementos de concreto armado e

protendido – 2 lajes nervuradas duplo-T, 3 alveolares e 2 paredes de concreto (ANDERBERG, 2001) e, naturalmente, é apropriado ao concreto de estruturas de concreto.

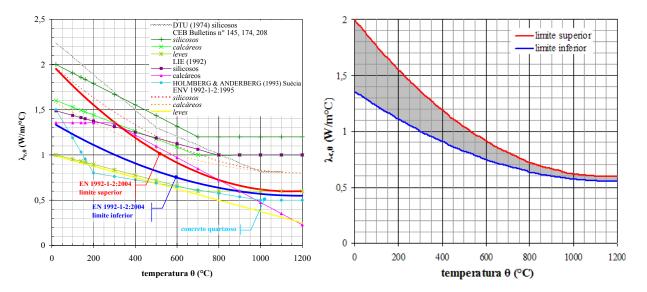


Figura 5.7: Comparação curvas entre condutividade térmica do concreto em função da em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004). temperatura, apresentados em códigos internacionais.

de Figura 5.8: Condutividade térmica do concreto usual,

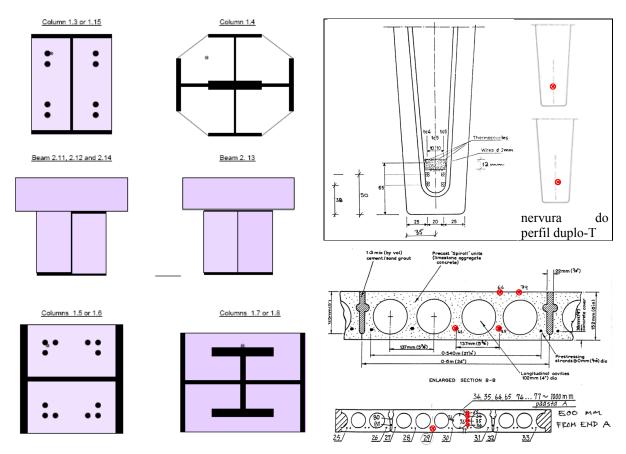
Estruturas mistas de aço e concreto possuem seções metálicas de geometria e massa específica consideráveis, cujas influências não poderiam ser desprezadas dentro da seção de concreto e, portanto, não seriam os melhores exemplos para calibrar as propriedades térmicas do concreto endurecido. O perfil metálico impede o transporte de umidade e influi na emissividade e transferência de calor de um material para o outro, dentro da seção mista de aço e concreto (HIETANEN, 2002b).

Os perfis alveolares e duplo-T (Figura 5.10) também não seriam os melhores exemplos para calibrar as propriedades térmicas do concreto endurecido. Nos perfis alveolares, os alvéolos (furos) preenchidos por ar possuem dimensões significativas; a condutividade térmica do ar em função da temperatura elevada, e as condições de convecção e radiação nos furos poderiam não ser muito bem definidas de maneira mais realista em uma simulação computacional de aquecimento (HIETANEN, 2002b).

Nos perfis duplo-T, a proximidade entre as duas nervuras poderia permitir o efeito do sombreamento (shadow effect), possibilitando obter uma condutividade térmica do concreto virtualmente menor.

Adicionalmente, as características das misturas de concreto dos corpos-de-prova (Figura 5.9 e

Figura 5.10) das análises térmicas experimentais, cujos resultados foram usados na construção das eqs. (5.4) e (5.5), não eram semelhantes. Alguns corpos-de-prova usados na calibração do limite inferior (eq. 5.5) foram moldados com agregados mistos – 70% silicosos e 30% calcáreos – ou possuíam teor de umidade U > 3% (HIETANEN, 2002).



pontos de medição de temperatura (8) para a calibração pontos de medição de temperatura (8) para a limite superior da condutividade (SCHLEICH, 2005).

Figura 5.9: Seções de elementos e localização dos Figura 5.10: Seções de elementos e localização dos térmica calibração do limite inferior da condutividade térmica (ANDERBERG, 2001).

As razões supracitadas poderiam justificar as grandes discrepâncias entre os resultados de origem experimental de concretos silicosos (Figura 5.8) e o limite inferior (eq. 5.5), tão salientadas por alguns pesquisadores (SCHLEICH, 2005; PURKISS, 2007); a semelhança entre os limites inferior e superior (eqs. 5.4 e 5.5) e as curvas respectivas a concretos silicoso e calcáreo, de origem experimental, fornecidas pela pre-standard ENV 1992-1-2:1995 (Figura 5.11).

Para as estruturas de concreto armado, o National Annex do Reino Unido (NA to BS EN 1992-1-2:2004, 2005) recomenda usar o limite superior e, o texto-base do Annexe Nationale da França (Pr NF EN 1992-1-2:2005/NA, 2006), uma curva caracterizada pelos limites superior até 140 °C e inferior acima de 160 °C (Figura 5.11).

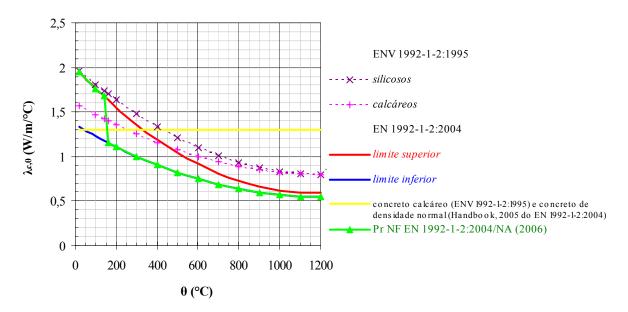


Figura 5.11: Comparação entre as curvas de condutividade térmica do concreto em função da temperatura na UE.

Os pontos de controle de medição de temperatura dos elementos usuais empregados na construção dos limites superior e inferior indicam o objetivo principal: a análise estrutural considerando temperaturas mais realistas na região das armaduras.

O agregado é determinante da condutividade térmica do concreto e mais decisivo do que a massa específica na análise do isolamento térmico. Portanto, dever-se-ia avaliar com cuidado o uso das eqs. (5.4) e (5.5) em análises térmicas numéricas para avaliar o isolamento térmico.

Para análises térmicas destinadas à modelos simples de cálculo, a condutividade térmica pode ser considerada independente da temperatura, de valor constante e igual a $\lambda_c = 1,30 \text{ W/m/°C}$ para os concretos de densidade normal, de agregados silicosos ou calcáreos, (SCHLEICH, 2005; Figura 5.11).

5.2.1.4 Alongamento térmico

O alongamento (ou expansão) térmico do concreto de agregados silicosos é calculado pela eq. (5.6) e, do concreto de agregados calcáreos, pela eq. (5.7).

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^{3}, \quad \text{se} \quad 20 \,^{\circ}\text{C} \le \theta \le 700 \,^{\circ}\text{C}$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 14 \cdot 10^{-3}, \quad \text{se} \quad 700 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 1200 \,^{\circ}\text{C}$$
(5.6)

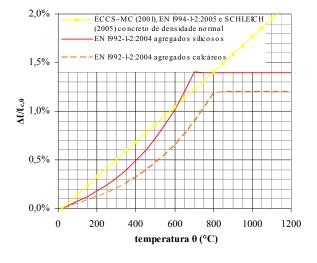
onde: $\frac{\Delta \ell}{\ell}$ = alongamento térmico do concreto em função da temperatura θ [m/m].

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = -1, 2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1, 4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^{3}, \quad \text{se} \quad 20 \,^{\circ}\text{C} \le \theta \le 805 \,^{\circ}\text{C}$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 12 \cdot 10^{-3}, \quad \text{se} \quad 805 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 1200 \,^{\circ}\text{C}$$
(5.7)

Para modelos simples de cálculos, o alongamento térmico do concreto pode ser simplificado por uma única função linear (eq. 5.8; Figura 5.12), para 20 °C $\leq \theta \leq$ 1200 °C (ECCS–MC, 2001; EN 1994-1-2:2005; SCHLEICH, 2005). Em altas temperaturas, o concreto pode dilatarse mais do que o aço (Figura 5.13).

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 18 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta - 20) \tag{5.8}$$



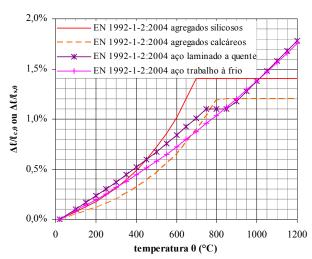


Figura 5.12: Alongamento térmico do concreto em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004; SCHLEICH, 2005).

Figura 5.13: Comparação entre os alongamentos térmicos do concreto e do aço (EN 1992-1-2:2004).

5.2.2 Aço

Para análise termestrutural de seções de concreto, a condutividade do aço não é relevante, uma vez que a área das barras da armadura é muito pequena para o desenvolvimento de gradientes de temperaturas significativos na seção do aço. Mesmo para armaduras de grande diâmetro, a diferença entre as temperaturas na geratriz da barra, da ordem de 40 °C, não influi significativamente na resistência do aço.

Geralmente, as propriedades térmicas do aço para concreto armado e protendido são ignoradas. A temperatura se uniformiza rapidamente nas seções das barras de aço, e assumese o mesmo valor da temperatura nas vizinhanças de concreto.

As informações a seguir foram tomadas do Eurocode 4 (EN 1994-1-2:2005) e ECCS–MC, 2001, e servem a ambos os aços de armaduras para concreto e de perfis metálicos para estruturas de aço ou mistas de aço e concreto (SCHLEICH, 2005).

As propriedades térmicas do aço servem às modelagens térmicas acopladas às estruturais para análise de pórticos 2-D e 3-D; porém, são desnecessárias nos métodos simplificados de cálculo e até mesmo, nas análises computacionais avançadas de elemento estrutural isolado.

5.2.2.1 Massa específica

O aço possui uma microestrutura cristalina bem definida e estável às temperaturas elevadas; por isso, a massa específica do aço é considerada independente da temperatura, constante e igual a $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$.

5.2.2.2 Calor específico

A função do calor específico (eq. 5.8) é válida para qualquer tipo de aço estrutural ou de armaduras para concreto (EN 1994-1-2:2005; SCHLEICH, 2005).

À temperatura de 735 °C, conhecida por "ponto Curie", o ferro perde suas propriedades magnéticas no aquecimento, ou as readquire no resfriamento. A fase de transição magnética $\alpha \rightarrow \gamma$ produz uma descontinuidade do calor específico (Figura 5.14 e Figura 5.15). Para fins de análise térmica, tal descontinuidade é substituída por um valor de pico igual a $c_{a,pico} = 5000$ J/kg/°C no ponto Curie (SCHLEICH, 2005). Esse valor de pico pode ser desprezado (Figura 5.14 e Figura 5.15).

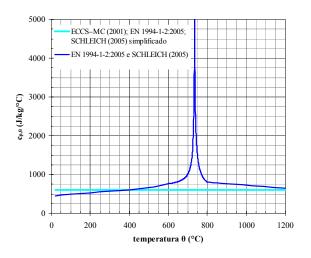
$$c_{a,\theta} = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^{2} + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^{3}, \text{ se } 20 \,^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 600 \,^{\circ}\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 666 - \left(\frac{13002}{\theta - 738}\right), \text{ se } 600 \,^{\circ}\text{C} < \theta \leq 735 \,^{\circ}\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 545 + \left(\frac{17820}{\theta - 731}\right), \text{ se } 735 \,^{\circ}\text{C} < \theta \leq 900 \,^{\circ}\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 650, \text{ se } 900 \,^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200 \,^{\circ}\text{C}$$

onde: $c_{a,\theta}$ = calor específico por unidade de massa do aço em função da temperatura θ [J/kg/°C].



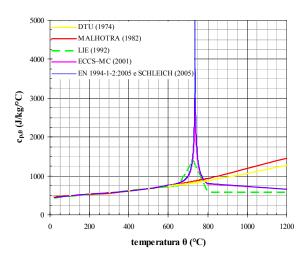


Figura 5.14: Calor específico do aço em função da temperatura (ECCS–MC, 2001; EN 1994-1-2:2005; SCHLEICH, 2005).

Figura 5.15: Comparação entre o calor específico do aço em função da temperatura proposto por diversas publicações.

Para modelos simples de cálculos, o calor específico do aço pode ser considerado independente da temperatura elevada, constante igual a $c_a = 600 \text{ J/kg/°C}$ (NBR 14323:1999; ECCS–MC, 2001; EN 1994-1-2:2005; SCHLEICH, 2005).

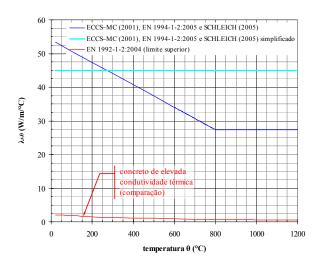
5.2.2.3 Condutividade térmica

O Eurocode 4 (EN 1994-1-2:2005) apresenta a eq. (5.9) para o cálculo da condutividade térmica do aço. Para modelos simples de cálculos, a condutividade térmica do aço pode ser considerada independente da temperatura elevada, de valor constante igual a $\lambda_{a,\theta}$ = 45 W/m/°C (Figura 5.16; NBR 14323:1999; ECCS–MC, 2001; EN 1994-1-2:2005; SCHLEICH, 2005).

$$\lambda_{a,\theta} = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta$$
, se $20 \,^{\circ}\text{C} \le \theta \le 800 \,^{\circ}\text{C}$ (5.9)
 $\lambda_{a,\theta} = 27.3$, se $800 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 1200 \,^{\circ}\text{C}$

onde: $\lambda_{a,\theta}$ = condutividade térmica do aço em função da temperatura θ [W/m/°C].

A condutividade térmica do aço é a mesma para qualquer tipo de aço, quer laminado à quente ou trabalhado a frio, seja estrutural ou para armaduras para concreto (Figura 5.17; DTU, 1974; LIE, 1992; ECCS–MC, 2001; EN 1994-1-2:2005).



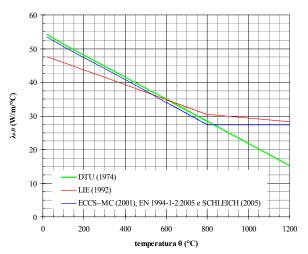


Figura 5.16: Condutividade térmica do aço em função da temperatura elevada.

Figura 5.17: Comparação entre os valores de condutividade térmica do aço em função da temperatura proposto em algumas publicações.

5.2.2.4 Alongamento térmico

O alongamento (ou expansão) térmico do aço (eq. 5.10) é válido tanto para o aço estrutural, como para armaduras para concreto (NBR 14323:1999; ECCS–MC, 2001; EN 1992-1-2:2004; EN 1994-1-2:2005).

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^{2}, \quad \text{se} \quad 20 \,^{\circ}\text{C} \le \theta \le 750 \,^{\circ}\text{C}$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 11 \cdot 10^{-3}, \quad \text{se} \quad 750 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 860 \,^{\circ}\text{C}$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta, \quad \text{se} \quad 860 \,^{\circ}\text{C} < \theta \le 1200 \,^{\circ}\text{C}$$

onde: $\frac{\Delta \ell}{\ell}$ = alongamento térmico do aço em função da temperatura θ [m/m].

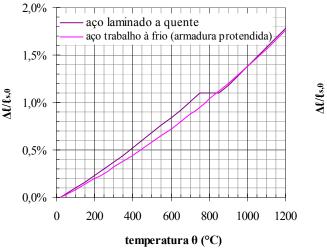
O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) fornece a eq. (5.11) para o cálculo do alongamento térmico de aços de armadura protendida para 20 °C \leq 0 \leq 1200 °C.

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = -2,016 \cdot 10^{-4} + 1 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2$$
(5.11)

Nos aços laminados a quente, o alongamento térmico também apresenta uma redução localizada, particular ao ponto Curie (COOKE, 1988). Na eq. (5.10), tal redução foi substituída por uma região estacionária (Figura 5.18).

Nem todos os códigos ou normas diferem aços laminados a quente daqueles trabalhados a frio; tampouco consideram os efeitos da transição magnética $\alpha \to \gamma$ sobre o alongamento térmico (Figura 5.19). Para modelos simples de cálculos, o alongamento térmico do aço pode ser simplificado por uma única função linear (eq. 5.12) para 20 °C $\leq \theta \leq$ 1200 °C (ECCS–MC, 2001; EN 1994-1-2:2005; SCHLEICH, 2005).

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 14 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta - 20) \tag{5.12}$$



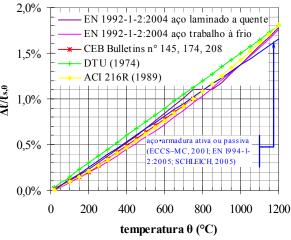


Figura 5.18: Alongamento térmico do aço em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004).

Figura 5.19: Alongamento térmico do aço em função da temperatura proposto por diversas publicações.

5.3 Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas mais importantes para a análise estrutural são as resistências à compressão e à tração, o módulo de elasticidade e as relações tensão-deformação dos materiais.

As propriedades mecânicas dos materiais a temperaturas elevadas são determinadas por meio

de ensaios em regimes de aquecimento constante (*steady state tests*) ou transiente (*transient state tests* ou *non-steady tests*).

Os *steady state tests* são caracterizados por um período de aquecimento até o nível de temperatura de interesse; a partir daí, inicia-se o período de estabilização térmica, para que a temperatura se uniformize no corpo-de-prova antes da aplicação da carga de ensaio.

Os *transient state tests* são caracterizados pela variação de temperatura, normalmente, ascendente e linear, e carga monotônica aplicada simultânea ao corpo-de-prova. Os corpos-de-prova podem ter a carga aplicada antes (*pre-loaded*) ou após o início do aquecimento, ou ainda, após o resfriamento (*unloaded*).

O incêndio é um regime transiente de aquecimento. Os *transient state tests* são mais realistas para fornecer a resposta material, por ex., as deformações totais, a temperatura de colapso, as tensões totais e tensões adicionais decorrentes da restrição às deformações térmicas.

Os ensaios em regime transiente não são suficientes para fornecer as relações tensãodeformação do material para qualquer situação de tensões. A fluência e a relaxação, são fenômenos quantificados separadamente por meio dos *steady state tests*.

Normalmente, a taxa de aquecimento empregada está no intervalo 2 °C/min $\leq \hat{\theta} \leq$ 50 °C/min; supõe-se que esse intervalo é suficiente para representar as taxas de aquecimentos de incêndios comuns às edificações civis, a fim de obter os efeitos de fluência mais realistas sobre os materiais estruturais.

5.3.1 Concreto endurecido

5.3.1.1 Resistência à compressão

A redução da resistência do concreto endurecido em função da temperatura é estimada por meio do coeficiente redutor $\kappa_{c,\theta}$ (Tabela 5.2 e Figura 5.20). O valor característico da resistência em função da temperatura θ (°C) é calculado pela eq. (5.11) e, o valor de cálculo, pela eq. (5.12).

$$f_{ck,\theta} = \kappa_{c,\theta} \cdot f_{ck} \tag{5.11}$$

onde: $f_{ck,\theta}$ = resistência característica do concreto à compressão à temperatura elevada θ [MPa];

 $\kappa_{c,\theta}$ = coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ (Tabela 5.2) [adimensional];

f_{ck} = valor característico da resistência do concreto à compressão [MPa].

Tabela 5.2: Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto, em função da temperatura.

θ (°C)	$\kappa_{\mathrm{c},\theta}$					
	agregados silicosos*	agregados calcáreos*	agregados leves**			
20	1	1	1			
100	1	1	1			
200	0,95	0,97	1			
300	0,85	0,91	1			
400	0,75	0,85	0,88			
500	0,6	0,74	0,76			
600	0,45	0,6	0,64			
700	0,3	0,43	0,52			
800	0,15	0,27	0,40			
900	0,08	0,15	0,28			
1000	0,04	0,06	0,16			
1100	0,01	0,02	0,04			
1200	0	0	0			

Fonte: * EN 1992-1-2:2004; NBR 15200:2004.

^{**} EN 1994-1-2:2005

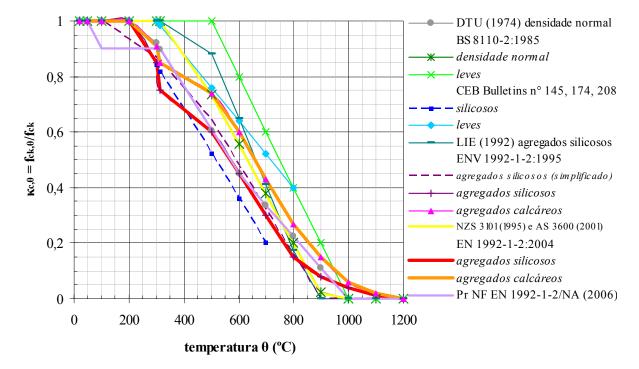


Figura 5.20: Coeficiente de redução da resistência do concreto endurecido à temperatura elevada proposto por diversas publicações.

$$\mathbf{f}_{\mathrm{cd},\theta} = \kappa_{\mathrm{c},\theta} \cdot \frac{\mathbf{f}_{\mathrm{ck}}}{\gamma_{\mathrm{c}}} \tag{5.12}$$

onde: $f_{cd,\theta}$ = valor de cálculo da resistência do concreto à compressão à temperatura elevada θ [MPa];

 γ_c = coeficiente de minoração da resistência característica do concreto à compressão em situação excepcional [adimensional].

5.3.1.2 Módulo de elasticidade

A redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura elevada (Figura 5.21) pode ser considerada por meio do coeficiente redutor $\kappa_{cE,\theta}$.

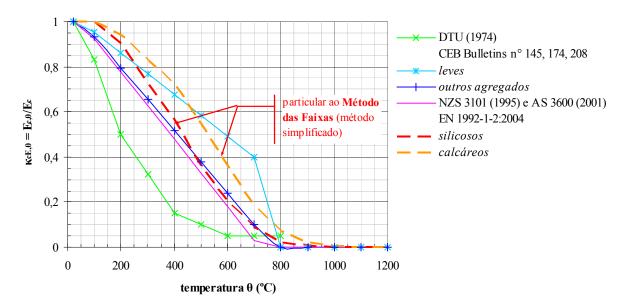


Figura 5.21: Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto endurecido à temperatura elevada.

O módulo de elasticidade é variável em função da deformação do concreto $(\varepsilon_{c,\theta})$. À semelhança do projeto à temperatura ambiente, ele deve ser considerado indiretamente, por meio da análise do estado de deformação da seção do elemento, com base em relações tensão-deformação não-lineares do concreto em função da temperatura elevada (Figura 5.22 e Figura 5.23).

A eq. (5.13) é aplicável apenas em métodos simplificados de verificação da estabilidade de elementos, nos quais o módulo de elasticidade ou a rigidez da seção de concreto são admitidos constantes, por ex., em análises elásticas.

$$E_{c\theta} = \kappa_{cE\theta} \cdot E_c \tag{5.13}$$

onde: $E_{c,\theta}$ = módulo de elasticidade do concreto à temperatura elevada θ [MPa];

 $\kappa_{cE,\theta}$ = coeficiente de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura θ [adimensional];

E_c = módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente [MPa].

Na América do Norte e na UE, tem sido desestimulado o uso de cálculos simplificados por equações de soluções analíticas, à semelhança do Método de Rankine, por apresentarem resultados inseguros ou muito conservadores em projetos à temperatura ambiente. Na UE, o método de Rankine é usado apenas na Dinamarca.

Para a situação de incêndio, o método de Rankine fornece resultados satisfatórios (HERTZ, 1985; DOTREPPE *et al.*, 1999; TAN & TANG, 2004).

Para o uso da eq. (5.13), o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) permite calcular o coeficiente de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura (eq. 5.14). Trata-se de uma característica particular ao Método das Faixas (Cap. 7) para o dimensionamento de pilares em situação de incêndio.

$$\kappa_{cE,\theta} = \kappa_{c,\theta}^{2} \tag{5.14}$$

5.3.1.3 Relação tensão-deformação

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) indica a equação de Popovics (1973) de ordem 3 (eq. 5.15), para estabelecer o ramo ascendente da relação tensão-deformação do concreto a temperaturas elevadas.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\mathcal{E}_{c,\theta}}{\mathcal{E}_{cl,\theta}}\right)}{2 + \left(\frac{\mathcal{E}_{c,\theta}}{\mathcal{E}_{cl,\theta}}\right)^3}$$
(5.15)

onde: $\sigma_{c,\theta}$ = valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ [MPa];

 $f_{c,\theta}$ = valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ [MPa];

 $\varepsilon_{c,\theta}$ = deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada

θ [adimensional];

 $\varepsilon_{c1,\theta}$ = deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ (Tabela 5.3) [adimensional];

 $\varepsilon_{cu,\theta}$ = deformação linear específica última do concreto temperatura elevada θ (Tabela 5.3) [adimensional].

Na eq. (5.15), $f_{c,\theta}$ pode assumir o valor característico $(f_{ck,\theta})$, ou valor de cálculo $(f_{cd,\theta})$, ou outro valor de resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ .

A eq. (5.15) foi proposta por Schneider (1983) *apud* Franssen (2006) para concreto de resistência usual, com base em resultados experimentais. Esses resultados são de ensaios de corpos-de-prova aquecidos carregados (*pre-loaded*) e não-carregados (*unloaded*).

A relação tensão-deformação reflete as alterações da resistência do concreto à compressão, do módulo de elasticidade, das tensões de compressão resistentes máxima e última, respectivas às deformações lineares específicas $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ (Tabela 5.3; Figura 5.22 e Figura 5.23).

θ (°C)	$\varepsilon_{c1,\theta}$ (%)	$\mathbf{\epsilon}_{\mathrm{cu},\theta}$ (%)
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	

Tabela 5.3: Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada (EN 1992-1-2:2004).

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) não estabelece o ramo descendente e permite arbitrar qualquer curva que possa representar a plastificação do concreto; na ausência de dados experimentais, o ramo descendente pode ser definido pela a própria eq. (5.15) ou linear (Figura 5.23).

Na prática, a deformação mais importante é aquela correspondente à tensão de pico $(\epsilon_{c1,\theta})$ tomada por base no cálculo da resistência do concreto. A deformação última $(\epsilon_{cu,\theta})$ presta-se

apenas para modelagens numéricas não-lineares; por isso, não se requer uma precisão acurada do ramo descendente da relação tensão-deformação (RIVA, 2006).

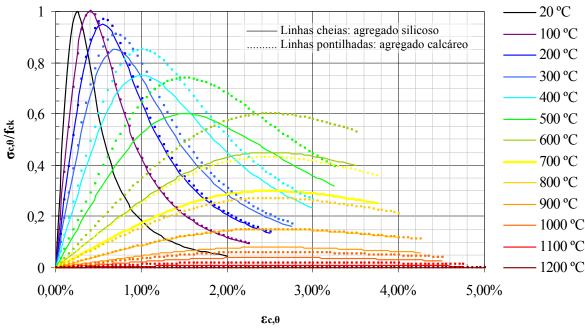


Figura 5.22: Relação tensão-deformação do concreto de resistência usual em função da temperatura, dada pela equação de Popovics (1973) de ordem 3 para os ramos ascendente e descendente (EN 1992-1-2:2004).

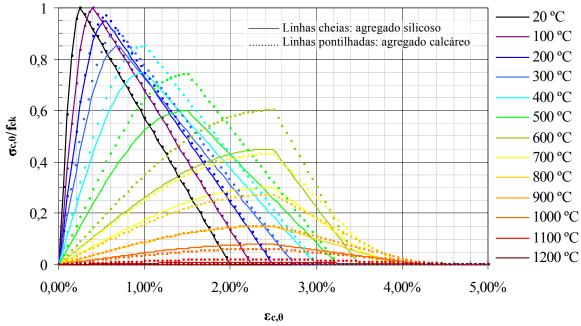


Figura 5.23: Relação tensão-deformação do concreto de resistência usual em função da temperatura, com o ramo ascendente dado pela equação de Popovics (1973) de ordem 3, e o ramo descendente linear (EN 1992-1-2:2004).

Os parâmetros de deformação (Tabela 5.3 e Figura 5.24) artificializam o módulo de

elasticidade nas relações tensão-deformação padronizadas do concreto (Figura 5.22 e Figura 5.23), porque os efeitos da fluência clássica em altas temperaturas e da fluência térmica transiente estão incorporados implicitamente.

Aqui a fluência clássica não é sinônima à deformação lenta, pois a temperatura elevada acelera o seu desenvolvimento total. Sob carregamento de compressão constante, é comum o desenvolvimento dos estágios primário e secundário da fluência clássica (PURKISS, 2007).

Ainda sob carregamento constante, também se desenvolve uma deformação no concreto, evidenciada apenas durante o aquecimento, denominada deformação térmica transiente (DTT) ou fluência térmica transiente (FTT).

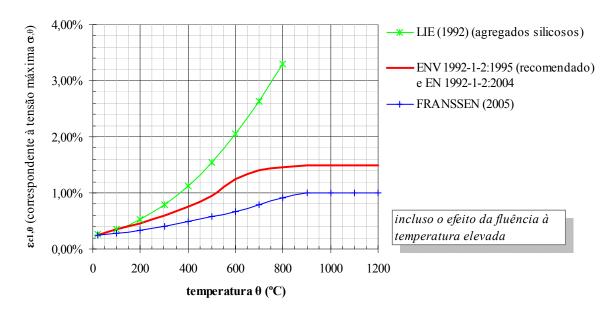


Figura 5.24: Deformação do concreto aquecido ($\varepsilon_{c1,\theta}$) em função da temperatura elevada (EN 1992-1-2:2004).

A FTT manifesta-se apenas no primeiro aquecimento, sendo ausente no resfriamento e subseqüente aquecimento. Dentre os materiais estruturais, o concreto parece ser o único a desenvolvê-la, a partir dos 100 °C (KHOURY, 2000).

O fenômeno da FTT foi identificado por Thelandersson & Anderberg (1976), os quais desenvolveram um modelo matemático teórico (eq. 5.16) para calcular a deformação total para concretos de agregados silicosos e resistência usual sob temperaturas elevadas.

$$\mathcal{E}_{c,\theta} = \mathcal{E}_{th,\theta} + \mathcal{E}_{\sigma,\theta} + \mathcal{E}_{creep,\theta} + \mathcal{E}_{tr,\theta} \tag{5.16}$$

onde: $\varepsilon_{c,\theta}$ = deformação total do concreto a temperatura θ ;

 $\varepsilon_{\text{th},\theta} = \frac{\Delta \ell}{\ell}$ = alongamento térmico do concreto a temperatura θ ;

 $\varepsilon_{\sigma,\theta}$ = deformação elástica devido ao carregamento θ ;

 $\varepsilon_{creep,\theta}$ = deformação por fluência clássica a temperatura θ ;

 $\varepsilon_{tr,\theta}$ = deformação térmica transiente a temperatura θ .

A deformação por FTT não é diretamente medida. É necessário determinar a deformação total via análise experimental, para obter a FTT pela diferença entre o valor total a soma das outras componentes de deformação (THELANDERSSON & ANDERBERG, 1976).

Embora diversos estudos tenham sido realizados a fim de qualificar e quantificar a FTT (SCHNEIDER, 1976; KHOURY & SULLIVAN, 1988; KHOURY, 2000; PASQUERO *et al.*, 2001; HAGER & PIMIENTA, 2004 e 2005; HASSEN & COLINA, 2006; KHOURY, 2006a e 2006b; MINDEGUIA *et al.*, 2006; PERSSON, 2006), o fenômeno ainda não é bem compreendido, uma vez que vários são os fatores envolvidos: a taxa e o tempo de aquecimento, a intensidade da tensão aplicada, a natureza da pasta e dos agregados, a relação cimento/mistura seca, o teor de umidade e, até mesmo, as condições de cura do concreto.

É possível a predominância simultânea de mais de um desses fatores, cujas influências são difíceis de serem avaliadas separadamente; além disso, a fluência clássica em altas temperaturas e a FTT estão inter-relacionadas, pois ambas têm em comum alguns dos possíveis fatores determinantes (BUCHANAN, 2001). Por essas razões, alguns pesquisadores incorporaram o efeito de ambas as fluências e da retração em uma única componente de deformação (eq. 5.17), chamada de deformação térmica induzida pelo carregamento (DTIC)⁴³ (KHOURY & SULLIVAN, 1988; TERRO, 1998; KHOURY, 2000; NIELSEN *et al.*, 2002; KHOURY, 2006a e 2006b; RIVA, 2006).

$$DTIC = \varepsilon_{c,\theta} - \varepsilon_{th,\theta}$$
 (5.17)

DTIC = deformação térmica induzida pelo carregamento à temperatura θ .

_

⁴³ Do inglês, *load induced thermal strain* (LITS).

A inclusão explícita do efeito da FTT nas relações constitutivas do concreto aquecido tem sido debatida por diversos pesquisadores (BRESLER & INDING (1983) *apud* HARMATHY (1993); SCHNEIDER, 1988; FRANSSEN, 2005; LI & PURKISS, 2005; GAMBAROVA, 2005), salientando-se a necessidade de modelos matemáticos mais realistas da relação tensão-deformação para representar a plasticidade do concreto em altas temperaturas.

A FTT amplifica o efeito da não-linearidade geométrica sobre a estabilidade de pilares de concreto armado em situação de incêndio e, portanto, não deveria ser desprezada no dimensionamento (HERTZ, 1999; ANDERBERG, 2005; FRANSSEN, 2005).

5.3.2 Aco

5.3.2.1 Resistência à tração

De forma análoga ao concreto, a redução da resistência do aço em função da temperatura elevada é determinada por meio do coeficiente redutor $\kappa_{s,\theta}$ (Tabela 5.4). O valor característico da resistência em função da temperatura θ (°C) é calculado pela eq. (5.18) e, o valor de cálculo, pela eq. (5.19).

$$f_{yk,\theta} = \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk} \tag{5.18}$$

onde: $f_{yk,\theta}$ = valor característico da resistência do aço à temperatura elevada θ [MPa];

 $\kappa_{s,\theta}$ = coeficiente de redução da resistência do aço em função da temperatura elevada θ (Tabela 5.4) [adimensional];

f_{yk} = valor característico da resistência do aço [MPa].

$$\mathbf{f}_{\mathrm{yd},\theta} = \kappa_{\mathrm{s},\theta} \cdot \frac{\mathbf{f}_{\mathrm{yk}}}{\gamma_{\mathrm{s}}} = \kappa_{\mathrm{s},\theta} \cdot \mathbf{f}_{\mathrm{yk}} \tag{5.19}$$

onde: $f_{vd,\theta}$ = valor de cálculo da resistência do aço à temperatura elevada θ [MPa];

f_{yd} = valor de cálculo da resistência do aço [MPa];

 γ_s = coeficiente de minoração da resistência característica do aço em situação excepcional [adimensional].

O coeficiente redutor $\kappa_{s,\theta}$ (Tabela 5.4 e Figura 5.25) é obtido experimentalmente, sendo influenciado pela composição mineralógica, pelo tratamento termo-metalúrgico do aço e pela tensão que provoca uma deformação residual, chamada de "tensão de prova"⁴⁴.

Tabela 5.4: Coeficientes de redução para a resistência $(\kappa_{s,\theta})$, o limite de elasticidade $(\kappa_{sp,\theta})$ e o módulo de elasticidade $(\kappa_{sE,\theta})$ do aço de armadura passiva (EN 1992:1-2:2004; NBR 15200:2004).

Temperatura do aço θ (°C)	$\kappa_{\mathrm{s},0}$		$\kappa_{\mathrm{sp},\theta}^{***}$		$\kappa_{\mathrm{sE},0}$		
	Tração*		Compressão **				
	laminado a quente	trabalhado a frio	laminado a quente ou trabalhado a frio	laminado a quente	trabalhado a frio	laminado a quente	trabalhado a frio
20	1,00	1,00	1,00	1	1	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,81	0,9	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,02	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0	0	0	0	0	0	0

Nota:

Para o aço tracionado, os valores de $\kappa_{s,\theta}$ baseiam-se na redução da tensão de prova que leva à deformação plástica $\epsilon_{s,\theta}$ = 1% ou 2% após o descarregamento do corpo-de-prova, i.e., a tensão do aço correspondente à essa deformação residual (Figura 5.26).

Para o aço comprimido, os valores de $\kappa_{s,\theta}$ são inferiores àqueles para armadura tracionada, pois baseiam-se na redução da tensão correspondente à deformação residual $\epsilon_{s,\theta} = 0.2\%$ (Figura 5.26).

Em pilares, as barras de aço estão localizadas próximo ao contorno da seção e aquecem-se rapidamente. A resposta mecânica do aço à temperatura fornece uma deformação plástica que

-

^{*} tensão de prova correspondente à deformação residual de 2%.

^{**} tensão de prova correspondente à deformação residual de 0,2%.

^{***} Fonte: EN 1992:1-2:2004

⁴⁴ Do inglês, *proof stress*.

excede a deformação $\varepsilon_{s,\theta}$ = 0,2% nos primeiros 30 min de incêndio. Quando o carregamento à compressão é dominante, a ruptura da seção ocorre em seguida (ANDERBERG, 1978).

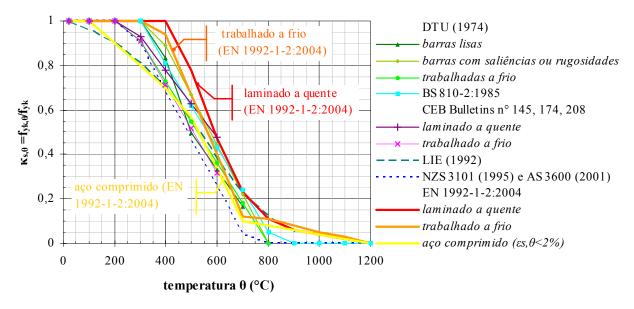


Figura 5.25: Comparação entre os valores do coeficiente redutor $\kappa_{s,0}$ apresentados em diversas normas.

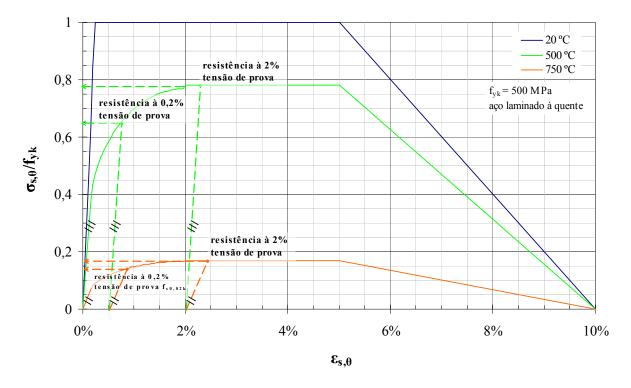


Figura 5.26: Modelo do princípio de determinação da tensão de prova às deformações residuais de 0,2% e 2%.

Na prática, a redução da resistência do aço comprimido é um artificio adotado para evitar a ruptura frágil do concreto (EN 1992-1-2:2004). Para o aço resistir à tensão convencional de

escoamento, é necessário desenvolver uma de 2%, suficiente para esmagar o concreto (HERTZ, 2004).

Schleich (2005) lembra que todas as características mecânicas do aço adotadas para o aço comprimido provêm de ensaios à tração; por isso, o mesmo valor do $\kappa_{s,\theta}$ do aço tracionado (tensão de prova para as deformações residuais $\epsilon_{s,\theta}=1\%$ ou 2%) poderia ser usado para o aço comprimido em análises simplificadas, sem prejuízo à segurança estrutural.

Por outro lado, tem sido verificado o aumento progressivo da velocidade de deformação $(\varepsilon_s > 1 \cdot 10^{-4} / s)$ após o aço desenvolver a deformação plástica de 1% à temperatura elevada, sinalizando um descontrole de deformação e possível iminência da ruptura (COOKE, 1988; KIRBY & PRESTON, 1988; DOTREPPE, 1997). Tratam-se de observações experimentais de corpos-de-prova de isolados, i.e., barras de armaduras solicitadas à tração normal uniforme ou vigas metálicas sem levar em conta os efeitos de continuidade e a influência de conjuntos estruturais adjacentes.

A fim de evitar confusão contra a segurança, vários códigos têm unificado o $\kappa_{s,\theta}$ do aço à tração e à compressão, com base na deformação residual $\epsilon_{s,\theta} = 0.2\%$ (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); NZS 3101:1995; AS 3600:2001).

5.3.2.2 Módulo de elasticidade

A redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura elevada é considerada por meio do fator de redução $\kappa_{sE,\theta}$ (Figura 5.27).

O valor do módulo de elasticidade em função da temperatura elevada θ (°C) é calculado por:

$$\mathbf{E}_{\mathbf{s},\theta} = \kappa_{\mathbf{s}\mathbf{E},\theta} \cdot \mathbf{E}_{\mathbf{s}} \tag{5.20}$$

onde: $E_{s,\theta}$ = módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada θ (°C) [GPa];

 $\kappa_{sE,\theta}$ = Coeficiente de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura θ (°C) (Tabela 5.4) [adimensional];

E_s = resistência característica do concreto à compressão à temperatura ambiente [GPa].

O módulo de elasticidade do aço e as deformações-limites das relações tensão-deformação à temperatura elevada padronizadas não representam puramente a resposta mecânica do

material à solicitação externa, pois os efeitos da fluência estão incorporados. À temperatura elevada, o fenômeno da fluência nos aços torna-se importante, sobretudo quando a partir dos 400 °C.

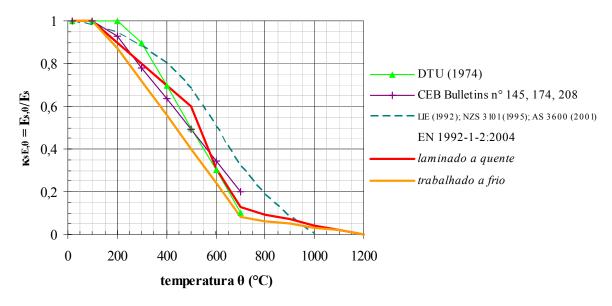


Figura 5.27: Comparação entre os valores do coeficiente redutor $\kappa_{sE,\theta}$ para armaduras de concreto armado, apresentados em diversas normas.

5.3.2.3 Relação tensão-deformação

À temperatura ambiente, o aço pode ser considerado um material elasto-plástico perfeito, representado pelo diagrama tensão-deformação bi-linear com patamar de escoamento bem definido. Em altas temperaturas, tal simplificação deixa de ser satisfatória, pois acima dos 100 °C a região elasto-plástica que sucede o limite elástico é muito extensa (ANDERBERG, 1988; COOKE, 1998; TWILT, 1988; GILLIE, 2000).

Acima dos 400 °C, o aço não apresenta patamar de escoamento bem definido (Figura 5.28). Por convenção, a resistência ao escoamento é definida pela tensão de prova, estabelecida pela deformação residual $\varepsilon_{s,\theta} = 1\%$ ou 2%. A resistência última ou tensão de ruptura à temperatura elevada é, usualmente, estabelecida pela deformação residual $\varepsilon_{s,\theta} = 10\%$, 15% ou 20%.

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) apresenta um diagrama tensão-deformação padronizado, com região elasto-plástica precedida do patamar de escoamento bem definido (eq. 5.21, Figura 5.29). O patamar convencional de escoamento compreende o intervalo de deformações $0.2\% \le \varepsilon_s \le 5\%$ ou 15%, dependendo da classe de ductilidade do aço.

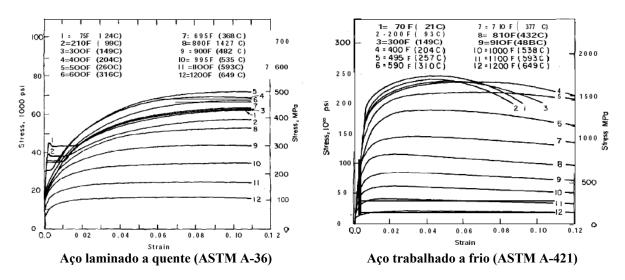


Figura 5.28: Relação tensão-deformação real dos aços laminado à quente e trabalhado a frio ASTM A-36 à temperatura elevada (ACI 216R, 1989).

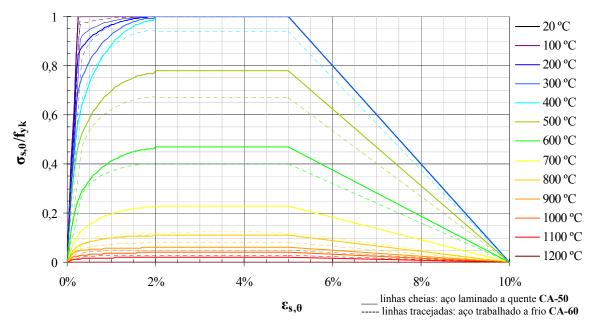


Figura 5.29: Relação tensão-deformação dos aços laminado à quente e trabalhado a frio de ductilidade normal, em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004).

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}, \qquad \text{se} \quad 0 \le \varepsilon_{s,\theta} \le \varepsilon_{sp,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{sp,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2}, \qquad \text{se} \quad \varepsilon_{sp,\theta} \le \varepsilon_{s,\theta} \le \varepsilon_{sy,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{sy,\theta}, \qquad \text{se} \quad \varepsilon_{sy,\theta} \le \varepsilon_{s,\theta} \le \varepsilon_{st,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{sy,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}}{\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}} \right) \right] \qquad \text{se} \quad \varepsilon_{st,\theta} \le \varepsilon_{su,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \qquad \text{se} \quad \varepsilon_{st,\theta} \ge \varepsilon_{su,\theta}$$

onde: $\sigma_{s,\theta}$ = valor da tensão do aço à temperatura elevada θ [MPa];

 $f_{sv,\theta}$ = valor da resistência do aço à temperatura elevada θ [MPa];

 $f_{sp,\theta}$ = valor da tensão correspondente ao fim do limite de proporcionalidade do aço à temperatura elevada θ (eq. 5.22);

 $\epsilon_{s,\theta}=$ deformação linear específica correspondente à temperatura elevada θ [adimensional];

 $\varepsilon_{sp,\theta}$ = deformação linear específica correspondente ao fim do limite de proporcionalidade do aço à temperatura elevada θ [adimensional] (eq. 5.23);

 $\varepsilon_{sy,\theta} = deformação linear específica correspondente ao início do patamar de escoamento do aço à temperatura elevada <math>\theta$, igual a 2% [adimensional];

 $\varepsilon_{st,\theta}$ = deformação linear específica correspondente ao final do patamar de escoamento do aço à temperatura elevada θ [adimensional];

 $\epsilon_{su,\theta}=$ deformação linear específica última do aço à temperatura elevada θ [adimensional];

 $E_{s,\theta}$ = módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada θ (eq. 5.20);

$$a^{2} = \left(\varepsilon_{\text{sy},\theta} - \varepsilon_{\text{sp},\theta}\right) \cdot \left(\varepsilon_{\text{sy},\theta} - \varepsilon_{\text{sp},\theta} + \frac{c}{E_{\text{s},\theta}}\right);$$

$$b^{2} = c \cdot (\varepsilon_{sv,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^{2};$$

$$c = \frac{\left(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}\right)^2}{\left(\mathcal{E}_{sy,\theta} - \mathcal{E}_{sp,\theta}\right) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot \left(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}\right)}.$$

 $f_{sy,\theta}$ pode assumir o valor característico $(f_{yk,\theta})$ ou valor de cálculo $(f_{yd,\theta})$ da resistência do aço à temperatura elevada θ .

$$\mathbf{f}_{\mathsf{sp}\,\theta} = \kappa_{\mathsf{sp}\,\theta} \cdot \mathbf{f}_{\mathsf{vk}} \tag{5.22}$$

onde: $\kappa_{sp,\theta}$ = coeficiente de redução da resistência do aço correspondente ao limite de proporcionalidade à temperatura elevada θ (Tabela 5.4) [adimensional].

$$\varepsilon_{\text{sp},\theta} = \frac{f_{\text{sp},\theta}}{E_{\text{s},\theta}} \tag{5.23}$$

Os parâmetros de deformação $\epsilon_{st,\theta}$ e $\epsilon_{su,\theta}$ dependem da classe de resistência do aço. Para aços de ductilidade normal, $\epsilon_{st,\theta}=5\%$ e $\epsilon_{su,\theta}=10\%$ (Figura 5.29); para os aços de alta ductilidade, $\epsilon_{st,\theta}=15\%$ e $\epsilon_{su,\theta}=20\%$.