

# La temperatura critica degli elementi strutturali nella valutazione della risposta a caldo

■ Bortolo Balduzzi

## L'abstract

*La valutazione della risposta strutturale a caldo può anche effettuarsi, in molti casi, con la determinazione della temperatura critica degli elementi strutturali esposti alla sollecitazione termica dell'incendio.*

*Gli EC di calcolo, nella parte 1-2, forniscono dati analitici sull'andamento delle caratteristiche termomeccaniche dei materiali ed in particolare sul decadimento delle caratteristiche tensili degli stessi in funzione della temperatura.*

*Le considerazioni svolte hanno lo scopo di illustrare i criteri per la determinazione della temperatura critica alla luce di quanto previsto negli EC ai fini di determinare analiticamente il requisito R per elementi in C.A. ed in acciaio.*

La verifica statica a caldo, in base ai risultati di calcoli, di una struttura o di un suo elemento può essere in generale effettuata:

- nel dominio del tempo
$$t_{fi,d} \geq t_{fi, req}$$
- nel dominio della resistenza
$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$
- nel dominio delle temperature
$$\theta_{fi,d} \leq \theta_{cr,t}$$

Con il significato dei pedici: *fi* fire, *d* design, *req* richiesto, *t* al tempo *t*, *cr* critica (temperatura).

La verifica nel dominio delle temperature può essere effettuata per l'analisi di elementi strutturali in acciaio nei casi in cui la tem-

peratura si possa ritenere uniforme sulla sezione retta o per la verifica di elementi in C.A. lato acciaio.

La verifica nel dominio delle temperature è basata sulla definizione della temperatura che può provocare il collasso di un elemento strutturale chiamata, per l'appunto, temperatura critica  $\theta_{cr}$ .

Per definizione infatti la temperatura critica dell'acciaio, anche di quello di armatura per sezioni in C.A., è la temperatura, raggiunta la quale, ci si attende il collasso strutturale per un dato livello di carico.

La temperatura critica riguarda quindi il requisito R, capacità portante a caldo, quando tale requisito è per lo più verificato con risultati di calcoli o con metodi che ne richiedono la sua determinazione.

Uno dei problemi che quindi deve risolvere il calcolatore a caldo con l'utilizzo di tale metodo è quello della determinazione della temperatura critica dell'elemento strutturale.

A riprova di questo, anche quando si impiega, per la verifica a caldo di elementi in acciaio, il risultato di prove, come nel caso delle vernici a comportamento reattivo (intumescenti) o degli intonaci isolanti, il produttore fornisce lo spessore di film secco del rivestimento in funzione del fattore di sezione S/V (massività) e della temperatura critica della sezione per ottenere il tempo per cui

viene garantito il requisito R (Vedi esempio in Figura 1).

### I criteri di verifica a caldo degli EC strutturali

Le NTC 08 così come l'all.to C del D.M. 16 febbraio 2007, rimandano, per quanto concerne le verifiche di resistenza al fuoco alla parte 1-2 dei sette pertinenti EC strutturali. Gli EC strutturali, dopo la pubblicazione dei DAN, avvenuta con D.M. 31 luglio 2012 hanno, anche in Italia, ancorché di non obbligatoria applicazione, pieno valore ed efficacia.

Nelle parti 1-2 di EC2 - calcestruzzo, EC3 - acciaio ed EC9 - leghe di alluminio, vengono riportate numerose tabelle, grafici e formule che quantificano il decadimento delle caratteristiche tensili all'aumento di temperatura del calcestruzzo, dell'acciaio da armatura lasco, dell'acciaio da pretensione, degli acciai da carpenteria degli acciai inossidabili e delle leghe di alluminio.

**Travi e colonne esposte su 3 e 4 lati - sezioni (I) e (H)**  
 $T_{cr} = 550^{\circ}\text{C}$

Massività S/V	Classi di resistenza al fuoco							
	R 30		R 45		R 60		R 90	
	Sp. DFT micron	Consumi g/m <sup>2</sup>	Sp. DFT micron	Consumi g/m <sup>2</sup>	Sp. DFT micron	Consumi g/m <sup>2</sup>	Sp. DFT micron	Consumi g/m <sup>2</sup>
< 65	259	520	259	520	285	570	1199	2400
70	259	520	259	520	372	745	1331	2665
90	259	520	259	520	682	1365	1797	3595
110	259	520	314	630	937	1875	2183	4370
130	259	520	475	950	1152	2305	-	-
150	259	520	611	1225	1335	2670	-	-
170	259	520	729	1460	1494	2990	-	-
190	259	520	832	1665	1637	3275	-	-
210	259	520	922	1845	1752	3505	-	-
230	259	520	1002	2005	1860	3720	-	-
250	259	520	1074	2150	1956	3915	-	-
270	259	520	1138	2280	2042	4085	-	-
290	272	545	1196	2395	2119	4240	-	-
310	307	615	1248	2500	-	-	-	-
330	338	680	1296	2595	-	-	-	-

Figura 1 – Spessore secco di protettivo per profili in acciaio in funzione della massività S/V e delle temperatura critica  $T_{cr}$

A titolo puramente esemplificativo si riportano alla pagina successiva la *tabella 3.1* e la *figura 3.2* di EN 1993-1-2:2005 che mostra l'andamento della tensione di snervamento  $f_{y,\theta}$ , del limite di proporzionalità e del modulo elastico  $E_{a,\theta}$  degli acciai al carbonio da carpenteria.

La riduzione delle caratteristiche tensili è espressa con coefficienti adimensionali,  $k_y$ ,  $k_p$ ,  $k_E$ , come rapporto tra il valore della caratteristica alla temperatura  $\theta$  e lo stesso valore a freddo.

I grafici e le tabelle di questo tipo si prestano ad una doppia riflessione.

La prima, classica e immediata, è quella che rapporta il valore della caratteristica tensile alla temperatura raggiunta. Ad esempio a  $500^{\circ}\text{C}$ , dalla Figura 3.2 EN 1993-1-2:2005, la tensione di snervamento di un acciaio S 235 assume il valore di  $0,78 \cdot 235 = 183,30 \text{ MPa}$ . Si ha cioè, a  $500^{\circ}\text{C}$ , un valore sfruttabile al 78% della corrispondente caratteristica a

#### Bortolo Balduzzi

Laureato in ingegneria è in servizio dal 1982 presso un'azienda di diritto pubblico di cui è RSPP e responsabile dell'ufficio impianti tecnologici.

L'esperienza decennale nel settore della progettazione e gestione degli impianti di protezione attiva gli permette il corretto approccio alla sicurezza dei luoghi di lavoro ed in particolare della sicurezza contro l'incendio.

Ha redatto e diretto progetti di sicurezza antincendio di importanti attività produttive oltre che di edifici pubblici, di edifici storici e di attività di pubblico spettacolo.

È autore di saggi e articoli sulla risposta strutturale a caldo e relatore in numerosi corsi di aggiornamento e di specializzazione antincendio

Steel Temperature $\theta_s$	Reduction factors at temperature $\theta_s$ relative to the value of $f_y$ or $E_s$ at 20°C		
	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for effective yield strength $k_{s,0} = f_{s,0}/f_y$	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for proportional limit $k_{p,0} = f_{p,0}/f_y$	Reduction factor (relative to $E_s$ ) for the slope of the linear elastic range $k_{E,0} = E_{s,0}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

freddo e quindi con una riduzione del 22% della tensione di snervamento  $f_y$ .

Parimenti, sempre a 500 °C, il modulo elastico normale si riduce di ben il 40% mentre il limite di proporzionalità addirittura del 64%.

La seconda riflessione richiede qualche ulteriore osservazione.

Si deve anzitutto rilevare che le caratteristiche resistenti a caldo (sforzo assiale, momento, taglio...) sono linearmente legate a  $f_y(\theta)$ .

Tabella 3.1 EN 1993-1-2:2005 - Fattore di riduzione del legame costitutivo dell'acciaio da carpenteria a temperatura elevata

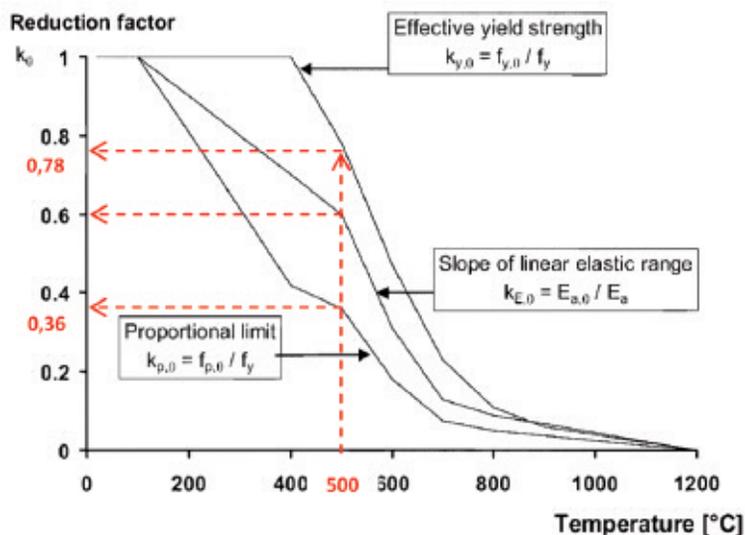


Figura 3.2 EN 1993-1-2:2005 - Fattore di riduzione del legame costitutivo dell'acciaio da carpenteria a temperatura elevata

È infatti:

- per l'acciaio, sezioni inflesse, classe di duttilità 1 e 2

$$M_{Rd,t} = f_y(\theta) W_{pl} \quad (1)$$

- per l'acciaio, sezioni inflesse, classe di duttilità 3

$$M_{Rd,t} = f_y(\theta) W_{el} \quad (2)$$

- per l'acciaio, sezioni inflesse, classe di duttilità 4

$$M_{Rd,t} = f_y(350) W_{el} \quad (3)$$

- per l'acciaio, sezione tese

$$N_{Rd,t} = f_y(\theta) A_{cross} \quad (4)$$

- per l'acciaio, sezioni compresse

$$N_{b,Rd,t} = X_{fi} A_{cross} f_y(\theta) \quad (5)$$

- per il calcestruzzo, sezioni inflesse

$$M_{Rd,t} = A_s f_y(\theta) \zeta \quad (6)$$

E via di seguito, avendo indicato con:

- $M_{Rd,t}$ ,  $N_{Rd,t}$ , il momento resistente e lo sforzo assiale resistente di calcolo al tempo  $t$  di esposizione a fuoco
- $f_y(\theta)$  il valore della tensione di snervamento alla temperatura  $\theta$
- $W_{pl}$ ,  $W_{el}$ ,  $A_{cross}$  il modulo plastico, elastico e l'area della sezione retta del profilo di acciaio
- $X_{fi}$  il coefficiente riduttivo per instabilità flessionale a caldo
- $A_s$ ,  $\zeta$  l'area dell'armatura tesa ed il braccio della coppia interna.

Questo sta ad indicare che la caratteristica resistente a caldo  $R_{fi,d,t}$  è nota se è nota la legge che lega la temperatura al valore di  $f_y$ . Si può quindi definire la temperatura critica  $\theta_{cr}$  come quel valore di temperatura che, da un certo valore in poi condiziona la caratteristica resistente  $R_{fi,d,t}$  rendendola  $\leq$  di quella sollecitante a caldo  $E_{fi,d}$ .

Nella condizione di uguaglianza si ha:

$$R_{fi,d,t} = k_y R_d = k_y R_{fi,d,t=0} \quad (7)$$

Il pedice  $fi,d,t = 0$  indica la capacità portante  $R$  a caldo, di progetto a  $t=0$ , dall'istante cioè in cui si verifica il flash over. L'“orologio” della resistenza a caldo ed in genere di tutte le misure di protezione passiva inizia infatti a

misurare convenzionalmente il tempo a partire da questo istante.

Si deve sempre tenere presente che R 90 significa che la capacità portante deve essere garantita per 90 min “contati” a partire dal verificarsi del flash over.

Non ci si preoccupa infatti di sapere che cosa succede alla temperatura del compartimento nei tempi che precedono questa importante fase dell'incendio.

Dalla (7) si ottiene

$$k_y = \frac{R_{fi,d,t}}{R_{fi,d,t=0}}$$

Che, in condizioni di corretto dimensionamento a caldo, per  $R_{fi,d,t} = E_{fi,d}$ , diventa:

$$k_y = \frac{R_{fi,d,t}}{R_{fi,d,t=0}} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,t=0}} \quad (8)$$

Bisogna poi considerare che la verifica a caldo, trattandosi di azione eccezionale, presuppone una condizione di carico quasi permanente rispetto a quella fondamentale utilizzata per la verifica agli SLU. L'elemento strutturale, a caldo, beneficia cioè di una riduzione dei carichi esprimibile con un fattore  $\eta_{fi}$  dato da:

$$\eta_{fi} = \frac{E_{fi,d}}{E_d} \quad (9)$$

Con  $E_d$  valore di progetto a freddo dell'azione ed  $E_{fi,d}$  equivalente valore a caldo.

La (9) è utilizzabile qualora le coazioni dovute a dilatazioni impedito o a gradienti termici sulle sezioni si possano ritenere trascurabili; quando cioè si è in condizioni tendenzialmente isostatiche.

Il fattore di riduzione  $\eta_{fi}$  può essere determinato anche con l'espressione seguente tratta dagli EC.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (10)$$

Il fattore di riduzione assume, nell'ipotesi più

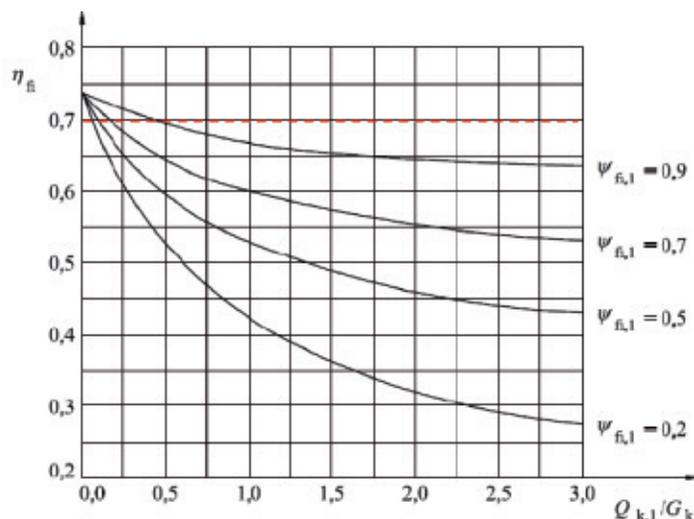


Figure 2.1 EN 1993-1-2:2005 – Variazione del fattore di riduzione dei carichi  $\eta_{fi}$  in funzione del rapporto  $Q_{k1}/G_k$  e del fattore di combinazione  $\psi_2$

restrittiva, a favore di sicurezza, il valore massimo pari a 0,7 con uno “sconto” minimo sui carichi, comunque assicurato, del 30% sui valori a freddo.

Si veda a tale proposito la Figura 2.1 EN 1993-1-2:2005 che è la rappresentazione grafica della (10).

Per inciso l’utilizzo del diagramma della citata figura o della (10) non è mai “pulito” e conveniente non foss’altro che per la circostanza che nelle azioni viene automaticamente trascinata l’azione del vento che, a caldo, con l’utilizzo della combinazione eccezionale, ha fattore di combinazione  $\psi_{2,wind} = 0$  e quindi non viene considerato.

Ciò non significa essere automaticamente autorizzati a rinunciare, nelle verifiche a caldo, alla verifica delle essenziali funzioni dei controventi.

Se quindi il calcolatore a caldo non vuole fare sforzi cerebrali può utilmente impiegare tale valore, diversamente, non è difficile, soprattutto per rapporti elevati di  $Q_{k1}/G_k$ , e con  $\psi_{fi,1} = \psi_{2,j}$  ottenere “sconti” sui valori delle azioni a caldo che possono raggiungere anche il 45 - 50% di quelle a freddo con evidente beneficio a favore di verifica.

Bisogna altresì tenere ben presente che, essendo l’azione dell’incendio, di breve durata in rapporto alla vita nominale dell’edificio è giustificato che i materiali vengano sollecitati fino al limite dei loro valori caratteristici.

Tale circostanza non deve creare preoccupazioni particolari perché non si deve dimenticare che i valori tensili caratteristici, pedice k, essendo frattili superiori 0,95, sono tali da essere comunque garantiti per il 95% della popolazione statistica.

In altri termini si assumono i valori di  $\gamma_{M, fi} = 1$  per tutti i materiali e, per il calcestruzzo, anche il valore riduttivo

per gli effetti dei carichi di lunga durata assume il valore  $\alpha_{cc} = 1$  in ragione del fatto che i carichi da incendio non sono mai connotati da tale caratteristica. L’elemento strutturale arriva quindi a flash over, istante da cui deve garantire le risorse passive a caldo, come sovradimensionato, e ciò fondamentalmente, come si è detto, per due ragioni:

- i carichi hanno subito una riduzione perché la combinazione passa da quella fondamentale alla quasi permanente per il tramite del coefficiente  $\eta_{fi}$
- le caratteristiche resistenti sono aumentate perché  $\gamma_{M, fi} = 1$  e  $\alpha_{cc} = 1$

Le due condizioni sono riassunte nella formulazione del fattore di utilizzo della sezione così definito:

$$\mu = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,t=0}} \quad (11)$$

Il fattore di utilizzo, avente valore sempre < 1, quantifica il sovradimensionamento dell’elemento strutturale al tempo  $t=0$  di inizio flash over; è del tutto evidente che più la sezione sarà sovradimensionata a freddo,

quindi con bassi valori di  $\mu$ , e più avrà risorse da calare in campo dal flash over in poi per garantire, per il tempo richiesto, la caratteristica passiva. Il complemento di  $\mu$  all'unità è rappresentativo di tali risorse.

Da evidenziare l'uguaglianza, non solo formale, della (8) e della (11) dal che si deduce che

$$k \equiv \mu.$$

Dopo tanto argomentare si può quindi sintetizzare il contenuto della seconda riflessione sostenendo che, osservando il problema da due opposti orizzonti, se è possibile determinare la riduzione di una caratteristica tensile in funzione della temperatura, per il tramite di  $k$ , è altresì possibile determinare in funzione del sovradimensionamento strutturale a freddo, per il tramite di  $\mu$ , un limite di temperatura oltre il quale, non essendo più

disponibile alcuna risorsa statica, la sezione collassa.

Il valore di temperatura così determinato è per l'appunto la temperatura critica  $\theta_{cr}$  con evidente specularità di  $k$  rispetto a  $\mu$ .

In definitiva si può determinare il valore di  $\theta_{cr}$  con l'impiego di grafici o tabelle del tipo di quelle rappresentate in *Tabella 3.1* o di *Figura 3.2* entrambe tratte da EC3-1-2 entrando in tabella con il valore di  $\mu$  che, come si è visto, coincide con  $k$ .

#### *Esempio 1*

Si determini la temperatura critica di un corrente teso in acciaio caratterizzato da  $N_d = 200$  kN e da  $N_{fi,d} = 110$  kN.

$$\mu = \frac{N_{fi,d}}{N_d} = \frac{110}{200} = 0,55$$



# INTERNALS

## **PROTEZIONI PASSIVE AL FUOCO**

***Fornitura  
e posa in opera  
di intonaci  
antincendio  
e vernici intumescenti***

0524.520114  
info@internals.it  
www.internals.it



Steel Temperature $\theta_c$	Reduction factors at temperature $\theta_c$ relative to the value of $f_y$ or $E_s$ at 20°C		
	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for proportional limit $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to $E_s$ ) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

Tabella 3.1 - EN 1993-1-2:2005

Dalla *Figure 3.2* o dalla *Tabelle 3.1*, già citate, si ricava, per interpolazione:

$$\theta_{cr} = 500 + \frac{(0,78 - 0,55)100}{0,78 - 0,47} = 574$$

La temperatura critica riguarda il requisito R, capacità portante a caldo, quando tale requisito è per lo più verificato con risultati di calcoli o con metodi che ne richiedono la sua determinazione. Uno dei problemi che quindi deve risolvere il calcolatore a caldo con l'utilizzo di tale metodo è quello della determinazione della temperatura critica dell'elemento strutturale

Le parti 1.2 degli EC strutturali abbondano di grafici o tabelle del tipo delle due indicate per cui è immediato, noto il fattore di utilizzo della sezione  $\mu$ , determinare il valore di  $\theta_{cr}$ .

Si riporta a pag. 61 l'elenco dei principali grafici o tabelle presenti negli EC che codificano il decadimento delle caratteristiche tensili dei materiali, solo notando che ogni singola tabella o grafico ha uno specifico campo applicativo ben definito.

### Il metodo della temperatura critica

Noto che sia il valore di  $\theta_{cr}$  bisogna confrontarlo con il valore di temperatura raggiunto nella sezione al tempo  $t$  stabilito e verificare che la disuguaglianza  $\theta_{fi,d} \leq \theta_{cr,t}$  sia soddisfatta.

Così formulato il problema della verifica a caldo sembra quasi banale.

Se si torna infatti alla *Figura 1* una volta determinata, con il metodo esposto, la temperatura critica  $T_{cr}$ , e noto il fattore di sezione (geometrico)  $S/V$  del profilo si ha, dalla tabella, in funzione del tempo di esposizione a fuoco, lo spessore del film secco di intumescente da applicare.

Identico discorso per i protettivi tipo intonaco isolante.

È determinante, in ogni caso, il calcolo del fattore di utilizzo della sezione

$$\mu = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,t=0}} = \frac{\eta_{fi} E_d}{\gamma_M R_d} \quad (12)$$

Dove, ponendo la corretta condizione minimale di dimensionamento a freddo,  $E_d = R_d$ , si ottiene:

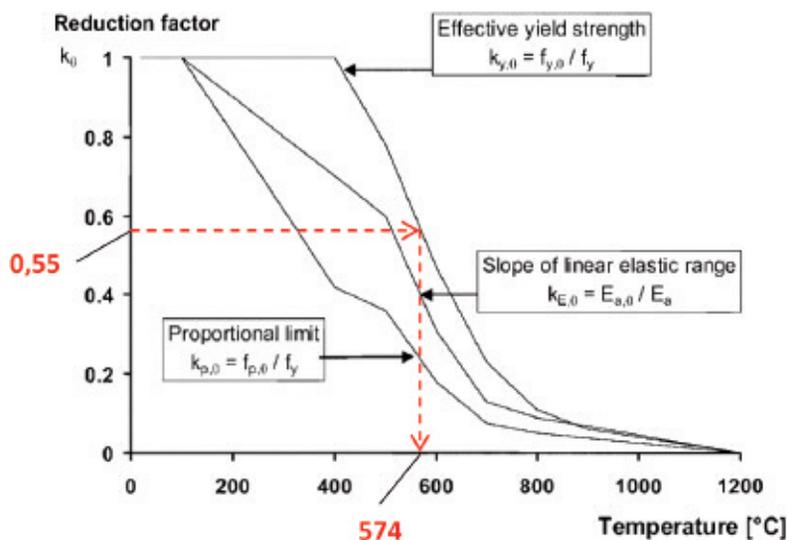


Figura 3.2 - EN 1993-1-2:2005

$$\mu = \frac{\eta_{fi}}{\gamma_M}$$

Se viene assunto cautelativamente  $\eta_{fi} = 0,7$ , (per non dover effettuare calcoli sul fattore di

riduzione dei carichi a freddo), si ottengono i valori di  $\mu$  massimi possibili.

Le prime tre righe della *tabella 1* rendono ragione del metodo tabellare che, per le sezioni in C.A. normale o precompresso, funziona con le temperature critiche di 500 °C per

Sezione	$\eta_{fi}$	$\gamma_M$	$\mu$	$\theta_{cr}$ (°C)
Sezioni in C.A. ordinario, lato acciaio	0,7	1,15	0,6	<b>500</b> Determinato con curva 1 Figure 5.1 di EC2 - metodo tabellare.
Sezioni in C.A.P. lato acciaio - fili e trefoli	0,7 0,9	1,15	0,55	<b>350</b> Determinato con curva 3 Figure 5.1 di EC2 - metodo tabellare.
Sezioni in C.A.P. lato acciaio - barre da pretensione	0,7 0,9	1,15	0,55	<b>400</b> Determinato con curva 2 Figure 5.1 di EC2 - metodo tabellare.
Sezioni in C.A. e C.A.P. lato calcestruzzo	0,7	0,85/1,5	0,40	<b>719</b> - per aggregato a base calcarea <b>633</b> - per aggregato a base silicea Per interpolazione lineare Table 3.1 EC2
Sezioni in acciaio, tese o inflesse	0,7	1,05	0,66	<b>538</b> Per interpolazione lineare Table 3.1 EC3
Sezioni in acciaio - classe di duttilità 4				<b>350</b>

Tabella 1 - Determinazione della temperatura critica con fattore di riduzione dei carichi 0,7

Tabella o Grafico	EC di riferimento	Descrizione	Note
<b>Table 3.1</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{ck}(\theta)$	aggregati silicei o calcarei
<b>Figure 3.2</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{ck,t}(\theta)$	poco interessante
<b>Table 3.2a</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{s,y}(\theta)$ , $f_{sp}(\theta)$ , $E_s(\theta)$	(valori per la classe N di acciaio per C.A. usualmente impiegato, acciaio laminato a freddo o a caldo)
<b>Table 3.2b</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{s,y}(\theta)$ , $f_{sp}(\theta)$ , $E_s(\theta)$	valori per la classe X di acciaio con conferma sperimentale
<b>Table 3.3</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{p,y}(\theta)$ , $f_{pp}(\theta)$ , $E_p(\theta)$	valori per fili e trefoli laminati a freddo (cw), barre da pretensione (q & t)
<b>Figure 4.1</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{ck}(\theta)$	aggregati silicei o calcarei
<b>Figure 4.2a</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{s,y}(\theta)$ , $f_{sp}(\theta)$ , $E_s(\theta)$	(valori per la classe N di acciaio per C.A. usualmente impiegati, acciaio laminato a freddo o a caldo)
<b>Figure 4.2b</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{s,y}(\theta)$ , $f_{sp}(\theta)$ , $E_s(\theta)$	valori per la classe X di acciaio con conferma sperimentale
<b>Figure 4.3</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{p,y}(\theta)$ , $f_{pp}(\theta)$ , $E_p(\theta)$	valori per fili e trefoli laminati a freddo(cw), barre da pretensione (q & t)
<b>Figure 5.1</b>	1992-1-2:2004	decadimento di $f_{s,y}(\theta)$ , $f_p(\theta)$	valida solo per metodo tabellare, verifica lato acciaio; acciaio lasco, acciaio da precom- pressione fili, trefoli, barre
<b>Table 3.1</b>	1993-1-2:2005	decadimento di $f_y(\theta)$ , $f_p(\theta)$ , $E_a(\theta)$	è posta alla base del calcolo a caldo dell'acciaio
<b>Figure 3.2</b>	1993-1-2:2005	decadimento di $f_y(\theta)$ , $f_p(\theta)$ , $E_a(\theta)$	rappresentazione grafica dei valori della table 3.1
<b>Formula 4.22</b>	1993-1-2:2005	fornisce la temperatura critica $\theta_{a,cr}$ in funzione del fattore di utilizzo della sezione	è, in pratica, la traduzione analitica della $f_y(\theta)$ della Figure 3.2
<b>Table 4.1</b>	1993-1-2:2005	la tabella fornisce i medesimi valori della formula 4.22	–
<b>Table c.1</b>	1993-1-2:2005	decadimento di $f_u(\theta)$ , $f_{0,2p}(\theta)$ , $E_a(\theta)$ per vari tipi di acciai inossidabili	–
<b>Table D.1</b>	1993-1-2:2005	Fattore di riduzione per giunti saldati o bullonati	–
<b>Table E.1</b>	1993-1-2:2005	decadimento di $f_{0,2p}(\theta)$ , acciaio laminato a freddo o a caldo sezioni in classe 4 di duttilità	–
<b>Figure E.2</b>	1993-1-2:2005	vengono resi in forma grafica i valori della Table E.1	–

*Elenco dei principali grafici o tabelle presenti negli EC che codificano il decadimento delle caratteristiche tensili dei materiali*

l'acciaio di armatura ordinario, di 350°C per i fili ed i trefoli da precompressione e di 400 °C per le barre da pretensione.

La riga 4 sempre della *tabella 1* mette in evidenza che, per le sezioni in C.A., la verifica della R raramente costituisce un problema dal lato calcestruzzo date le temperature critiche elevate di 719 e 633 °C.

La verifica a caldo consisterà quindi semplicemente nel verificare che le temperature raggiunte per il tempo di esposizione a fuoco siano inferiori alle critiche della finca 5.

Naturalmente con l'assunzione di  $\eta_{fi} = 0,7$  si paga però lo scotto di un valore del fattore di utilizzo della sezione che è il massimo possibile.

Si avrà in caso positivo una verifica sicuramente cautelativa, come sempre succede ad esempio con il metodo tabellare, con il rischio che, per sezioni esposte a fuoco per tempi lunghi, la verifica non sia soddisfatta.

### Esempio 2

Determinare il tempo di raggiungimento della temperatura critica di una trave IPE 300, acciaio S275, semplicemente appoggiata, confinata sull'ala superiore ad un solaio, massa  $A_m/V = 188 \text{ m}^{-1}$ , nuda ed esposta ad incendio ISO 834 b → a, soggetta a momento flettente in caso di incendio  $M_{fi,d} = 79,00 \text{ kNm}$ .

La sezione è in classe di duttilità 1 per cui il momento flettente resistente a freddo è:

$$M_{R,d} = W_{pl} f_y = 628,40E-6 \cdot 275E3 = 172,81 \text{ kNm}$$

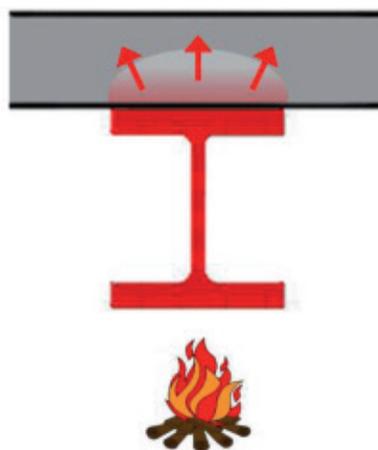
Il coefficiente di utilizzo della sezione vale pertanto:

$$\mu = \frac{M_{fi,d}}{M_{R,d}} = \frac{79,00}{172,81} = 0,457$$

La trave, confinata sull'ala superiore ad un solaio, beneficia della circostanza di trasmettere calore al solaio, per ponte termico, riducendo in tal modo la sua temperatura.



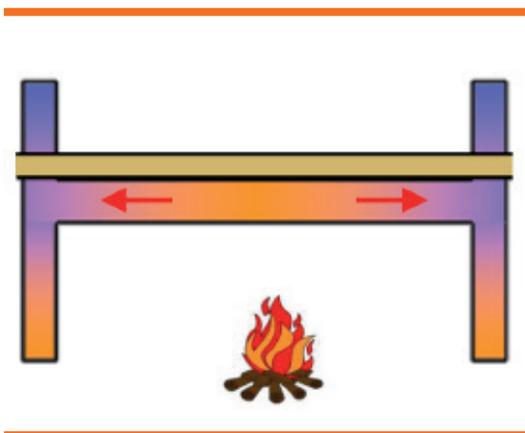
Sezione IPE 300 confinata superiormente da solaio ed esposta a fuoco su tre lati



Ponte termico tra sezione esposta e solaio soprastante – dispersione termica nel solaio

Di questa circostanza favorevole EC3-1-2 tiene conto introducendo il coefficiente correttivo di  $\mu$ , definito come  $k = k_1 k_2 \leq 1,00$  che quantifica il beneficio termico sulla sezione dovuto a ponti termici che riducono la temperatura della sezione, coefficiente  $k_1$ , ed a raffreddamento in corrispondenza dei vincoli iperstatici, coefficiente  $k_2$ . EC3-1-2 fornisce per i coefficienti i seguenti valori:

- $k_1$  fattore di distribuzione non uniforme della temperatura sulla sezione
  - $k_1 = 1,00$  per esposizione al fuoco su 4 lati



Ponte termico in corrispondenza dei vincoli - dispersione termica nei ritti

- $k_1 = 0,70$  profili non protetti con esposizione al fuoco su tre lati

- $k_1 = 0,85$  profili protetti con esposizione al fuoco su tre lati
- $k_2$  fattore di distribuzione non uniforme della temperatura lungo la trave
  - $k_2 = 0,85$  in corrispondenza dei vincoli per travi iperstatiche
  - $k_2 = 1,00$  in tutti gli altri casi.

Per quanto concerne  $k_1$  nulla da osservare. Per effetto di schermatura e per ponte termico la zona di trave in corrispondenza degli appoggi è normalmente più fredda; le eventuali cerniere plastiche si formano infatti a 0,20-1,00 m dagli appoggi.

$k_2 < 1$  è giustificato solo per vincoli iperstatici perché solo in tale condizione l'effetto del ponte termico depone a favore di resistenza. Se la trave è infatti vincolata isostaticamente la temperatura in corrispondenza dei vincoli,

anche se inferiore per presenza di ponte termico, non ha influenza sul momento flettente in campata.

L'utilizzo di  $k_2 = 0,85$  nelle travi continue non è automatico: deve essere valutata l'effettiva possibilità di avere temperature inferiori in base allo schema statico e alla massività dei ritzi; per travi appese o se le colonne hanno un fattore di sezione significativamente più elevato della trave è più opportuno assumere  $k_2 = 1,00$ .

$k$  ha l'effetto "virtuale" di diminuire  $M_{fi,t}$  e quindi di ridurre  $\mu$ . Nel caso di specie è  $k = k_1 k_2 = 0,70 \cdot 1,00 = 0,70$

Steel Temperature $\theta_c$	Reduction factors at temperature $\theta_c$ relative to the value of $f_y$ or $E_s$ at 20°C		
	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for proportional limit $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to $E_s$ ) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

Tabella 3.1 EN 1993-1-2:2005

$$\mu = \frac{M_{fi,d}}{M_{R,d}} = \frac{79,00}{172,81} 0,70 = 0,32$$

Dalla Table 3.1 di EC3-1-2 per interpolazione si ottiene:

$$\theta_{cr} = 600 + \frac{(0,47 - 0,32) 100}{0,47 - 0,23} = 662 \text{ } ^\circ\text{C}$$

In alternativa, per la determinazione di  $\theta_{cr}$ , si può fare ricorso alla formula 4.22 o alla Table 4.1, entrambe riportate in EC3-1-2, che forniscono direttamente  $\theta_{a,cr}$  in funzione di  $\mu$

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \mu^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (4.22)$$

Con tale espressione si ottiene, introducendo  $\mu_0 = 0,32$ ,  $\theta_{a,cr} = 654 \text{ } ^\circ\text{C}$

Si tratta ora di determinare dopo quanto tempo la trave raggiunge la temperatura critica di 662 (654)° C; allo scopo si può usare la 4.25, riportata in EC3-1-2, che esprime, alle differenze finite, l'equilibrio energetico di un concio di trave di lunghezza unitaria. Fisicamente la 4.25, risolta in  $\Delta\theta_{a,t}$ , esprime

l'uguaglianza tra calore assorbito dall'incendio  $k_{sh} h_{net,d} A_m \Delta t$  e aumento di energia interna  $C_a \rho_a V \Delta\theta_{a,t}$

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} h_{net,d} \Delta t \quad (4.25)$$

dove:

$\Delta\theta_{a,t}$  è l'incremento di temperatura dell'acciaio esposto dal tempo  $t$  al tempo  $t + \Delta t$

$k_{sh}$  è il fattore d'ombra

$A_m/V$  è il fattore di sezione ( $m^{-1}$ ) (altrimenti detto  $S/V$  o massività del profilo); per profili a sezione costante  $A_m/V$  è il rapporto tra il perimetro "bagnato" dal fuoco e l'area della sezione retta)

$c_a$  è il calore specifico dell'acciaio, variabile con la temperatura (J/kg K)

$h_{net,d}$  è il flusso termico netto di progetto per unità di superficie  $A_m$  investita, somma della componente radiativa  $h_{net,r}$  e di quella convettiva  $h_{net,c}$  ( $W/m^2$ )

$\Delta t$  è l'intervallo di tempo (s), (si consiglia di assumere  $\Delta t < 5s$ )

tipo di profilo		IPE300							
coeff. di scambio termico convettivo $\alpha_c =$		25,00		$W/m^2K$					
emiss. risult. gas incendio-elem. $\epsilon_i = \epsilon_{g,i} \epsilon_i =$		0,70							
fattore di sezione $A_m/V =$		188,00		$m^{-1}$					
fattore correttivo per shadow effect $k_{sh} =$		0,70							
intervallo di tempo finito $\Delta t =$		5,00		s					

passo	tempo	tempo	temper. profilo	temper. gas incendio	flusso termico convett.	flusso termico radiativo	flusso termico netto	calore specifico acciaio	incred. temp. profilo
	t	t	$\theta_s$	$\theta_g$	$h_{net,c}$	$h_{net,r}$	$h_{net}$	$c_a$	$\Delta\theta_s$
	(s)	(min)	(°C)	(°C)	( $W/m^2$ )	( $W/m^2$ )	( $W/m^2$ )	(J/kg K)	(K)
192	960,00	16,00	661,36	748,54	2.179,52	9.079,69	11.259,20	835,65	1,81

Tipo di profilo IPE300

$\rho_a$  è la massa per unità di volume dell'acciaio considerata costante con la temperatura (7.850 kg/m<sup>3</sup>).

La 4.25, opportunamente implementata su un foglio elettronico, di cui si riporta estratto, al passo 192, fornisce un tempo di raggiungimento della temperatura critica  $\theta_{cr}$  = 661,36 °C di 14 min con  $k_{sh}$  = 1 e di 16 min con  $k_{sh}$  = 0,7.

### Esempio 3

Si voglia attribuire la classe R90 alla trave IPE 300 dell'esempio 2, proteggendola con intonaco isolante tipo vermiculite, avente conduttività  $\lambda_p$  = 0,14 W/m K, calore specifico  $c_p$  = 1.200 J/kg °C, massa volumica  $\rho_p$  = 400 kg/m<sup>3</sup>, determinare lo spessore a secco da applicare.

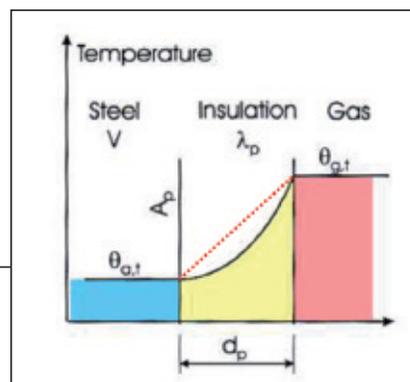
Il fattore di sezione non viene modificato in quanto il perimetro esposto a fuoco è lo stesso; il fattore di utilizzo della sezione  $\mu$ , essendo  $k = 1,00 \cdot 0,85 = 0,85$ , sezioni protet-

te esposte su tre lati, assume il valore 0,39. La temperatura critica è

$$\theta_{cr} = 600 + \frac{(0,47 - 0,39) 100}{0,47 - 0,23} = 633 \text{ °C}$$

La curva che esprime il riscaldamento di profili in acciaio protetti è la 4.27 di EC3-1-2 che è stata formulata da Wickström nel 1985 ed è riportata nel riquadro.

Il termine  $\phi$  tiene conto della capacità termica di accumulo del calore del protettivo rispetto a quella dell'acciaio. La seguente figura illustra il regime termico transitorio tra gas dell'incendio a temperatura  $\theta_{g,t}$ , isolante di spessore  $d_p$  e acciaio a temperatura  $\theta_{a,t}$ .



$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (4.27)$$

Con:

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V$$

E con:

- $A_p$  area del protettivo per unità di lunghezza (m<sup>2</sup>/m);
- $V$  volume del profilo per unità di lunghezza (m<sup>3</sup>/m);
- $\frac{A_p}{V}$  fattore di sezione del profilo protetto m<sup>-1</sup>;
- $c_a$  calore specifico acciaio (J/kg K);
- $c_p$  calore specifico del protettivo (J/kg K);
- $d_p$  spessore del protettivo (m);
- $\Delta t$  intervallo di tempo (s), (si consiglia di assumere  $\Delta t < 10$ s);
- $\Delta\theta_{a,t}$  incremento di temperatura dell'acciaio esposto dopo l'intervallo di tempo dal tempo  $t$  al tempo  $t + \Delta t$  (K);
- $\theta_{g,t}$  temperatura dei gas caldi (K);
- $\Delta\theta_{g,t}$  incremento di temperatura dei gas caldi dal tempo  $t$  al tempo  $t + \Delta t$  (K);
- $\lambda_p$  conduttività del protettivo (W/m K);
- $\rho_a$  massa volumica dell'acciaio (7.850 kg/m<sup>3</sup>);
- $\rho_d$  massa volumica del protettivo (kg/m<sup>3</sup>).

Riscaldamento di profili di acciaio protetti - Wicström 1985

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a} \Delta t = \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{A_p}{V} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{\rho_a c_a} \Delta t = k_p \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{\rho_a c_a} \Delta t \quad (4.27a)$$

$$k_p = \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{A_p}{V}$$

Si noti la non linearità della caduta di temperatura nello spessore  $d_p$  dell'isolante dovuta proprio al transitorio termico. Se la trasmissione di calore tra gas caldi e acciaio fosse a regime tale tratto sarebbe rettilineo secondo la linea rossa tratteggiata. Se  $\phi \rightarrow 0$  significa attribuire al protettivo  $c_p \rightarrow 0$  e quindi una capacità di accumulo di calore tendente a 0. In tale ipotesi si sfavorisce termicamente l'acciaio su cui viene versata anche l'energia termica trattenuta dall'isolante con il vantaggio che la 4.27 si semplifica diventando (vedi formule in alto alla pagina).

Al termine  $K_p$  si può attribuire il significato di fattore di sezione corretto anche se dimen-

sionalmente è espresso in  $W/m^3 \text{ } ^\circ C$  e non in  $m^{-1}$ .

Implementando la 4.27a su foglio elettronico, di cui si riporta estratto del passo 540, si determina, per tentativi, lo spessore di materiale per ottenere dopo 90 min una temperatura massima di  $633,49^\circ C$ . Lo spessore necessario è di 27 mm.

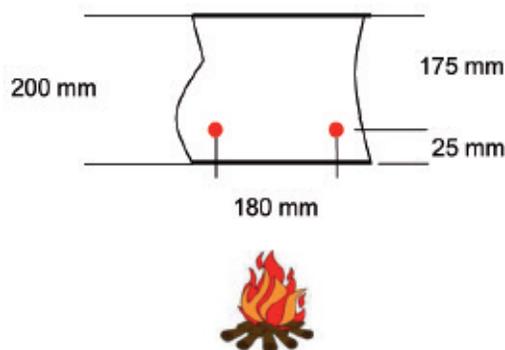
Se si impiegasse l'espressione 4.27 di Wickström lo spessore di protettivo per garantire che la temperatura non superi  $\theta_{a,t} = 633,50^\circ C$  sarebbe di 21 mm a dimostrazione del beneficio che si ottiene considerando la capacità di accumulo di energia termica da parte dell'isolante.

		tipo di profilo		IPE 300					
		area int. mat. prot./un.di l.	$A_p =$	$m$		condutt. mat. protett. $\lambda_p =$		0,15 $W/m K$	
		vol. del profilo/ un. di lung.	$V =$	$m^2$		calore spec. mat. protett. $c_p =$		1.200,00 $J/kg \text{ } ^\circ C$	
		fattore di sezione $A_p/V =$	188,00	$m^{-1}$		densità mat. protett. $\rho_p =$		400,00 $kg/m^3$	
		$k_p = A_p/V \cdot \lambda_p/d_p =$	1.009,63	$W/m^2 \text{ } ^\circ C$		spessore mat. protett. $d_p =$		0,027 $m$	
		intervallo di tempo finito $\Delta t =$	10,00	$s$		densità acciaio $\rho_a =$		7.850,00 $kg/m^3$	
passo	tempo	tempo	temper. profilo $\phi < 1,5$	temp. gas incendio	calore specifico acciaio	coeff. adimens. $\phi$	temper. profilo $\phi = 0$	incrim. temper. profilo $\phi = 0$	incrim. temper. profilo $\phi < 1,5$
	$t(\text{sec.})$	$t(\text{min})$	$\theta_{a,t}$	$\theta_{a,r}$	$c_a$	adimens.		$\Delta\theta_{a,t}$	$\Delta\theta_{a,r}$
540	5.400	90,00	556,47	1.006,13	714,37	0,43	633,49	0,67	0,69
								spessore mat. protett. $d_p =$	
540	5.400	90,00	633,50	1.006,13	790,42	0,31	690,36	0,65	0,68

Spessore di intonaco in presenza ed in assenza di accumulo termico nell'intonaco

#### Esempio 4

Determinare la capacità portante  $R$  di solaio in getto pieno in C.A., in semplice appoggio, avente altezza  $h = 20$  cm, armato con barre B 450C  $\Phi 12$  mm passo 18 cm, aventi distanza dall'asse delle stesse alla superficie esposta di 26 mm. Incendio ISO 834, fuoco b→a.



Non si conoscono in questo caso i carichi permanenti  $G_k$ , i variabili  $Q_k$ , la luce del solaio ed in genere le caratteristiche statiche dell'elemento da verificare a caldo. Sembra quindi che la verifica richiesta difetti di qualche dato e che sia impossibile da eseguire. Si deve però considerare che, in genere, per le sezioni in C.A. la crisi avviene dal lato acciaio.

Si è visto inoltre che, nella peggior condizione possibile, il fattore di utilizzo della sezio-

ne vale cautelativamente  $\mu = 0,6$ .

La Table 3.2a o il grafico della Figure 4.2a curva 2 di EC2-1-2 forniscono, in funzione di  $k_s(\theta)$  la temperatura critica per l'acciaio di armatura laminato a caldo o a freddo. Le barre  $\Phi 12$  sono generalmente laminate a freddo per cui, interpolando, si ottiene:

$$\theta_{cr} = 500 + \frac{(0,67 - 0,6) 100}{0,67 - 0,4} = 526 \text{ } ^\circ\text{C}$$

La tabella ed il grafico citati rendono ragione della maggior sensibilità agli effetti del riscaldamento degli acciai deformati a freddo, anche solo superficialmente, rispetto a quelli laminati a caldo. La ragione è di tipo metalurgico e risiede nella maggior sensibilità della struttura cristallina dell'acciaio così incrudito agli aumenti di temperatura.

Se si fosse adottato il metodo tabellare, si sarebbe assunto il valore ulteriormente cautelativo  $\theta_{cr} = 500 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

Bisogna ora determinare dopo quanto tempo l'acciaio di armatura raggiunge la temperatura critica di  $526 \text{ } ^\circ\text{C}$ . All'uopo si possono impiegare i numerosi software che simulano l'equazione di Fourier o, molto più semplicemente, la Figure A.2 riportata in EC2-1-2 che fornisce la mappatura della temperatura di una lastra  $h = 200$  mm in funzione della distanza asse armatura/superficie esposta e del tempo di esposizione.

Tale mappatura è costruita con incendio ISO 834, umidità del calcestruzzo 1,5% in peso,



Steel Temperature $\theta$ [°C]	$f_{yk} / f_{yk}$		$f_{sp} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

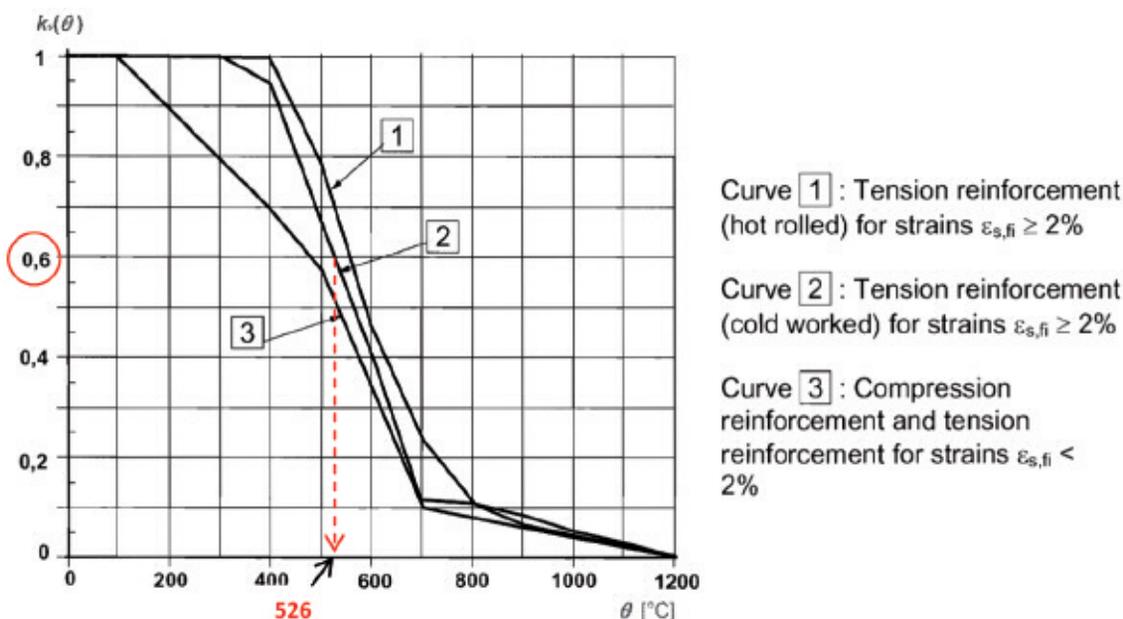


Figure 4.2a EN 1992-1-2:2004 - Coefficiente  $k_s(\theta)$  per acciaio di armatura per C.A.

coefficiente convettivo fuoco superficie  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ , emissività del calcestruzzo 0,7. Incrociando la distanza  $x = 25 \text{ mm}$  con la temperatura di  $526 \text{ °C}$  si ottiene che tale temperatura viene raggiunta dopo 80 min. Il solaio è pertanto classificabile R60. Si vuole far rilevare che verifiche a caldo condotte con tale metodologia presuppongono il corretto dimensionamento a freddo,

sia perché questa è *conditio sine qua non* per la corretta vita della struttura ma anche perché, diversamente, verrebbero meno i criteri teorici che hanno condotto alla determinazione del fattore di utilizzo  $\mu$ . Nell'esempio infatti la verifica prescinde dal diametro  $\Phi$  delle barre di armatura se non per stabilire la curva applicabile per determinare la temperatura critica.

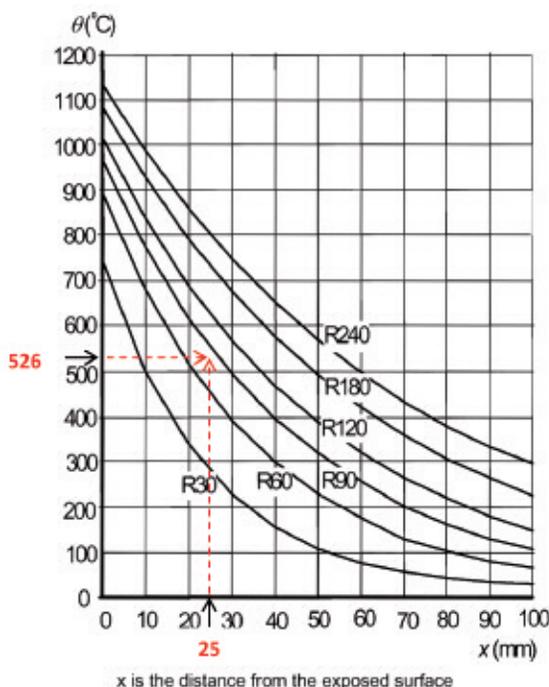


Figure A.2 EN 1992-1-2:2004 - Mappatura termica di solaio getto pieno  $h=200$  mm per tempi di esposizione da 60 a 240 min

### Limiti del metodo

- Si tratta di un metodo semplificato orientato ad una verifica sezionale effettuata per lo più dove sono state eseguite le verifiche a freddo. Non è azzardato ipotizzare che il metodo funziona con le condizioni generali applicative e di verifica tipiche dei metodi tabellari quali la tendenziale isostaticità dell'elemento strutturale, la curva di fuoco ISO 834, la verifica sezionale.
- Il limite della temperatura critica dettato dall'obiettivo di massimizzare  $R_{fi,d,t}$  potrebbe confliggere con altre esigenze di tipo strutturale. Si è visto, nel caso dell'acciaio al carbonio, dalla Figure 3.2 EN 1993-1-2:2005, che il modulo elastico  $E_{a,\theta}$  subisce decrementi già a partire da 100 °C mentre  $f_y$  inizia a decadere da 400 °C. A 500 °C l'acciaio perde il 22% di  $f_y$  e ben quasi il doppio, 40%, del modulo di elasticità normale.

Vengono quindi esaltati i fenomeni di instabilità, anche locale, e le deformazioni, soprattutto quelle flessionali.

La temperatura critica  $\theta_{cr}$  potrebbe essere quindi determinata non con riferimento ad uno stato di capacità portante ma a quello deformativo dettato da un limite ammissibile imposto. Ogni caso deve essere pertanto oggetto di specifico studio.

- Il metodo non tiene conto delle coazioni dovute alle dilatazioni impedito ed ai gradienti termici sulla sezione retta. Gli effetti coattivi sono tanto più significativi tanto più le strutture presentano elevata iperstaticità. Da questo punto di vista le strutture in acciaio funzionano meglio di quelle in calcestruzzo sia perché tendenzialmente isostatiche sia perché i profili con  $S/V > 30 \text{ m}^{-1}$  sono verosimilmente a temperatura uniforme sulla sezione retta. Si vuole qui accennare al complesso problema di valutazione delle coazioni.

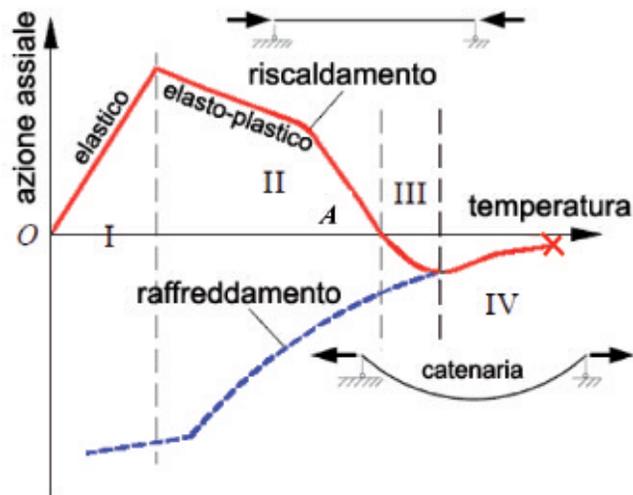


Figura 2 - Andamento dell'azione assiale in funzione della temperatura di trave rigidamente vincolata assialmente ed esposta a incendio, da dispense prof. Roberto Felicetti - Politecnico di Milano

Si riporta a tale proposito la Figura 2, tratta da dispense del prof. Roberto Felicetti - Politecnico di Milano - che illustra qualitativamente il fenomeno. La trave, in acciaio, è inizialmente scarica in senso assiale ed è, in tale direzione, rigidamente vincolata. Dall'inizio del riscaldamento alla fine del

raffreddamento si possono distinguere quattro fasi. Nella fase I si ha aumento dell'azione assiale di compressione dovuta alla dilatazione termica impedita, il comportamento è elastico. Nella fase II, a comportamento elastoplastico, l'azione assiale correlata all'au-



Figura 3 - Effetto catenaria di travi in acciaio soggetta ad incendio

mento della deformazione è attenuata dalla diminuzione del modulo elastico conseguente all'aumento di temperatura. In A si ha l'annullamento dell'azione assiale in quanto il valore del modulo elastico  $E_{a,\theta} \rightarrow 0$ .

Successivamente, nella fase III, la trave, flettendo verso il basso, anche solo per peso proprio, assume un comportamento a fune (catenaria), Figura 3, l'azione assiale cambia di segno divenendo di trazione. La circostanza è prodromica al collasso che avviene nella zona IV.

Se interviene prima la fase di raffreddamento, a meno di trasformazioni metallurgiche, comunque poco significative, l'acciaio riacquista le sue caratteristiche tensili portando la trave ad un significativo regime assiale di trazione che aumenta al diminuire della temperatura, secondo la linea tratteggiata bleu.

Durante la fase di riscaldamento gli effetti della dilatazione termica sono attenuati dalla diminuzione del modulo di elasticità e dalle deformazioni plastiche mentre nella fase di raffreddamento gli effetti della contrazione termica sono accentuati dall'aumento del modulo elastico e di  $f_y$ . Il risultato è che da una trave assialmente scarica si passa, dopo il raffreddamento, ad una tensione di trazione non trascurabile.

Il semplice esempio mette in evidenza la complessità del problema laddove anche il D.M. 09 marzo 2007, gli EC e le NTC 08 autorizzano a trascurare la fase di raffreddamento qualora si utilizzi come curva di incendio una delle curve di incendio nominali per loro natura severe e quindi anche potenzialmente in grado di accentuare gli effetti negativi del raffreddamento.

- Il metodo presuppone l'impiego della curva di riscaldamento nominale, Temperatura-tempo ISO 834. Questo non ha ovviamente riflessi sulla determinazione di  $\theta_{cr}$  che dipende solo, per il tramite dei grafici e delle tabelle degli EC, dal fattore di utilizzo  $\mu$ .

Curve di riscaldamento diverse da ISO 834, generalmente meno severe, determinano solo tempi diversi, generalmente maggiori, di raggiungimento della temperatura critica con esposizione però dell'elemento strutturale anche alla fase di raffreddamento.

Se si impiegano per la valutazione del tempo di raggiungimento della temperatura critica i numerosi grafici o formule degli EC l'impiego della curva ISO 834, fuoco b→a è automaticamente sottinteso.

Preme mettere in evidenza che, con l'attuale impiego obbligatorio delle norme prescrittive verticali per le attività soggette a procedura di conformità antincendio di cui all'all.to I del D.P.R. 151.11, la sicurezza antincendio, per quanto concerne gli aspetti passivi, è governata dalla curva dell'incendio di progetto ISO 834.

In altri termini se il calcolatore a caldo vuole utilizzare curve di incendio diverse da quella ISO 834, più aderenti al modello di fuoco che si svilupperà nel compartimento, questo deve essere oggetto di specifica procedura di deroga ai sensi del D.P.R. 151/2011 con contestuale indicazione della curva di incendio di progetto che si intende assumere.

La precisazione è di fondamentale importanza perché, spesso, il calcolatore a caldo, allorché si trova verifiche con esito negativo, è tentato di usare modelli di fuoco meno severi per rientrare nel rispetto dei requisiti.

- La perdita di resistenza dipende solo dal decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali per effetto della temperatura, non cambiano gli schemi statici, i meccanismi di collasso e le lunghezze di libera inflessione.