

PROCEDIMENTO ANALITICO PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO DI MURATURE PORTANTI

Mazziotti, L., Caciolai, M., La Mendola, S.
Area Protezione Passiva – DCPST, CNVVF, Piazza Scilla 3, Roma, 00178, Italia

SOMMARIO

Il presente lavoro illustra il procedimento analitico per la determinazione della resistenza al fuoco di murature portanti, reso disponibile all'allegato C della norma EN 1996-1-2 [1]. Il metodo in parola viene presentato come uno strumento di progettazione strutturale antincendio ed inquadrato nel vigente contesto normativo, recentemente modificato dalla pubblicazione di alcuni decreti del Ministro dell'Interno, in particolare il D.M. 16 febbraio 2007 [2]. Tale metodo analitico è basato sulla conoscenza di alcuni coefficienti di origine sperimentale (coefficienti c), che descrivono il rapporto tra la resistenza a compressione ad alta temperatura dei materiali utilizzati e la medesima resistenza a freddo. Al momento, non si dispone di valori condivisi ed accettati a livello europeo per detti coefficienti. Un apposito gruppo di lavoro del Dipartimento dei Vigili del Fuoco, il GdL "Murature resistenti al fuoco", incaricato di studiare l'argomento e di cui gli Autori fanno parte, ha appena progettato l'avvio di una campagna di test preliminari da eseguire su singoli campioni di blocchi di muratura (trascurando l'effetto della malta) aventi diversa natura così come indicato nella norma europea. L'indagine iniziale è tesa alla verifica di alcuni diagrammi tensioni-deformazioni ad alte temperature, la cui origine appare incerta e non esaustiva, riportati nel medesimo eurocodice. La presente relazione viene quindi conclusa con la descrizione delle procedure adottate e delle attrezzature di prova in dotazione all'Area Protezione Passiva della DCPST.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito della protezione al fuoco delle costruzioni, un ruolo essenziale è svolto dalla capacità degli elementi costruttivi di garantire la richiesta resistenza al fuoco intesa come capacità portante delle strutture in caso di incendio e come capacità di separazione antincendio dei compartimenti. I recenti sviluppi normativi hanno introdotto per tutte le costruzioni l'obbligo di effettuare una verifica anche nei confronti delle azioni accidentali (Testo unitario delle norme tecniche per le costruzioni emanato con D.M. 14/01/2008 [3]) tra le quali è presente l'azione dell'incendio. A tal fine, attraverso la pubblicazione del D.M. 16 febbraio 2007 ("Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"), è stata rivista l'intera disciplina per la progettazione antincendio delle opere da costruzione con particolare riguardo a quelle che ospitano attività soggette al controllo del CNVVF. Nel citato decreto, vengono date chiare indicazioni sulla progettazione di elementi costruttivi portanti e non portanti utilizzando tre differenti modalità alternative: prove sperimentali, metodi analitici e metodi tabellari.

Nell'ambito dei metodi analitici rivolti alle strutture in muratura (elementi portanti) investite dall'incendio il decreto citato non offre metodologie consolidate di calcolo e/o verifica, tenuto conto che il corrispondente Eurocodice – parte fuoco (EN 1996-1-2 "Progettazione strutturale delle strutture in muratura esposte all'incendio"), che è oggi la norma di riferimento, non appare completo in tale parte. Con riferimento a tale complessa problematica ed anche allo scopo di elaborare e proporre l'annesso nazionale che implementerà definitivamente sul nostro territorio la norma europea in parola, è oggi operante il gruppo di lavoro del Dipartimento dei Vigili del Fuoco "*Murature resistenti al fuoco*", di cui gli Autori fanno parte insieme a rappresentanti di associazioni di produttori operanti nel settore e del mondo accademico.

Il presente lavoro ha lo scopo di descrivere il procedimento analitico semplificato proposto dallo stesso Eurocodice per la determinazione della resistenza al fuoco di murature REI, partendo dai consueti parametri di progetto di una muratura portante (carichi, spessore, larghezza, altezza etc.), e facendo uso di diagrammi e tabelle riportati sia nel medesimo testo normativo che nella parte generale dell'Eurocodice sulle murature (Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures). L'elemento base per lo sviluppo di tale metodo risiede nella determinazione o calcolo di appositi coefficienti che possano rappresentare la riduzione della resistenza della muratura alle alte temperature. In base a quanto riportato nell'eurocodice EN 1996-1-2, tali coefficienti, nell'ambito del

metodo semplificato, vanno determinati per via sperimentale, ma lo stesso eurocodice prevede l'uso di alcuni grafici che riportano l'andamento tensioni-deformazioni ad alte temperature (per diverse tipologie di murature), dai quali potrebbe essere automaticamente deducibile il coefficiente c , solo nell'ambito dei cosiddetti "metodi avanzati di calcolo".

Obiettivo iniziale del predetto gruppo di lavoro è allora quello di verificare, anche attraverso apposite sperimentazioni, la possibilità di utilizzo degli stessi diagrammi nell'ambito dei metodi di calcolo semplificati, anche alla luce delle indagini finora svolte le quali hanno mostrato che l'origine dei diagrammi in parola non appare esaustiva.

Il lavoro è concluso dalla descrizione delle procedure di prova preliminari volte alla verifica dei predetti diagrammi e riguardanti la determinazione della resistenza a compressione dei materiali menzionati nel citato Eurocodice in funzione della temperatura, dato fondamentale per la corretta implementazione del metodo.

2. LA SITUAZIONE NORMATIVA NAZIONALE SULLE MURATURE PORTANTI RESISTENTI AL FUOCO

Il decreto 16 febbraio 2007 (S.O. n. 87 alla G.U. n. 74 del 29.03.2007) "*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*", attraverso l'allegato D, ripropone ancora oggi, tenuto conto che mancano metodologie di calcolo consolidate a livello europeo, apposite tabelle finalizzate alla verifica e/o progettazione delle strutture in muratura esposte all'incendio.

Anche se la conservazione del cosiddetto "metodo tabellare" è guardata con favore dal progettista italiano, oramai da circa 50 anni abituato a disporre di strumenti di immediato e facile utilizzo, come le tabelle contenute nella celebre circolare del Ministero dell'Interno 14/9/1961 n. 91 [4], vi è comunque da dire che i valori contenuti nelle tabelle del nuovo decreto, che sono il risultato di campagne sperimentali e di elaborazioni numeriche e che si riferiscono alle tipologie costruttive e ai materiali di maggior impiego, sono estremamente cautelativi e non si prestano ad alcun tipo di elaborazione o addirittura estrapolazione numerica. L'uso delle stesse tabelle è inoltre limitato alla classificazione di elementi costruttivi singoli per i quali è richiesta la resistenza al fuoco nei confronti della curva temperatura-tempo standard, ovvero la curva ISO 834 [5].

Dalla lettura dell'allegato si nota comunque sia lo sforzo compiuto per l'approfondimento tecnico sui diversi materiali utilizzabili, oggi molto diversi o nuovi rispetto a quelli contemplati dalla vecchia circolare 91 (vedi le diverse tipologie di intonaci protettivi proposte oppure l'introduzione delle murature di pietra squadrata) sia la migliore e più corretta rappresentazione degli elementi strutturali investiti dal fuoco (vedi, ad es., per quanto riguarda i solai, l'opportunità di associare all'altezza strutturale del solaio la capacità portante R e allo spessore di materiale isolante presente i rimanenti requisiti di tenuta e di isolamento oppure, per quanto riguarda le murature, la limitazione a 4 metri della distanza dei due solai che contengono le stesse pareti murarie).

La prima osservazione che tuttavia emerge dalla lettura dell'articolato nazionale è che, mentre vengono riportate tabelle riferite alle murature non portanti (blocchi di laterizio, blocchi di calcestruzzo normale, blocchi di calcestruzzo leggero con massa volumica netta non superiore a 1700 kg/m^3 , blocchi di pietra squadrata) e pertanto il gruppo di lavoro di cui prima si è detto ha avuto come primo obiettivo quello di cercare di proporre in seno all'organo tecnico del Dipartimento (Comitato tecnico scientifico per la Prevenzione incendi) un'analoga tabella in grado di consentire la progettazione delle murature portanti, argomento quest'ultimo mai affrontato a livello nazionale e che la stessa circolare 91/61 ha chiaramente sempre evitato.

Ha quindi avuto origine, e tale fatto è senz'altro di grande rilievo, la nuova Lettera Circolare n. 1968 del 15/02/2008 [6].

3 L'EUROCODICE 6 PARTE FUOCO (EN 1996-1-2) – IL METODO DI CALCOLO SEMPLIFICATO

La norma europea si applica a strutture in muratura alle quali, per ragioni connesse alla sicurezza al fuoco, è richiesto di svolgere, in caso di incendio, le seguenti funzioni:

- Evitare il crollo prematuro della costruzione (funzione portante)
- Limitare la propagazione del fuoco (fiamme, gas caldi, calore eccessivo) oltre aree stabilite (funzione di separazione)

Essa tratta:

- Muri interni non portanti
- Muri esterni non portanti
- Muri interni portanti con funzione separante o non separante
- Muri esterni portanti con funzione separante o non separante

La norma risolve il problema progettuale attraverso un metodo tabellare o attraverso un metodo analitico sia semplificato che avanzato. In tutti e tre gli approcci frequenti sono i richiami alla norma EN 1991-1-1 [7] che fornisce alcuni elementi essenziali per la determinazione di grandezze geometriche e meccaniche a freddo necessarie per la successiva implementazione del metodo scelto.

Nel metodo di calcolo semplificato, la capacità portante viene determinata dalle condizioni al contorno della sezione trasversale residua della muratura per stabiliti tempi di esposizione al fuoco usando il carico a temperatura ordinaria. Il metodo di calcolo semplificato è applicabile a murature e pilastri in muratura sotto esposizione standard, costruite con le seguenti combinazioni di blocchi-malta:

- A. blocchi di argilla: gruppi 1S e 1, resistenza unitaria di progetto f_b 10 – 40 N/mm², densità lorda 1000 – 2000 kg/m³, malta regolamentare;
- B. blocchi di calcio – silicato: gruppi 1S e 1, resistenza unitaria di progetto f_b 10 – 40 N/mm², densità lorda 1500 – 2000 kg/m³, malta regolamentare;
- C. blocchi di calcestruzzo con aggregati densi: gruppo 1, resistenza unitaria di progetto f_b 10 – 40 N/mm², densità lorda 1500 – 2000 kg/m³, malta regolamentare;
- D. blocchi di calcestruzzo con aggregati leggeri: gruppi 1S e 1, resistenza unitaria di progetto f_b 4 – 8 N/mm², densità lorda 600 – (pomice) 1000 kg/m³, malta leggera;
- E. blocchi di calcestruzzo autoclavato e aerato: gruppo 1, resistenza unitaria di progetto f_b 2 – 6 N/mm², densità lorda 400 – 700 kg/m³, malta regolamentare.

Nel metodo di calcolo semplificato, la relazione tra dilatazione termica e temperatura della muratura può essere considerata lineare. In questo caso la dilatazione può essere determinata tramite prove sperimentali oppure attraverso le relazioni diagrammate contenute nell'allegato D della norma.

Qui di seguito si riportano le fasi procedurali attraverso cui si articola il metodo semplificato in esame:

1. Determinazione del profilo di temperatura nella sezione trasversale, identificando la porzione della sezione strutturalmente inefficace e quella residua;
2. Calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo (esposizione al fuoco);
3. Verifica che la capacità portante della sezione residua sia maggiore di quella derivante dalle rilevanti combinazioni di carico o azioni.

Allo stato limite relativo alla situazione di incendio, il valore di progetto del carico verticale (N_{Ed}) applicato sul muro o sul pilastro deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza verticale del muro o pilastro in condizioni di incendio ($N_{Rd,fi(\theta_i)}$); ovvero:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,fi(\theta_i)} \quad (1)$$

Il valore di progetto della resistenza verticale del muro o pilastro è dato dall'espressione:

$$N_{Rd,fi(\theta_i)} = \Phi(f_{d\theta_1}A_{\theta_1} + f_{d\theta_2}A_{\theta_2}) \quad (2)$$

dove:

- Φ fattore di riduzione della capacità portante al centro dell'altezza del muro ottenuto come di seguito descritto
- $f_{d\theta_1}$ resistenza di progetto a compressione del muro in corrispondenza di una temperatura minore o uguale ad un prestabilito valore θ_1
- $f_{d\theta_2}$ resistenza di progetto a compressione del muro in corrispondenza di temperature comprese tra due prestabiliti valori θ_1 e θ_2 . Tra $f_{d\theta_1}$ e $f_{d\theta_2}$ vale la relazione $f_{d\theta_2} = c \cdot f_{d\theta_1}$ dove c è la costante ottenuta da prove di resistenza a rottura effettuate su muri ad elevate temperature già menzionata in precedenza
- A_{θ_1} area della sezione orizzontale del muro dove sono raggiunte temperature inferiori a θ_1
- A_{θ_2} area della sezione orizzontale del muro dove sono raggiunte temperature comprese tra θ_1 e θ_2

3.1 CALCOLO DI Φ

Il fattore Φ al centro dell'altezza del muro può essere determinato facendo riferimento all'allegato G di [7] come segue:

$$\Phi = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (3)$$

dove A_1 è un fattore che dipende dall'eccentricità del carico ed è espresso da:

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (4)$$

e u è un fattore che dipende dalla snellezza della parete ed è espresso come:

$$u = \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (5)$$

dove λ è la snellezza della parete ed è espressa tramite la:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (6)$$

Il fattore Φ è univocamente determinato noti i valori dei seguenti parametri geometrici e meccanici a freddo:

- t è lo spessore reale della parete
- t_{ef} spessore effettivo della parete
- h_{ef} altezza effettiva della parete
- e_{mk} è l'eccentricità a metà altezza della parete
- f_k resistenza caratteristica a compressione della muratura
- E modulo di elasticità secante a breve termine da determinarsi tramite prove in accordo a [8]. In assenza di un valore determinato tramite prove eseguite in conformità con [8], il modulo

di elasticità secante a breve termine, E , da usare nell'analisi strutturale, può essere considerato pari a $K_E f_k$.

Assumendo $K_E = 700$, si ottiene la relazione:

$$E = 700 f_k \quad (7)$$

e il valore di u diventa:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (8)$$

3.1.1 CALCOLO DI t_{ef}

Lo spessore effettivo di un parete a singolo paramento, parete a doppio paramento, faced wall, shell bedded wall, e di una parete cava, come definite in [7], coincide con lo spessore reale del muro, t .

Lo spessore effettivo di una parete irrigidita tramite contrafforti si ottiene invece tramite l'equazione:

$$t_{ef} = \rho_t t \quad (9)$$

dove:

- t_{ef} spessore effettivo
- ρ_t coefficiente ottenuto dalla Tabella 1
- t spessore della parete

Tabella 1: coefficiente di spessore, ρ_t , per pareti irrigidite da contrafforti

Rapporto tra distanza contrafforti (da centro a centro) e larghezza contrafforti	Rapporto tra lo spessore del contrafforte e lo spessore reale della muratura a cui è collegato		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

NOTA: è consentita l'interpolazione lineare tra i valori dati in tabella

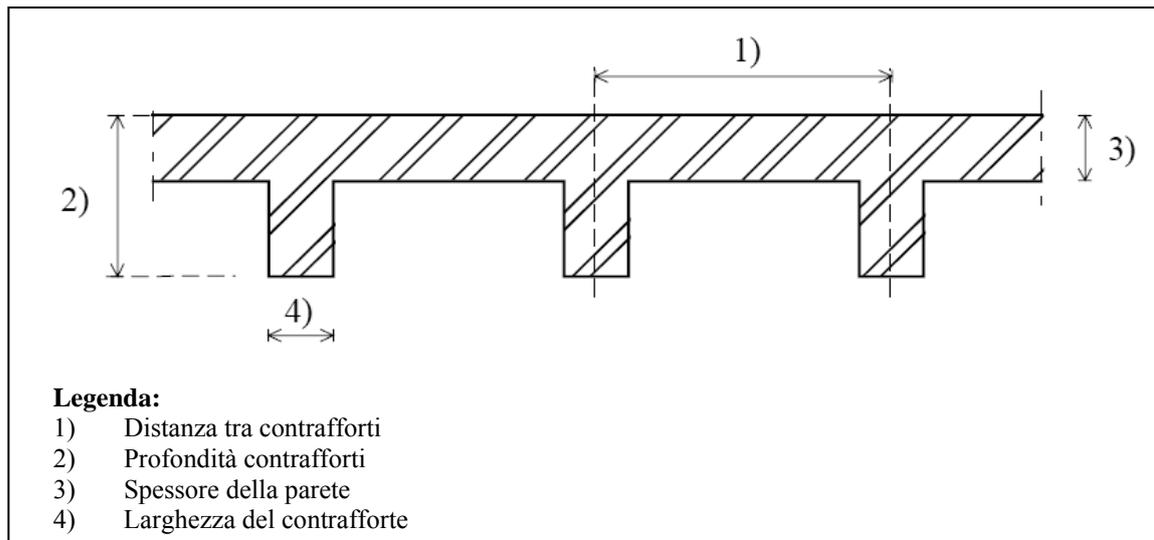


Figura 1. Vista schematica delle definizioni utilizzate in Tabella 1

Infatti, lo spessore effettivo, t_{ef} , di una cavity wall in cui entrambi i paramenti sono collegati da tiranti in accordo con EN 1996-1-1, dovrà essere determinato tramite l'equazione:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + k_{ief} t_2^3} \quad (10)$$

dove

- t_1, t_2 spessori reali dei paramenti oppure il loro spessore effettivo, calcolato se necessario tramite l'equazione (9), in particolare t_1 è lo spessore del paramento esterno o del paramento scarico e t_2 è lo spessore del paramento interno o del paramento carico
- k_{ief} fattore che tiene conto dei valori di E relativi ai due paramenti; il valore raccomandato è quello derivante da $k_{ief} = E_2/E_1$ comunque non superiore a 2.

Quando solo un paramento di una cavity wall è caricato, per calcolare lo spessore effettivo si può usare la formula 11, ammesso che i tiranti abbiano flessibilità tale che il paramento scarico non influenzi quello carico. Nel calcolo dello spessore effettivo, lo spessore del paramento scarico deve essere considerato non maggiore di quello del paramento carico.

3.1.2 CALCOLO DELL'ALTEZZA EFFETTIVA DELLA PARETE h_{ef}

Il parametro h_{ef} si calcola tramite la:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (11)$$

dove h è l'altezza netta della parete e ρ_n è un fattore di riduzione in cui $n = 2, 3$ o 4 in funzione del numero di lati vincolati o irrigiditi della parete.

Il fattore di riduzione ρ_n può essere determinato in base a quanto segue.

Per pareti vincolate sui lati superiore ed inferiore a solai o coperture in calcestruzzo armato che si estendono da entrambi i lati della muratura allo stesso livello, oppure a solai o coperture in calcestruzzo armato che si estendono da un solo lato ed aventi un cordolo di spessore pari almeno ai $2/3$ di quello della parete:

$$\rho_2 = 0,75 \quad (12)$$

Tuttavia, se l'eccentricità del carico all'estremità superiore della parete è superiore a 0,25 volte lo spessore della parete si considera:

$$\rho_2 = 1,0 \quad (13)$$

Per pareti vincolate sui lati superiore ed inferiore a solai o coperture in legno che si estendono da entrambi i lati della muratura allo stesso livello, oppure a solai o coperture in legno che si estendono da un solo lato ed aventi un cordolo di spessore pari almeno ai 2/3 di quello della parete ma non inferiore ad 85 mm:

$$\rho_2 = 1,0 \quad (14)$$

Per pareti vincolate sui lati superiore ed inferiore ed irrigidite su un lato verticale (con un lato verticale libero):

– Quando $h \leq 3,5l$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \rho_2 \quad (15)$$

dove ρ_2 assume il valore definito al punto a seconda dei casi sopra descritti

– Quando $h > 3,5l$,

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3 \quad (16)$$

dove l è la lunghezza della parete

Per pareti vincolate sui lati superiore ed inferiore ed irrigidite su due lati verticali:

– Quando $h \leq 1,15l$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2 \quad (17)$$

dove ρ_2 assume il valore definito al punto 1 o 2 a seconda dei casi ivi descritti

– Quando $h > 1,15l$

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h} \quad (18)$$

dove l è la lunghezza della parete.

3.1.3 CALCOLO DELL'ECCENTRICITÀ A METÀ ALTEZZA e_{mk}

L'eccentricità a metà altezza della parete, e_{mk} , è definita secondo la formula seguente:

$$e_{mk} = e_m + e_k + e_{\Delta\theta} \geq 0,05t \quad (19)$$

dove e_m è l'eccentricità dovuta ai carichi, definita come:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_i \quad (20)$$

e_k è l'eccentricità dovuta al *creep*¹, definita come

$$e_k = 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m} \quad (21)$$

e $e_{\Delta\theta}$ è l'eccentricità dovuta all'incendio, definita come

$$e_{\Delta\theta} = \frac{1}{8} h_{ef}^2 \frac{\alpha_t (\theta_2 - 20)}{t_{Fr}} \leq h_{ef} / 20 \quad (22)$$

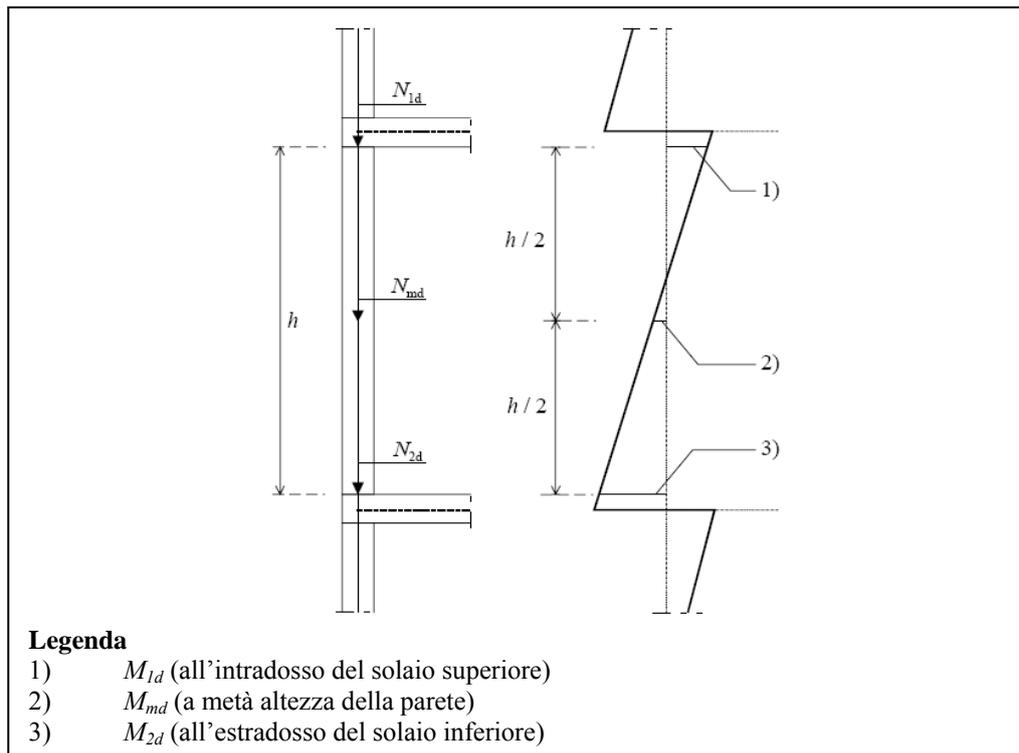


Figura 2: Momenti per il calcolo delle eccentricità

Nelle formule precedenti è stata usata la seguente simbologia

- M_{md} valore di progetto del momento massimo a metà altezza della parete risultante dai momenti agenti sulle estremità superiore ed inferiore della parete, includendo ogni carico applicato eccentricamente rispetto alla facciata della parete.
- N_{md} valore di progetto del carico verticale a metà altezza della parete, includendo ogni carico applicato eccentricamente rispetto alla facciata della parte.
- e_{hm} eccentricità a metà altezza della parete risultante dai carichi orizzontali (p.es. il vento)²
- e_i eccentricità iniziale, che può essere assunta pari a $h_{ef} / 450$.
- ϕ_∞ coefficiente di *creep* finale (cfr Tabella 2)

¹ Per pareti che hanno un rapporto di snellezza uguale o minore di λ_c , l'eccentricità dovuta al *creep* e_k può essere posta uguale a zero. Il valore di λ_c suggerito è pari a 15.

² L'inclusione di e_{hm} dipende dalla combinazione del carico utilizzata per la verifica; occorre prendere in considerazione il suo segno rispetto a quello di M_{md}/N_{md} .

- α_t coefficiente di espansione termica della muratura, in accordo a [7] §3.7.4 (cfr Tabella 2)
- θ_1 temperatura al di sotto della quale si può considerare una resistenza a compressione per il materiale pari a quella a temperatura ambiente
- θ_2 temperatura al di sopra della quale si considera nulla la resistenza residua della muratura
- t_{Fr} spessore della sezione trasversale la cui temperatura è compresa tra θ_1 e θ_2

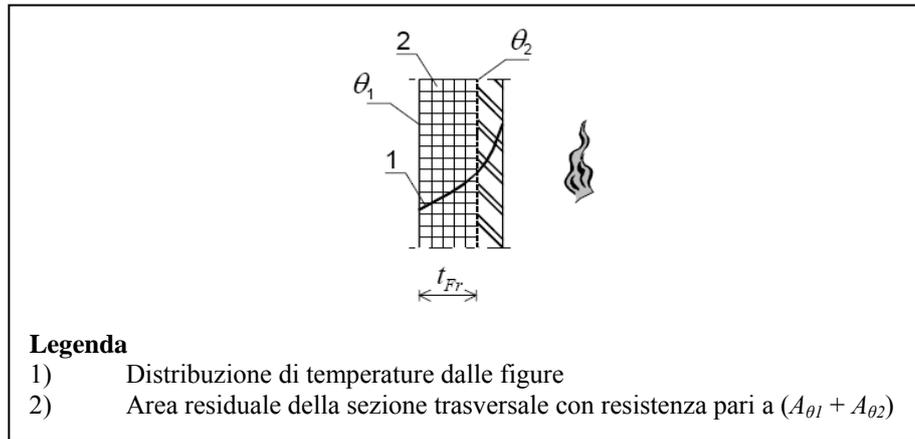


Figura 3: Sezione verticale di una muratura

La distribuzione di temperatura attraverso la sezione di una muratura e la temperatura alla quale la muratura diventa inefficace, in funzione del tempo di esposizione, dovrebbe essere ottenuta dai risultati di prove oppure tramite un *database* di risultati di prove. In assenza di risultati di prove o di un *database* si possono usare i grafici riportati in EN 1996-1-2 nell'appendice dedicata al metodo avanzato di cui si riporta a titolo di esempio il grafico di Figura 6. Per murature in calcestruzzo aerato autoclavato fare riferimento a [9].

Nella seguente tabella, tratta da [7], vengono indicati, in funzione del tipo di materiale, i valori di φ_∞ e α_r , necessari per la determinazione di e_k e $e_{A\theta}$, come illustrato nelle formule precedenti.

Tabella 2: Intervalli di variabilità dei coefficienti di *creep*, espansione o contrazione dovute ad umidità, e proprietà termiche delle murature

Tipo di mattone		Coefficiente di <i>creep</i> finale φ_∞^a	Espansione o contrazione a lungo termine dovuta all'umidità ^b [mm/m]	Coefficiente di espansione termica, α_t , $10^{-6}/K$
Argilla		da 0,5 a 1,5	da -0,2 a 1,0	da 4 a 8
Silicato di Calcio		da 1,0 a 2,0	da -0,4 a -0,1	da 7 a 11
Calcestruzzo denso e pietra lavorata		da 1,0 a 2,0	da -0,6 a -0,1	da 6 a 12
Calcestruzzo leggero		da 1,0 a 3,0	da -1,0 a -0,2	da 6 a 12
Calcestruzzo autoclavato aerato		da 0,5 a 1,5	da -0,4 a +0,2	da 7 a 9
Pietra naturale	Magmatica	- ^c	Da -0,4 a +0,7	da 7 a 9
	Sedimentaria			da 2 a 7
	Metamorfica			da 1 a 18

^a) Il coefficiente finale di *creep* è $\varphi_\infty = \varepsilon_{c\infty} / \varepsilon_{el}$, dove $\varepsilon_{c\infty}$ è la deformazione finale dovuta al *creep* e $\varepsilon_{el} = \sigma / E$.

^b) I valori di espansione o contrazione a lungo termine negativi indicano una contrazione mentre quelli

Tipo di mattone	Coefficiente di <i>creep</i> finale φ_{∞}^a	Espansione o contrazione a lungo termine dovuta all'umidità ^b [mm/m]	Coefficiente di espansione termica, α_t , $10^{-6}/K$
positivi un'espansione.			
c) Questi valori sono solitamente molto bassi.			

La seguente tabella 3 riporta, per ciascun materiale, le temperature θ_1 e θ_2 , definite in precedenza; i coefficienti c vengono indicati in [1], in maniera simbolica in quanto, come spiegato, non sono ancora stati determinati.

Tabella 3: Valori della costante, c , e delle temperature θ_1 e θ_2 relative a materiali per murature

Mattoni e malta (superficie non protetta)	Valore della costante c	Temperatura °C	
		θ_2	θ_1
Mattoni in argilla con malta di uso generale	c_{cl}	600	100
Mattoni in calcio silicato con strato sottile di malta	c_{cs}	500	100
Mattoni in calcestruzzo leggero (pomice) con malta di uso generale	c_{la}	400	100
Mattoni in calcestruzzo denso con malta di uso generale	c_{da}	500	100
Mattoni autoclavati aerati con strato sottile di malta	c_{aac}	400	200

Le seguenti Figura 4 e Figura 5 illustrano le aree di muratura a temperature fino a θ_1 , tra θ_1 e θ_2 , e le aree a temperatura superiore a θ_2 . All'area di muratura a temperatura inferiore a θ_1 , indicata con A_1 viene attribuita una resistenza a compressione di progetto pari a $f_{d\theta_1}$, all'area avente temperatura compresa tra θ_1 e θ_2 viene attribuita una resistenza pari a $f_{d\theta_2}$ (si ricordi che $f_{d\theta_2} = c \cdot f_{d\theta_1}$) mentre all'area avente temperatura superiore a θ_2 viene attribuita una resistenza nulla.

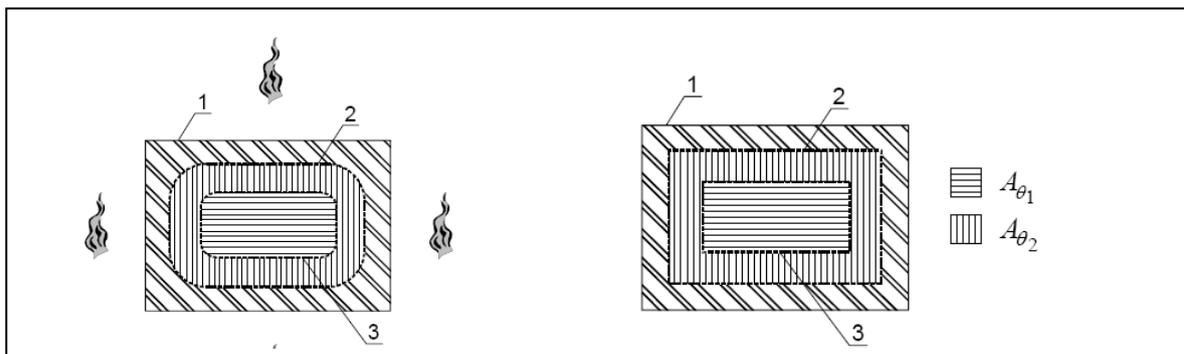


Figura 4: Sezione trasversale di una colonna esposta al fuoco con isoterme reali (a sinistra) ed isoterme reali per il calcolo semplificato (a destra)

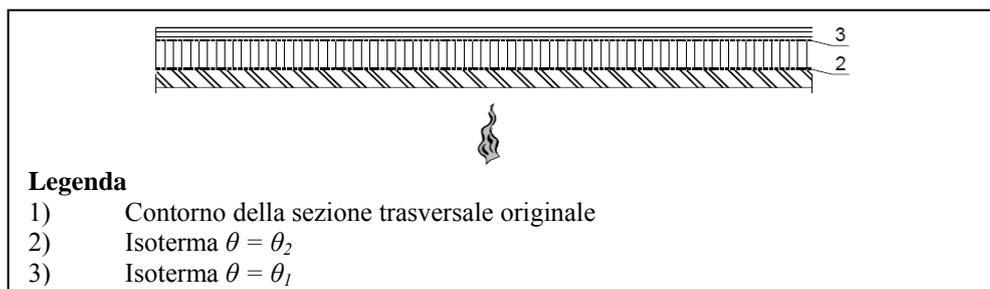


Figura 5: Sezione trasversale elemento di separazione

Nella figura seguente viene rappresentata la distribuzione di temperatura attraverso la sezione della muratura e la temperatura alla quale essa diviene strutturalmente inefficace, per una muratura in calcio silicato.

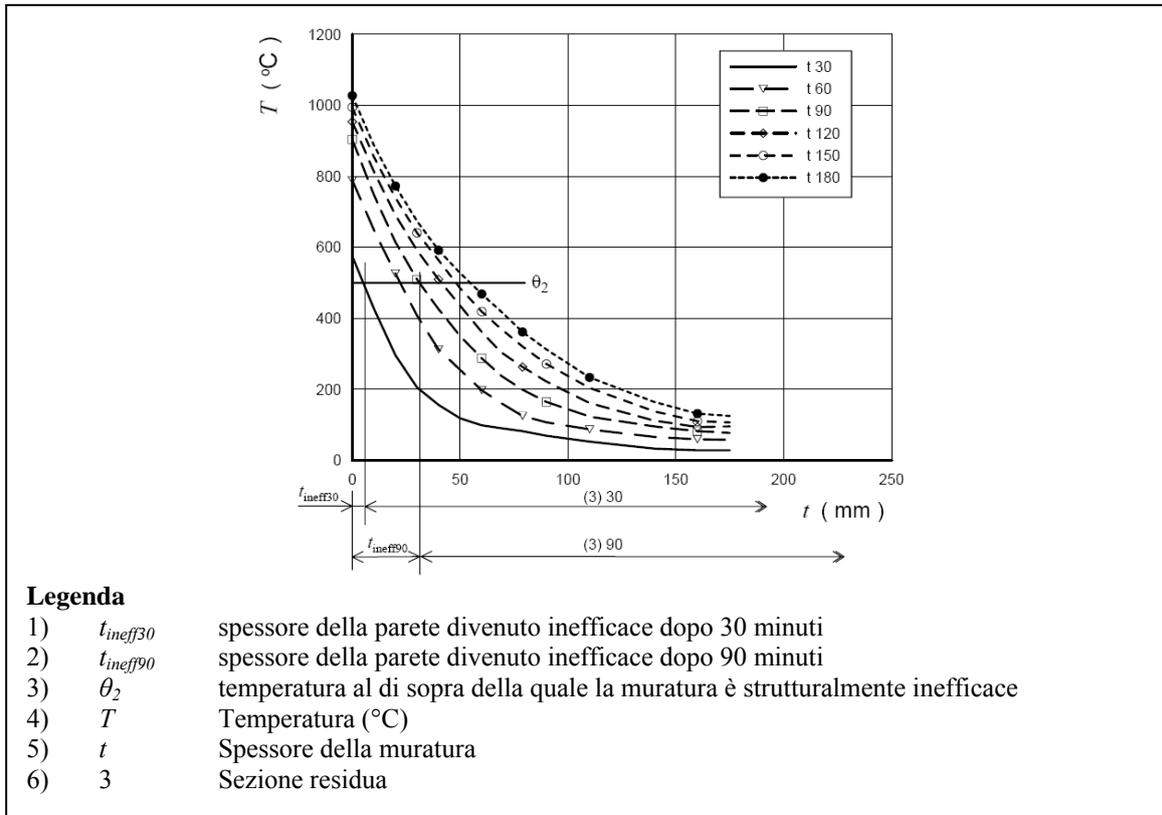


Figura 6: Muratura in calcio silicato, densità lorda 1500 – 2000 kg/m³

3.2 CALCOLO DI ($f_{d\theta_1}A_{\theta_1} + f_{d\theta_2}A_{\theta_2}$)

Considerato il modo in cui sono stati definiti i coefficienti c , e cioè come rapporto tra la resistenza caratteristica a compressione del particolare materiale considerato a temperatura ambiente ($f_{d\theta_1}$) e quella a temperatura pari a θ_2 , come specificata in Tabella 3, è possibile esprimere la capacità portante del muro nella seguente maniera:

$$f_{d\theta_1}(A_{\theta_1} + cA_{\theta_2}) \quad (23)$$

dove per un muro a sezione costante l vale:

$$A_{\theta_2} = l \cdot t_{Fr} \quad (24)$$

$$A_{\theta_1} = l \cdot (t - t_{ineff} - t_{Fr}) \quad (25)$$

Tale capacità portante, moltiplicata per il fattore di riduzione Φ , come espresso dalla (2), consente di calcolare la resistenza della muratura; tale resistenza, confrontata con i carichi agenti in base alla disuguaglianza (1), permette infine di effettuare la verifica della capacità portante della muratura considerata sotto l'azione incendio.

4 DIAGRAMMI TENSIONI – DEFORMAZIONI RIPORTATI IN EN 1996-1-2

Di seguito si riportano i diagrammi relativi al legame tensioni-deformazioni per alcune tipologie di muri a diverse temperature, applicabili, secondo EN 1996-1-2, solo nell'ambito del metodo avanzato di calcolo. Qualora tali comportamenti fossero validati e confermati, sarebbe immediato il calcolo del coefficiente c .

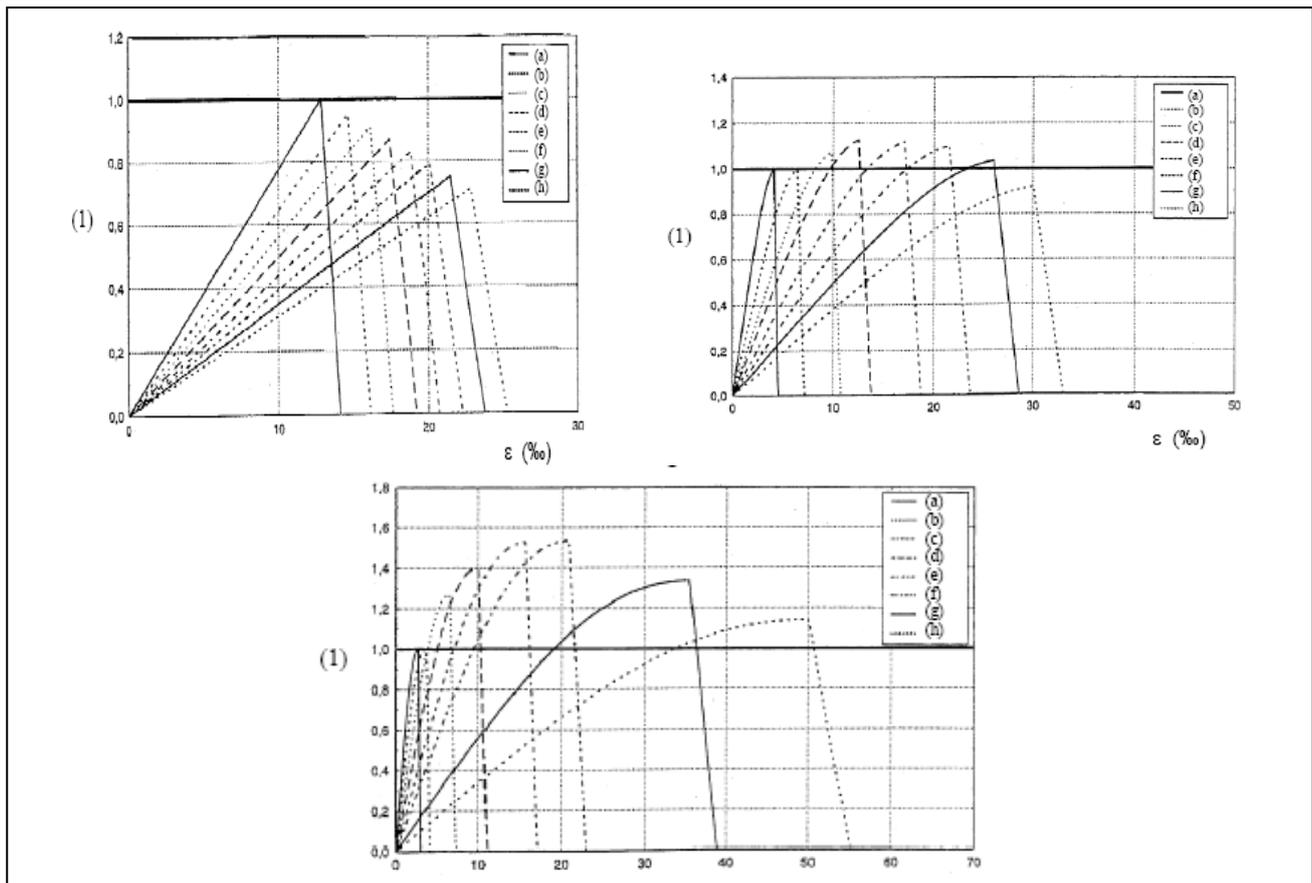


Figura 7: Diagrammi tensioni-deformazioni riportati in EN 1996-1-2, Allegato D, relativi a argilla, calcio silicato e calcestruzzo leggero

5 INDAGINI SPERIMENTALI

5.1 STATO DELL'ARTE

Lo stato dell'arte in merito a prove su campioni di materiali lapidei utilizzati per murature portanti è rappresentato dal rapporto di prova [10]. In tale rapporto di prova sono presentati i diagrammi mostrati nel capitolo precedente.

5.2 PROGRAMMA DELLE PROVE

5.2.1 STRUMENTAZIONE DISPONIBILE PRESSO IL LABORATORIO DI RESISTENZA AL FUOCO

La strumentazione in dotazione presso il laboratorio di resistenza al fuoco, utilizzabile per successivi approfondimenti sperimentali, consiste essenzialmente in un forno a muffola con rivestimento refrattario e riscaldamento a resistenza elettrica (campo di temperatura 0 – 1000 °C) ed in un attuatore per compressione monoassiale da 3000 kN.

Come azione iniziale per lo sviluppo del metodo semplificato di calcolo, il gruppo di lavoro ha progettato una campagna sperimentale su singoli provini cilindrici di blocchi di muratura di diverse tipologie al fine di verificare la bontà dei diagrammi presentati nel capitolo 4 (i provini trascendono evidentemente dalla presenza della malta o legante utilizzato per la creazione effettiva della muratura).

La procedura di prova di massima proposta per la determinazione dei coefficienti c , così come definiti in precedenza, può essere sintetizzata nei passi seguenti:

- a) Posizionamento del campione nel forno a muffola, preriscaldato alla temperatura θ_2 , dipendente dal materiale secondo un programma di riscaldamento con $\frac{\partial \theta}{\partial t} \leq 2$ K/minuto.
- b) Riscaldamento del campione per un tempo sufficiente a fare assumere allo stesso una temperatura uniforme.
- c) Apertura del forno e prelievo del campione da parte di un operatore, opportunamente protetto.
- d) Posizionamento del campione tra le piastre di serraggio della pressa
- e) Carico progressivo del campione fino a rottura

È evidente che tale procedura presenta dei limiti. Infatti, una volta che il campione viene estratto dal forno, a contatto con l'aria a temperatura ambiente, subisce una repentina diminuzione di temperatura che potrebbe causarne una microfessurazione (i materiali di cui sarebbero realizzati i campioni hanno tutti comportamento fragile) e indurre un raffreddamento disomogeneo, difficilmente quantificabile e variabile da prova a prova.

Si può contenere tale effetto negativo riducendo i tempi necessari per l'estrazione del campione dal forno e per l'esecuzione di prove di compressione, così come ridurre lo scambio termico del campione fuori dal forno inserendolo all'interno di un ambiente isolante che non alteri la modalità di prova a compressione.

5.2.2 STRUMENTAZIONE OTTIMALE PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE

La strumentazione ottimale per l'esecuzione delle prove in parola consiste in un'attrezzatura che abbia la possibilità di mantenere il campione in esame ad una temperatura costante ed allo stesso tempo di sottoporlo a compressione. Per esempio essa potrebbe essere costituita da un forno all'interno del quale sono posizionate le piastre di serraggio di una pressa.

Un aspetto di particolare importanza è quello della modalità di applicazione del carico; sono infatti possibili due differenti approcci:

- a) Il campione viene prima riscaldato e fatto permanere ad una certa temperatura fino all'equilibrio e successivamente viene sottoposto a compressione fino a rottura
- b) Il campione, a temperatura ambiente, viene sottoposto ad un certo carico e successivamente riscaldato fino a rottura

È stato dimostrato, cfr. [11], che i risultati della prova cambiano a seconda se si utilizzi l'approccio a) oppure il b). È opportuno notare come l'approccio b) sia maggiormente rappresentativo delle condizioni cui si vengono a trovare i materiali in caso di incendio; in questo caso infatti, il carico rimane sensibilmente costante mentre la temperatura dei blocchi parte da quella ambiente e poi aumenta in funzione dell'evoluzione termo-fluidodinamica dell'incendio.

6 CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato presentato il metodo semplificato per il calcolo della resistenza al fuoco delle murature portanti, così come descritto nell'Allegato C alla norma europea EN 1996-1-2.

Tale metodo si basa sulla conoscenza di appositi coefficienti c che rappresentano il rapporto tra la resistenza a compressione di un dato materiale ad alta temperatura e quella a temperatura ambiente. Tuttavia, al momento, non si dispone di valori sperimentali per questi coefficienti, fatta eccezione per quelli riportati nella EN 1996-1-2, Allegato D. Tali valori sono frutto di indagini sperimentali, come risulta da [10], ma, secondo la citata norma europea sarebbero utilizzabili, solo nell'ambito dei metodi avanzati di calcolo. Pertanto sono in corso alcuni studi preliminari per l'effettuazione di prove sperimentali specifiche per la

determinazione di c e per la verifica dei diagrammi tensioni-deformazioni ad alte temperature proposti dalla norma europea.

7 RIFERIMENTI

- [1] EN 1996-1-2: “Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design”.
- [2] D.M. 16/02/2007: “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”.
- [3] D.M. 14/01/2008 : “Norme tecniche per le costruzioni”
- [4] Circolare n. 91 del 14/09/61: “Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile”.
- [5] ISO 834: “Fire resistance tests – Elements of building construction”.
- [6] Circolare del Ministero dell’Interno n°1968 del 15 febbraio 2008: “Pareti di muratura portanti resistenti al fuoco”.
- [7] EN 1996-1-1: “Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures”.
- [8] EN 1052-1: “Methods of test for masonry – Determination of compressive strength”.
- [9] prEN 12602: “Elementi/prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Componenti prefabbricati in calcestruzzo aerato autoclavato (M/100)”.
- [10] Institut für baustoffe, massivbau und brandschutz: “Entwicklung eines rechnerischen Nachweisverfahrens für das Brandverhalten von Mauerwerk”, Braunschweig
- [11] Comité Euro-international du béton, Bulletin d’information N°174