

Università degli Studi di Trento

Università degli Studi di Brescia

Università degli Studi di Padova

Università degli Studi di Trieste

Università degli Studi di Udine

Università IUAV di Venezia

Francesca Sciarretta

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL  
COMPORTAMENTO MECCANICO DI MURATURA  
MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE  
TEMPERATURE

Prof. Salvatore Russo

2010

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRENTO

Dottorato di ricerca in Ingegneria delle Strutture – Modellazione, Conservazione e  
Controllo dei Materiali e delle Strutture  
Ciclo XXII

Coordinatore prof. Davide Bigoni

Esame finale: 20 04 2010

Commissione esaminatrice

prof. Enzo Siviero, Università IUAV di Venezia

prof. Mario Como, Università di Roma Tor Vergata

prof. Gianmarco de Felice, Università di Roma Tre

prof. Roberto Crocetti, SP Technical Research Institute of Sweden

## SOMMARIO - SUMMARY

La presente tesi affronta il problema della valutazione delle prestazioni meccaniche della muratura di malta e mattoni successivamente all'esposizione ad alte temperature, attraverso uno studio sperimentale e teorico ed analisi meccaniche agli elementi finiti. Gli obiettivi posti si sostanziano nella valutazione delle proprietà meccaniche residue del materiale muratura e dei suoi componenti e nella definizione di una legge di deterioramento meccanico per la muratura danneggiata dall'esposizione alle alte temperature. Al fine di tali obiettivi, per mezzo di un forno di cottura per laterizi è stata prodotta la simulazione fisica dell'esposizione ad alte temperature; quindi, prove di caratterizzazione meccanica sono state compiute sui materiali esposti e non esposti, ed infine i dati sperimentali sono stati utilizzati sia per la costruzione di modelli teorico-sperimentali di comportamento dei materiali sia per il confronto dei modelli stessi con le risultanze di analisi agli elementi finiti che rappresentano le condizioni della muratura integra e danneggiata. Infine, è discussa la validità ed applicabilità del modello proposto in relazione sia allo stato dell'arte sia ad eventuali sviluppi futuri.

This doctoral thesis deals with evaluation of the mechanical performance of brick-mortar masonry after high temperature exposition, by means of a theoretical and experimental research as well as finite elements analyses. The general aims are to assess the residual mechanical properties of masonry and its components and to define a constitutive law accounting for high temperature damage. To these purposes, high temperature exposition was reproduced by means of a brick furnace; then, mechanical testing was performed on the damaged and undamaged material samples; finally, the experimental results were employed to define theoretical-experimental constitutive laws as well as to set up finite elements analyses. The reliability and applicability of the proposed model is finally discussed, with reference both to the state-of-the-art and to possible further research.



---

---

## **DEDICA**

Ai miei genitori, ai miei fratelli e sorelle

---

---

## RINGRAZIAMENTI

La guida del prof. Salvatore Russo, che durante questi tre anni di dottorato ha sempre saputo tirare fuori il meglio di me nei momenti difficili, merita il primo ed il più grande dei ringraziamenti. Desidero ringraziare la ditta San Marco Laterizi s.r.l. di Noale, soprattutto il dott. Francesco Stangherlin e l'arch. Franco Favaro, insieme ai tecnici ed agli operai della Ditta, per la disponibilità, la fiducia e l'indispensabile collaborazione prestata nella fase sperimentale di questo lavoro. Lo stesso vale il personale del Laboratorio di Scienza delle Costruzioni IUAV, ed in particolare per i tecnici Mario Celebrin, Ivano Aldreggetti, Italo Tofani e Lorenzo Massaria, dai quali ho provato ad imparare il più possibile e con cui è stato un onore ed un piacere condurre gli esperimenti e condividere le giornate. Con gratitudine ricorderò anche l'aiuto, l'incoraggiamento e la simpatia del mio collega dott. Giosuè Boscato, dei professori Antonella Cecchi, Enzo Siviero, Angelo Di Tommaso, Roberto Di Marco, dell'arch. Sandra Bullo. Grazie a Venezia per la pace ed a J. S. Bach per la musica, meravigliosi aiuti per studiare. Infine, e soprattutto, grazie a tutti quelli che sono e resteranno casa e famiglia intorno a me. Grazie per l'appoggio, la generosità e l'amore ai miei genitori ed a tutti i parenti, a tutti gli amici – basta la parola – a Venezia e in terraferma, alle mie formidabili coinquiline, ed a tutte le persone incontrate in questi tre anni che ho sentito vicine e preziose, e sono tante.

*In girum imus nocte et consumimur igni*



---

### INTRODUZIONE

#### 1. QUADRO NORMATIVO E STATO DELL'ARTE

##### 1.1 Muratura e proprietà residue

##### 1.2 Muratura e incendio

*1.2.1 Norme di progettazione al fuoco per gli edifici in muratura*

*1.2.2 Curve di incendio*

*1.2.3 Proprietà dei materiali*

*1.2.4 Incendio e beni architettonici*

##### 1.3 Studi teorici e sperimentali sui materiali esposti alle alte temperature e al fuoco

*1.3.1 Comportamento strutturale della muratura esposta al fuoco*

*1.3.2 Proprietà dipendenti dalla temperatura*

*1.3.3 Proprietà meccaniche residue*

#### 2. RICERCA SPERIMENTALE

##### 2.1 Programma sperimentale

*2.1.1 Materiali*

*2.1.2 Curve tempo-temperatura*

*2.1.3 Simulazione dei casi di esposizione ad alte temperature*

*2.1.4 Schemi riassuntivi della sperimentazione*

##### 2.2 Prove su malta e mattoni

*2.2.1 Prove a compressione su mattoni*

*2.2.2 Prove a flessione e compressione su malta*

*2.2.3 Prove di modulo elastico*

##### 2.3 Prove sulla muratura

*2.3.1 Compressione*

*2.3.2 Compressione diagonale*

##### 2.4 Funzioni sperimentali di decadimento delle proprietà meccaniche

#### 3. MODELLAZIONE

##### 3.1 Leggi teorico-sperimentali di comportamento residuo

*3.1.1 Muratura*

*3.1.2 Mattoni e malta*

##### 3.2 Caratteristiche della modellazione agli elementi finiti

---

### 3.3 Descrizione dei modelli

#### 3.3.1 *Compressione*

#### 3.3.2 *Compressione diagonale*

## CONCLUSIONI

## BIBLIOGRAFIA

---

## INTRODUZIONE

Le ragioni di questa tesi si collocano nell'ambito dello studio, particolarmente complesso, delle strutture di muratura, alimentato dalla varietà e ricchezza dell'oggetto e dalla relazione con la conoscenza e la tutela del patrimonio storico-architettonico e monumentale, e nella necessità di approfondire il rapporto particolare fra strutture di muratura ed eventi che determinano azioni eccezionali sulle costruzioni. La situazione reale che ci si propone di indagare è l'incendio in una struttura civile in muratura.

Le costruzioni in muratura di tipo tradizionale presentano generalmente un'elevata vulnerabilità all'incendio, a causa di fattori costruttivi e funzionali. Nel caso del patrimonio storico-architettonico, a questi fattori si aggiunge la possibilità di conflitto fra istanze di carattere estetico e conservativo, peculiari del vincolo cui il bene è sottoposto, ed esigenze di protezione dal rischio di incendio, legate alla funzione dell'edificio; inoltre, la caratteristica di irriproducibilità del bene vincolato pone la necessità di salvaguardia del bene architettonico allo stesso livello della sicurezza degli utenti, e fa sì che il verificarsi dell'evento incendio dia luogo a conseguenze non paragonabili con situazioni analoghe relative al costruito ordinario.

In termini di prestazioni strutturali, i casi reali e la sperimentazione antincendio dimostrano la capacità spesso eccellente delle strutture di muratura nel sopportare

---

le azioni del fuoco e delle alte temperature. Tuttavia, la disciplina normativa per il costruito esistente e per le nuove costruzioni pone, in taluni casi, l'esigenza di valutazione della sicurezza residua della costruzione successivamente all'evento; ciò avviene a seconda del livello di prestazione richiesto in sede di progettazione o di verifica sul costruito esistente. La presente tesi connette lo studio teorico e sperimentale del comportamento delle strutture murarie al tema della sicurezza strutturale successiva all'esposizione alle alte temperature, con riferimento all'azione eccezionale che si produce nell'evento incendio.

La tesi delinea il problema dell'affidabilità strutturale sotto il profilo delle caratteristiche meccaniche residue di una struttura danneggiata, sia esistente sia di nuova realizzazione, ove la scelta della muratura è spesso dettata da ragioni estetiche e interessa strutture caratterizzate da un certo pregio, per motivi legati alla progettazione, al costo ed alla specializzazione della manodopera.

Il campo specifico dell'affidabilità post incendio è attualmente poco indagato, sia dal punto di vista teorico sia da quello sperimentale, a causa di difficoltà legate all'onerosità della sperimentazione, alla modellazione fisica e numerica dei materiali compositi quale è la muratura, ed alla generalizzazione dei risultati. In buona sostanza, in letteratura sono scarse le informazioni utili a valutare l'incidenza di un incendio di caratteristiche almeno parzialmente note sulla sicurezza residua di una struttura in muratura. Una ricerca in tale ambito va ad interessare il progetto strutturale in senso lato, ossia la nuova progettazione ed il consolidamento dei manufatti esistenti, e tocca in particolare i temi della ricerca teorica e sperimentale applicata al materiale muratura, della progettazione e sperimentazione, dell'affidabilità delle costruzioni nei confronti delle azioni eccezionali. A ciò si aggiunge inoltre che il materiale muratura, pur se si intende limitato all'assemblaggio di malta e mattoni pieni, contiene un elevato numero di parametri, quali spessori, apparecchiature e caratteristiche meccaniche.

In primo luogo, la tesi guarda all'ampio filone di ricerca che ha per oggetto la muratura di malta e mattoni, e che ha il suo scopo soprattutto nella comprensione del comportamento meccanico dei materiali storici al fine della conoscenza per la salvaguardia, attraverso l'uso degli strumenti di calcolo agli elementi finiti ed il ricorso alla caratterizzazione sperimentale dei parametri del composito muratura e dei suoi componenti. Tale ambito fornisce soprattutto gli approcci e le metodologie di analisi teorica con cui è possibile affrontare il problema della capacità residua post incendio.

Inoltre, si è preso spunto dall'evoluzione subita nell'ultimo decennio dalle normative che riguardano la muratura e la progettazione all'incendio. A partire dall'introduzione dell'approccio prestazionale alla progettazione antincendio, con gli Eurocodici, è

---

stata recepita la necessità di un'impostazione che consideri l'incendio come azione sulla struttura e, contemporaneamente, come fattore di degrado di cui tenere conto in sede progettuale; grazie al contributo della sperimentazione sui materiali sotto alte temperature, tale esigenza è tradotta in principi sottintesi ai modelli di calcolo, semplificati ed avanzati, contemplati nelle norme europee. Tuttavia il quadro normativo della progettazione tende a trascurare la presa in considerazione della condizione post incendio, rimanendo legato piuttosto al concetto tradizionale di resistenza al fuoco (*fire resistance*, "resistenza al fuoco", o *fire endurance*, "durata di resistenza al fuoco").

In riferimento ad uno specifico modello fisico scelto, la presente tesi si propone di:

- valutare i livelli di resistenza residua del materiale muratura e dei suoi componenti
- definire una legge di deterioramento meccanico per la muratura danneggiata dall'esposizione alle alte temperature.

Per conseguire tali obiettivi, la scelta delle ipotesi su cui basare la modellazione deve individuare precisamente i fenomeni reali da riprodurre nella simulazione fisica e numerica e permettere il confronto con ricerche analoghe disponibili, per poter esprimere giudizi sul contenuto e sulla validità dei risultati.

Il problema principale risiede nella natura di materiale composito della muratura – che implica l'attenzione alla varietà delle caratteristiche dei materiali base nell'edilizia storica e contemporanea – e nella variabilità delle proprietà fisiche e meccaniche della muratura nel suo insieme. Il modello fisico della muratura, pertanto, deve tendere a rappresentare adeguatamente una gamma tipologica il più possibile diffusa, e per questo si è scelto di limitare la ricerca esclusivamente alla muratura di malta e mattoni pieni, al fine di fornire dati spendibili, per quanto possibile, in relazione sia al costruito (esistente e storico), sia alla progettazione di nuove strutture in muratura per cui siano richiesti livelli elevati di sicurezza all'incendio.

Inoltre, parallelamente, la ricerca richiede la messa in atto di un controllo della simulazione sperimentale dell'incendio in modo da collegare le caratteristiche dell'esposizione alle alte temperature al degrado del materiale.

La definizione di "esposizione alle alte temperature", per gli scopi della presente ricerca, riguarda esclusivamente l'incendio come evento eccezionale, riprodotto quale effetto indiretto di alte temperature, che sono state ottenute, per gli scopi della sperimentazione, attraverso lo specifico mezzo di una fornace abitualmente impiegata per la cottura di laterizi di tipo tradizionale.

La tesi si sviluppa attraverso una presentazione dello stato dell'arte relativo ai possibili legami fra muratura – e materiali affini quali laterizi, malta e conglomerati

---

cementizi – ed alte temperature, esplorando in dettaglio: i contenuti normativi che inquadrano il rapporto fra muratura e progettazione al fuoco, sia nell'ambito della progettazione sia della conservazione dei beni architettonici; le informazioni più significative, dai punti di vista teorico e sperimentale, sulla resistenza al fuoco delle strutture in muratura, che possono fornire indicazioni generali sull'influenza delle alte temperature; i dati sperimentali disponibili sulle proprietà termiche e meccaniche di materiali durante e dopo l'esposizione alle alte temperature.

Quindi, la tesi comprende un programma sperimentale di caratterizzazione meccanica articolato sia sulla muratura sia sui materiali componenti (malta e mattoni), fondato sulla scelta di un limitato numero di parametri che si sono dimostrati significativi, secondo lo stato dell'arte delle ricerche, per l'influenza dell'esposizione alle alte temperature e le proprietà residue.

Infine, si propone una modellazione per mezzo di programma di calcolo agli elementi finiti, che si avvale dei risultati sperimentali determinati nel corso del programma ed è finalizzata a riprodurre e comprendere l'interazione dei materiali nel composito muratura ed il rapporto fra materiale danneggiato e comportamento strutturale.

---

## 1. QUADRO NORMATIVO E STATO DELL'ARTE

### 1.1 Muratura e proprietà residue

Il problema delle strutture caratterizzate da proprietà residue, dal punto di vista della contrapposizione ai parametri meccanici originari del materiale e della struttura, è inquadrato dal legislatore italiano nella disciplina tecnica rivolta al complesso delle costruzioni esistenti (D. Min. Infr. 2008). In presenza degli effetti di azioni eccezionali che possono comportare una riduzione della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di sue parti, la legge impone una valutazione della sicurezza mirata a stabilire se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi, ovvero se si debba modificare la destinazione d'uso, ovvero ripristinare od aumentare la capacità portante. La valutazione di sicurezza deve essere compiuta preventivamente all'esecuzione di interventi strutturali di adeguamento, miglioramento o riparazione locale e consiste nella determinazione e confronto dei livelli di sicurezza prima e dopo l'intervento. Vista l'impossibilità di prevedere regole specifiche per tutte le situazioni riscontrabili, la legge attribuisce un ruolo importante, nelle procedure per la valutazione della sicurezza, all'indagine



sperimentale finalizzata alla caratterizzazione meccanica dei materiali, sottolineando l'importanza del controllo dell'impatto delle prove sperimentali sullo stato di conservazione nel caso dei beni culturali e del recupero dei centri storici. Nella normativa antincendio nazionale (D. Min. Infr. 2008), il problema della conoscenza delle proprietà resistenziali residue è ravvisato nella definizione delle richieste di prestazione delle costruzioni. Tali requisiti si individuano in cinque livelli, indicati nella Tabella 1:

<b>Livello I</b>	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile.
<b>Livello II</b>	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione.
<b>Livello III</b>	Mantenimento requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza.
<b>Livello IV</b>	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse.
<b>Livello V</b>	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

*Tabella 1*

Per l'adempimento dei requisiti di livello IV e V, la struttura interessata dall'incendio deve possedere una capacità portante residua che consenta, rispettivamente, l'effettuazione di interventi di riparazione o ripristino strutturale e il mantenimento della funzionalità. Tali livelli sono adottati, in pratica, su richiesta del committente e non riguardano generalmente edifici ordinari, per i quali il livello III si considera adeguato. Pertanto l'impostazione generale della progettazione antincendio, e conseguentemente la ricerca sperimentale prenormativa, è orientata dal concetto di resistenza al fuoco, ossia il mantenimento di specifici requisiti durante (non dopo) l'incendio. I livelli di prestazioni al fuoco comportano appunto classi di resistenza al fuoco, ma nel caso dei livelli IV e V il problema della determinazione delle prestazioni richieste alla struttura esce dai confini dell'evento incendio per spostarsi, in parte, sulle sue conseguenze.

## 1.2 Muratura e incendio

### 1.2.1 Norme di progettazione al fuoco per edifici in muratura

Nella Tabella 2 sono riportate le norme nazionali ed europee principali concernenti la muratura sottoposta ad incendio.

<b>Norma</b>	<b>Titolo</b>
UNI ENV 1991-1-2:2004 <i>non ancora adottata in Italia; l'Allegato nazionale è in preparazione</i>	<i>Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco</i>
UNI ENV 1996-1-2:2005	<i>Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura. Parte 1-2: Regole generali – Progettazione della resistenza all'incendio</i>
Circolare del Ministero dell'Interno n. 91, 14 settembre 1961 <i>abrogata il 25 settembre 2007</i>	<i>Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile</i>
Decreto del Ministero dell'Interno 30 novembre 1983	<i>Termini, definizioni generali e simboli grafici di prevenzione incendi</i>
CNR 192/99 (Bollettino ufficiale C.N.R. n. 192 del 28 dicembre 1999) <i>abrogato il 25 settembre 2007</i>	<i>Progettazione di costruzioni resistenti al fuoco</i>
Decreto del Ministero dell'Interno 16 febbraio 2007	<i>Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione</i>
Decreto del Ministero dell'Interno 9 marzo 2007	<i>Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco</i>
Decreto del Ministero dell'Interno 9 maggio 2007	<i>Direttive per l'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio</i>
Decreto del Ministero dell'Interno 14 gennaio 2008	<i>Norme tecniche per le costruzioni (Testo Unico)</i>
Circolare del Ministero dell'Interno n. 1968, 15 febbraio 2008 <i>tabelle provvisorie valide sino all'approvazione dell'Allegato nazionale all'Eurocodice 6</i>	<i>Pareti di muratura portanti resistenti al fuoco</i>

Tabella 2

Norme di progettazione al fuoco

Gli obiettivi di sicurezza primari ai quali deve tendere la legislazione tecnica degli Stati membri sono stati stabiliti dalla Direttiva 89/106/EEC (EC 1988) sui prodotti da costruzione, recepita in Italia con il regolamento attuativo contenuto nel D.P.R. del

21 aprile 1993, e dal Documento interpretativo n. 2 del 1994 "Sicurezza in caso di incendio" (EC 1994), e si riassumono nel seguente requisito essenziale per la limitazione dei rischi connessi all'incendio:

*La costruzione deve essere progettata e costruita in modo che, nell'eventualità dello scoppio di un incendio*

- *la capacità portante della costruzione possa essere garantita per uno specifico periodo di tempo*
- *la generazione e propagazione di fuoco e fumo nella costruzione sia limitata*
- *la propagazione del fuoco alle costruzioni adiacenti sia limitata*
- *gli occupanti possano lasciare l'edificio oppure essere soccorsi con altri mezzi*
- *la sicurezza dei soccorritori sia presa in considerazione.*

Tale requisito, nel quale ha preminenza l'obiettivo di garantire la capacità portante, può essere adempiuto secondo diverse strategie di sicurezza all'incendio nei diversi Stati membri.

Tutte le norme citate nella tabella fanno riferimento alla resistenza al fuoco e non prendono esplicitamente in considerazione la resistenza meccanica residua delle strutture. La definizione di resistenza al fuoco di un elemento strutturale è sostanzialmente identica in tutte le norme considerate (D. Min. Int. 1983):

*Attitudine di un elemento da costruzione (componente o struttura) a conservare - secondo un programma termico prestabilito e per un tempo determinato - in tutto o in parte: la stabilità «R», la tenuta «E», l'isolamento termico «I», così definiti:*

*stabilità: attitudine di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco;*

*tenuta: attitudine di un elemento da costruzione a non lasciar passare né produrre - se sottoposto all'azione del fuoco su un lato - fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto;*

*isolamento termico: attitudine di un elemento da costruzione a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.*

*Pertanto: - con il simbolo «REI» si identifica un elemento costruttivo che deve conservare, per un tempo determinato, la stabilità, la tenuta e l'isolamento termico; - con il simbolo «RE» si identifica un elemento costruttivo che deve conservare, per un tempo determinato, la stabilità e la tenuta; - con il simbolo «R» si identifica un elemento costruttivo che deve conservare, per un tempo determinato, la stabilità.*

*In relazione ai requisiti dimostrati gli elementi strutturali vengono classificati da un numero che esprime i minuti primi.*

*Per la classificazione degli elementi non portanti il criterio «R» è automaticamente soddisfatto qualora siano soddisfatti i criteri «E» ed «I».*

Vi può essere inoltre in alcuni casi un quarto criterio, la resistenza all'urto, indicato con M, in modo che in caso di collasso sotto incendio da un lato della parete si eviti l'innescò dell'incendio all'altro lato (UNI 1999); si possono inoltre adottare, ove richiesto, criteri di deformabilità della strutture portanti (CEN/TC 250 2005b).

In generale, il processo della progettazione al fuoco consiste dei seguenti momenti: (CEN/TC 250 2005a, D. Min. Int. 2007c):

- selezione dello scenario d'incendio di progetto appropriato;
- determinazione dei corrispondenti incendi di progetto;
- calcolo dell'evoluzione della temperatura negli elementi strutturali;
- calcolo del comportamento meccanico della struttura esposta al fuoco.

La valutazione dell'azione termica da considerare nel calcolo avviene in seguito all'adozione di uno scenario di incendio, cioè (D. Min. Int. 2007c):

*Descrizione qualitativa dell'evoluzione di un incendio che individua gli eventi chiave che lo caratterizzano e che lo differenziano dagli altri incendi. Di solito può comprendere le seguenti fasi: innesco, crescita, incendio pienamente sviluppato, decadimento. Deve inoltre definire l'ambiente nel quale si sviluppa l'incendio di progetto ed i sistemi che possono avere impatto sulla sua evoluzione, come ad esempio eventuali impianti di protezione attiva.*

La Figura 1 rappresenta schematicamente le fasi menzionate nella definizione. La fase di flashover, o accensione, è definita come lo sviluppo di fiamma simultaneo da tutti i carichi d'incendio presenti in un compartimento<sup>1</sup>.

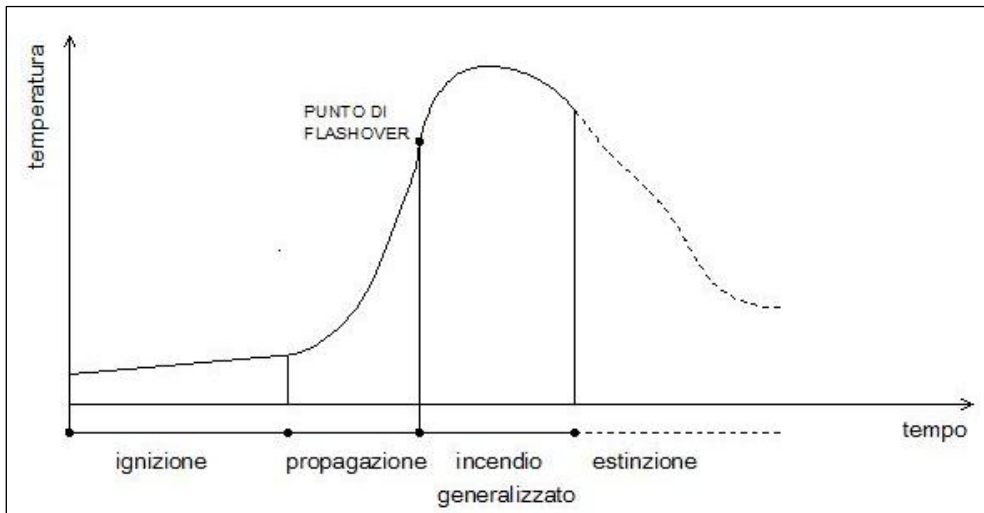


Fig. 1 Rappresentazione schematica dell'evoluzione di un incendio

In senso stretto, l'adozione di uno scenario d'incendio consiste nella scelta di una curva tempo-temperatura che definisce l'evoluzione dell'incendio nel corso del quale i requisiti prefissati nel progetto devono essere mantenuti (incendio convenzionale di progetto). Tuttavia lo sviluppo attuale della progettazione antincendio o *Fire Safety Engineering* (Anchor et al. 1986, Bukowski e Babrauskas 1994, Buchanan 2001, Sassu 2007, Setti 2008, Ponticelli et al. 2008), soprattutto relativamente ai problemi dei grandi ambienti suscettibili di affollamento, tende a prendere in considerazione una definizione globale di scenario, avvalendosi degli strumenti dell'analisi del rischio ed includendo il problema dell'evacuazione dell'ambiente e del soccorso, e considerando quindi la presenza di procedure di prevenzione in atto e di sistemi di protezione attiva (impianti antincendio), il tempo di intervento dei vigili del fuoco, la propagazione dei fumi. Esistono nelle norme diversi scenari tipo; l'Eurocodice raccomanda che la scelta dello scenario d'incendio avvenga in seguito ad una valutazione di rischio (CEN TC 250 2005a).

La verifica di resistenza meccanica può essere compiuta, alternativamente:

- nel dominio del tempo (la resistenza al fuoco calcolata  $t_{fi,d}$  deve essere superiore al tempo di resistenza al fuoco richiesto  $t_{fi,requ}$ ):

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (1)$$

- nel dominio delle resistenze (nella situazione fuoco, la resistenza dell'elemento  $E_{fi,d,t}$  all'istante  $t$  deve superare gli effetti delle azioni  $R_{fi,d,t}$ ):

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad (2)$$

- nel dominio delle temperature (la temperatura di progetto del materiale  $\Theta_d$  non deve raggiungere il valore critico di progetto  $\Theta_{cr,d}$ ):

$$\Theta_d \leq \Theta_{cr,d} \quad (3)$$

L'evoluzione generale del quadro normativo ha visto l'introduzione, nell'ultimo decennio, dell'approccio probabilistico-prestazionale alla progettazione, definito nel decreto del 9 maggio 2007 come 'approccio ingegneristico'. Ciò è avvenuto a livello europeo a partire dagli Eurocodici (CEN TC 250 2004, 2005a-b), ed in Italia con i decreti emanati nel 2007 (D. Min. Int. 2007a-b-c) e la Circolare 1968/2008 (Circ. Min. Int. 2008), i quali hanno soppiantato la precedente disciplina, di tipo deterministico-prescrittivo, contenuta nella Circolare 91/1961 (Circ. Min. Int 1961) rimasta in vigore per oltre quarant'anni. Il quadro dei metodi di calcolo disponibili

(Figura 2) include, accanto alla possibilità di ricorrere alla sperimentazione diretta ed ai metodi prescrittivi tabellari, metodologie di tipo analitico basate sul calcolo agli elementi finiti e sulla disponibilità di informazioni sulle proprietà dei materiali alle alte temperature.

Il vantaggio principale dei metodi analitici è l'applicabilità (a differenza dei metodi sperimentali e tabellari) non solo al singolo elemento, ma anche a parti di strutture o ad intere strutture; consistono in procedimenti di analisi strutturale alla cui base sta l'elaborazione di un modello che riproduca la prestazione al fuoco attesa (risposta termica e risposta strutturale).

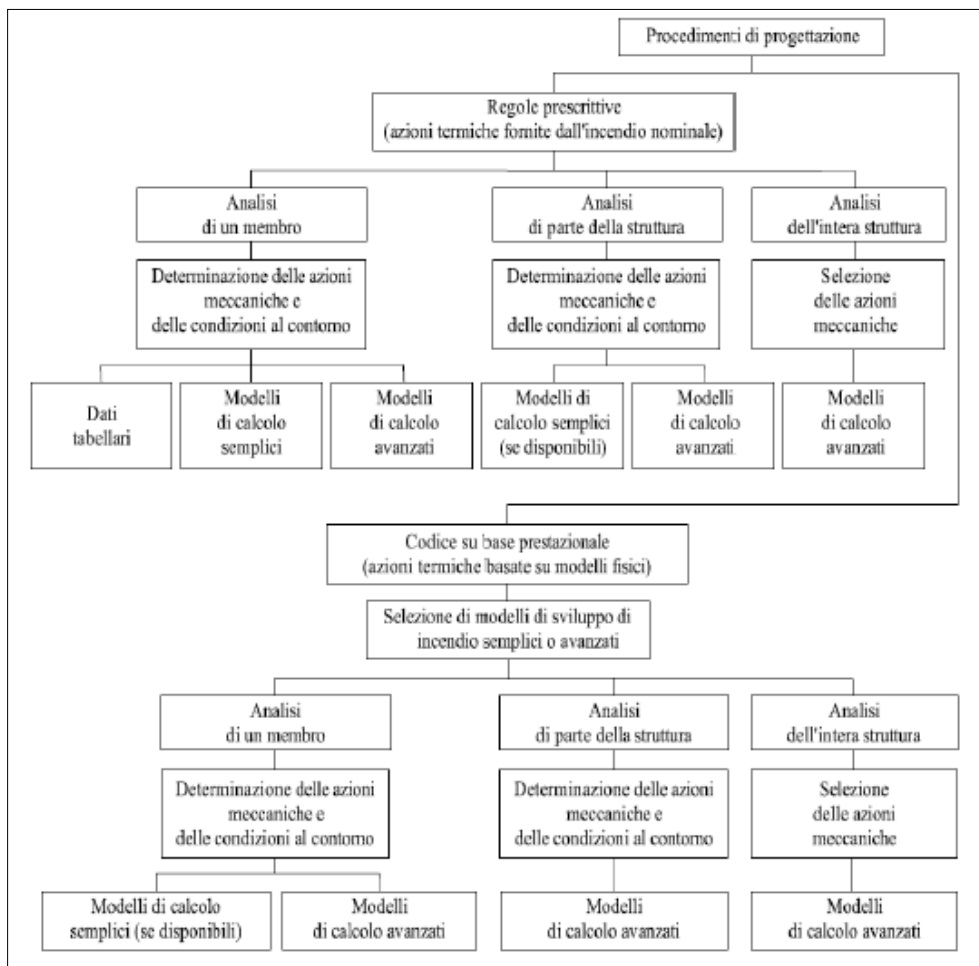


Fig. 2 Metodi e procedimenti progettuali secondo l'Eurocodice (CEN TC 250 2004, 2005b)

### 1.2.2 *Curve di incendio*

Le regolamentazioni delle prove al fuoco degli elementi costruttivi oggi adottate nei diversi Paesi, finalizzate a misurare il tempo di resistenza al fuoco, sono sostanzialmente simili. La prova al fuoco generalmente consiste, nel caso degli elementi murari, nell'esposizione di un lato dell'elemento alle alte temperature, per mezzo di un apposito forno. Si ricordano in particolare per l'Europa la norma ISO 834 (ISO 1975), per gli Stati Uniti la ASTM E119 (ASTM 1995) e per l'Australia la AS 1530.4 (AS 1990). Questi protocolli di prova regolano:

- gli scopi ed il campo di applicazione delle procedure indicate;
- il controllo delle condizioni di prova: procedure di simulazione dell'incendio attraverso una curva tempo-temperatura (la prova al fuoco vera e propria) e dell'eventuale spegnimento (prova di spegnimento, per mezzo di un naspo);
- le caratteristiche del forno di prova;
- la misurazione delle temperature sulle superfici dell'elemento provato;
- il contenuto del rapporto di prova;
- le dimensioni e le caratteristiche di preparazione dei provini;
- l'applicazione dell'eventuale carico e le condizioni di vincolo ai bordi durante la prova;
- l'eventuale durata massima e i criteri di superamento della prova.

La curva tempo-temperatura che oggi è detta 'standard ISO', pubblicata per la prima volta nel 1918 negli Stati Uniti, è stata adottata come scenario d'incendio per la situazione degli edifici civili in tutti i principali protocolli di prova al fuoco, ed altresì nelle norme di progettazione al fuoco, costituendo per molti anni l'unico modello di incendio nel corso della quale i requisiti di progetto devono essere mantenuti. I test per la messa a punto di questa curva (Bukowski 2006) simulavano un compartimento con funzione di ufficio, adoperando combustibile di natura cellulosica; le condizioni al contorno prescindevano, in favore di sicurezza, dalla possibilità di spegnimento dell'incendio e dai fattori che influenzano il tasso di combustione (presenza di aperture, ventilazione, forma del combustibile, proprietà termiche delle pareti). Di conseguenza, la curva standard ISO presenta un andamento monotono crescente e corrisponde alla rappresentazione di una tra le infinite possibili condizioni di esposizione all'incendio; infatti, per l'influenza di quei fattori non considerati nell'elaborazione dello standard, gli incendi reali possono avere, rispetto alla curva ISO:

- fasi di sviluppo iniziale di diversa durata e velocità;
- se lo sviluppo iniziale è più rapido, temperature massime più alte;

- una fase finale di estinzione, che dipende dalle modalità di spegnimento e che nella curva standard non è rappresentata.

Nella Figura 3 la curva ISO è posta a confronto con le altre curve nominali presenti nella normativa antincendio considerata (curva nominale esterna, per incendi che coinvolgono strutture poste all'esterno del compartimento interessato dall'incendio; curva degli idrocarburi, per impianti petrolchimici o per incendi in cui è rilevante la combustione di idrocarburi).

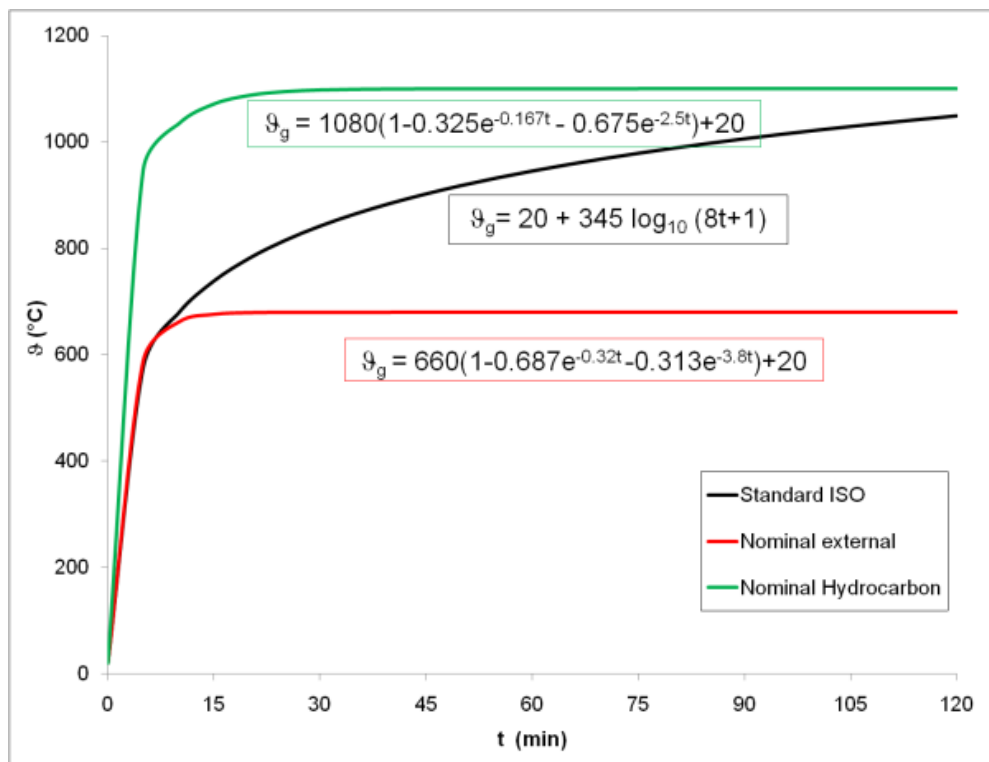


Fig. 3 Curve descrittive di scenari di incendio standard (curve nominali)

La relazione fra l'incendio standard e gli incendi naturali è stata indagata secondo il concetto di severità dell'incendio (Ingberg 1928). Ingberg ricavò relazioni sperimentali fra carico di incendio e durata dell'incendio standard; sotto l'ipotesi, detta 'di severità equivalente', che se le aree sottese dalla curva tempo-temperatura di due incendi sono uguali, allora le severità degli incendi sono uguali, si può correlare la severità dell'incendio reale al tempo di resistenza richiesto, e cioè: la durata dell'incendio standard determinata da una certa quantità di combustibile esprime la resistenza richiesta, valida per il generico incendio reale di severità (e cioè area) non superiore a quella dell'incendio standard, nel limite della durata in



questione. Su ciò si fonda il metodo del tempo equivalente per il calcolo della resistenza al fuoco (La Malfa 2005). Secondo questo concetto, la curva nominale ISO rappresenta un incendio molto severo e ciò appunto ne giustifica l'applicazione in favore di sicurezza. Tuttavia, definire la severità dell'incendio solo tramite la correlazione tra carico d'incendio, tempo e temperatura è in parte errato, in primo luogo perché la relazione fra la temperatura ed il flusso termico radiativo trasmesso dall'incendio, e quindi l'energia assorbita dalla superficie dell'elemento esposto, è in realtà non lineare, secondo la legge di Stefan-Boltzmann (Drysdale 1999); inoltre, l'influenza della ventilazione e delle proprietà termiche delle pareti non è trascurabile, benché non facilmente quantificabile. A titolo di esempio, in Figura 4 si confrontano, al variare del carico totale di incendio  $M_f$  (kg) i valori di resistenza al fuoco  $t_f$  (min) calcolati per un compartimento delle seguenti caratteristiche: superficie del pavimento  $A_f = 20$  m<sup>2</sup>, superficie delle aperture  $A_v = 1.8$  m<sup>2</sup>, superficie al netto dei fori  $A_T = 85$  m<sup>2</sup>, altezza dell'apertura  $H = 1.2$  m ed inerzia termica delle pareti  $k \cdot \rho \cdot c_p = 1.01 \cdot 10^6$  W<sup>2</sup>s / m<sup>4</sup>K<sup>2</sup> (si sono adottati valori di conducibilità termica  $k$ , densità  $\rho$  e calore specifico  $c_p$  tipici per la muratura).

Oltre alla tendenza lineare dei dati di Ingberg (1928), sono state adoperate le seguenti formulazioni, riportate da Drysdale (1999):

- formula di Law, che tiene conto dell'effetto della ventilazione:

$$t_f = \frac{M_f}{(A_v A_T)^{1/2}} \quad [\text{min}] \quad (4)$$

- formula di Petterson, ove  $C$  dipende dall'inerzia termica delle pareti e nel presente caso vale  $0.07 \text{ h} \cdot \text{m}^{3/4} / \text{kg}$

$$t_f = 0.31 \cdot C \frac{M_f}{(A_v A_T \sqrt{H})^{1/2}} \quad [\text{h}] \quad (5)$$

- formula di Gross, in cui il coefficiente  $K$  può essere assunto pari ad 1.3.

$$t_f = K \frac{M_f}{A_f} \cdot \frac{A_f}{(A_v A_T)^{1/2}} \quad [\text{min}] \quad (6)$$

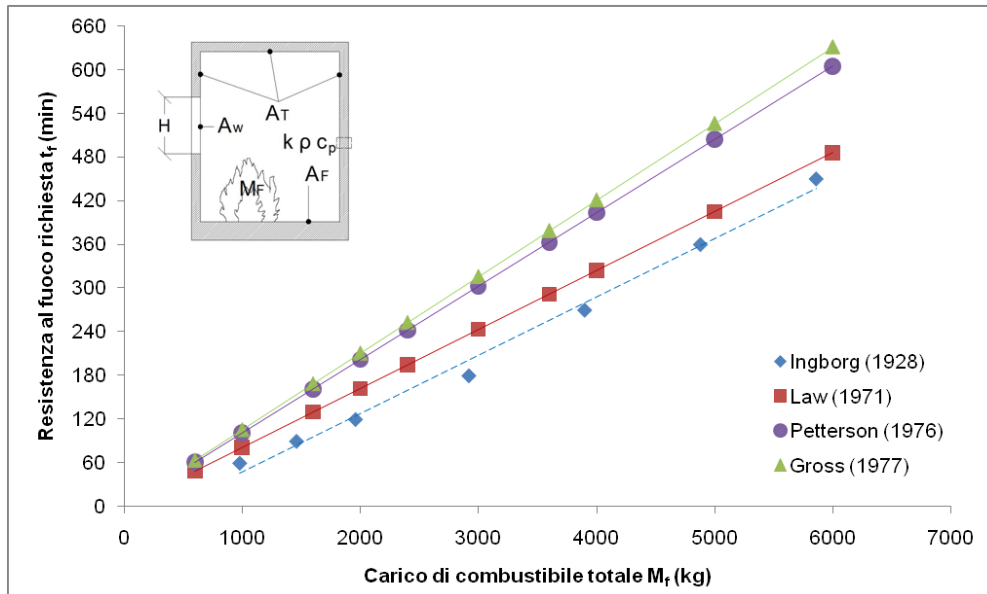


Fig. 4 Confronto applicativo di alcune espressioni analitiche della resistenza al fuoco

Si nota quindi che le formulazioni empiriche della resistenza al fuoco che tengono conto delle condizioni al contorno porgono generalmente risultati conservativi. Ciò ha sollevato la necessità di mettere a punto curve tempo-temperatura più aderenti ai casi reali. Nelle norme tecniche più recenti (CEN/TC 250 2005a, D. Min. Int. 2007a-b-c) è stata introdotta la possibilità di modellare l'incendio convenzionale di progetto tramite curve parametriche, ossia modelli semplici di fuoco basati su un limitato campo di applicazione dei parametri fisici che li caratterizzano; ad esempio le curve di Wickström, adottate nell'Eurocodice 1, e di Petterson (Lamont et al. 2004), sono rappresentazioni della fase post flashover e di raffreddamento, ed analogamente alle formulazioni della resistenza al fuoco sopra citate sono funzioni del carico di incendio, delle proprietà termiche delle pareti, della superficie totale e della superficie di ventilazione del compartimento. Il grafico riportato in Figura 5 pone a confronto la curva standard ISO con le curve di Wickström determinate per diversi valori del carico di incendio riferito alla superficie e per gli stessi dati dimensionali e fisici del compartimento ipotizzati nel calcolo precedente (Figura 4). A titolo di riferimento, nella Tabella 3 sono raccolti i carichi di incendio (valori del frattile corrispondente al 95%) per funzione dell'edificio pubblicati nelle norme statunitensi BMS 92 del 1942 e BMS 149 del 1957 citati da Bukowski (2006), e quelli presentati nel Fire Code Reform Research program del governo australiano (Fire Code Reform 1999).

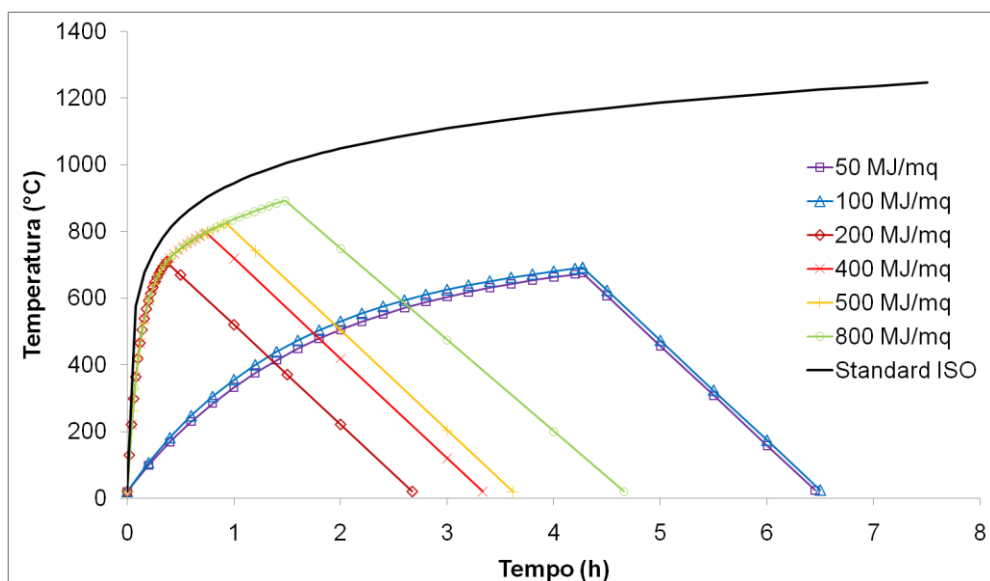


Fig. 5 Curve parametriche tempo-temperatura a confronto con la curva nominale ISO

Funzione	Carico di incendio (MJ/m <sup>2</sup> )	
	BMS 92 e BMS 149	Fire Code Research
Abitazione	1145	1600
Ospedale	425	570
Magazzino di ospedale	1800	-
Stanza d'albergo	1227	800
Ufficio	1366	1760
Negozi	1064	2000
Bottega artigiana	1096	1440
Magazzino	1497	13300
Biblioteca	2888	-
Scuola	916	-

Tabella 3

L'uso delle curve parametriche presenta le seguenti limitazioni:

- compartimenti fino a 500 m<sup>2</sup> di superficie in pianta, senza aperture nelle coperture e con altezza massima fino a 4 m;
- inerzia termica  $\alpha$  :  $1 \cdot 10^4 \leq \alpha \leq 4.84 \cdot 10^6$   
con  $\alpha = kp c_p$  (W<sup>2</sup>s / m<sup>4</sup>K<sup>2</sup>)
- fattore di apertura O:  $0.02 \leq O \leq 0.2$

con  $O = (A_v \sqrt{h_{eq}}) / A_t$  ( $m^{1/2}$ ),  $h_{eq}$  media pesata delle altezze delle finestre ed  $A_t$  area totale delle superfici del compartimento incluse le finestre;

- carico di incendio relativo all'area totale  $q_{td}$ :  $50 \leq q_{td} \leq 1000$

con  $q_{td} = (q_{fd} A_f) / A_t$  ( $MJ/m^2$ ),  $q_{fd}$  carico d'incendio relativo all'area in pianta.

La rilevanza di tali limitazioni è evidente, se si considera soprattutto la prescrizione relativa al carico di incendio (cfr Tabella 3). Il Centro di Ricerca Congiunta della Commissione Europea (*European Commission Joint Research Centre*) ha riconosciuto la necessità di ulteriore sviluppo della ricerca prenormativa in relazione agli obiettivi di migliorare l'applicabilità della modellazione semplificata dell'incendio e di aggiornare le tabelle del carico d'incendio contenute nell'allegato E dell'Eurocodice 1 (Kruppa et al., 2008).

### 1.2.3 Proprietà dei materiali

I metodi di calcolo avanzati, che consistono dell'analisi della risposta termica e meccanica della struttura, devono considerare:

- nell'analisi della risposta termica: le azioni termiche (CEN/TC 250, 2005a), le proprietà termiche dipendenti dalla temperatura ed ove appropriato la non uniformità dell'esposizione e la trasmissione del calore tra elementi adiacenti della costruzione; si può trascurare, in favore di sicurezza, l'influenza del contenuto d'acqua nella muratura;
- nell'analisi della risposta meccanica: le non linearità geometriche, le proprietà meccaniche dipendenti dalla temperatura e lo stato deformativo-tensionale dovuto all'espansione termica.

Le proprietà termiche della muratura (densità  $\rho$ , conducibilità termica  $k$  e calore specifico  $c_p$ ) sono fornite negli allegati nazionali all'Eurocodice. Le proprietà meccaniche della muratura alle alte temperature possono essere definite mediante sperimentazione diretta o dati disponibili di comprovata affidabilità. In alternativa, si possono assumere sia per le proprietà termiche sia per le proprietà meccaniche i valori indicati nell'allegato D relativo ai metodi di calcolo avanzati (CEN/TC 250, 2005b), ove, in dettaglio, sono riportate le variazioni, rispetto alla temperatura, di conducibilità termica, calore specifico, deformazione termica e legame sforzo-deformazione di blocchi di laterizio e calcestruzzo. La norma assume che la densità dei materiali sia indipendente dalla temperatura. Nelle Figure 6 e 7 sono riportati il grafico deformazione termica - temperatura ed il legame  $\sigma$ - $\varepsilon$  dipendente dalla temperatura secondo i dati forniti dall'Allegato D, per i laterizi caratterizzati da densità  $\rho = 900 \div 1200$   $kg/m^3$  e resistenza a compressione  $f_c = 12 \div 20$  MPa; i diagrammi delle Figure 8, 9 e 10 mostrano un confronto sulle variazioni delle

proprietà termiche, basato sulle informazioni contenute negli Eurocodici 2 (CEN/TC 250, 2004) e 6, fra laterizi, blocchi in calcestruzzo (silicato di calcio con  $\rho = 900\div 1200 \text{ kg/m}^3$  e  $f_c = 12\div 20 \text{ MPa}$ , e calcestruzzo alleggerito con  $\rho = 600\div 1000 \text{ kg/m}^3$  e  $f_c = 4\div 6 \text{ MPa}$ ) e calcestruzzo normale con inerti calcarei ( $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$  e  $f_c = 30 \text{ MPa}$ ). Per la conducibilità termica del calcestruzzo sono stati presi i valori medi fra i limiti posti nell'Eurocodice 2 § 3.3.3. Le Figure da 11 a 14 pongono a confronto invece le proprietà meccaniche per gli stessi materiali, essendo  $f_c$  la resistenza a compressione,  $\varepsilon_{c1}$  la deformazione a sforzo massimo e  $\varepsilon_{cu}$  la deformazione ultima 20°C; il pedice  $\theta$  indica la temperatura considerata (100, 200, 300°C ecc.).

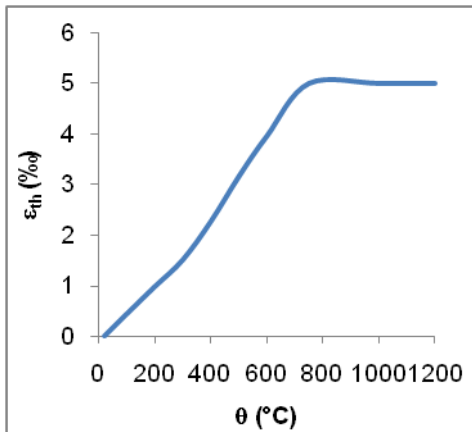


Fig. 6 Deformazione termica – laterizi

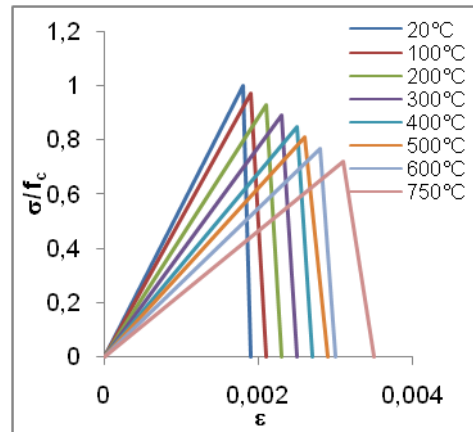


Fig. 7 Leggi  $\sigma / f_c - \varepsilon$  – laterizi

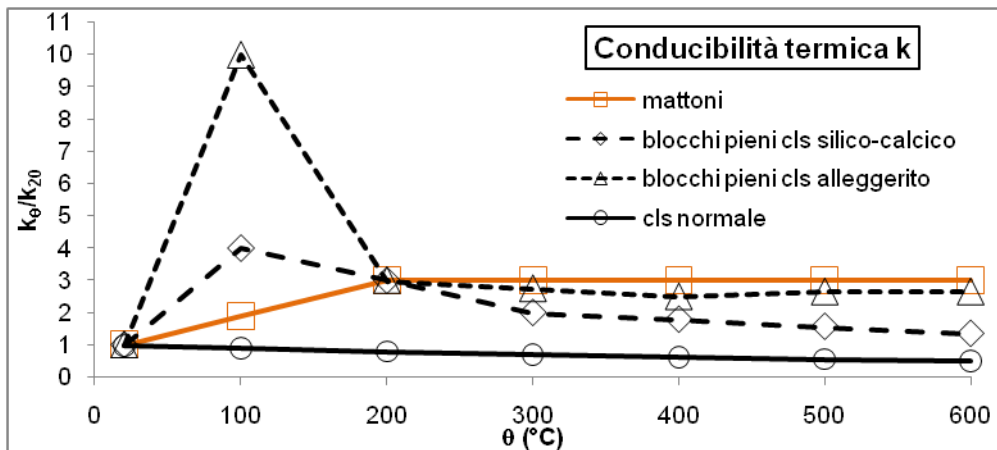


Fig. 8 Confronto della conducibilità termica alle alte temperature

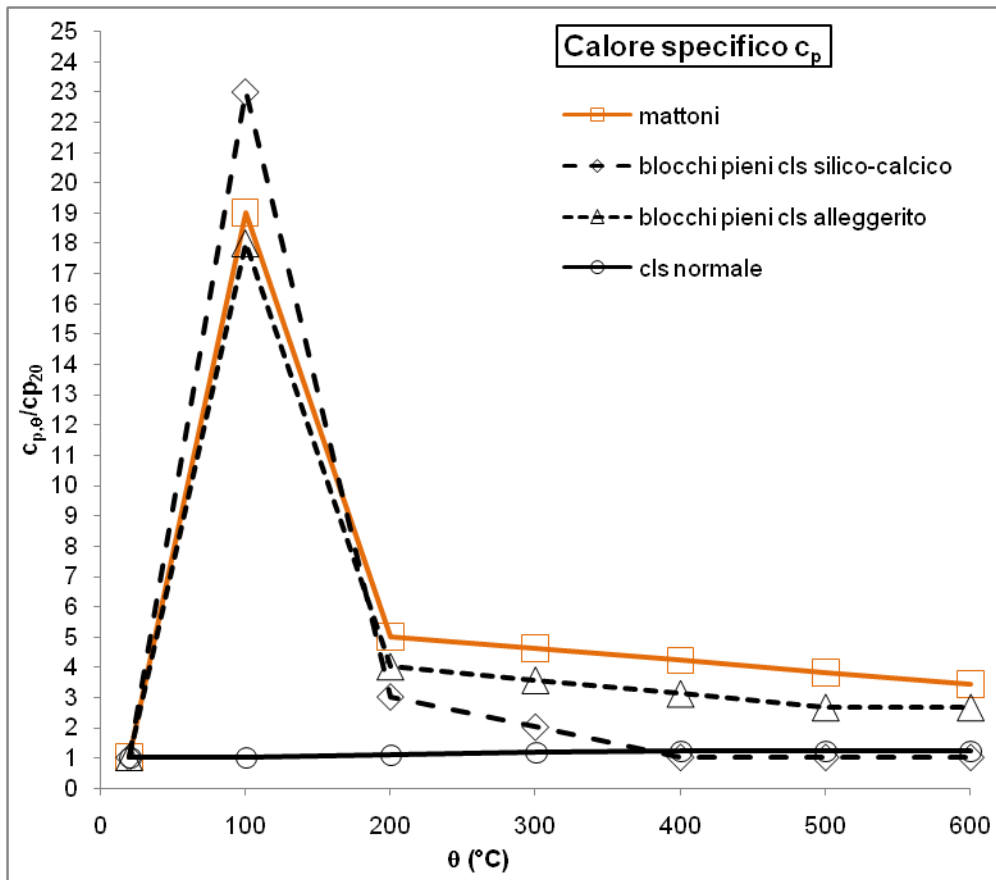


Fig. 9 Confronto del calore specifico alle alte temperature

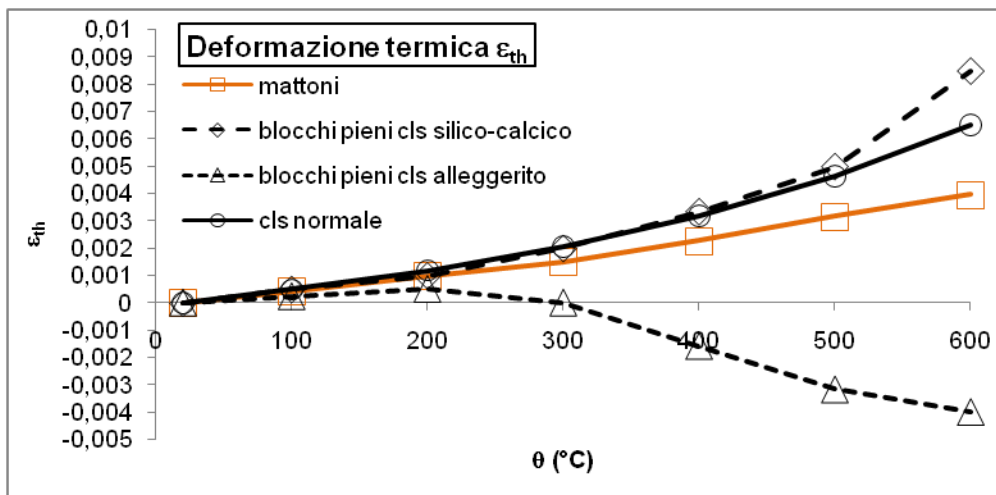


Fig. 10 Confronto della deformazione termica alle alte temperature

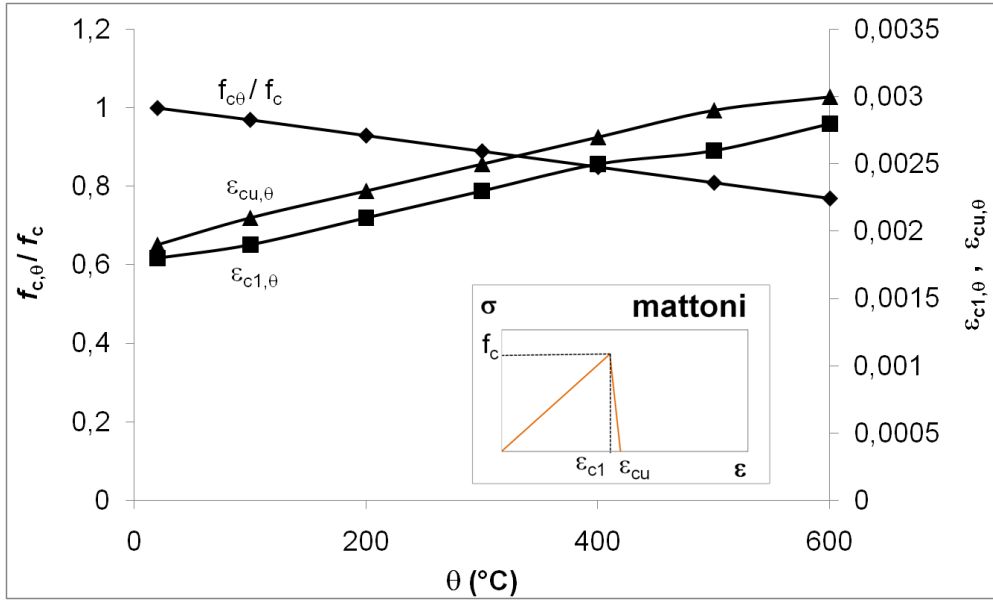


Fig. 11 Proprietà meccaniche ad alte temperature (EC 6) - mattoni

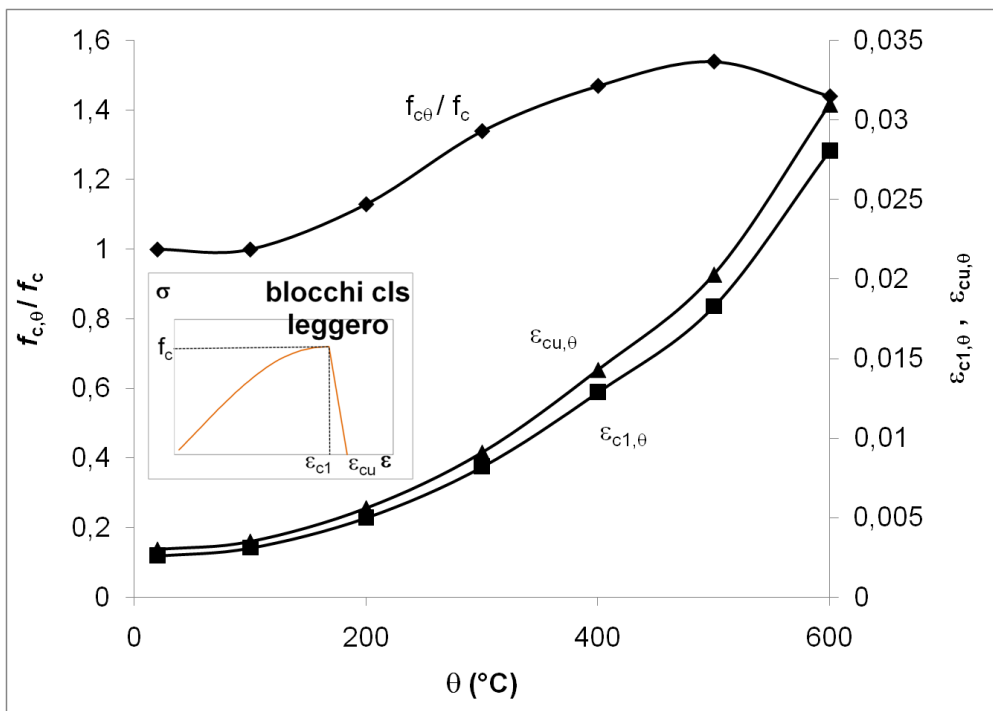


Fig. 12 Proprietà meccaniche ad alte temperature (EC 6)- blocchi di calcestruzzo alleggerito

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

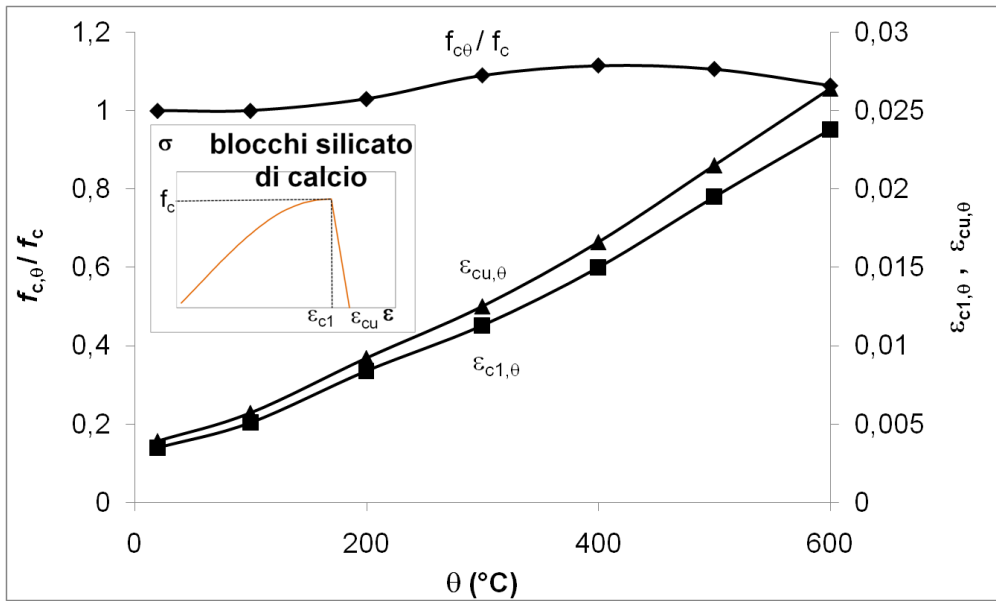


Fig. 13 Proprietà meccaniche ad alte temperature (EC 6) - blocchi di silicato di calcio

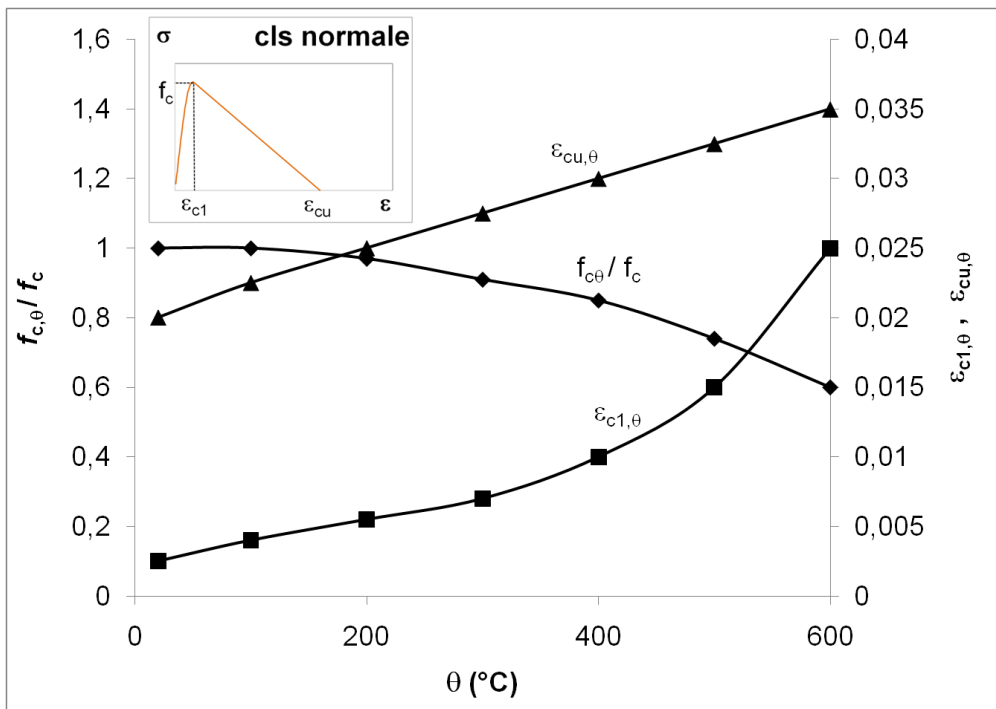


Fig. 14 Proprietà meccaniche ad alte temperature (EC 2) -calcestruzzo normale



#### 1.2.4 *Incendio e beni architettonici*

Si ricordano, particolarmente in Italia, i seguenti eventi di incendio che hanno interessato strutture storiche e monumentali (Nassi e Marsella 2008):

- Torino, palazzina di Stupinigi (1989): danni alla copertura;
- Bari, Teatro Petruzzelli (1991): distruzione di tutte le strutture interne e del tetto;
- Brescia, Duomo (1992): danni alle opere d'arte contenute;
- Venezia, Teatro La Fenice (1996): distruzione di tutte le strutture interne e del tetto;
- Torino, Duomo e Palazzo Reale (1997): danni alla Cappella della S. Sindone;
- Venezia, chiesa di S. Geremia (1998): danni al paramento lapideo della facciata;
- Caserta, Reggia (1998): lievi danni nel sottotetto;
- Roma, Accademia di Francia a Trinità dei Monti (1999): principio d'incendio senza danni;
- Milano, Teatro La Scala (2002): principio d'incendio;
- Venezia, Molino Stucky (2003): crollo di parte delle strutture murarie;
- Roma, chiesa del Carmine (2007): danni agli arredi.

La vulnerabilità all'incendio degli edifici di interesse storico ed artistico è fondata essenzialmente sui seguenti fattori (Rossi 2003):

- caratteri intrinseci costruttivi e funzionali dell'edilizia storica (presenza di strutture lignee, abbondanza di materiali combustibili, mancanza di compartimentazione antincendio);
- difficoltà di adeguamento alle misure antincendio a causa di esigenze estetiche e di conservazione;
- frequenti lavori di manutenzione (fra gli incendi sopra citati, quasi tutti hanno avuto origine in corrispondenza di cantieri di restauro aperti);
- frequente estensione del vincolo di legge ad interi centri storici;
- gravità delle possibili conseguenze di un incendio che minaccia beni irripetibili di interesse pubblico.

Attualmente in Italia manca una normativa aggiornata di progettazione al fuoco specifica per gli edifici facenti parte del patrimonio dei beni storico-artistici tutelati ai sensi della legge 1089/1939. Vi sono due norme di carattere prescrittivo che disciplinano i casi molto frequenti degli edifici pubblici di pregio storico ed artistico destinati alle funzioni di museo ed esposizione (D. Min. BB. CC. AA. 1992) e di biblioteca ed archivio (D. P. R. 1995).

Il decreto 569/1992 segnala al progettista gli obblighi, per musei, gallerie, esposizioni e mostre, relativi all'affollamento, alle vie di esodo, alla comunicazione

con ambienti ove si svolgono attività diverse (obbligo di installazione di elementi divisorii REI 120), alla limitazione del carico di incendio qualora si amplino le attività esistenti, alle caratteristiche di ventilazione e al carico di incendio dei depositi; consente solo per attività di cantiere l'utilizzo di fiamme libere. Il D.P.R. 418/1995 riguarda specificamente le biblioteche e gli archivi all'interno di edifici di pregio e conferisce rilevanza all'obiettivo della salvaguardia delle cose (edificio e beni culturali in esso contenuti), al pari della sicurezza degli utenti. Sostanzialmente, vi sono per le biblioteche gli stessi divieti e prescrizioni sopra citati per i musei, e ulteriori limitazioni e prescrizioni antincendio, preventive e protettive, per i materiali cartacei contenuti in deposito. Nel caso dei beni architettonici, quindi, l'approccio prestazionale è ancora lontano dalla normativa nazionale in vigore, nonostante il valore e la complessità del patrimonio architettonico italiano; tuttavia si rivelerebbe utile in situazioni in realtà frequenti, quali l'aumento del rischio di incendio introdotto dalla presenza di cantieri ed il ricorso alla deroga nei casi in cui, per esigenze di conservazione e rispetto dei beni da tutelare, sia impossibile ottemperare alle prescrizioni normative (Rossi 2003, Bukowski et al. 2003). Per l'applicazione dell'approccio prestazionale agli edifici di interesse storico-architettonico è necessario prendere in considerazione il suddetto principio di parità fra l'obiettivo della salvaguardia delle cose e la sicurezza delle persone, sancito dal D.P.R. 418/95, e delle peculiarità degli edifici storici che influiscono sulla definizione dello scenario di incendio, in particolare le proprietà ed il comportamento al fuoco dei materiali ed il pregio e l'irripetibilità dei beni sensibili esposti alle conseguenze di un incendio (Nassi 2006).

Anche a livello europeo non esistono specifiche norme per la disciplina antincendio dei beni culturali; vi è una Raccomandazione del Consiglio d'Europa (n. 9 del 23 novembre 1993) per la sicurezza, in senso generale, dei beni culturali. La norma statunitense NFPA 914, aggiornata nel 2007, è attualmente l'unica a configurare un approccio prestazionale all'ambito dei beni culturali, avendo lo scopo di assicurare la protezione dall'incendio e la tutela dell'incolumità delle persone insieme alla preservazione degli elementi, degli spazi e delle caratteristiche che determinano la rilevanza storico-architettonica dell'edificio (Solomon 2008). Questa norma delinea quattro scenari di incendio specifici per gli edifici storici, indicati nell'elenco seguente con 2b, 3b, 4b, 5b, in aggiunta agli otto validi nella norma NFPA 101 per le costruzioni ordinarie (Nassi e Marsella 2008):

- Scenario 1: l'incendio si sviluppa durante una fase ordinaria dell'attività presente nell'edificio.
- Scenario 2: incendio a crescita ultra rapida nella via di esodo più importante, con porte interne aperte. Il problema principale da considerare nello scenario è:

- 2a: l'esodo delle persone
- 2b: gli effetti della rapida propagazione del fuoco sulle strutture, sulle finiture e sui beni da proteggere;
- Scenario 3: incendio in un locale in cui normalmente non sono presenti persone, ma in posizione tale da mettere in pericolo numerose persone in altri locali. Lo scenario di progetto deve simulare la propagazione dell'incendio:
  - 3a: verso l'ambiente suscettibile del massimo affollamento
  - 3b: verso la zona di maggiore interesse per i beni presenti;
- Scenario 4: incendio che inizia in un'intercapedine o controsoffitto non protetto da sistemi di rilevazione o soppressione del principio d'incendio, adiacente ad un locale di grandi dimensioni. Lo scenario di progetto deve simulare la propagazione dell'incendio:
  - 4a: verso l'ambiente suscettibile del massimo affollamento
  - 4b: verso la zona di maggiore interesse per i beni presenti;
- Scenario 5: incendio a crescita lenta, rallentato dai sistemi di soppressione, adiacente ad una zona con affollamento. Lo scenario di progetto deve simulare:
  - 5a: lo sviluppo di un incendio rilevante da un innesco relativamente piccolo
  - 5b: lo sviluppo di un incendio rilevante da un innesco relativamente piccolo a causa del ritardo nell'attivazione della soppressione ed il conseguente rischio per l'area di maggiore interesse per i beni presenti;
- Scenario 6: incendio a crescita rapida in presenza di persone, dovuto al massimo carico di incendio possibile nel corso della normale attività dell'edificio;
- Scenario 7: incendio esterno che interessa l'edificio in esame o ne blocca le vie di esodo o ne rende insostenibili le condizioni interne;
- Scenario 8: incendio come da scenario 1 in un'area in cui i singoli sistemi di protezione sono messi uno alla volta fuori uso.

La NFPA contiene infine linee guida per la valutazione della prestazione al fuoco dei materiali antichi, in cui è adottato il modello concettuale della resistenza al fuoco proposto da Harmathy negli anni '60 (Harmathy 1965) sotto forma delle seguenti dieci regole:

- 1) La resistenza al fuoco di un elemento costruttivo composto da diversi strati è superiore a quella della somma dei singoli strati esposti direttamente al fuoco.
- 2) La resistenza al fuoco non diminuisce con l'aggiunta di ulteriori strati.
- 3) La resistenza al fuoco di una struttura che contiene parti vuote continue è maggiore di quella di una struttura simile e dello stesso peso priva di parti vuote continue.
- 4) Più una cavità è distante dalla zona esposta alle fiamme, maggiori sono gli effetti positivi sulla resistenza al fuoco.

- 5) L'utilizzo migliore dei materiali a bassa conduttività termica è sui lati della struttura che saranno più probabilmente esposti alle fiamme.
- 6) La resistenza al fuoco di strutture non simmetriche rispetto al piano centrale dipende dalla direzione del flusso termico.
- 7) La presenza di umidità, se non determina fenomeni di *spalling*, migliora la resistenza al fuoco.
- 8) Gli elementi portanti (travi) manifestano una resistenza al fuoco maggiore quando sono provati come parti di tetti o solai che quando sono provati come elementi singoli.
- 9) Gli elementi portanti di un tetto o di un solaio possono essere sostituiti da altri elementi portanti che, quando provati separatamente, hanno mostrato una resistenza al fuoco non inferiore a quella dell'insieme strutturale.

Questi fondamenti teorici, elaborati in origine per fornire un approccio alla valutazione qualitativa della resistenza al fuoco alternativa alla sperimentazione diretta, sono adottati per gli edifici storici come spirito di principio e non potrebbero oggi avere un valore normativo (Marsella 2006); soluzioni pratiche sono fornite in una pubblicazione dallo U.S. Department of Housing and Urban Development in cui sono raccolti dati e metodi per il miglioramento delle prestazioni di elementi costruttivi in materiali storici dal XIX secolo alla metà del XX (HUD 2000).

Per il campo della tecnica delle costruzioni, il problema più urgente, in relazione all'applicabilità dell'approccio prestazionale alle strutture storiche, riguarda l'incertezza della risposta strutturale dovuta alla carenza di informazioni sulla costruzione e di dati affidabili sulle proprietà dei materiali, storici e di uso attuale, alle alte temperature, per i quali le ricerche attualmente disponibili sono limitate.

### 1.3 Studi teorici e sperimentali su materiali esposti alle alte temperature e al fuoco

Lo stato dell'arte relativo al tema delle alte temperature e dell'incendio per le strutture in muratura comprende i seguenti filoni di ricerca:

- *Ricerche a carattere sperimentale e/o numerico sulle effettive prestazioni degli elementi di muratura sottoposti ad incendio.*

In ragione dell'impiego diffuso e consolidato degli elementi di muratura aventi funzione di compartimentazione e dell'effettiva mancanza di quantificazione sperimentale delle prestazioni, questi studi sono finalizzati a conferire una fisionomia obiettiva all'affidabilità dimostrata dall'esperienza costruttiva. Per

questo motivo, queste ricerche spesso sono indirizzate allo studio delle murature più tipiche e diffuse nei rispettivi Paesi. Si inserisce in questo gruppo anche la sperimentazione prenormativa sulla resistenza al fuoco.

- *Ricerche per la caratterizzazione fisica e meccanica dei materiali (muratura, malta, calcestruzzo normale e ad alte prestazioni) durante l'esposizione ad alte temperature.*

Sin dagli anni '60, dietro la necessità di sviluppare i metodi per la previsione del comportamento delle strutture sottoposte ad incendio, hanno preso avvio ricerche sperimentali sui parametri termofisici (conduttività, calore specifico, coefficiente di espansione termica e densità) e meccanici (resistenza meccanica, modulo elastico, deformazione corrispondente al massimo sforzo e deformazione ultima), per valutarne la dipendenza dalla temperatura.

- *Ricerche per la caratterizzazione meccanica dei materiali successivamente all'esposizione ad alte temperature.*

Lo stato dell'arte più rilevante ai fini della presente ricerca è ampiamente riferito ai materiali cementizi, in ragione del loro frequente impiego nella costruzione di strutture d'importanza strategica, con requisiti di prestazione all'incendio particolarmente elevati, per le quali devono quindi essere garantite le prestazioni strutturali successivamente all'evento eccezionale.

### 1.3.1 *Comportamento strutturale della muratura esposta al fuoco*

I primi decenni della ricerca sperimentale sulla resistenza al fuoco degli elementi costruttivi (circa 1920-1960, particolarmente negli Stati Uniti, nel Regno Unito ed in Germania) videro la codificazione delle prove standard correntemente usate in Europa, Stati Uniti ed Australia (ISO 1975, ASTM 1995, AS 1990) e la formazione di gran parte delle conoscenze empiriche oggi disponibili. La sperimentazione al fuoco secondo le prove standard rimane oggi lo strumento fondamentale per la validazione dei metodi di calcolo, e per l'ampliamento e l'aggiornamento dei dati tabulati ai quali, nella pratica, i progettisti fanno frequentemente ricorso.

In generale le ricerche disponibili si concentrano sul problema degli elementi murari aventi funzione di separazione; il caso del muro non separante, riscaldato sui due lati, non è contemplato nei protocolli di prova, ove può essere assimilato alla situazione della colonna isolata sotto incendio. Vi sono soluzioni analitiche per determinare la distribuzione delle temperature nello spessore di un elemento sottoposto ad incremento di temperatura su entrambi i lati (Kreith 1975).

In Italia, una importante ricerca si è svolta negli anni '90 (CSE – ANDIL 1995, ANDIL 2002) su varie tipologie di muratura in elementi di laterizio (blocchi con diverse

percentuali di foratura e diversa densità dell'impasto), allo scopo di produrre una proposta di aggiornamento della tabella "Spessori delle pareti tagliafuoco"<sup>2</sup> contenuta nella Circolare 91/1961 allora in vigore. Le prove, condotte secondo le indicazioni della Circolare, hanno stabilito la resistenza al fuoco secondo il criterio REI su 17 pannelli non caricati di 2 x 2 m e di diversi spessori da 8 a 25 cm. La procedura di prova contenuta nella Circolare prevedeva l'esposizione di un lato del pannello all'azione dell'incendio secondo la curva ISO ed aveva una durata massima di 180 minuti, perciò il massimo valore attribuibile era REI 180. Analogamente al protocollo ISO, gli stati limite considerati consistevano in: perdita di stabilità (crisi di stabilità R), passaggio di fumi o gas caldi attraverso il provino (crisi di tenuta, E), raggiungimento della temperatura di 150°C sul lato non esposto (crisi di isolamento I). Per tutti gli elementi provati, il valore di resistenza al fuoco è stato determinato dal criterio I, secondo tre tipi di comportamento (Figura 15):

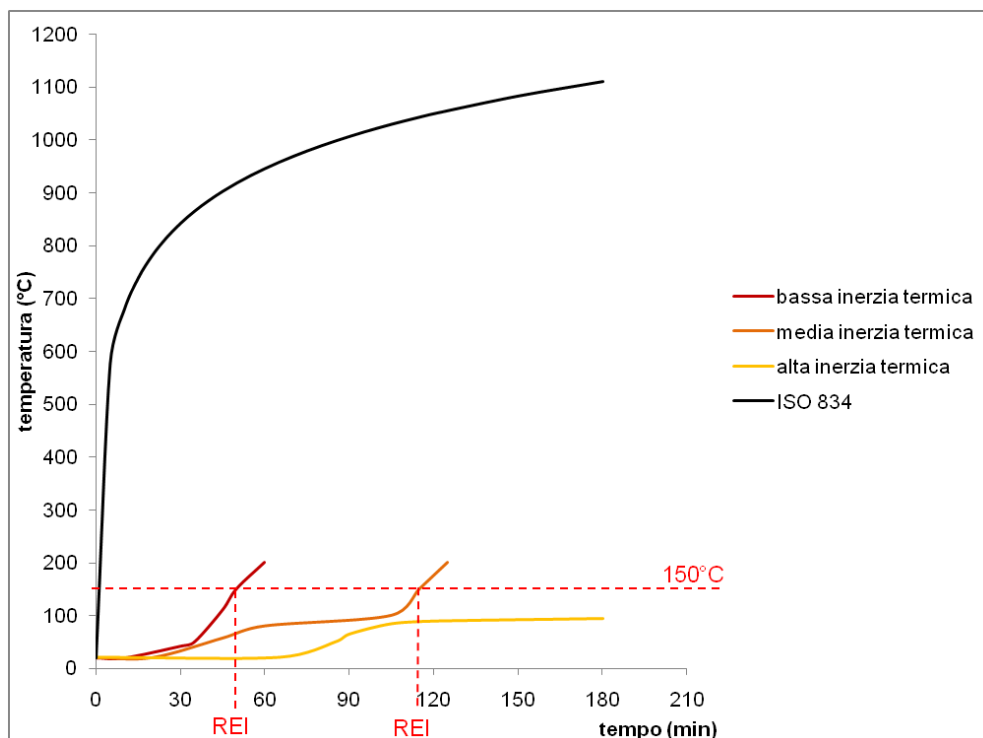


Fig. 15 Confronto fra temperatura esterna (ISO 834) e temperature sul lato non esposto

- pareti di bassa inerzia termica (spessori 6-8-10 cm, foratura > 45%): la temperatura sul lato non esposto inizia ad aumentare dopo circa 10 minuti dall'inizio della prova (superamento dell'inerzia termica) in modo proporzionale alla temperatura del forno, sino a valori REI di 30-60 minuti;

- pareti di media inerzia termica (spessori 12-14-16 cm, foratura > 45%): la temperatura sul lato non esposto inizia ad aumentare a circa 20 minuti dall'inizio della prova; poco prima dei 100°C l'evaporazione dell'acqua contenuta nella parete mantiene quasi costante la temperatura sul lato non esposto per 15-30 minuti, sino alla completa essiccazione del provino. Questo fenomeno determina il raggiungimento del valore REI 120;
- pareti di alta inerzia termica (spessori  $\geq 16$  cm, elementi con tutte le percentuali di foratura considerate): la temperatura sul lato non esposto inizia ad aumentare dopo circa 60 minuti dall'inizio della prova; successivamente, la combinazione dell'effetto dell'inerzia termica e del processo di migrazione dell'umidità porta la temperatura del lato esterno in regime stazionario.

La ricerca CSE-ANDIL, finalizzata all'aggiornamento normativo, non comprende valutazioni numeriche della resistenza al fuoco comandata dalla crisi di isolamento. Sempre a livello nazionale, più recentemente, un'elaborazione teorica analoga al metodo della sezione ridotta (cfr. paragrafo successivo), basata sulla determinazione analitica della distribuzione delle temperature e sull'ipotesi di resistenza a trazione nulla dei giunti orizzontali, è stata applicata allo studio delle tensioni sotto incendio di pilastri in muratura lapidea (Alberini e Cartapati 2003).

Dalla fine gli anni '80, il calcolo agli elementi finiti è stato applicato anche allo studio del comportamento delle strutture esposte al fuoco. Nel caso della muratura, le poche ricerche teoriche e teorico-sperimentali attualmente disponibili sono state portati a termine soprattutto nel Regno Unito ed in Australia, al fine di sviluppare modelli numerici utili all'estrapolazione dei dati sperimentali ed agli studi parametrici del comportamento strutturale sotto incendio. Generalmente, la valutazione del tempo di resistenza al fuoco, delle massime temperature sopportate e dell'andamento delle deformazioni sotto incendio è compiuta su un modello piano della sezione muraria. La situazione del muro sottoposto alla sollecitazione termica dell'incendio su un lato è ricondotta quindi al problema della colonna caricata lateralmente, soggetta al peso proprio ed eventualmente ad un carico assiale, in cui i parametri che governano lo spostamento sotto un dato carico sono le caratteristiche geometriche, le condizioni di vincolo e l'eccentricità del carico.

Il fenomeno deformativo che si riscontra nelle pareti esposte ad elevate temperature su un lato, ossia l'inflessione fuori dal piano verso la sorgente di calore dovuta all'espansione termica della superficie esposta, è noto in letteratura come thermal bowing. Sull'entità di tale fenomeno i dati non sono abbondanti, in quanto i protocolli standard non prescrivono la misurazione degli spostamenti durante l'esecuzione della prova al fuoco; tuttavia l'ultima edizione dell'Eurocodice 6 introduce la possibilità di prevedere nel progetto, su richiesta del committente, criteri di

resistenza basati sulla deformazione sotto incendio accanto a quelli consueti di stabilità, tenuta ed isolamento (CEN/TC 250 2005b). Ricerche sperimentali sulla curvatura di pareti dovuta all'espansione termica del lato esposto sono state compiute su elementi di muratura di mattoni e malta di differenti spessori sottoposti alle alte temperature secondo la procedura standard BS 476 analoga alla ISO 834 (Cooke 1988 e 1996).

Numerose prove condotte negli anni '80 in Australia hanno consentito di indagare il comportamento al fuoco di pareti di muratura in elementi cementizi o di laterizio, portanti e non portanti e a singolo e doppio spessore. Qualitativamente, i risultati complessivi che si evidenziano sono i seguenti (Gnanakrishnan e Lawther 1990):

- nelle murature a singolo spessore, la capacità di isolamento cresce al crescere dell'idratazione della muratura e dello spessore equivalente degli elementi impiegati (dato dal prodotto dello spessore effettivo per la frazione volumetrica dei pieni), tuttavia la presenza dei vuoti introduce discontinuità nella conduzione del calore; le murature di elementi con alte proprietà isolanti possono giungere alla crisi di isolamento per effetto delle caratteristiche del giunto di malta;
- la crisi per perdita di tenuta riguarda soprattutto le murature in elementi cementizi, a causa dell'entità del ritiro che si manifesta oltre i 150°C; anche i blocchi forati in laterizio sono sensibili alla perdita di tenuta, manifestando la tendenza allo spalling. Peraltro, le condizioni al contorno imposte nelle prove standard rendono difficile il manifestarsi della crisi di tenuta prima della crisi di isolamento (l'intelaiatura semirigida esercita un'azione di contenimento);
- in condizioni di alte temperature, le murature portanti non incontrano in genere la crisi per compressione; è bensì lo spostamento orizzontale dovuto al thermal bowing a rendere probabile la crisi per instabilità, ed il collasso avviene generalmente quando lo spostamento massimo in mezzera raggiunge circa l'80% dello spessore.

Studi sperimentali parametrici su elementi portanti di blocchi di calcestruzzo pieni e malta cementizia ha inoltre messo in luce altri fenomeni legati al ruolo, generalmente favorevole, del livello di carico ed all'influenza delle proprietà meccaniche degradate sulle modalità di collasso della muratura portante sotto l'azione delle alte temperature (Nadjai et al. 2003). Un elevato livello di carico esercita un contenimento della deformazione termica e si ha una crescita lenta degli spostamenti orizzontali al crescere della temperatura; il deterioramento meccanico indotto dall'alta temperatura sul lato esposto al fuoco può quindi giungere a provocare una significativa parzializzazione della sezione resistente che determina l'eccentricità del carico verso il lato esposto.



Inoltre, al carico agente si collega al fenomeno del creep transitorio, o deformazione termica indotta dal carico ('transient creep' o LITS, 'load-induced thermal strain'), che è funzione del livello di carico e della deformazione termica (Purkiss 1986) ed esercita un'influenza favorevole sulla resistenza al fuoco (Khoury et al. 1985, Thienel e Rostásy 1996) Questo fenomeno è peculiare dei materiali cementizi (calcestruzzi e malte) sottoposti per la prima volta alle alte temperature sotto carico, e non si manifesta in successivi cicli di riscaldamento; la deformazione da creep transitorio assume entità molto maggiori di quella elastica (Khoury 2000) e contribuisce significativamente alla redistribuzione delle tensioni indotte dall'azione termica.

Ulteriori studi numerico-sperimentali sono indirizzati alla modellazione termo-meccanica della muratura. Per la muratura in blocchi forati portanti in calcestruzzo è stato notato che gli spostamenti verticali ed orizzontali presentano un tratto costante, analogamente all'andamento della temperatura, in corrispondenza dello sviluppo completo del cambiamento di fase dell'acqua contenuta nella muratura (Al Nahhas et al. 2007). Si è osservato, nel caso di pareti non portanti in laterizi forati e malta, che modelli semplici basati sulla trasmissione del calore per conduzione, convezione e irraggiamento forniscono risultati affidabili senza ricorrere alla modellazione accurata dei processi igrometrici relativi alla migrazione dell'acqua allo stato liquido all'interno della struttura porosa dei materiali; l'effetto dell'evaporazione può essere efficacemente preso in considerazione, in sede di analisi numerica, implementando la variazione del calore specifico secondo la temperatura (Nguyen et al. 2009).

Parallelamente alle ricerche sperimentali sopra citate, sono stati sviluppati modelli numerici del comportamento delle murature sottoposte all'azione del fuoco, riferiti alla sezione dell'elemento murario. Il parametro principale su cui avviene il confronto dei dati è lo spostamento massimo in funzione del tempo o della temperatura.

L'elaborazione numerica di Cooke (1996) rappresenta una colonna di materiale omogeneo, implementando la legge costitutiva parabolica a compressione e bilineare a trazione tipicamente usata per il calcestruzzo sottoposto alle alte temperature (CEN/TC 250 2004), ed assume proprietà meccaniche e coefficiente di espansione termica costanti nella temperatura. I risultati dimostrano che sotto questo assunto i risultati si discostano dal dato sperimentale all'aumentare dello spessore murario.

Gnanakrishnan e Lawther (1990) propongono un modello agli elementi finiti in cui i materiali componenti sono rappresentati separatamente mediante elementi in stato piano di deformazione. Il calcolo degli spostamenti dovuti all'azione del carico e delle alte temperature avviene per successivi input della distribuzione istantanea

delle temperature determinata sperimentalmente. Nel modello non si tiene conto del comportamento non lineare dei materiali e l'introduzione della dipendenza dalla temperatura su base sperimentalmente è limitata ai coefficienti di espansione termica, mentre per le proprietà meccaniche è tenuta in conto mediante fattori di riduzione corrispondenti alla temperatura media nel materiale, derivati dai modelli di decadimento allora disponibili, basati sulle ricerche di Anderberg e Thelandersson (1976, cfr paragrafo successivo) e relativi ai materiali cementizi.

Dhanasekar et al (1994) hanno sviluppato un modello termodinamico-strutturale agli elementi finiti per l'analisi del thermal bowing di pareti di muratura, basato su un calcolo semplificato della trasmissione del calore per successivi incrementi in regime stazionario, nell'ipotesi di distribuzione lineare delle temperature attraverso la sezione. A partire dai materiali costituenti, il cui comportamento non lineare è rappresentato attraverso il criterio di rottura biassiale comunemente usato per i materiali cementizi, la muratura in blocchi cementizi e malta è modellata tramite elementi sottili in stato piano di tensione suddivisi in strati in direzione dello spessore murario; in ogni strato sono definiti parametri meccanici differenziati a seconda dei livelli di temperatura e di fessurazione del materiale. La dipendenza delle proprietà meccaniche dalla temperatura è implementata su basi sperimentali.

Anche le modellazioni agli elementi finiti più recenti sono ampiamente basate su modelli di comportamento e relazioni empiriche di decadimento delle proprietà elaborati per il calcestruzzo sotto alte temperature, e sono state applicate anche alla muratura di malta e mattoni. Nadjai et al. (2001, 2003 e 2006) hanno elaborato un modello meccanico in stato piano di tensione che tiene conto anche della non linearità geometrica dovuta agli effetti dei grandi spostamenti nella colonna con carico assiale e degli effetti del livello di carico sulla resistenza a compressione del materiale e sulla deformazione transitoria. Gli studi condotti attraverso tale modello hanno evidenziato l'influenza preminente della snellezza geometrica sull'entità degli spostamenti dovuti alla deformazione termica ed il ruolo determinante, per il verso della curvatura, del livello di carico e dell'eccentricità dovuta all'indebolimento della sezione.

Insieme alla produzione di dati empirici nelle prove di resistenza al fuoco, ed alla loro sistematizzazione nelle tabelle prescrittive degli spessori minimi per classe di resistenza, sono state elaborate formulazioni di calcolo della resistenza al fuoco, basate sui principi che possono considerarsi sintetizzati nelle già citate regole di Harmathy. Questi metodi hanno lo scopo di fornire strumenti utili ad evitare o limitare i costi della valutazione sperimentalmente, ed a superare, ove necessario, i limiti della classificazione tabellare che spesso non può rendere conto della resistenza al fuoco di spessori murari composti da diversi strati eterogenei o con intercapedine;

inoltre, sino a tempi relativamente recenti, i metodi di calcolo numerici assistiti dal computer sono rimasti quasi inaccessibili, per motivi di complessità e di costo, alla maggior parte dei progettisti (Hosser et al. 1994).

Ad esempio, le norme statunitensi avallano un metodo di calcolo elaborato in base ai risultati di prove standard, basato sulla seguente formulazione (BIA 2008):

$$R = (cV)^n \quad (7)$$

in cui  $R$  è il tempo di resistenza al fuoco misurato in ore,  $V$  il volume effettivo (al netto della foratura) per unità di superficie,  $c$  un coefficiente dipendente dal materiale, dall'apparecchiatura muraria e dalle unità di misura e  $n$  un esponente che dipende dal tasso di crescita della temperatura sulla superficie esposta, per cui la norma adotta il valore di 1.7. Nel caso di murature composte da diversi strati di materiale, la (7) diventa

$$R = (c_1 V_1 + c_2 V_2 + \dots + c_i V_i)^n = (R_1^{1/n} + R_2^{1/n} + \dots + R_i^{1/n})^n \quad (8)$$

in cui  $R_1 \dots R_i$  sono i valori noti delle resistenze dei singoli strati. Nel caso dell'inclusione di intercapedini, si aggiunge il contributo favorevole dei vuoti tramite un fattore  $A_i$  che per larghezze dell'intercapedine comprese fra 12.7 e 89 mm vale 0.30 (cioè si considera che ogni vuoto aumenti il tempo di resistenza di circa 20 minuti):

$$R = (R_1^{1/n} + R_2^{1/n} + \dots + R_i^{1/n} + A_1 + A_2 + \dots + A_i)^n \quad (9)$$

Inoltre le norme statunitensi forniscono la possibilità di tenere conto per via analitica della presenza di intonaco, con la conversione dello spessore del rivestimento in uno spessore murario equivalente tramite un moltiplicatore dipendente dal tipo di intonaco (nel caso di rivestimento applicato al lato non esposto) o un contributo esplicito alla resistenza espresso in minuti (rivestimento sul lato esposto).

### 1.3.2 Proprietà dipendenti dalla temperatura

Gli effetti del calore e del fuoco sui materiali da costruzione sono stati studiati dietro la necessità di una migliore comprensione, rispetto a quanto si può ottenere dalle prove al fuoco, del comportamento di strutture in cui i materiali componenti sono soggetti al degrado delle proprietà all'aumentare della temperatura. Il salto di scala dalla resistenza al fuoco della struttura all'effetto del fuoco sul materiale è inoltre uno

strumento utile nel considerare il problema delle differenze tra le condizioni di prova e le condizioni di messa in opera effettiva di un elemento costruttivo (Abrams 1979). Sotto l'aspetto della reazione al fuoco, cioè il grado di partecipazione di un materiale combustibile al fuoco cui è sottoposto, i materiali a base di ossidi metallici o di composti inorganici che genericamente compongono le murature sono incombustibili (classe 0 di combustibilità secondo D. Min. Int. 1985).

I fenomeni fisici e chimici che si verificano nei materiali argillosi sottoposti ad alte temperature, e che sono all'origine del deterioramento meccanico dipendente dalla temperatura, sono stati indagati in particolare per il calcestruzzo ed i materiali a base cementizia, a motivo della necessità di individuare soluzioni di mix design per limitare il deterioramento delle proprietà meccaniche e prevenire i fenomeni di improvviso distacco locale degli strati superficiali degli elementi strutturali esposti alle alte temperature (spalling, in particolare lo spalling esplosivo) (Tabella 4).

Temperatura (°C)	Fenomeni
100	Inizio della perdita di idratazione Incremento dell'inerzia termica
300-400	Dissociazione dell'idrossido di calcio (calce) Punto triplo dell'acqua Disidratazione di alcuni tipi di inerti Inizio della perdita di resistenza meccanica Possibile manifestazione di spalling esplosivo
573	Inversione espansiva del quarzo $\alpha$ in quarzo $\beta$ Forte incremento del creep Il materiale inizia a diventare strutturalmente inefficiente
700	Dissociazione del carbonato di calcio
800	Disidratazione completa del materiale
1200-1400	Fusione del materiale

*Tabella 4*

*Processi fisico-chimici nel calcestruzzo a base di cemento Portland (da Khoury 2000)*

Le ricerche sulle proprietà dei materiali cementizi (calcestruzzi normali e ad alte prestazioni, blocchi per muratura, malte) hanno prodotto sin dagli anni '70 la disponibilità di dati affidabili sul comportamento del materiale sotto le alte temperature. Più recentemente, la regolazione delle metodologie di prova per la caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi alle alte temperature ha ricevuto attenzione specifica (RILEM TC 200-HTC 2007).

Ai fini della presente ricerca, si possono trarre utili considerazioni dai risultati sperimentali di numerosi studi sulle proprietà dipendenti dalla temperatura

(coefficiente di espansione termica, conducibilità termica, modulo elastico, resistenza a compressione, resistenza a trazione, legge sforzo-deformazione) per diversi tipi di calcestruzzo normale e ad alta resistenza e blocchi di calcestruzzo per murature; un numero limitato di studi riguarda le proprietà termoigrometriche e meccaniche di malte cementizie sottoposte ad alte temperature; sulle proprietà dei laterizi alle alte temperature vi sono dati disponibili relativamente alla conducibilità termica ed al calore specifico ed al coefficiente di espansione termica lineare.

Si deve precisare che generalmente, e soprattutto negli studi riguardanti le proprietà residue, la temperatura a cui sono riferite le proprietà è la temperatura massima esterna cui il campione di materiale è sottoposto. Ciò mette in luce l'importanza di considerare l'influenza dell'effetto scala fra i campioni e la struttura reale esposta alle stesse condizioni.

### *Calore specifico e conducibilità termica*

L'evaporazione del contenuto d'acqua dimostra una marcata influenza sull'andamento del calore specifico dei laterizi e del calcestruzzo leggero in funzione della temperatura (Figura 16). L'andamento della conducibilità termica del laterizio rispetto alla temperatura (Figura 17) dimostra un aumento iniziale seguito da una brusca diminuzione del parametro intorno ai 100°C, seguita da una ripresa costante (Harmathy 1961); la conducibilità termica di laterizi forati risente invece dell'inclusione dei vuoti, mantenendosi costante sino a circa 300°C ed in seguito diminuendo rapidamente; a valori termici molto elevati, l'influenza della radiazione attraverso i vuoti induce una ripresa (Nguyen et al. 2009). L'Eurocodice 6 (cfr Figura 8) riporta invece, per i mattoni, valori crescenti sino a tre volte il valore iniziale a 200°C ed in seguito costanti. Fra i diversi tipi di calcestruzzo non si ravvisa una tendenza univoca della conducibilità termica all'aumentare della temperatura; Abrams (1979) riporta andamenti 'limite' per calcestruzzi normali ed alleggeriti, e risultati relativi al calcestruzzo con inerti granitici che indicano un decadimento del parametro non reversibile con il ritorno della temperatura a valori normali (Figura 18); per la pietra calcarea (travertino) si riscontra la diminuzione della conducibilità termica all'aumento della temperatura (Cartapati e Gabbianelli 2002).

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

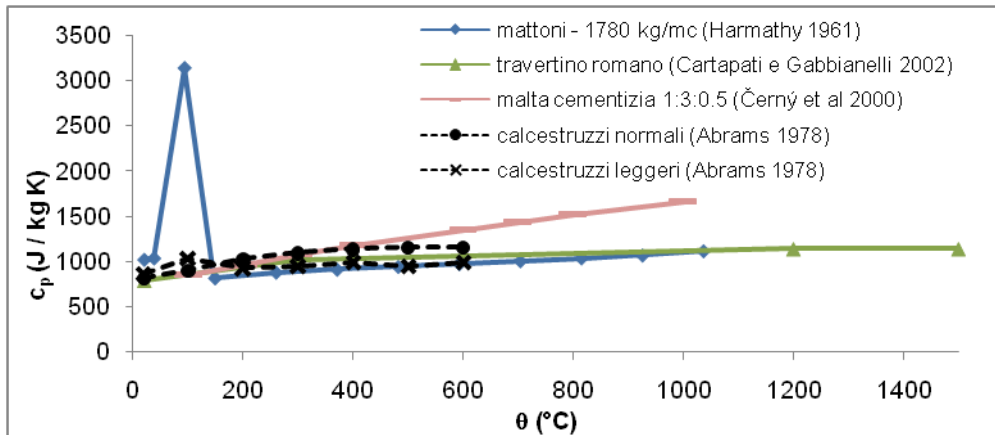


Fig. 16 Dati sul calore specifico in funzione della temperatura

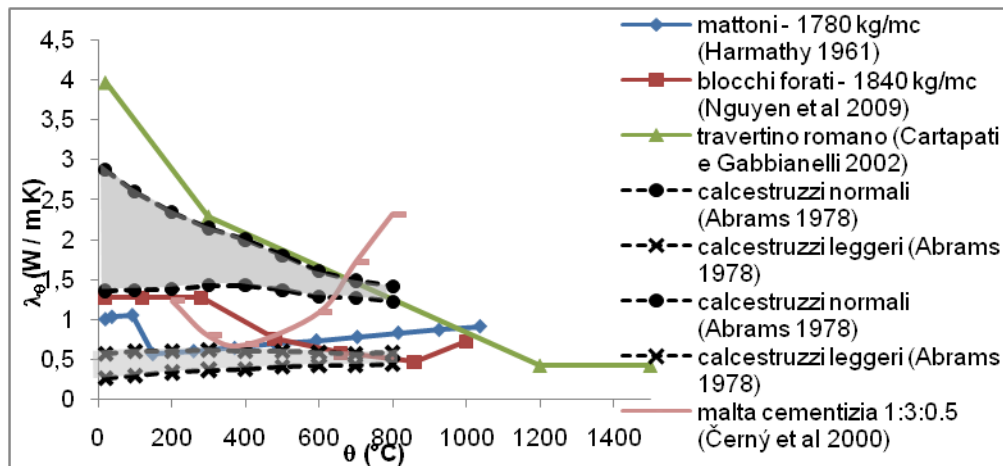


Fig. 17 Dati sulla conducibilità termica in funzione della temperatura

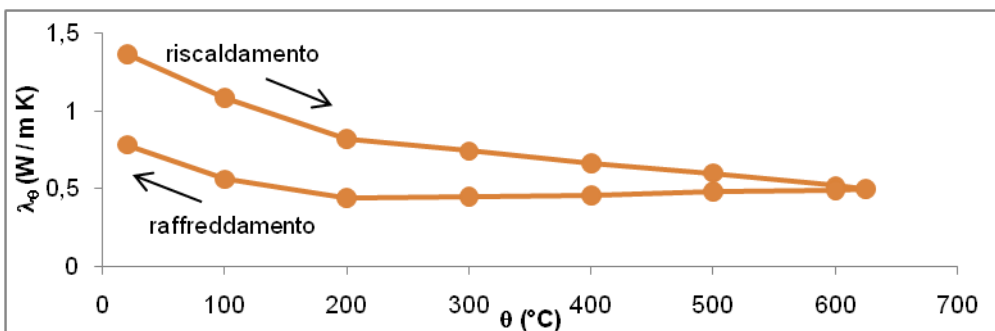


Fig. 18 Conducibilità termica di un calcestruzzo con inerti granitici sottoposto a riscaldamento e raffreddamento (da Abrams 1978)

*Espansione termica lineare*

I laterizi con un alto contenuto di ossido di silicio presentano una fase di rapido aumento intorno alla temperatura di inversione del quarzo  $\alpha$  in quarzo  $\beta$  (573°C). La relazione adottata nell'Eurocodice 6 non sembra evidenziare questo fenomeno (cfr Figura 6). La Figura 19 presenta il diagramma temperatura-deformazione termica di mattoni di differente composizione costruito con i dati di Westman (1928).

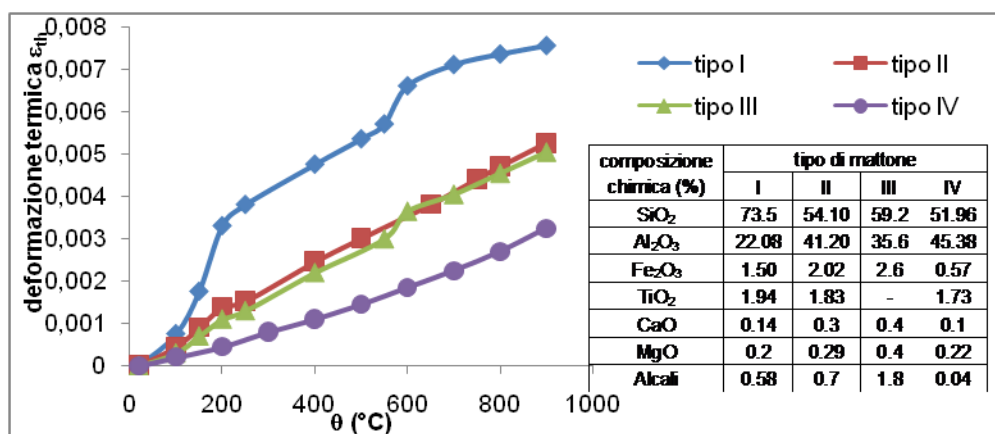


Fig. 19 Deformazione termica di diversi tipi di mattoni (da Westman 1928)

Per la malta a base di cemento Portland, il coefficiente di espansione termica lineare è crescente sino a circa 500°C ed in seguito decresce (Černý et al. 2000, Gnanakrishnan e Lawther 1990). La deformazione termica del calcestruzzo aumenta con la temperatura in modo generalmente non lineare; gli inerti silicei determinano una crescita più marcata rispetto agli inerti calcarei (Abrams 1979). Per i blocchi cementizi (Allen e Harmathy 1973), come per il calcestruzzo normale, la deformazione termica è sensibile al tipo di inerti impiegati (cfr Figura 10); gli inerti vulcanici determinano un coefficiente di espansione termica molto basso ed in alcuni casi negativo (Gnanakrishnan e Lawther 1990). Sia per il calcestruzzo sia per la malta cementizia è stata studiata l'influenza del livello di carico su campioni sottoposti ad alte temperature (Anderberg e Thelandersson 1976, Černý et al. 2000), dimostrando una forte riduzione della deformazione termica all'aumentare del livello di carico. Per il calcestruzzo, un'espressione approssimata della variazione del coefficiente di espansione termica  $\alpha$  con la temperatura  $\theta$  è la seguente (Lie 1992):

$$\alpha = (0.008\theta + 6) \cdot 10^{-6} \tag{10}$$

La Figura 20 riporta il diagramma temperatura-coefficiente di espansione termica lineare basato sui dati sperimentali provenienti dalle diverse fonti.

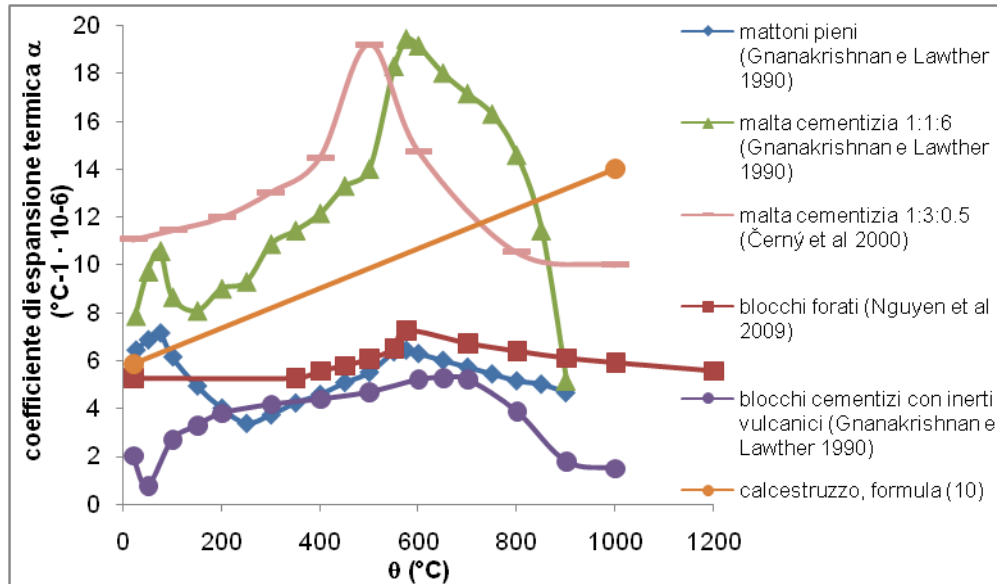


Fig. 20 Relazioni temperatura-coefficiente  $\alpha$  per diversi materiali

#### Modulo elastico

Risultati riportati in Nguyen et al. (2009) indicano, per i mattoni, un aumento della rigidità che si accentua fra 400 e 750°C, seguito da un rapido decadimento, sino a che il modulo elastico può considerarsi nullo a 1000°C. Per quanto riguarda il calcestruzzo, il parametro è soggetto a un calo tendenzialmente esponenziale o lineare al crescere della temperatura; studi compiuti negli anni '60 dimostrano che l'effetto del tipo di inerti è trascurabile (Cruz 1961), e ciò è confermato anche da ricerche più recenti (Xiao e König 2004) Sono disponibili per il calcestruzzo leggi empiriche per il decadimento del modulo elastico secante a  $0.4f_c$ :

- Li e Purkiss (2005):

$$\begin{cases} E_0 = E & \text{per } \theta \leq 60^\circ\text{C} \\ E_0 = [(800 - \theta) / 740] E & \text{per } 60^\circ\text{C} < \theta \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (11)$$

- Li e Guo (1993):

$$\begin{cases} E_0 = E & \text{per } 20^\circ\text{C} < \theta \leq 60^\circ\text{C} \\ E_0 = (0.83 - 0.0011\theta) \cdot E & \text{per } 60^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C} \end{cases} \quad (12)$$



Infine, uno studio relativo alla malta cementizia evidenzia che il modulo elastico incontra al crescere della temperatura un decadimento più rapido di quello del calcestruzzo (Fu et al. 2004). I dati raccolti sono presentati nel grafico di Figura 21.

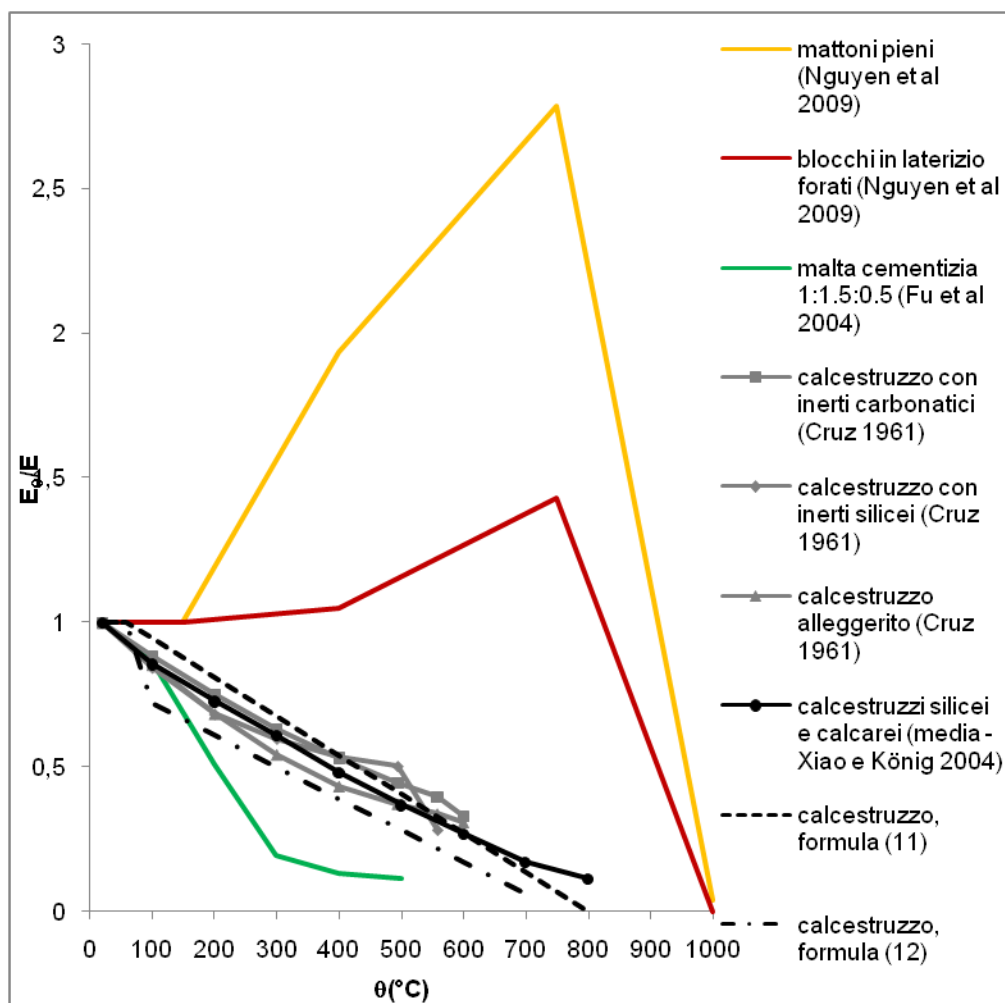


Fig. 21 Relazione  $\theta - E_{\theta}/E$  per diversi materiali

#### Coefficiente di Poisson

Le scarse informazioni disponibili sull'andamento del coefficiente di Poisson al crescere della temperatura, relative a materiali cementizi, non permettono di determinare una tendenza chiara. Alcune ricerche forniscono le seguenti indicazioni:

- calcestruzzo normale: diminuzione al crescere della temperatura (Cruz 1961)

- calcestruzzo ad alte prestazioni: diminuzione al crescere della temperatura sotto livelli di carico medio-bassi (Xiao et al. 2003)
- calcestruzzo ad alta resistenza: netto aumento oltre i 400°C (Wu et al. 2000)
- calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio: aumento fra i 200 ed i 400°C e successiva diminuzione (Colombo et al. 2007).

#### *Resistenza a compressione*

La ricerca di Nguyen et al. (2009) dimostra, per la resistenza a compressione del laterizio, un andamento simile a quello del modulo elastico al crescere delle temperature, con un considerevole aumento iniziale seguito da un brusco calo oltre i 750°C. A questa temperatura, ove il modulo elastico presenta valori circa tre volte superiori a quello iniziale, la resistenza a compressione è poco più del doppio. Per i laterizi, l'Eurocodice 6 adotta implicitamente un decadimento lineare della resistenza a compressione al crescere della temperatura (cfr Figura 7). Per la malta cementizia è stata osservata una più netta tendenza alla diminuzione rispetto al calcestruzzo, come per il modulo elastico (Fu et al. 2004). La resistenza a compressione nel calcestruzzo normale può presentare un lieve calo iniziale sino a circa 200°C, seguito da una ripresa e dal decadimento definitivo; tuttavia la variabilità dei risultati è alta ed il tipo di inerti influisce sul fenomeno in modo non trascurabile (Abrams 1979, Phan e Carino 2003, Xiao e König 2004, Høj 2005). Le ricerche sperimentali di Abrams hanno messo in luce l'influenza del livello di carico agente durante l'esposizione alle alte temperature; il carico applicato ritarda l'inizio del decadimento al crescere della temperatura, ma sino al 40% della resistenza a compressione originaria l'aumento dei valori di resistenza, rispetto ai campioni non caricati, è molto contenuto (circa il 10%). L'Eurocodice 2 fornisce valori per il coefficiente riduttivo della resistenza a compressione alle alte temperature attraverso due curve relative al tipo di inerti, valide per tassi di riscaldamento standard (CEN TC/250 2004). Le seguenti formule sono state elaborate da Li e Guo (1993) e da Li e Purkiss (2005):

$$f_{c,\theta} = \frac{f_c}{1 + 2.4(\theta - 20)^6 \cdot 10^{-17}} \quad (13)$$

$$f_{c,\theta} = f_c[0.00165 \cdot (0.01\theta)^3 - 0.03 \cdot (0.01\theta)^2 + 0.025 \cdot (0.01\theta) + 1.002] \quad (14)$$

In cui  $f_{c,\theta}$  è la resistenza a compressione alla temperatura  $\theta$ . Nel grafico in Figura 22 sono riportati dati relativi alla resistenza a compressione per diversi materiali sotto alte temperature non caricati durante l'esposizione.

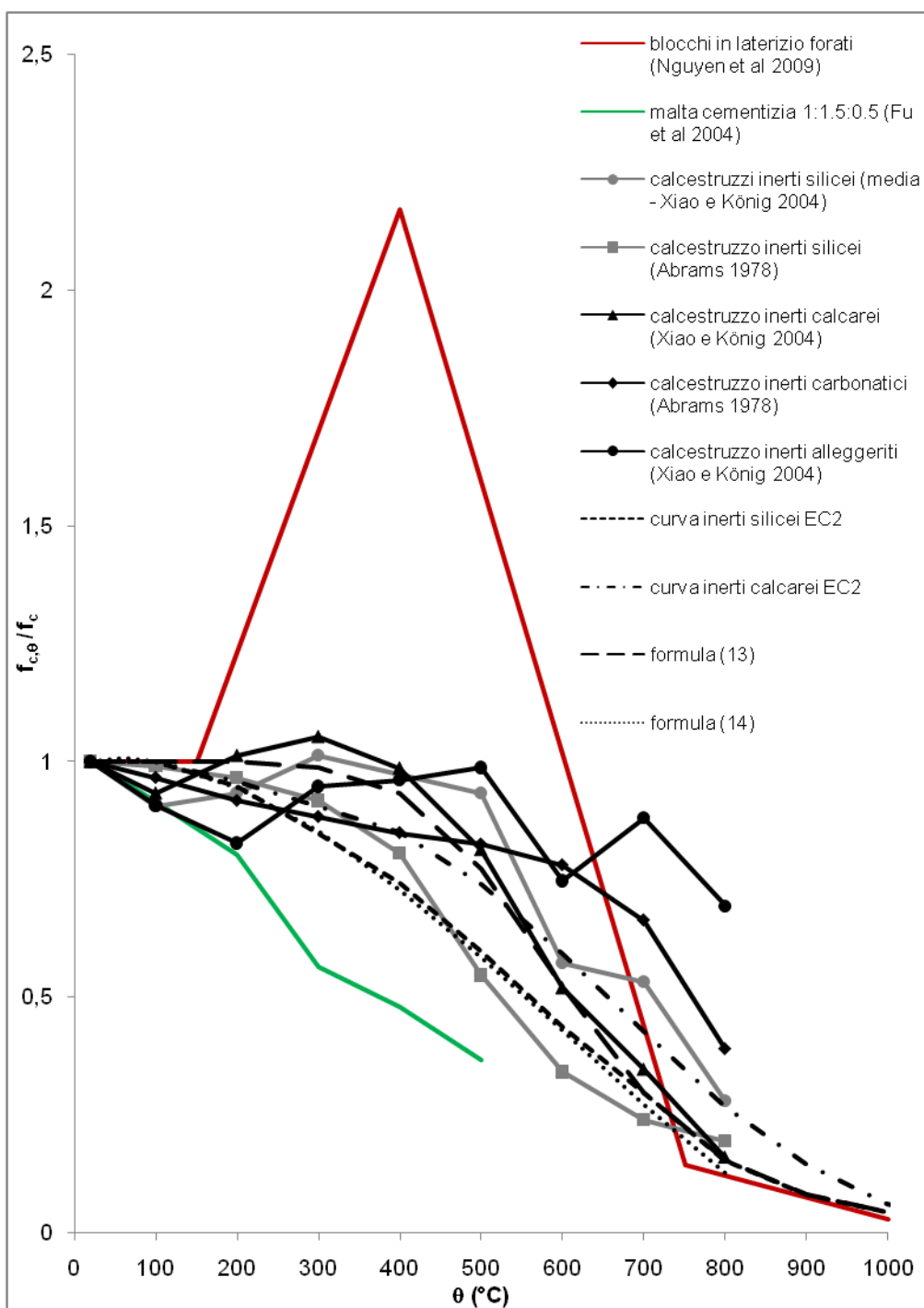


Fig. 22 Relazione  $\theta - f_{c,\theta} / f_c$  per diversi materiali

*Resistenza a trazione*

I dati disponibili sulla resistenza a trazione in situazioni di alte temperature riguardano il calcestruzzo; indicano un decadimento rapido della resistenza a trazione cilindrica con il crescere della temperatura ed una scarsa influenza della velocità di riscaldamento (Thelandersson 1972).

L'Eurocodice 2 include una legge di decadimento lineare della resistenza a trazione, generalmente molto cautelativa rispetto ai dati sperimentali disponibili. La seguente formulazione semplificata della resistenza a trazione del calcestruzzo in funzione della temperatura  $\theta$  è stata proposta da Li e Guo (1993)

$$f_{t,\theta} = (1 - 0.001\theta)f_t \quad (15)$$

Una legge trilineare basata sugli stessi dati di Thelandersson è stata utilizzata per il decadimento della resistenza a trazione della muratura, agli scopi della modellazione numerica (Nadjai et al. 2003). I dati sulla resistenza a trazione in funzione della temperatura sono presentati in Figura 23.

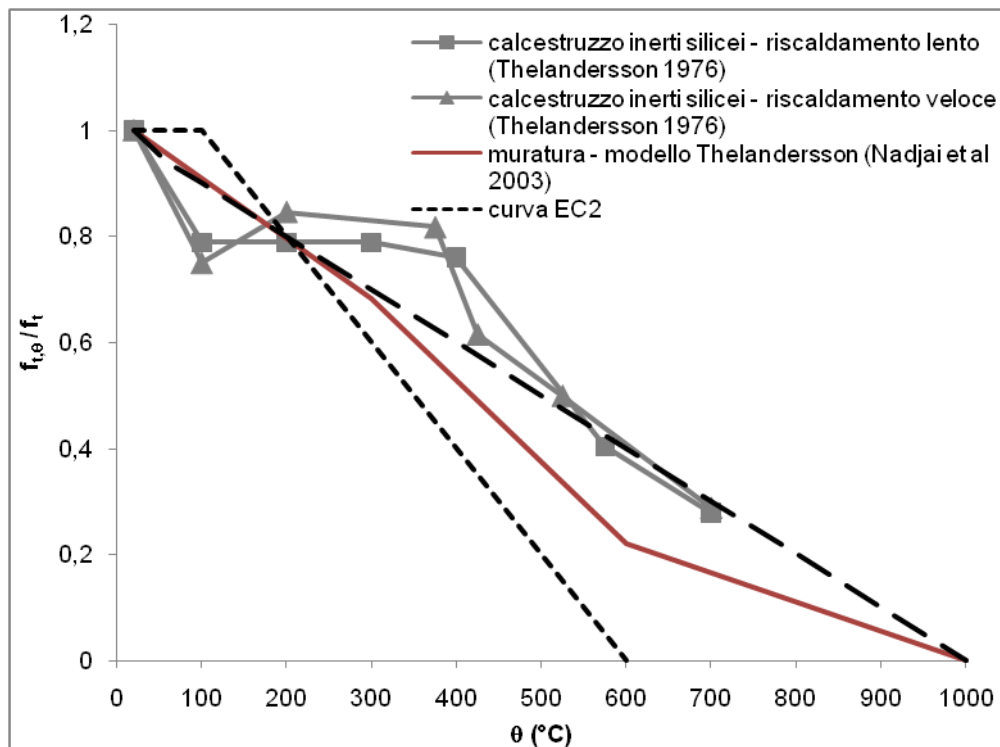


Fig. 23 Relazioni  $\theta - f_{t,\theta}/f_t$

*Legge costitutiva sforzo-deformazione*

Il legame sforzo-deformazione alle alte temperature che definisce il modello di comportamento del materiale è esprimibile secondo la seguente funzione (Purkiss 1986):

$$F(\sigma, \bar{\sigma}, \varepsilon, \theta, \bar{\theta}, t) = 0 \quad (16)$$

in cui  $\sigma$  è lo stato tensionale istantaneo,  $\bar{\sigma}$  la storia delle tensioni,  $\varepsilon$  lo stato deformativo istantaneo,  $\theta$  la temperatura istantanea,  $\bar{\theta}$  la storia delle temperature e  $t$  l'istante considerato. Nelle analisi termomeccaniche agli elementi finiti, ove gli spostamenti nodali sono funzione della deformazione totale, si ricorre ad una semplificazione del legame, che considera lo stato tensionale dipendente dalla deformazione totale  $\varepsilon_{tot}$ , scomponibile in (CEN TC/250 2004, Li e Purkiss 2005):

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{\sigma}(\sigma, \theta, \bar{\sigma}) + \varepsilon_{th}(\theta) + \varepsilon_{cr}(\sigma, \theta, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, \theta) \quad (17)$$

in cui  $\varepsilon_{\sigma}$  è la deformazione istantanea indotta dal carico, funzione della tensione, della temperatura istantanea e della storia della tensione;  $\varepsilon_{th}$  è la deformazione termica funzione della temperatura istantanea;  $\varepsilon_{cr}$  è il creep di base, funzione della tensione, della temperatura istantanea dell'istante considerato;  $\varepsilon_{tr}$  è il creep transitorio funzione della tensione e della temperatura istantanea. In base a questa teoria sono stati formulati alcuni modelli per il legame costitutivo del calcestruzzo sotto le alte temperature, riassunti in Li e Purkiss (2005):

1. *Modello di Anderberg-Thelandersson*

Le ricerche sperimentali di Anderberg e Thelandersson (1976) sulla determinazione delle componenti della deformazione totale hanno provato che l'apporto del creep di base è trascurabile entro il periodo limitato che corrisponde all'esposizione al fuoco. Il creep transitorio  $\varepsilon_{tr}$  è descritto da:

$$\varepsilon_{tr} = -K_{tr} \left( \frac{\sigma}{\sigma_{u0}} \right) \varepsilon_{th} \quad \text{per } \theta \leq 550^{\circ}\text{C} \quad (18a)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr}}{\partial \theta} = -0.0001 \cdot \left( \frac{\sigma}{\sigma_{u0}} \right) \quad \text{per } \theta \geq 550^{\circ}\text{C} \quad (18b)$$

in cui  $k_{tr}$  è una costante sperimentale di valore compreso fra 1.8 e 2.35, e  $\sigma_{u0}$  è la tensione massima a compressione a temperatura ambiente.

Il legame costitutivo tensione-deformazione in funzione del carico sotto alte temperature adotta una legge parabolica per il calcestruzzo sottoposto a compressione (CEN TC/250 2004), definita dai valori di tensione massima  $\sigma_{u0}$  alla temperatura  $\theta$ , modulo elastico iniziale  $E$  alla temperatura  $\theta$ , modulo elastico del ramo discendente  $E^-$  (assunto indipendente da  $\theta$ ) e deformazione ultima a compressione  $\varepsilon_{u0}$  alla temperatura  $\theta$ . L'espressione delle due parti della curva è la seguente:

$$\sigma = E \left( \frac{\varepsilon_{\sigma}^2}{2\varepsilon_{u0}} \right) \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_{\sigma} \leq \varepsilon_1 \quad (19a)$$

$$\sigma = \sigma_1 + E^- (\varepsilon_{\sigma} - \varepsilon_1) \quad \text{per } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{\sigma} \leq \varepsilon_{u0} \quad (19b)$$

in cui

$$\sigma_1 = E \left( \varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1^2}{2\varepsilon_{u0}} \right) \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_{u0} \left( 1 - \frac{E^-}{E} \right) \quad \varepsilon_{u0} = \left( \frac{2\sigma_{u0}}{E} \right) \quad (19c)$$

## 2. Modello di Schneider

La componente  $\varepsilon_{tr}$  incorpora gli effetti del creep di base e del creep transitorio; questo modello tiene conto della sollecitazione precedente alla crescita della temperatura e del tenore di idratazione del materiale. La legge costitutiva è espressa per mezzo delle funzioni empiriche  $\beta$ ,  $g$  e  $\Phi$  dipendenti dalla temperatura e dallo stato di sollecitazione:

$$\varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th} = \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr} = \frac{1 + \beta}{g} \frac{\sigma}{E} + \frac{\Phi}{g} \frac{\sigma}{E} \quad (20)$$

in particolare,  $\beta$  tiene conto della magnificazione della curva sforzo-deformazione in campo plastico,  $g$  dell'aumento del modulo elastico iniziale dovuto alla presollecitazione e  $\Phi$  del creep basico e transitorio a seconda del contenuto di idratazione, del livello di tensione agente e del tipo di calcestruzzo.

Anche il modello di Schneider richiede la determinazione del modulo elastico e della tensione massima in funzione della temperatura.

### 3. Modello di Diederichs

Il modello lineare di Diederichs è basato su un'unica funzione empirica dipendente dalla temperatura che esprime gli effetti del creep di base e creep transitorio secondo una dipendenza non lineare dalla temperatura:

$$\varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th} = \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{tr} = \frac{\sigma}{E} \left[ 1 - \frac{E}{\sigma_{u0}} f(\theta) \right] \quad (21)$$

in cui  $E$  è il modulo elastico a temperatura ambiente e la funzione empirica  $f(\theta)$  è

$$f(\theta) = 3.3 \cdot 10^{-7}(\theta - 20)^3 - 1.72 \cdot 10^{-4}(\theta - 20)^2 + 0.0412(\theta - 20) \quad (22)$$

### 4. Modello di Khoury e di Terro

Anche in questo modello la legge costitutiva è lineare e la formulazione della deformazione totale prevede tre componenti:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{tr} \quad (23)$$

in cui  $\varepsilon_{\sigma}$  coincide con la deformazione elastica  $\sigma / E_0$ . La deformazione da creep transitorio del calcestruzzo (o LITS, Load Induced Thermal Strain) è definita dalla seguente relazione empirica (Terro 1998) per un livello di tensione agente pari a 0.3, valida per temperature sino a 590°C e modificabile in funzione del livello di tensione agente e del tipo e percentuale volumetrica di inerti.

$$\begin{aligned} \text{LITS}(0.3) = & (43.87 - 2.73\theta - 6.35 \cdot 10^{-2}\theta^2 + 2.19 \cdot 10^{-4}\theta^3 - \\ & - 2.77 \cdot 10^{-7}\theta^4)10^{-6} \end{aligned} \quad (24)$$

I grafici delle Figure 24 e 25 mettono a confronto la legge costitutiva del calcestruzzo alle temperature di 300 e 590°C secondo i quattro modelli, rappresentando il legame fra la tensione  $\sigma$  e la deformazione  $\varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr}$ . La Figura 26 illustra un confronto dell'entità di  $\varepsilon_{tr}$  all'aumentare della temperatura sino a 600°C sotto un livello tensionale pari al 30% della resistenza a compressione; i dati sono stati elaborati assumendo, per la temperatura ambiente, modulo elastico  $E = 20000$  MPa e resistenza a compressione  $\sigma_{u0} = 24$  MPa. I parametri sperimentali usati nelle

funzioni sono desunti da Li e Purkiss (2005) e dall'Eurocodice 2 (CEN TC/250 2004).

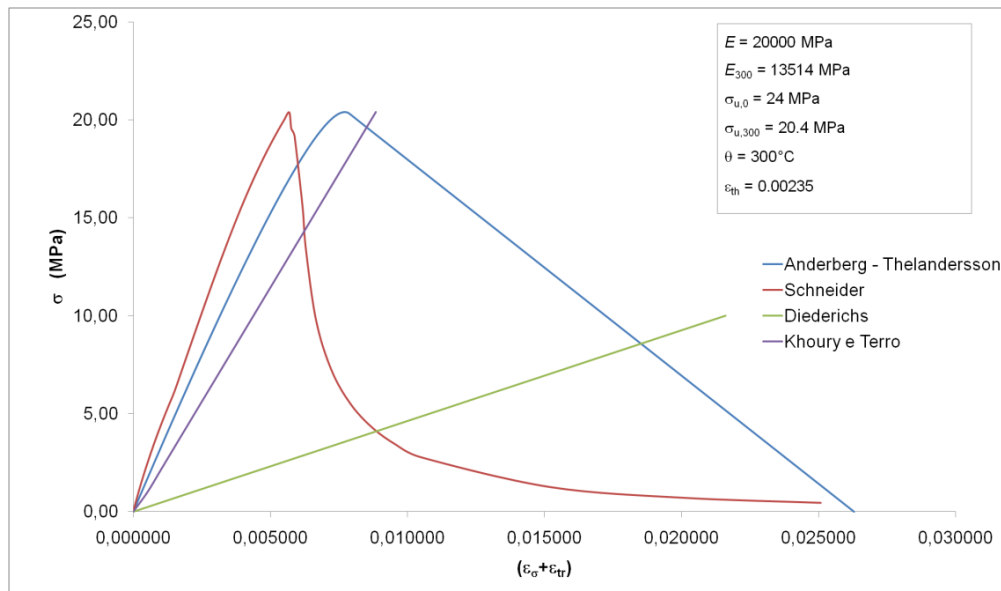


Fig. 24 Leggi costitutive  $\sigma - (\varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr})$  a 300°C

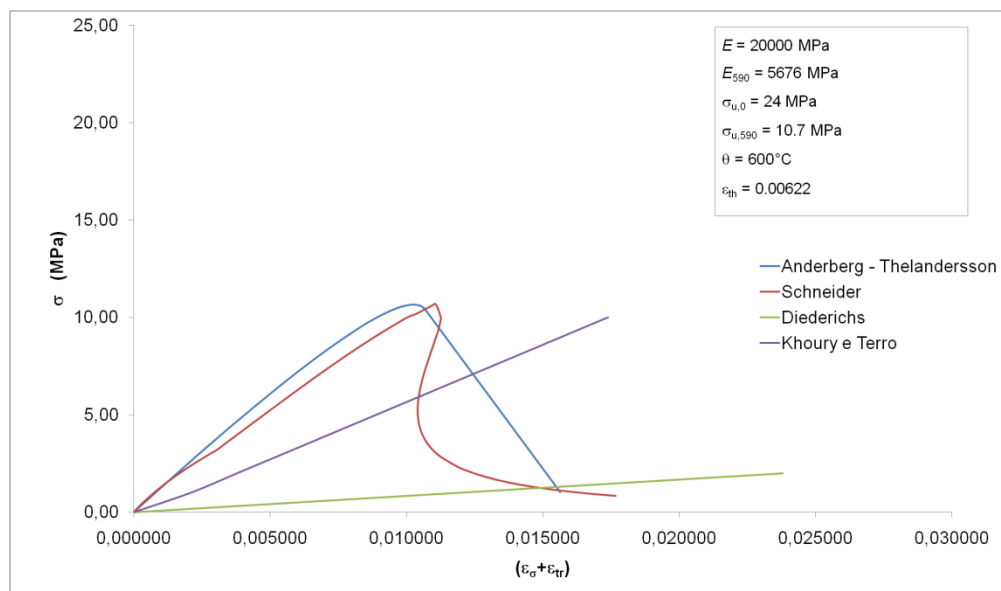


Fig. 25 Leggi costitutive  $\sigma - (\varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr})$  a 590°C



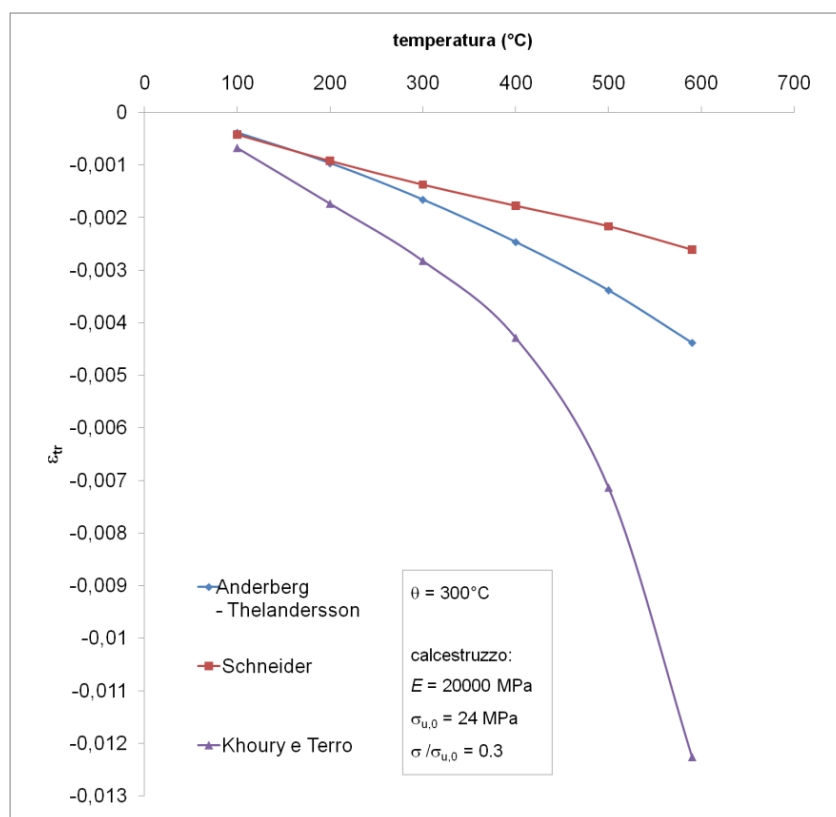


Fig. 26 Confronto dei valori di  $\varepsilon_{tr}$  a 300°C per  $\sigma=0.3 f_c$

I modelli sopra citati si differenziano per la presenza e la rilevanza di parametri empirici. Le due leggi lineari (Diederichs e Khoury - Terro) sono funzioni della quota di deformazione elastica e della temperatura attraverso la rispettiva formulazione empirica del creep transitorio; nel modello di Diederichs la (22) è funzione della sola temperatura, nel modello di Khoury e Terro la (24) è invece modificabile secondo il livello di tensione agente, il tipo e la frazione volumetrica di inerti. I due modelli non lineari comprendono anche la descrizione della fase post picco includendo un numero maggiore di parametri sperimentali. La formulazione di Anderberg – Thelandersson è definita dalla costante sperimentale  $k_{tr}$  che determina il creep transitorio e dai quattro parametri indipendenti  $\sigma_{u0}$ ,  $E$ ,  $\bar{E}$  ed  $\varepsilon_{u0}$ , funzioni della temperatura (eccetto il modulo elastico post picco, per il quale è assunto il valore di -880 MPa) che descrivono il legame fra tensione e deformazione meccanica. Il modello di Schneider è il più complesso per la presenza di parametri sperimentalmente determinati; prende in considerazione il contenuto di idratazione del conglomerato ed il contributo favorevole del carico applicato precedentemente

all'esposizione. Nel ramo iniziale le differenze rispetto al modello di Anderberg e Thelandersson sono contenute; il ramo post picco è interamente non lineare e presenta una diminuzione più rapida della tensione.

Il modello di Anderberg e Thelandersson è stato adoperato in analisi meccaniche e termomeccaniche agli elementi finiti della muratura sotto l'azione delle alte temperature, sia per modellare il materiale omogeneo, sia i componenti individuali, ad esempio in Nadjai et al. 2001 e 2003 e Gnanakrishnan e Lawther 1990.

Riguardo le murature, i dati sperimentali di Nguyen et al. (2009) indicano che il laterizio mantiene il comportamento elasto-fragile anche alle alte temperature; il grafico in Figura 27 pone a confronto questi dati sperimentali, relativi al ramo crescente, con le leggi costitutive elasto-fragili con softening lineare adottate per il laterizio nell'Eurocodice 6 e con i dati di Harmathy e Bernd (1966) relativi a blocchi per muratura in calcestruzzo leggero.

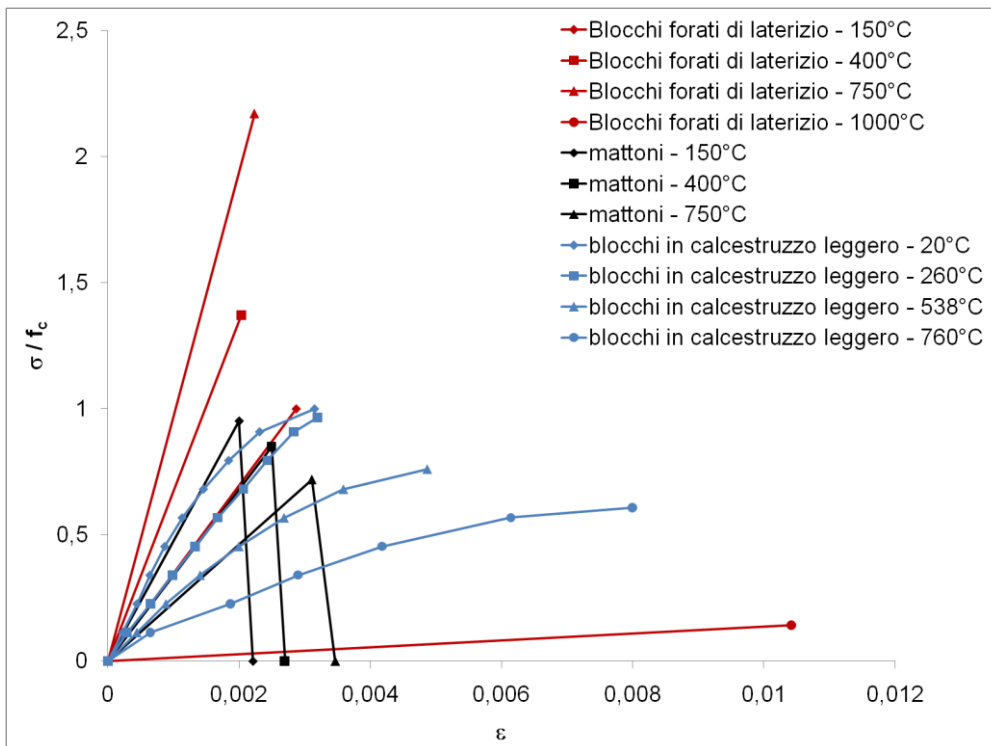


Fig. 27 Leggi tensione-deformazione di laterizi sotto alte temperature

Si può notare che la norma assume che, all'aumentare della temperatura, il modulo elastico e la resistenza a compressione del laterizio diminuiscano ed i valori della deformazione di picco ed ultima aumentino; mentre, secondo i risultati sperimentali, all'aumento iniziale del modulo elastico e della resistenza corrisponde una

diminuzione della deformazione; nei blocchi in calcestruzzo alleggerito vi è la tendenza uniforme alla diminuzione della resistenza e della rigidità ed all'aumento della deformazione al crescere della temperatura.

Relativamente alla malta cementizia, evidenze sperimentali mettono in luce la tendenza all'aumento della deformazione di picco al crescere della temperatura, a fronte della diminuzione della resistenza e del modulo elastico, mentre la legge tensione-deformazione mantiene l'andamento parabolico. Il grafico in Figura 28 illustra i dati sperimentali di Fu et al. (2004), mentre in Figura 29 sono paragonati gli andamenti della deformazione corrispondente alla tensione massima per la malta cementizia (Fu et al. 2004) ed il calcestruzzo normale (Xiao e König 2004).

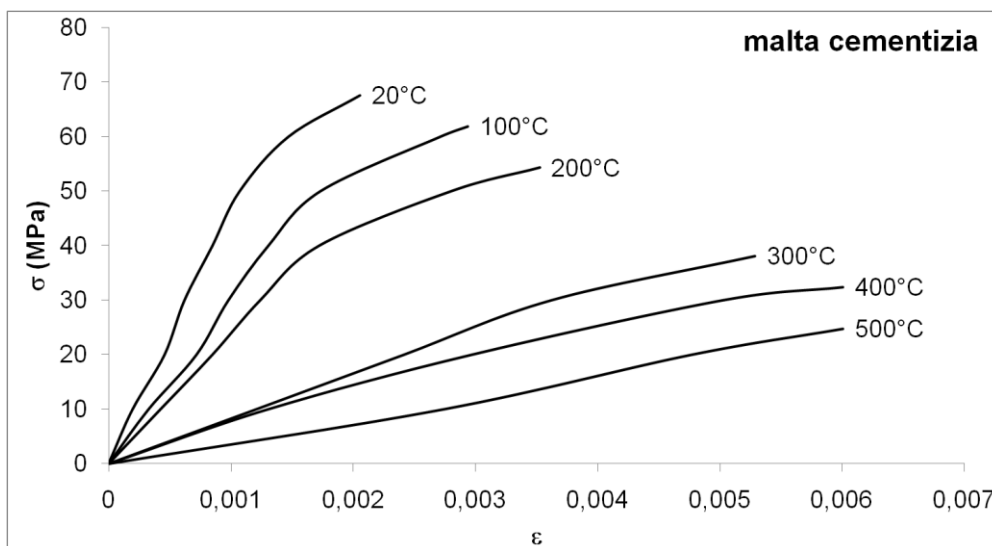


Fig. 28 Leggi  $\sigma$ - $\epsilon$  sperimentali della malta cementizia alle alte temperature (da Fu et al. 2004)

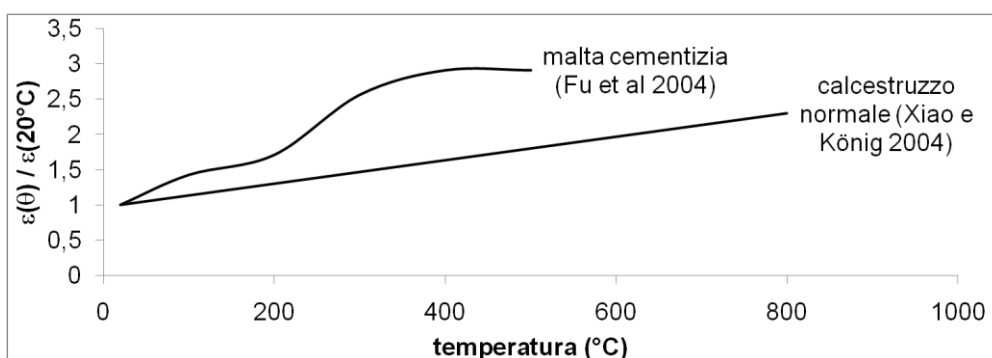


Fig. 29 Deformazione corrispondente alla tensione massima sotto alte temperature

### 1.3.3 *Proprietà meccaniche residue*

Numerose ricerche hanno prodotto dati sperimentali sulla caratterizzazione delle proprietà meccaniche residue, in seguito all'esposizione alle alte temperature, del calcestruzzo normale e ad alte prestazioni. È possibile svolgere confronti fra parametri meccanici alle alte temperature e parametri residui, per diversi tipi di calcestruzzo normale e ad alte prestazioni, tramite prove a compressione eseguite durante e dopo l'esposizione alle alte temperature. In alcuni studi è stata indagata l'influenza delle modalità di raffreddamento dei campioni e del livello di carico sulle proprietà residue. Un numero limitato di dati riguarda le proprietà meccaniche residue del mattone, della malta cementizia e della muratura.

#### *Materiali cementizi*

La resistenza a compressione residua di un calcestruzzo normale dopo l'esposizione ad alte temperature è generalmente inferiore al valore misurato durante l'esposizione, in riferimento alla stessa temperatura; si deduce quindi che il processo di raffreddamento costituisce un ulteriore fattore di danneggiamento del materiale. La diminuzione è generalmente apprezzabile già dopo l'esposizione a 100-200°C; secondo le prove di Abrams (1971) il decremento è monotono all'aumentare della temperatura massima di esposizione e dopo i 400°C il comportamento dei diversi tipi di inerti tende a differenziarsi, e la diminuzione della resistenza a compressione è maggiore nel caso di inerti silicei. Altre sperimentazioni attestano un aumento della resistenza a compressione residua in seguito all'esposizione a temperature tra i 50 ed i 200°C e la diminuzione progressiva per temperature superiori; sono inoltre riscontrabili comportamenti intermedi, caratterizzati da una perdita di resistenza inizialmente limitata e successivamente maggiore all'aumentare della temperatura (Tan 1990, Phan e Carino 2003, Felicetti e Colombo 2006, Husem 2006, Ariozi 2007, Bingöl e Gül 2009, Yang et al. 2009).

Sui calcestruzzi ad alta resistenza sono state compiute nell'ultimo decennio numerose ricerche, in ragione del loro vasto uso in edifici sia soggetti ad elevato rischio di incendio, sia adibiti ad attività che possono implicare l'esposizione della struttura ad alte temperature, quali impianti industriali e di produzione d'energia (Felicetti & Gambarova 1998, Hoff et al. 2000, Khoury 2000, Luo et al. 2000, Phan et al. 2001, Mahdy et al. 2002, Nielsen e Bićanić 2003, Behnood e Ziari 2005, Husem 2006, Rao et al. 2005, Colombo et al. 2007). Anche nel caso dei calcestruzzi ad alta resistenza si hanno tendenze sperimentali diverse soprattutto in seguito ad esposizioni fino a 250-300°C e vi è un'elevata variabilità dei risultati, legata al tipo di inerti, al livello di resistenza originario ed al contenuto di idratazione.

Alcuni dati relativi alla resistenza a compressione residua su calcestruzzi normali e ad alta resistenza, sono riportati nei grafici delle Figure 30 e 31.

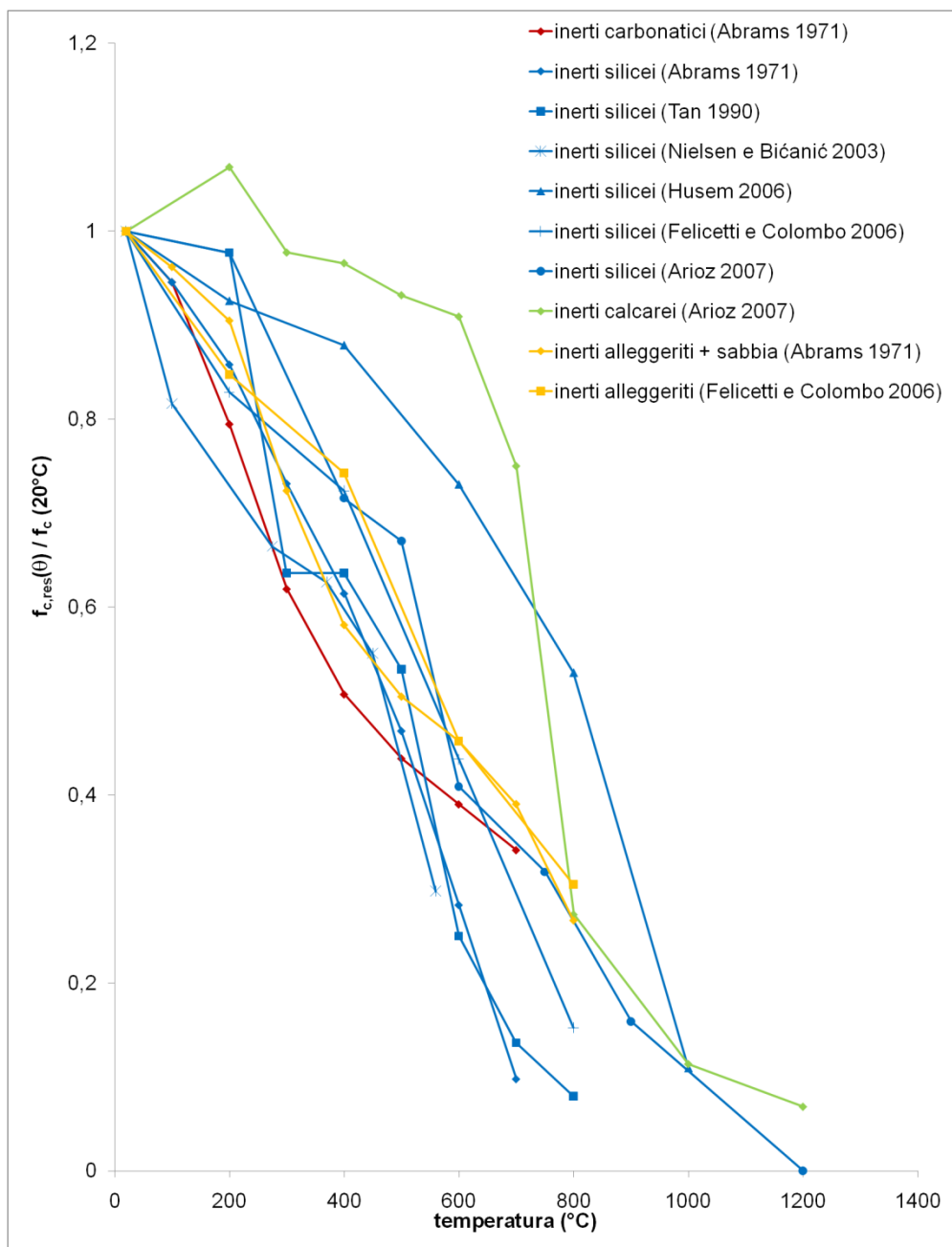


Fig. 30 Resistenza a compressione residua di calcestruzzi esposti ad alte temperature

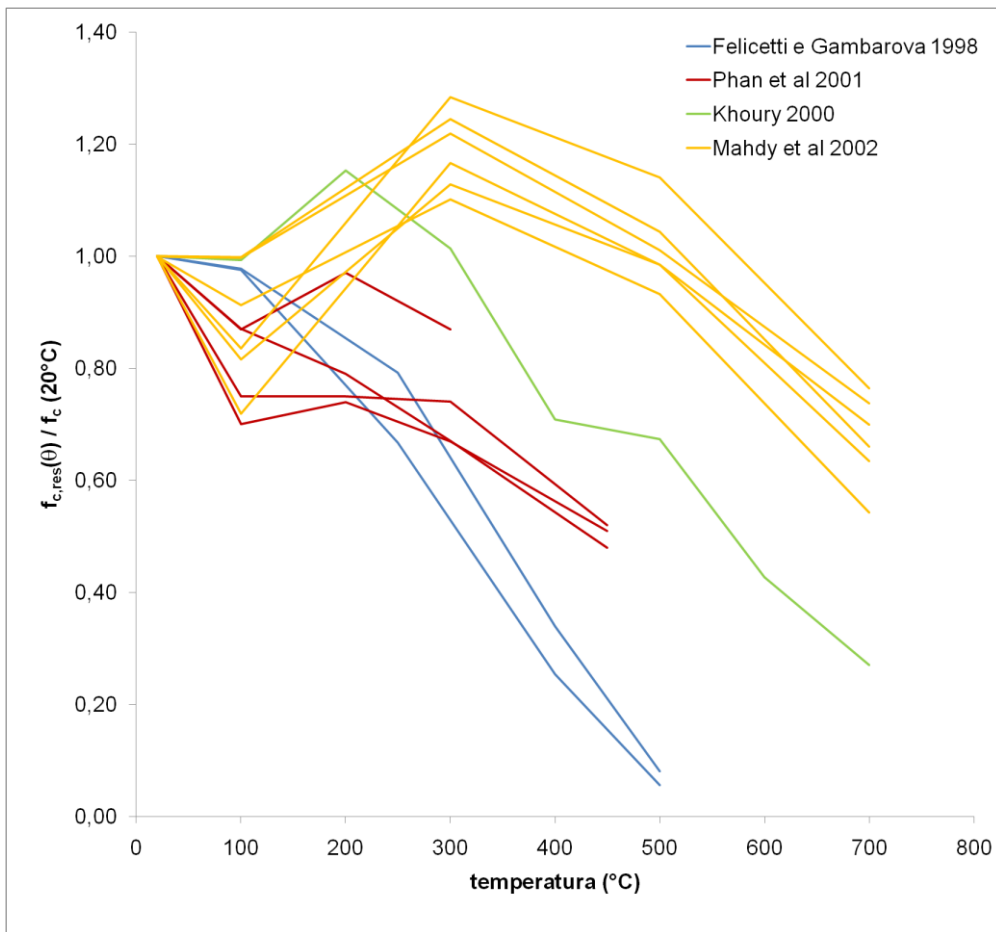


Fig. 31 Resistenza a compressione residua di calcestruzzi ad alta resistenza

Il comportamento della malta cementizia successivamente all'esposizione alle alte temperature presenta tendenze simili a quello del calcestruzzo normale. Le Figure 32 e 33 confrontano valori sperimentali della resistenza a compressione ed a flessione di malte cementizie (Yüzer et al. 2004, Cülfik e Özturan 2002) e di calcestruzzo con inerti fini (Husem 2006).

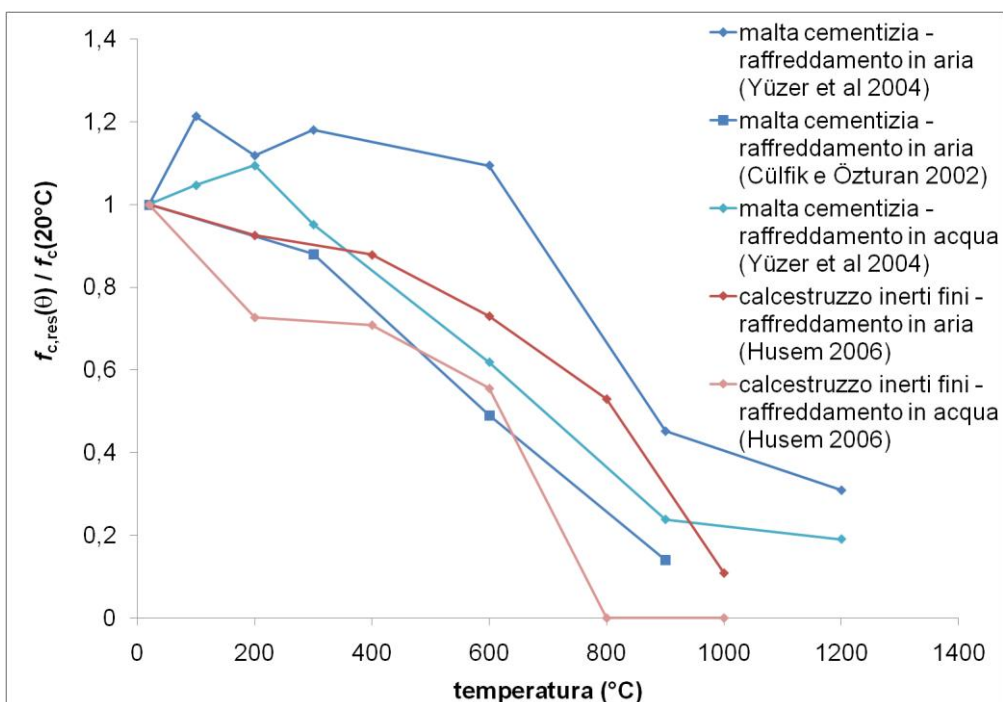


Fig. 32 Resistenza a compressione residua di malta cementizia e calcestruzzo con inerti fini

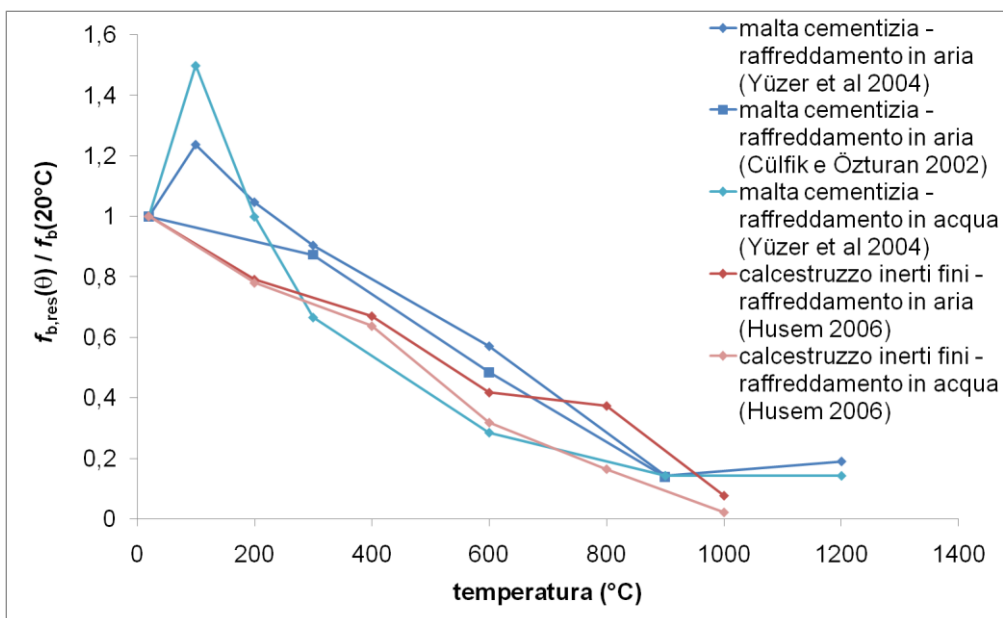


Fig. 33 Resistenza a flessione residua di malta cementizia e calcestruzzo con inerti fini

Anche i dati disponibili sulla resistenza a trazione del calcestruzzo (Figura 34), riferiti a prove di trazione indiretta compiute su campioni precedentemente esposti alle alte temperature, evidenziano in genere un calo monotono del parametro al crescere della temperatura (Felicetti et al. 1996, Xie e Qian 1998, Nielsen e Bićanić 2003, Rao et al 2005).

Per il modulo elastico del calcestruzzo normale, analogamente alla resistenza a compressione, i valori residui sono generalmente inferiori a quelli del materiale durante l'esposizione alle alte temperature (Xiao e König 2004). I dati disponibili indicano una diminuzione consistente già in seguito a temperature di esposizione tra i 100 e i 200°C (Baker 1996, Xiao et al. 2003); questa tendenza è presente anche nei calcestruzzi ad alta resistenza (Felicetti e Gambarova 1998, Phan et al. 2001). Nel grafico in Figura 35 sono paragonati gli andamenti del modulo elastico residuo al crescere della temperatura per diversi materiali cementizi.

Al diminuire del modulo elastico residuo fa generalmente riscontro un aumento della deformazione di picco al crescere della temperatura di esposizione (Xiao e König 2004); l'influenza favorevole del carico applicato durante il riscaldamento appare evidente soprattutto in seguito ad esposizioni ad oltre 300°C sul legame costitutivo residuale di calcestruzzi ad alta resistenza, producendo un notevole contenimento della deformazione corrispondente alla tensione massima (Khoury 2000). Alcuni dati disponibili sull'andamento del parametro al crescere della temperatura di esposizione sono riportati nel grafico di Figura 36.

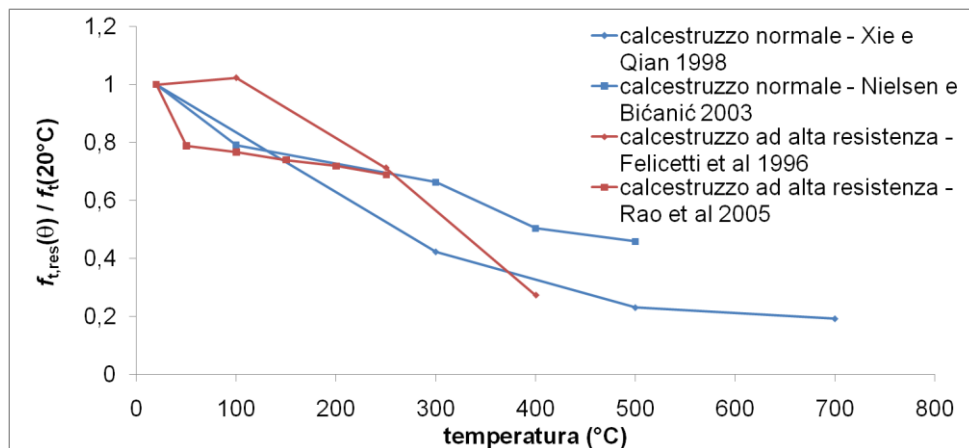


Fig. 34 Resistenza a trazione residua di calcestruzzi normali e ad alta resistenza



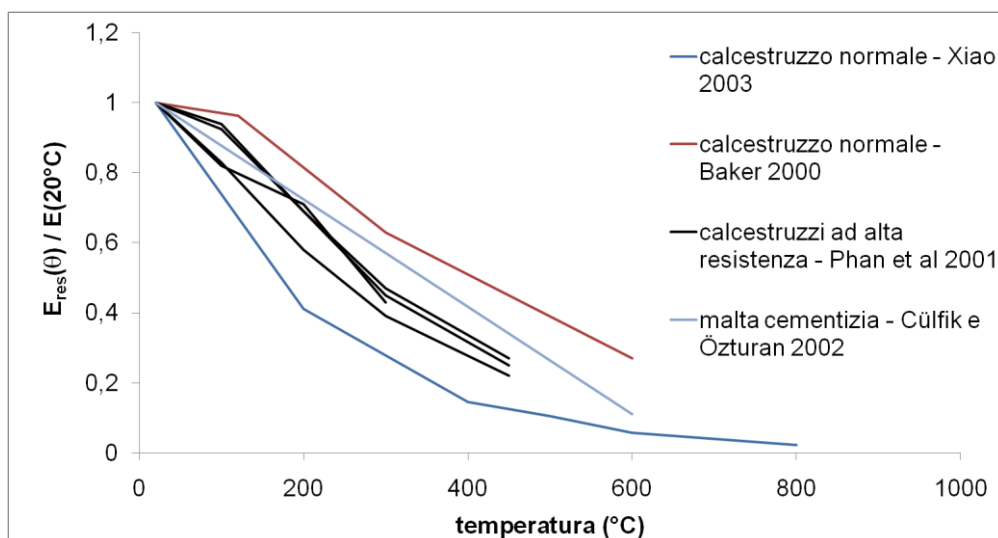


Fig. 35 Modulo elastico residuo di calcestruzzi normali e ad alta resistenza

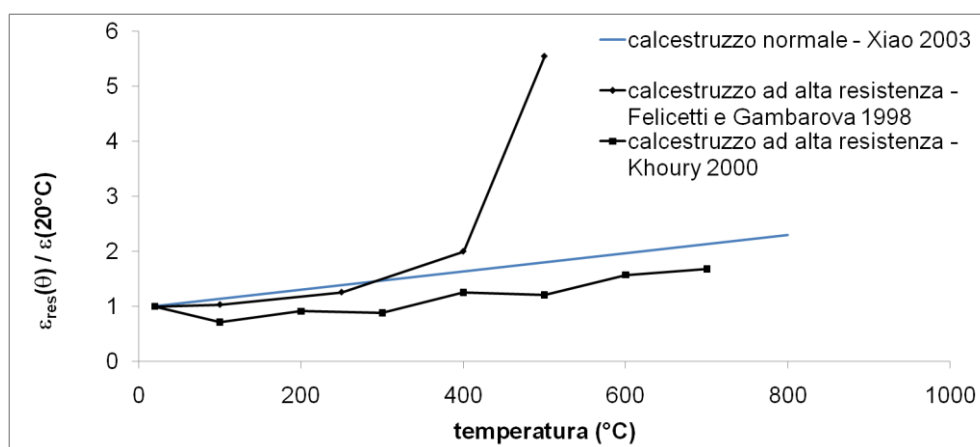


Fig. 36 Valori residui della deformazione a tensione massima di compressione

L'influenza del regime di raffreddamento sulle proprietà residue del calcestruzzo normale e della malta cementizia è stata indagata per ricavare informazioni utili alla valutazione dell'effetto che può indurre l'autoestinzione dell'incendio o lo spegnimento per mezzo di idranti. Lo shock termico provocato dal raffreddamento dei campioni in acqua determina una resistenza a compressione residua minore ed un aumento della deformazione di picco maggiore rispetto al raffreddamento all'aria (Xiao e König 2004, Husem 2006, Yüzer et al. 2004, Bingöl e Gül 2008). Alcuni studi indicano che prolungare l'intervallo di tempo fra il raffreddamento dei campioni e la prova meccanica induce un recupero apprezzabile della resistenza a compressione

(RILEM 1985, Poon et al. 2001), ma in altre ricerche sui calcestruzzi normali (Yang et al. 2009) e ad alta resistenza (Felicetti e Gambarova 1998) ciò non ha prodotto effetti significativi. I dati di Bingöl e Gül 2008 che evidenziano l'effetto del regime di raffreddamento sulla resistenza a compressione residua del calcestruzzo normale sono rappresentati nel grafico di Figura 37 insieme alle tendenze polinomiali.

Il ruolo principale della temperatura massima nel contesto degli effetti del fuoco, già messo in luce nella connessione fra severità dell'incendio e resistenza al fuoco di elementi parete, è inoltre confermato dagli studi sperimentali sulle proprietà meccaniche residue dopo processi di esposizione caratterizzati da differente temperatura massima, tassi di riscaldamento e di raffreddamento e durata dell'esposizione alla temperatura massima. La resistenza residua dei calcestruzzi normali è significativamente influenzata da tempi di esposizione superiori ai 60 minuti; l'aumento della durata ad una stessa temperatura produce diminuzioni della resistenza residua più lievi della differenza riscontrabile nel caso di temperature diverse per una stessa durata; a partire da 600°C l'effetto del tasso di riscaldamento e raffreddamento sulla resistenza a compressione residua è trascurabile sia nei calcestruzzi (Mohamedbhai 1986, Rao et al. 2005, Yang et al. 2009) sia nella malta cementizia (Cülfik e Özturan 2002). Alcuni valori di resistenza a compressione residua di calcestruzzo normale e malta cementizia sottoposti a differenti tassi e durate di riscaldamento sono raccolti nel grafico in Figura 38; il grafico della Figura 39 illustra i dati rilevati da Cülfik e Özturan (2002) sul modulo elastico residuo della malta cementizia sottoposta a diversi tassi e durate di riscaldamento.

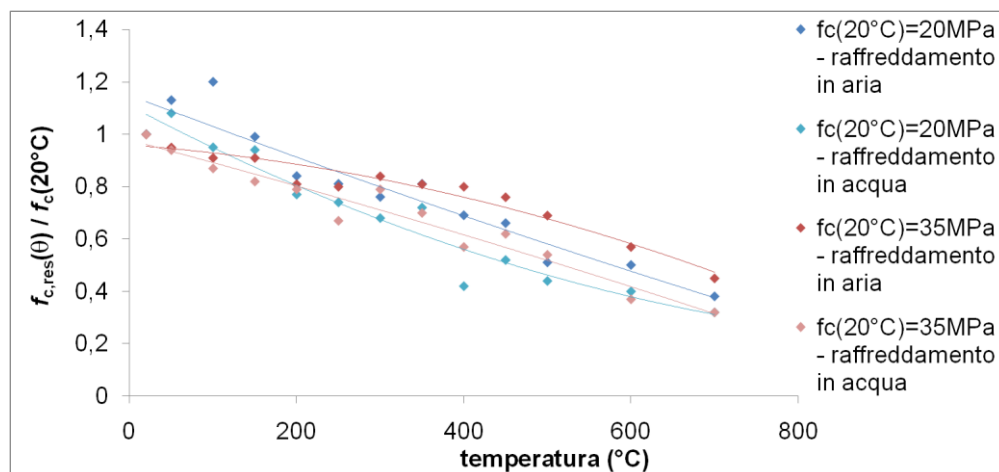


Fig. 37 Effetto del regime di raffreddamento sulle proprietà residue di calcestruzzi normali (da Bingöl e Gül 2008)

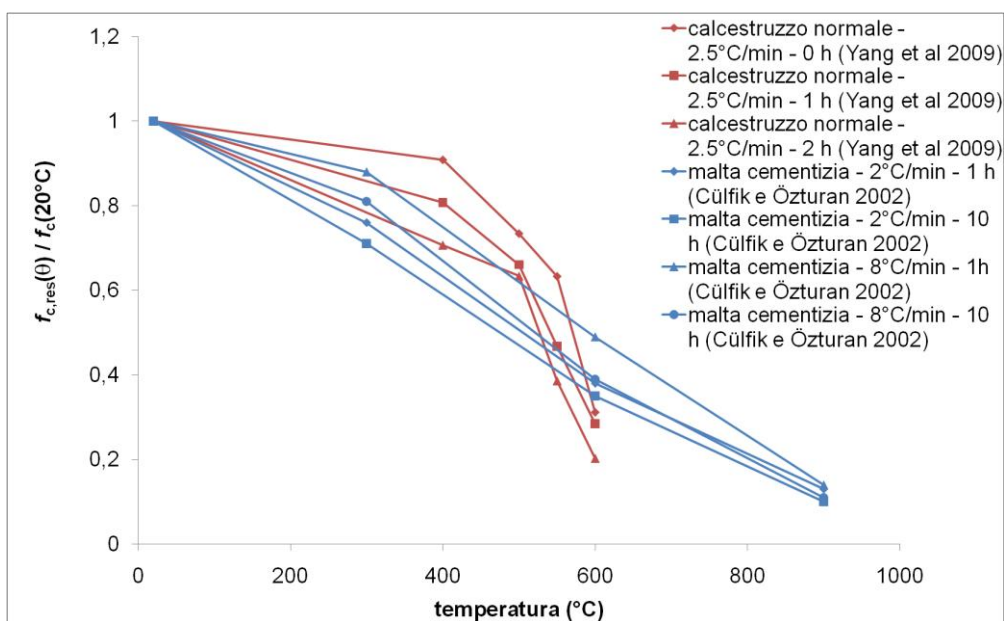


Fig. 38 Resistenza a compressione residua di calcestruzzo normale e malta cementizia in seguito a diversi tassi e durate di riscaldamento

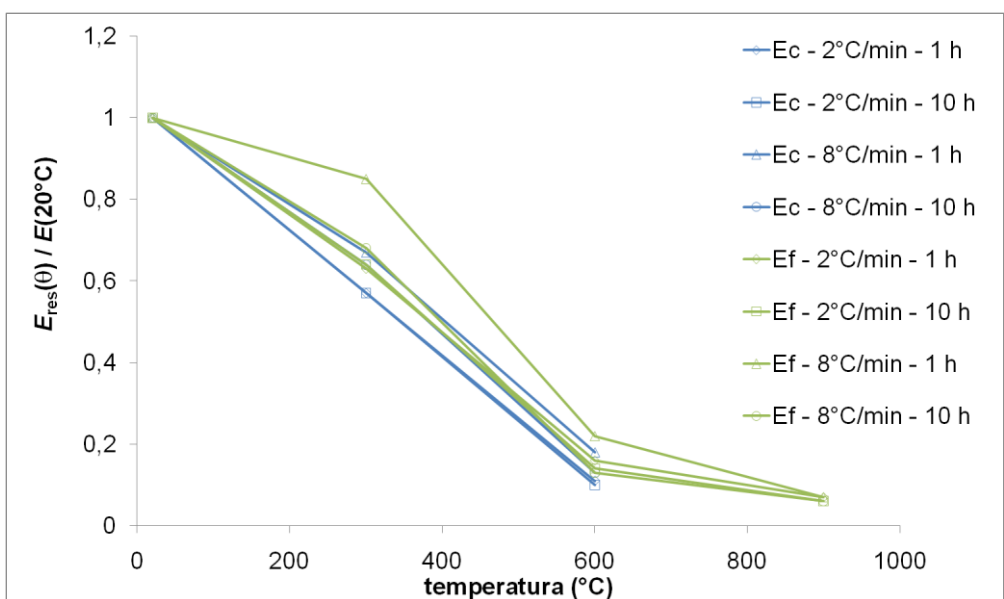


Fig. 39 Modulo elastico iniziale a compressione ( $E_c$ ) e modulo elastico secante a flessione ( $E_f$ ) di malta cementizia in seguito a diversi tassi e durate di riscaldamento (da Cülfik e Özturan 2002)

*Mattoni e muratura*

La sperimentazione compiuta da Russo et al. (2008) riporta dati sperimentali su mattoni storici provenienti da un edificio in muratura portante colpito da un incendio. Tale struttura è stata esposta per una durata di circa 3 ore a temperature che hanno avuto un massimo di circa 1000°C. Le prove a compressione compiute su campioni di mattoni indicano che le alte temperature, connesse con l'azione reale di un incendio e l'esposizione diretta alle fiamme provocano un aumento del modulo elastico e della resistenza a compressione, contro una diminuzione della deformazione ultima a compressione; prove compiute su prismi di muratura assemblati con mattoni danneggiati e non danneggiati dal fuoco, ugualmente provenienti dal sito, e con malta preparata in laboratorio indicano una resistenza a compressione leggermente inferiore della muratura danneggiata. Le Figure 40 e 41 presentano i grafici sperimentali tensione-deformazione dei mattoni e dei prismi di muratura.

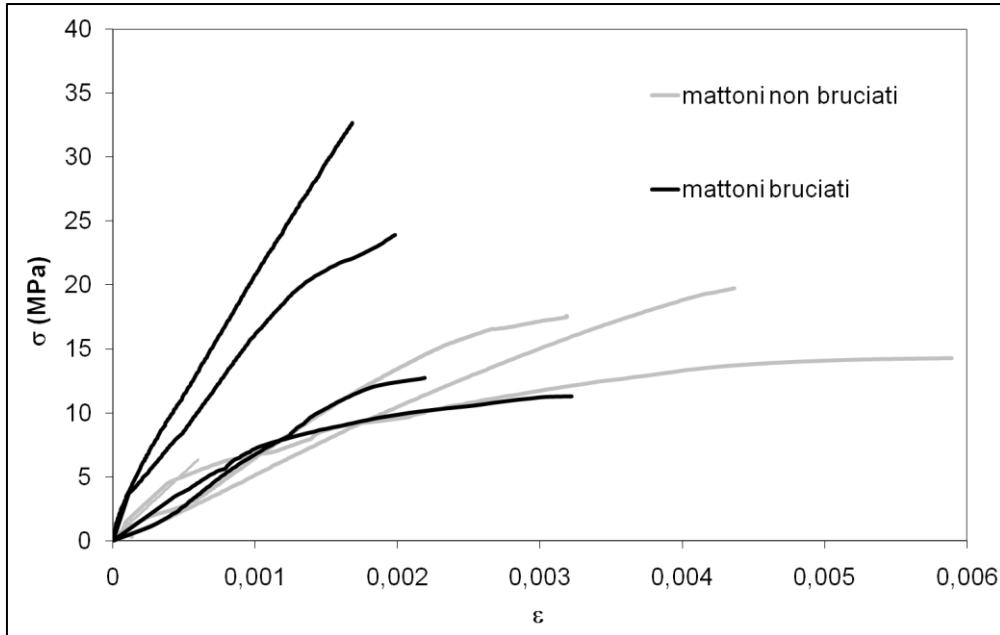


Fig. 40 Grafici  $\sigma$ - $\epsilon$  di mattoni prelevati da una struttura storica soggetta ad incendio (Russo et al. 2008)

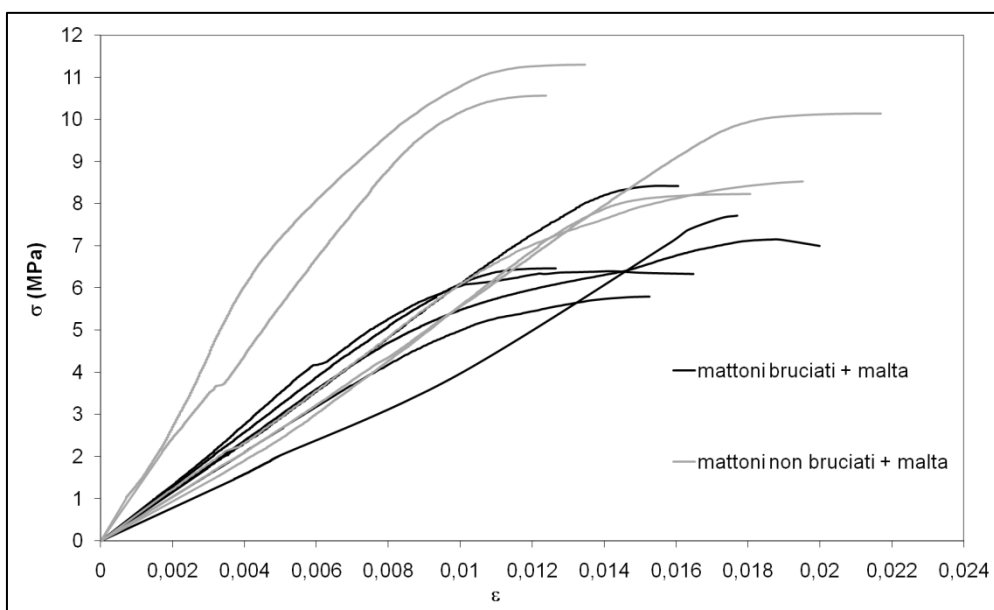


Fig. 41 Grafici  $\sigma$ - $\epsilon$  di pile di muratura assemblate con malta e mattoni prelevati da una struttura storica soggetta ad incendio (Russo et al. 2008)

#### *Procedure di prova per la caratterizzazione dei parametri meccanici residui*

Le ricerche sperimentali citate, inerenti i parametri residui dei materiali cementizi e soprattutto la resistenza a compressione, forniscono risultati differenti ed in certi casi contrastanti. In generale, le differenze sono maggiori per temperature di esposizione comprese fra i 100 ed i 300°C, e possono essere ascritte alla classe di resistenza, al tasso di idratazione, al tipo di inerti ed alle condizioni di esposizione, compresi i tassi di riscaldamento e raffreddamento (Behnood e Ziari 2005), sui quali si tornerà nel capitolo successivo.

Un quadro generale per le procedure di caratterizzazione dei parametri meccanici residui riguardante il calcestruzzo per usi strutturali è dato dalle raccomandazioni RILEM (RILEM TC 200-HTC 2007), in cui sono specificate condizioni di esposizione e di prova associate allo stato di servizio o a condizioni accidentali di esposizione alle alte temperature.

Nelle ricerche sopra citate, i risultati sono stati in genere determinati mediante prove distruttive standard su campioni di materiali sottoposti, dopo la preparazione e la stagionatura, ad un ciclo di esposizione che comprende le seguenti fasi:

1. riscaldamento secondo un prefissato tasso di crescita della temperatura
2. permanenza alla temperatura massima

3. raffreddamento secondo diverse modalità, seguito da un'ulteriore attesa prima della prova meccanica.

Alcuni studi riguardano inoltre la possibilità di applicare tecniche non distruttive, come la metodologia ad ultrasuoni, alla valutazione dei parametri meccanici residui e del danno post incendio delle strutture, in modo da verificare la possibilità di adoperare a questo scopo metodologie adatte anche all'indagine su manufatti esistenti e storici (Behnood e Ziari 2005, Yang et al. 2009, Felicetti e Colombo 2006)

Infine, alcune ricerche pongono attenzione al rapporto fra le proprietà residue ed il cambiamento di colore del materiale in seguito all'esposizione alle alte temperature, in modo da individuare criteri di stima delle probabili temperature di esposizione (generalmente non note con precisione) e conseguentemente dei probabili valori delle proprietà residue, nei casi reali di incendio e di elevata sollecitazione termica (Chakrabarti et al. 1995, Yüzer et al. 2004).

#### Note

---

<sup>1</sup> Esistono diverse definizioni per il flashover, termine che indica lo stadio pienamente sviluppato dell'incendio; le più usate sono le seguenti (Drysdale 1999):

- transizione dall'incendio localizzato alla conflagrazione nell'intero compartimento, nel momento in cui tutte le superfici combustibili sono accese
- transizione dall'incendio localizzato alla conflagrazione nell'intero compartimento, nel momento in cui tutte le superfici combustibili sono accese
- transizione dall'incendio controllato dal combustibile all'incendio controllato dalla ventilazione
- improvvisa propagazione delle fiamme attraverso i gas e vapori incombusti accumulati all'altezza del soffitto.

<sup>2</sup> L'espressione "muro tagliafuoco", così come intesa nella normativa italiana, equivale all'inglese "non-loadbearing separating wall" (cioè il muro avente soltanto funzione di separazione), e non a "fire wall", che indica invece il muro soggetto a requisiti di capacità portante, integrità, isolamento e resistenza all'urto. Cfr successiva Tabella 5.

---

## 2. RICERCA SPERIMENTALE

### 2.1 Programma sperimentale

Il programma sperimentale elaborato ai fini della presente ricerca tende al duplice obiettivo di determinare le leggi sperimentali di collasso della muratura colpita da incendio, mediante i parametri resistenziali che forniscono una valutazione dell'affidabilità residua, ed indagare le proprietà meccaniche da implementare nella modellazione teorica, tramite le consuete procedure di prova per muratura, malta e mattoni.

Il primo passo della ricerca sperimentale è costituito dalla messa a punto di un modello fisico adatto agli scopi di un'analisi unitaria, le cui caratteristiche possano consentire generalizzazioni pur nella grande varietà delle combinazioni di materiali che costituisce i casi reali delle strutture di muratura e le possibilità esistenti per la progettazione.

L'uso di mattoni pieni per la costruzione di murature portanti è oggi certamente in declino nella pratica, a vantaggio dell'impiego di blocchi di laterizio o di calcestruzzo;

tuttavia non mancano realizzazioni contemporanee, anche nell'architettura di pregio, di edifici con struttura in muratura di mattoni che, a fianco del patrimonio storico architettonico esistente, sono soggetti ad elevati requisiti di affidabilità nella situazione di incendio (Tubi 1993). Impostare la simulazione fisica su un modello di muratura costituito da malta e mattoni (elementi pieni di laterizio, di tipo tradizionale) comporta quindi il vantaggio di un'ampia possibilità di confronto dei risultati in base ai parametri geometrici e fisici rilevanti nei confronti del danneggiamento da alte temperature, quali spessore dell'elemento murario e densità dei materiali costituenti, già messi in luce nel capitolo precedente. Ad esempio, riguardo al costruito tradizionale, le prestazioni post incendio di murature di spessori e tessiture diverse possono essere confrontate per l'analogia dei materiali costituenti; nell'ambito dell'uso attuale di elementi in laterizio per murature, il mattone pieno può costituire un riferimento nei confronti dei blocchi semipieni o forati di impiego più frequente.

La sperimentazione per la caratterizzazione delle proprietà meccaniche residue ha il fine di individuare il decadimento dei parametri dei materiali indotto dall'esposizione alle alte temperature, quali possono verificarsi nel corso di un incendio; ciò distingue gli obiettivi della presente tesi dal complesso problema della modellazione fisica di un evento incendio, citato nel primo capitolo, ponendo in primo piano lo studio degli effetti delle temperature. È stato infatti precedentemente osservato il ruolo preponderante della storia delle temperature, e soprattutto della temperatura massima, a livello teorico nel concetto di severità dell'esposizione all'incendio, ed a livello sperimentale negli effetti sulle proprietà meccaniche residue dei materiali cementizi.

La simulazione dell'evento che determina l'esposizione alle alte temperature è indirizzata alla riproduzione dei fenomeni reali che interessano un elemento murario in opera. Si possono identificare, sulla scorta della classificazione sancita nell'Eurocodice (CEN/TC 250, 2005b), tipologie di elemento murario per funzioni, a seconda della prestazione al fuoco richiesta, riportate nella Tabella 5. Differenti prestazioni implicano, secondo tale classificazione, anche due differenti caratteristiche dell'esposizione; ossia, la funzione di compartimentazione comporta che l'elemento murario possa essere esposto all'incendio, e quindi subire l'effetto dell'esposizione, su uno dei due lati, impedendo la propagazione del fuoco all'altro lato. Questo caso, come si è visto, è il più frequentemente esaminato negli studi sperimentali e numerici esistenti su elementi di muratura esposti al fuoco, e corrisponde alla situazione contemplata nei protocolli di prova di resistenza al fuoco (ISO 1975, ASTM 1995, AS 1990). La presente sperimentazione ha esaminato, in particolare, il caso del muro esterno avente funzione di compartimento.



Elemento	Funzione	Esempio
Muro di compartimento	Impedire la propagazione del fuoco; esposizione al fuoco su un solo lato	Vie di fuga, corpi scala, compartimenti
Muro portante non di compartimento	Esposizione al fuoco su due lati	Muri interni ad un compartimento
Muro esterno	Possono avere o non avere funzione di compartimento. Per lunghezze $\leq 1$ m devono essere considerati non di compartimento.	
Muro tagliafuoco	Muri di compartimento che devono resistere all'impatto (criterio M).	

Tabella 5

Il programma di prove è stato condotto sia sui materiali componenti (malta e mattoni) sia sulla muratura. La scelta dei tipi e delle modalità di prova meccanica ha tenuto conto della necessità di ottenere informazioni che permettano una migliore comprensione degli aspetti, relativi alle proprietà dei materiali, che determinano la prestazione al fuoco della muratura, sulla stessa linea delle ricerche sopra esposte relative alla caratterizzazione dei materiali in seguito all'esposizione ad alte temperature. L'esecuzione del programma sperimentale consiste di due fasi avvenute in sedi separate.

La preparazione e stagionatura dei campioni di materiali (muratura, malta, mattoni) e l'esposizione alle alte temperature è avvenuta all'interno di uno stabilimento di produzione di laterizi. L'esposizione è stata praticata per mezzo di un forno usualmente impiegato per la cottura di prodotti per rivestimenti faccia a vista (Figura 42). I mezzi a disposizione hanno offerto la possibilità di:

- ottenere un processo di riscaldamento rapido, seguito da una fase costante alla temperatura massima ed infine da un raffreddamento lento;
- simulare condizioni di alte temperature potendo ritenere uniforme, con buona approssimazione, la temperatura interna;
- effettuare l'esposizione di numerosi provini di muratura contemporaneamente, assicurando quindi la stessa condizione di esposizione per ciascuno;
- rilevare le temperature dei materiali durante l'esposizione.

Le pareti del forno sono rivestite di materiale refrattario (fibra ceramica della densità di  $128 \text{ kg/m}^3$ ) ed il riscaldamento avviene per mezzo di gas combustibile attraverso bocchette disposte sulle pareti più lunghe. L'abituale impiego del forno fa sì che sia garantita una buona uniformità della temperatura interna durante il funzionamento, necessaria ad ottenere in seguito alla cottura un prodotto il più possibile omogeneo; la curva di riscaldamento viene definita ed impostata tramite un software di controllo. Il pavimento del forno è costituito da tre carrelli sui quali sono posati blocchi refrattari di argilla, che possono scorrere lungo binari durante le operazioni di introduzione ed

estrazione dei materiali. Le caratteristiche tecniche del forno sono riportate nella Tabella 6.



Fig. 42 Forno per laterizi usato per l'esposizione dei materiali alle alte temperature (aperto e chiuso)

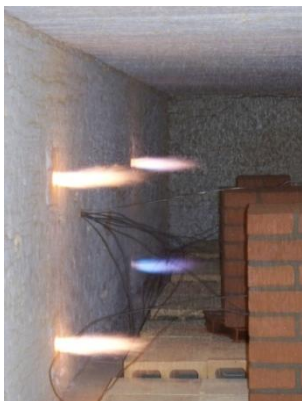


Fig. 43 Accensione del forno

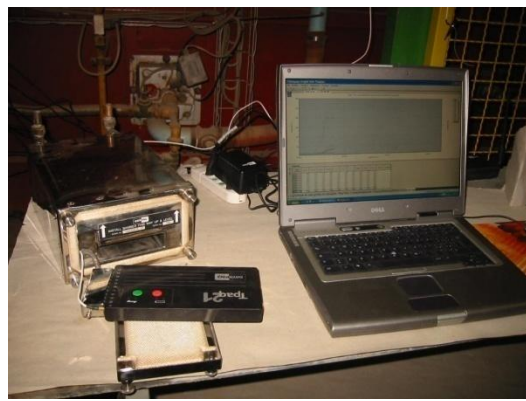


Fig. 44 Apparato per rilevamento di temperature

<b>Forno utilizzato per l'esposizione dei materiali alle alte temperature</b>	
Dimensioni	8.50 x 4.20 x 1.10 m
Temperatura massima raggiungibile	1200°C (set point di sicurezza 1080°C)
Potenza massima	1056 kW
Combustibile	metano
Velocità massima di riscaldamento	10-30°C/min a seconda dell'entità del carico

Tabella 6

I materiali collocati all'interno del forno non vengono investiti direttamente dalle fiamme fuoriuscenti dalle bocche dei bruciatori (Figura 43). Il controllo delle temperature è avvenuto mediante termocoppie collocabili all'interno del forno in prossimità della parete interna, collegate ad una centralina per la trasmissione dei

dati ad un computer con software dedicato (Figura 44); con questi mezzi è stata rilevata sia la temperatura dell'aria sia quelle dei provini di muratura, potendo inserire i sensori delle termocoppie in fori della profondità di circa 7 mm praticati in corrispondenza dei mattoni e dei giunti di malta di tre provini. In ciascuno dei 2 cicli di esposizione effettuati, sono stati esposti 10 provini di muratura, 3 di malta e 5 di mattoni. Il raffreddamento successivo all'esposizione è avvenuto con lo spegnimento dei bruciatori dopo la fase a temperatura massima costante e l'apertura del forno dopo almeno 20 ore. Successivamente, i provini sono stati trasportati presso il Laboratorio di Scienza delle Costruzioni dell'Università IUAV di Venezia (LabSCo) ove sono state eseguite le prove per la caratterizzazione meccanica dei materiali. La scelta delle proprietà meccaniche da determinare al variare dei parametri considerati è stata dettata dall'esigenza di ottenere una caratterizzazione semplice e rapida della muratura e dei suoi componenti, per mezzo di protocolli di prova di impiego frequente e diffuso, e contemporaneamente una base sperimentale sufficiente per la modellazione numerica non lineare. Nella Tabella 7 sono riportati i tipi di prove, i parametri meccanici residui determinati e le relative norme di riferimento.

Prove di caratterizzazione meccanica			
Materiali	Prove	Parametri	Norme
MURATURA	compressione	resistenza a compressione ( $f_c$ ) modulo elastico a compressione ( $E$ ) deformazione a carico massimo ( $\varepsilon_{c1}$ ) deformazione post picco ( $\varepsilon_{c2}$ )	UNI EN 1052-1
	compressione diagonale	resistenza a taglio ( $f_{v0}$ ) modulo elastico a taglio ( $G$ ) scorrimento a carico massimo ( $\gamma_1$ )	ASTM E 519-81
MALTA	flessione	resistenza a flessione ( $f_{mb}$ )	UNI EN 1015-11
	compressione	resistenza a compressione ( $f_{mc}$ ) modulo elastico a compressione ( $E_m$ )	
MATTONI	compressione	resistenza a compressione ( $f_{bc}$ )	UNI EN 772-1
		modulo elastico a compressione ( $E_b$ )	UNI 9724

Tabella 7

### 2.1.1 Materiali

La selezione dei parametri della modellazione fisica mira al vantaggio della completezza delle informazioni ricavabili, ed ha indotto la scelta di riferire la sperimentazione ad un unico tipo di blocchi e di legante. Si è adottato un mattone cosiddetto "a mano" di colore rosato, prodotto mediante la tecnologia tradizionale ad

impasto molle. Questo mattone, per le sue caratteristiche chimiche, fisiche e produttive, appartiene ad un tipo di elementi usati correntemente per murature e rivestimenti faccia a vista ed analoghi per fabbricazione e composizione ai mattoni usati tradizionalmente per murature portanti. La scelta di una malta adatta alla realizzazione di murature portanti, dato il tipo di mattone, è stata effettuata secondo il suggerimento del produttore di laterizi. Le caratteristiche dichiarate dai produttori per i materiali sono elencate nelle Tabelle 8 e 9.

<b>mattone tipo a mano, sabbiato, prodotto con tecnologia ad impasto molle dimensioni UNI 25x12x5.5</b>	
composizione	argille: SiO <sub>2</sub> ~60-70%, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ~10-20% Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ~2-5%, MgO ~1-3%, CaO ~1-3% TiO, Na <sub>2</sub> O, K <sub>2</sub> O, MnO, P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> + sabbiatura con silice 80%
massa volumica	1400-1800 kg/m <sup>3</sup>
punto di fusione	> 1150°C
resistenza a compressione	> 18 N/mm <sup>2</sup>
assorbimento d'acqua	18-28%
resistenza termica	0.17 m <sup>2</sup> K/W (muro da 12 cm)
imbibizione	15-30 g/dm <sup>2</sup> min
coefficiente di dilatazione termica lineare	1.4 · 10 <sup>-6</sup> C <sup>-1</sup>
modulo elastico	circa 15000 N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di Poisson	0.18

Tabella 8

<b>malta per muratura a base di calce e cemento</b>	
composizione	calce idrata, cemento Portland, sabbie classificate, materiale idrofugo, additivi specifici per migliorare la lavorazione e l'adesione
massa volumica a secco	1400 kg/m <sup>3</sup>
granulometria	< 1.5 mm
acqua di impasto	20% circa
densità della malta indurita	1800 kg/m <sup>3</sup>
resistenza a flessione a 28 giorni	4 N/mm <sup>2</sup> circa
resistenza a compressione a 28 giorni	10 N/mm <sup>2</sup> circa
modulo elastico a 28 giorni	8000 N/mm <sup>2</sup> circa
classe	M10 – malta cementizia

Tabella 9

Un secondo aspetto della progettazione del modello fisico riguarda lo spessore e la tessitura muraria, la cui scelta è stata dettata dall'esigenza di considerare caratteristiche diffuse nella realizzazione di murature portanti (Tubi 1993); si è

adottata una tessitura 'gotica a due teste', per lo spessore di 25 cm, in cui in ogni corso si alternano elementi di fascia (secondo la lunghezza) e di punta (secondo la larghezza). L'altezza e la larghezza dei provini di muratura sono state stabilite secondo le esigenze delle prove da praticare e le relative prescrizioni contenute nei protocolli; pertanto, si è mantenuta la larghezza minima di 51 cm (pari a due lunghezze di blocco) prescritta dalla UNI EN 1052-1 e si è adottata la stessa misura per l'altezza in modo da facilitare l'esecuzione della prova a compressione diagonale. I 26 campioni adoperati sono stati costruiti in un solo giorno e posti a stagionare per 28 giorni all'interno dello stabilimento di produzione ad un tenore di umidità del 50%.

Le dimensioni e la tessitura dei campioni di muratura sono illustrate nella Figura 45.

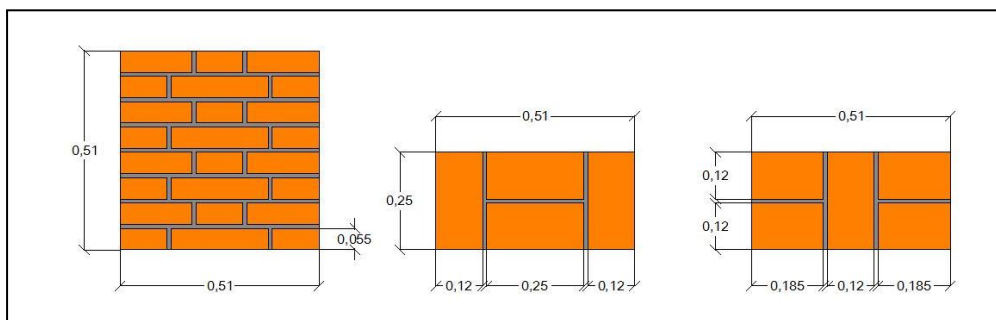


Fig. 45 Provino di muratura con apparecchiatura a due teste (25 cm)

### 2.1.2 Curve tempo-temperatura

Le curve tempo-temperatura di seguito descritte rappresentano il modello fisico dell'esposizione alle alte temperature, riproducendo le fasi di riscaldamento, durata a temperatura massima costante e raffreddamento.

Si sono adottate due curve tempo-temperatura caratterizzate dai valori massimi di 300 e 600°C; paragonando tali curve di esposizione con i modelli di fuoco semplici contemplati in normativa (curve standard e parametriche), questi ultimi giungono a temperature molto più elevate, rappresentando condizioni severe. La presente sperimentazione si pone l'obiettivo di indagare condizioni di danneggiamento non estreme, che possono riferirsi a situazioni reali di incendio di bassa severità, intendendo fornire una base conoscitiva utile alla comprensione dell'entità e sviluppo del decadimento delle proprietà meccaniche. La Figura 46 pone a confronto alcune delle curve parametriche citate nel capitolo precedente (cfr Figura 5), la curva standard ISO e le due adottate nella presente sperimentazione, indicate

con F3 (temperatura massima pari a 300°C) e F6 (temperatura massima pari a 600°C).

Per entrambe le condizioni sono stati prescritti un innalzamento rapido della temperatura (circa 19°C/min), seguito da una durata relativamente breve (60 minuti) in cui la temperatura massima viene mantenuta costante; il successivo ramo discendente della curva è indicativo del processo di raffreddamento naturale dell'aria, attuato con lo spegnimento della fornace e la successiva apertura del forno dopo 12 ore. A titolo di confronto, si riportano nella Tabella 10 le caratteristiche delle curve di esposizione di alcune delle sperimentazioni analoghe condotte sui materiali cementizi, tra quelle citate in precedenza. Sotto il punto di vista del concetto di severità dell'esposizione richiamato nel capitolo precedente, le due condizioni scelte differiscono in ragione della sola temperatura massima; esse tuttavia rappresentano condizioni di esposizione ad alte temperature e non di incendio, prescindendo dagli altri parametri (ventilazione, quantità di combustibile e proprietà termiche del compartimento) relativi alla severità di un incendio (CEN/TC 250 2005b, Lamont et al. 2004).

In ciascun ciclo di esposizione effettuato, la curva di riscaldamento è stata impostata tramite il programma di controllo del forno, prescrivendo la temperatura massima, il tempo di raggiungimento della temperatura massima e la durata a temperatura massima costante; il reale andamento delle temperature a cui i provini sono soggetti durante il processo di esposizione è noto tramite i dati trasmessi dalle termocoppie.

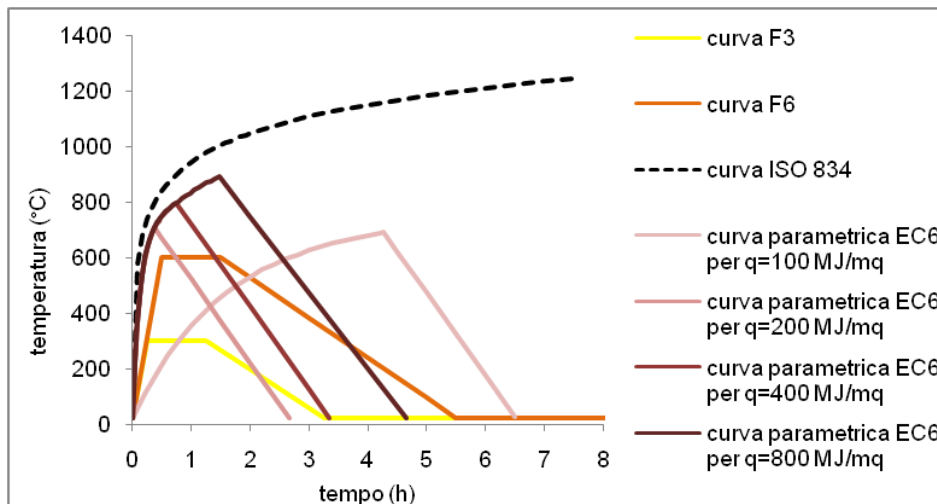


Fig. 46 Confronto fra le curve tempo-temperatura adottate nella presente sperimentazione, standard ISO e curve parametriche determinate per diverse quantità di combustibile a parità di caratteristiche del compartimento (cfr capitolo precedente)

<b>Processi di esposizione in ricerche sperimentali sulle proprietà meccaniche residue di materiali cementizi</b>				
<b>materiale</b>	<b>tasso di riscaldamento (°C/min)</b>	<b>temperature massime (°C)</b>	<b>durata a temperatura massima costante (h)</b>	<b>processo di raffreddamento</b>
calcestruzzo normale (Nielsen e Bićanić 2003)	1	100÷500	8	naturale a forno chiuso
calcestruzzo normale (Bingöl e Gül 2008)	12, 20	50÷700	3	naturale a forno chiuso
calcestruzzo normale (Arioz 2007)	20	200÷1200	2	controllato (-2°C/min)
calcestruzzo ad alta resistenza (Felicetti e Gambarova 1998)	0.2	250÷500	12	controllato (-0.2 °C/min) sino a 200°C
calcestruzzo ad alta resistenza (Behnood e Ziari 2005)	3	100÷300	3	naturale a forno chiuso
malta cementizia (Yüzer et al. 2004)	6, 10	100÷1200	-	estrazione dal forno e raffreddamento in aria
malta cementizia (Cülfik e Özturan 2002)	2, 8	300÷900	1, 10	naturale a forno chiuso

Tabella 10

### 2.1.3 Processi di esposizione ad alte temperature

I campioni di muratura ed i prismi di malta delle dimensioni di 40 x 40 x 160 mm sono stati fabbricati e stagionati secondo le prescrizioni della norma UNI presso la fornace ove sono stati praticati i cicli termici; i mattoni provengono dalla produzione della fornace stessa.

L'inserimento dei provini nel forno pone il problema di rappresentare efficacemente il caso reale di una parete portante esterna avente funzione di compartimento, soggetta ad una situazione di incendio, come contemplato nella classificazione per funzioni stabilita dall'Eurocodice 6 riportata nella precedente Tabella 5. Pertanto, le quattro facce minori di ciascun provino sono state rivestite di pannelli di materiale

isolante (lana di roccia) per simulare, dal punto di vista termico, la continuità di un elemento murario; la faccia da considerare non esposta è stata ricoperta con lo stesso isolante (Figura 47). Le caratteristiche dell'isolante sono riportate nella Tabella 11. L'andamento delle temperature sulle facce isolate dei provini nel corso dei cicli termici praticati è stato controllato mediante termocoppie; è stato così ottenuto il diagramma delle temperature superficiali su tre provini di muratura e della temperatura dell'aria; nel caso dei provini isolati su un lato, le termocoppie sono state applicate sulla superficie protetta dall'isolante ed inserite in fori profondi circa 7 mm in corrispondenza di un giunto di malta e di un mattone (Figura 49). La collocazione dei provini nel forno, ad un'adeguata distanza dalle bocche dei bruciatori poste nelle pareti laterali, è illustrata con l'indicazione delle termocoppie numerate, nelle Figure 48 e 49.

Pannello rigido in lana di roccia ad alta densità con rivestimento in alluminio su un lato						
spessore (mm)	lunghezza (mm)	larghezza (mm)	classe di reazione al fuoco	densità lana di roccia (kg/m <sup>3</sup> )	calore specifico (J/kgK)	resistenza termica (m <sup>2</sup> K/W)
40	1000	600	A1	80	1030	0,95

Tabella 11



Fig. 47 Simulazione del caso del muro portante esterno di compartimento mediante l'isolamento con pannelli di lana di roccia





Fig. 48 Immersione, movimentazione e collocazione in forno dei provini di muratura

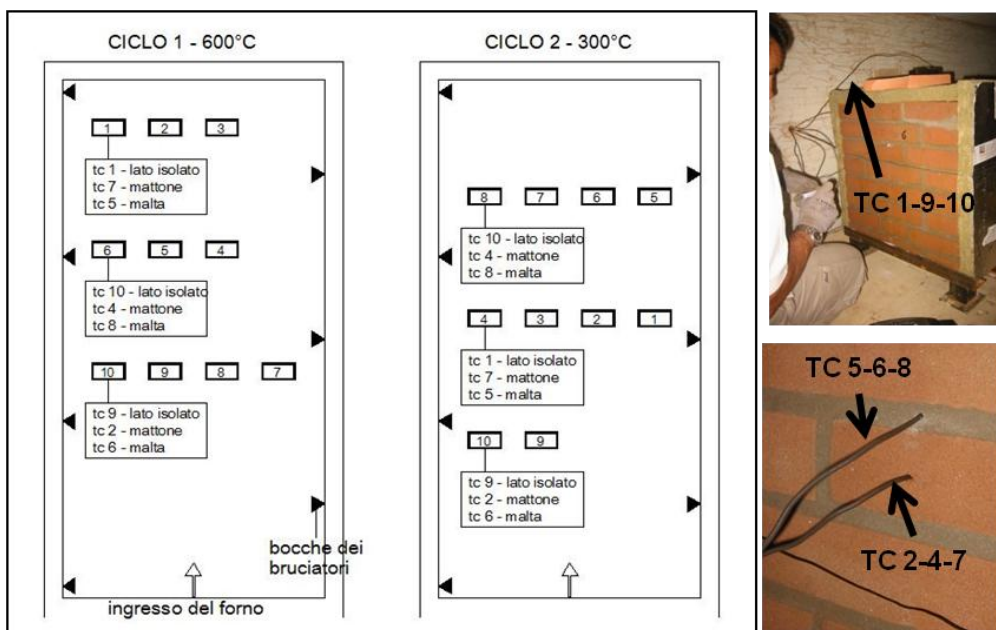


Fig. 49 Disposizione dei provini di muratura nel forno nei primi due cicli ed ubicazione delle termocoppie

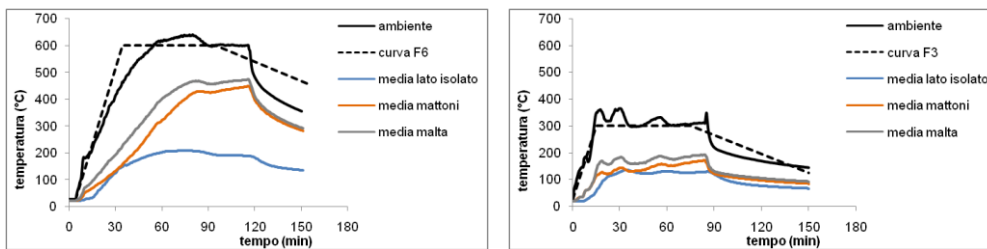


Fig. 50 – Grafici tempo-temperature dei due cicli di esposizione

Sui dati registrati dalle termocoppie, riportati nei grafici delle Figura 50 (diagrammi tempo-temperatura relativi a ciascuno dei cicli, a fronte della curva impostata) si possono trarre le seguenti considerazioni:

- vi è una buona corrispondenza dell'andamento reale della temperatura dell'aria con le curve impostate; in termini di area sottesa dal grafico tempo-temperatura, la curva delle temperature reali e la trilatera impostata possono ritenersi equivalenti per buona parte prima del raffreddamento;
- il confronto fra le temperature rilevate dalle termocoppie, inserite a circa 7 mm di profondità, rivela valori tendenzialmente maggiori per il giunto di malta, per effetto della più elevata conducibilità termica rispetto al mattone;
- nel corso della fase costante, la differenza di temperatura fra i materiali esposti e l'ambiente è, in media, di circa 200°C per il ciclo F6 e 150°C per il ciclo F3;
- il raffreddamento, che inizia a forno chiuso con lo spegnimento dei bruciatori, mostra un tasso piuttosto rapido nei primi 10 minuti circa, dopodiché subisce un forte rallentamento.

Dal momento che lo stoccaggio dei campioni di prova è avvenuto in ambiente secco, all'interno dello stabilimento di produzione, nella simulazione fisica dell'esposizione ad alte temperature è stato assicurato un opportuno contenuto d'acqua in tutti i campioni (sia di muratura sia dei materiali componenti), in modo da riprodurre condizioni paragonabili con quelle dell'elemento murario in opera; prove di riscaldamento preliminari sono state perciò effettuate su campioni di mattoni e triplette malta-mattoni, curati preventivamente in acqua ed esposti ad alte temperature in un forno muffola messo a disposizione dalla ditta produttrice di laterizi. I materiali sono stati esposti a diverse temperature massime dopo diverse durate di cura in acqua; è stato infine stabilito un termine di 12 ore per l'immersione preventiva dei campioni. La Tabella 11 illustra i risultati più significativi delle prove preliminari.





Prove preliminari su triplette malta-mattoni		
trattamento	osservazioni	foto
nessuna immersione $\theta_{max} = 700^{\circ}\text{C}$ tasso di riscaldamento $17.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ raffreddamento naturale	Distacco completo alle interfacce e infragilimento dei materiali; rottura di un mattone	
nessuna immersione $\theta_{max} = 500^{\circ}\text{C}$ tasso di riscaldamento $22.7^{\circ}\text{C}/\text{min}$ raffreddamento naturale	Distacco all'interfaccia e rottura di un mattone	
immersione in acqua per 12 h $\theta_{max} = 500^{\circ}\text{C}$ tasso di riscaldamento $22.7^{\circ}\text{C}/\text{min}$ raffreddamento naturale prova a compressione	Fessurazione in un mattone; resistenza a compressione $13.5 \text{ N}/\text{mm}^2$	
immersione in acqua per 12 h $\theta_{max} = 400^{\circ}\text{C}$ tasso di riscaldamento $24^{\circ}\text{C}/\text{min}$ raffreddamento naturale prova a compressione	Resistenza a compressione $14.4 \text{ N}/\text{mm}^2$	

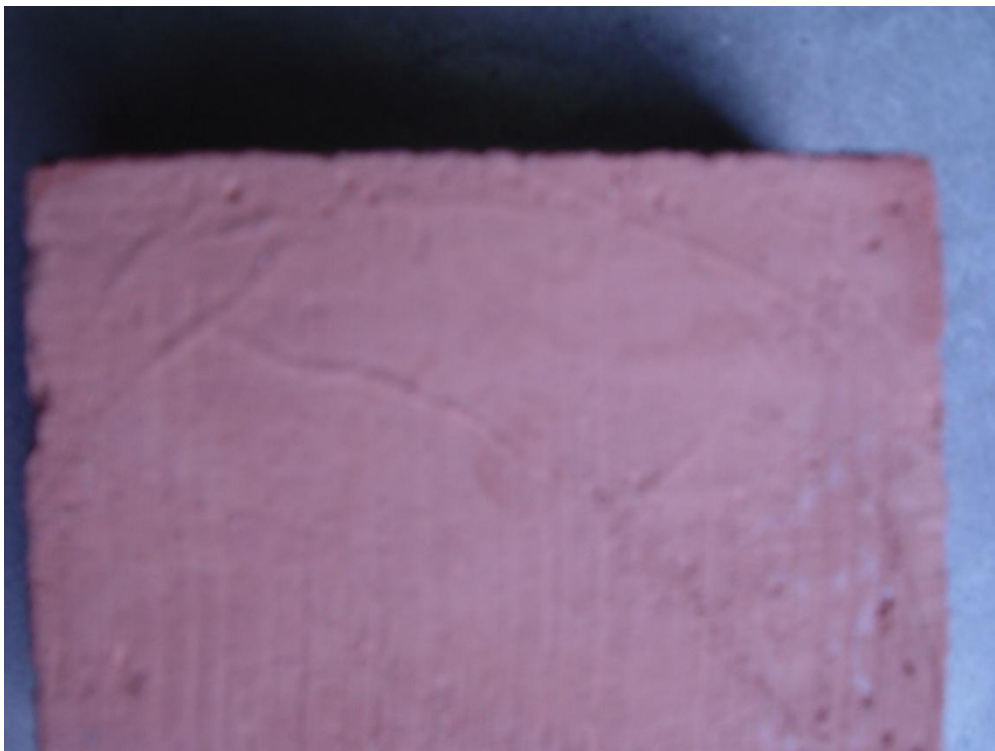
Tabella 11

Inoltre, in vista della finalità di valutare il rapporto fra le proprietà residue dei materiali componenti e del composito muratura, è necessario tenere conto della differente condizione di esposizione dei campioni di malta e mattoni e degli stessi componenti all'interno del provino di muratura. Nel caso dei mattoni, è stato ritenuto opportuno limitare la superficie direttamente esposta alle alte temperature, ponendo materiale isolante (lana di roccia) a contatto delle facce maggiori in modo da avvicinare la condizione del campione a quella dell'elemento all'interno della muratura, parzialmente protetto dal flusso termico (Figura 51).

Riguardo i provini di malta, questa considerazione non è invece stata ritenuta valida, considerando l'impossibilità di riprodurre nel campione le stesse caratteristiche geometriche e di cura del giunto all'interno dalla muratura; si è proceduto quindi in maniera analoga alle altre ricerche disponibili sui materiali cementizi, esponendo ai cicli termici i campioni prismatici di malta senza isolamento.

Subito dopo l'apertura del forno, si è compiuta l'ispezione degli effetti dell'esposizione sui campioni di materiali.

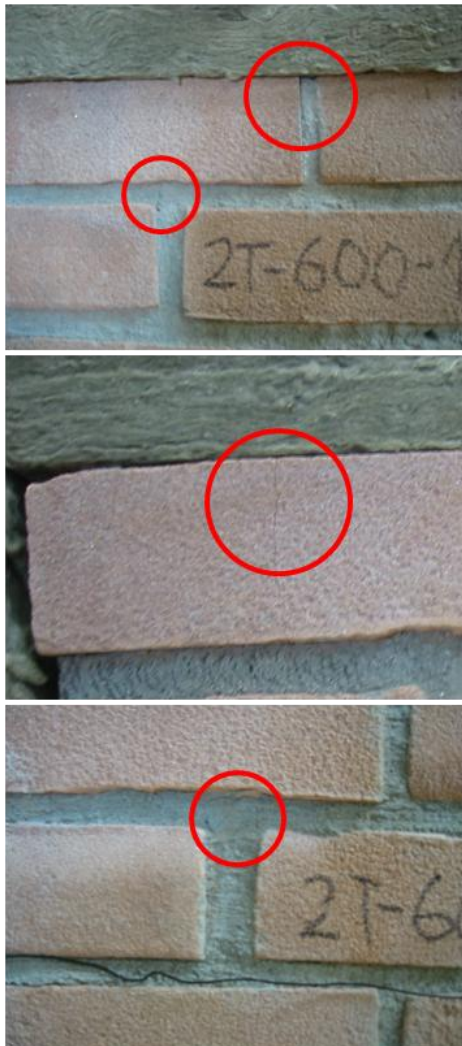
Generalmente, l'esposizione a 600°C ha prodotto su tutti i materiali effetti visibili di fessurazione; sui provini di malta si sono osservate cavillature in senso longitudinale e nei mattoni l'espansione termica ha causato in alcuni casi il distacco di angoli; i muretti isolati su un lato hanno presentato, in corrispondenza dei lati esposti, fessurazioni nei mattoni, distacchi tra mattone e giunto e fessurazioni nella malta in prossimità dell'incrocio fra giunti nelle zone prossime agli spigoli, mentre i lati non esposti non hanno presentato danni visibili. L'esposizione a 300°C ha prodotto alcuni distacchi fra mattone e malta in prossimità degli spigoli; le facce isolate non hanno mostrato alcun segno di danneggiamento. Le Figure 52-54 illustrano il danneggiamento di provini di mattoni e malta esposti a 600°C e di muratura dopo il primo ed il secondo ciclo di esposizione, rispettivamente a 600 e 300°C.



*Fig. 51 Danneggiamento di un mattone dopo il riscaldamento a 600°C*



*Fig. 52 Rottura di un mattone e cavillatura longitudinale di un campione di malta dopo il riscaldamento a 600°C*



*Fig. 53 Danneggiamento di campioni di muratura esposti a 600°C (primo ciclo)*



*Fig. 54 Danneggiamento di un campione di muratura esposto a 300°C (secondo ciclo)*

2.1.4 Schemi riassuntivi della sperimentazione

I seguenti diagrammi (Figure 55-57) sintetizzano il numero ed il tipo di prove compiute su muratura, mattoni e malta.

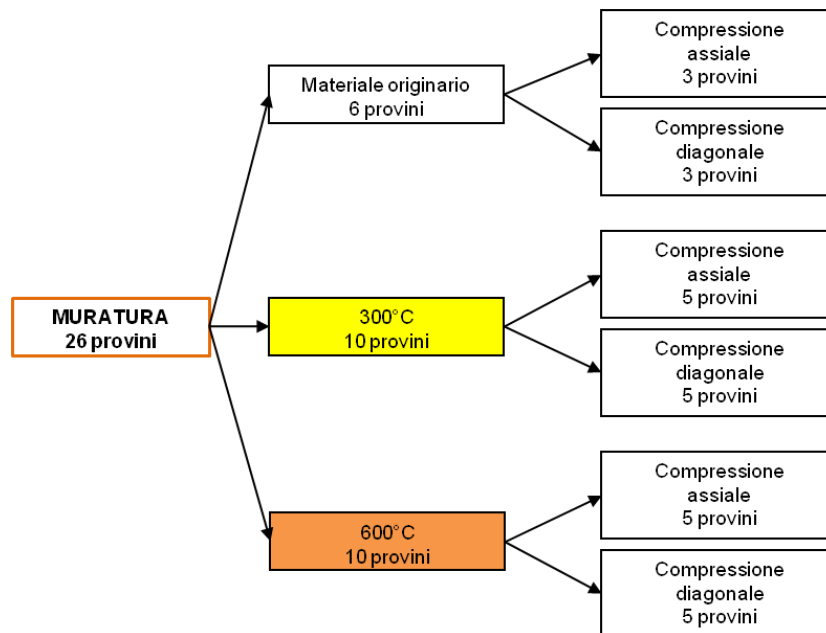


Fig. 55 Diagramma delle prove sulla muratura

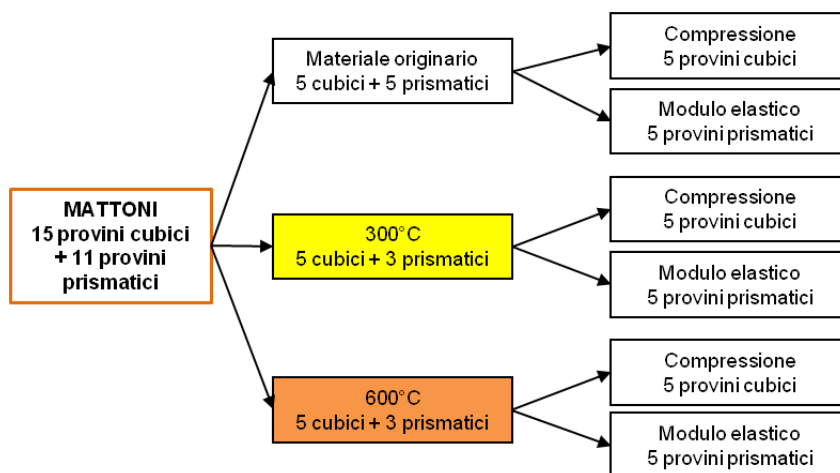


Fig. 56 Diagramma delle prove su mattoni

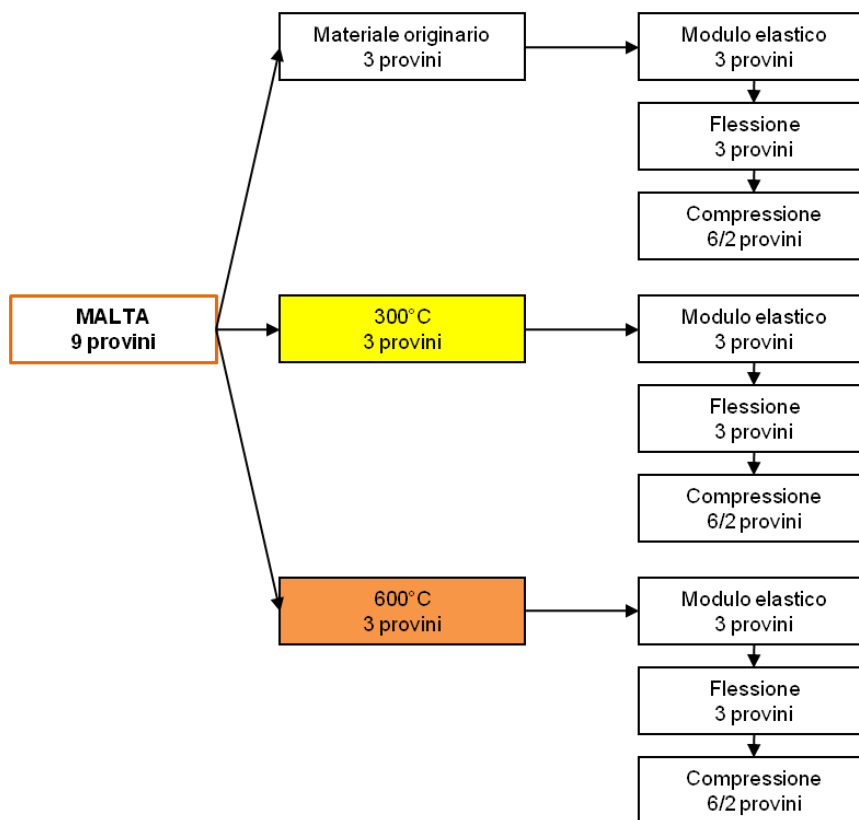


Fig. 57 Diagramma delle prove su malta

## 2.2 Prove su malta e mattoni

Tutte le prove sui prismi di malta e sui mattoni sono state eseguite per mezzo di una macchina universale di carico massimo pari a 200 kN (Galdabini SUN/20). Alle usuali procedure di determinazione della resistenza a compressione si sono aggiunte prove del modulo elastico iniziale a compressione per entrambi i materiali, considerando, per la preparazione dei campioni e l'esecuzione, quanto indicato nel protocollo UNI 9724. Alcune immagini delle prove sono riportate nelle Figure 58-61.



Fig. 58 Apparato per le prove su malta e mattoni

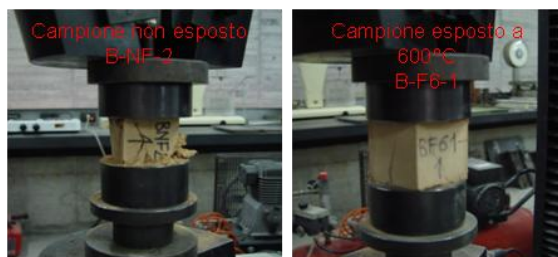


Fig. 59 Compressione su campioni di mattoni



Fig. 60 Flessione e compressione su malta

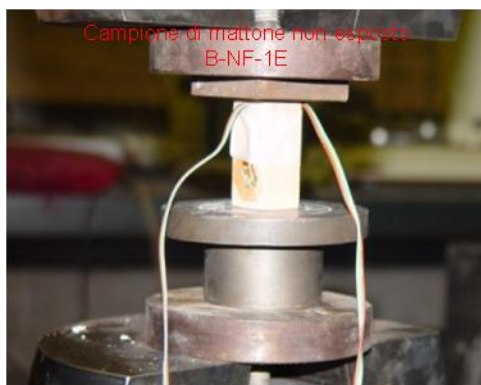


Fig. 61 Determinazione del modulo elastico su campioni di mattoni e su malta



### *2.2.1. Prove a compressione su mattoni*

Da tutti i mattoni esposti e non esposti alle alte temperature, dopo la rettificazione delle superfici maggiori, sono stati segati campioni cubici secondo il protocollo UNI 772-1 (UNI 2002). Prima della prova meccanica, i campioni sono stati essiccati in forno a 105°C sino a massa costante, secondo le indicazioni della norma di riferimento, in modo da minimizzare l'influenza del tenore di umidità sui valori sperimentali di resistenza. Le prove sono state condotte in controllo di spostamento alla velocità di 1.5 mm/min. Le denominazioni ed i dati sui mattoni sono elencati nella Tabella 12, in cui le abbreviazioni sono: B=mattone, NF=non esposto, F3=esposto a 300°C, F6=esposto a 600°C; la resistenza a compressione è indicata con  $f_{bc}$ . La Tabella 13 riassume i rapporti fra proprietà meccaniche originarie e residue secondo i valori medi. Il grafico complessivo tensione-deformazione, illustrato in Figura 62, è stato costruito con i dati del carico e dello spostamento della traversa della macchina.

Le prove hanno messo in evidenza che la resistenza a compressione cala al crescere della temperatura di esposizione; la resistenza media dopo l'esposizione a 600°C è inferiore del 38% rispetto al valore originario.

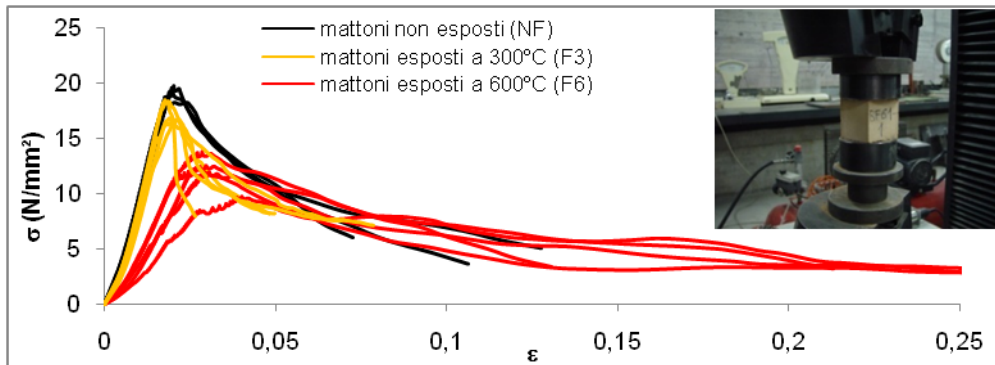


Fig. 62 Diagramma delle prove a compressione su campioni cubici di mattoni

Prove a compressione - mattoni		
provino	dimensioni (mm)	$f_{bc}$ (N/mm <sup>2</sup> )
B-NF-1	48 x 48 x 49	19.69
B-NF-2	45 x 45 x 45	18.58
B-NF-3	47 x 47 x 47	19.25
media NF		19.17
deviazione standard		0.456
deviazione standard relativa		0.024
B-F3-1	53 x 52.5 x 52.5	16.73
B-F3-2	54 x 53 x 53	18.32
B-F3-3	54 x 54 x 53	18.44
B-F3-4	54 x 55 x 53	16.84
B-F3-5	54 x 55 x 52.5	16.64
media F3		17.39
deviazione standard		0.80
deviazione standard relativa		0.046
B-F6-1	54 x 54 x 54.5	13.76
B-F6-2	54 x 55 x 55	12.48
B-F6-3	55 x 55 x 54.5	12.02
B-F6-4	56 x 54 x 56	11.87
B-F6-5	53 x 54 x 55	9.67
media F6		11.96
deviazione standard		1.324
deviazione standard relativa		0.1107

Tabella 12

Rapporto proprietà originarie / residue - mattoni	
Ciclo termico	$f_{bc,res} / f_{bc}$
F3	0.91
F6	0.62

Tabella 13

### 2.2.2. Prove a flessione e compressione su malta

Le prove a flessione e successivamente a compressione sulle metà risultanti da ciascun provino sono state effettuate secondo il protocollo UNI 1015-11 (UNI 2001b) su tre campioni esposti a 600°C, tre esposti a 300°C e tre non esposti.

Le prove a compressione sono state condotte in controllo di spostamento, con velocità di carico pari a 1.5 mm/min ed interrotte dopo il picco a circa la metà del carico massimo. Le denominazioni dei provini ed i risultati delle prove sono elencati nelle Tabelle 14 e 15; le abbreviazioni usate per indicare i provini sono le seguenti: M=malta, NF=non esposto, F3=esposto a 300°C, F6=esposto a 600°C. I rispettivi grafici carico-spostamento e tensione-deformazione delle prove a flessione e a compressione sono illustrati nelle Figure 63 e 64; anche in questo caso i valori in ascissa nei grafici sono stati ricavati dai dati dello spostamento relativi alla corsa della traversa.

Le prove hanno fornito risultati caratterizzati da una buona uniformità. I due parametri indagati presentano tendenze diverse; la resistenza a flessione cala in maniera continua rispetto al valore originario, mentre il valore medio di resistenza a compressione aumenta del 29% dopo l'esposizione a 300°C e subisce un abbattimento della stessa entità, sempre rispetto al valore originario, dopo l'esposizione a 600°C.

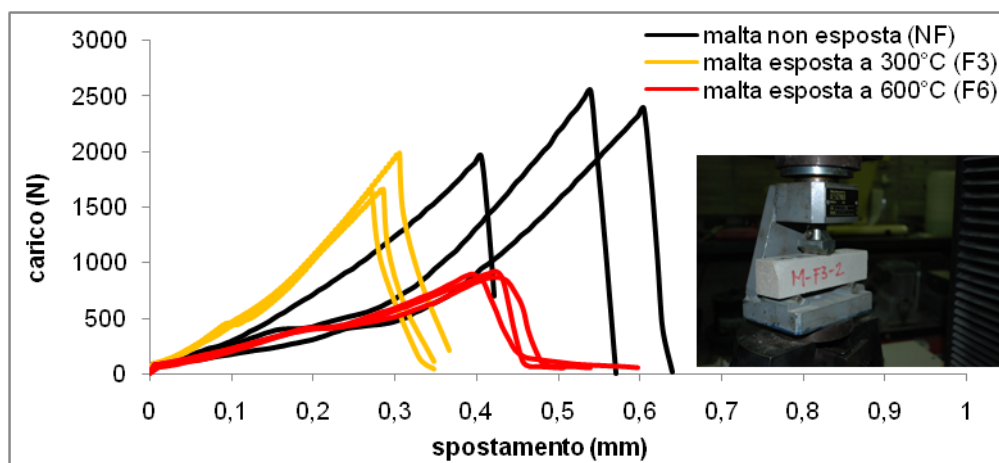


Fig. 63 Diagramma delle prove a flessione su prismi di malta

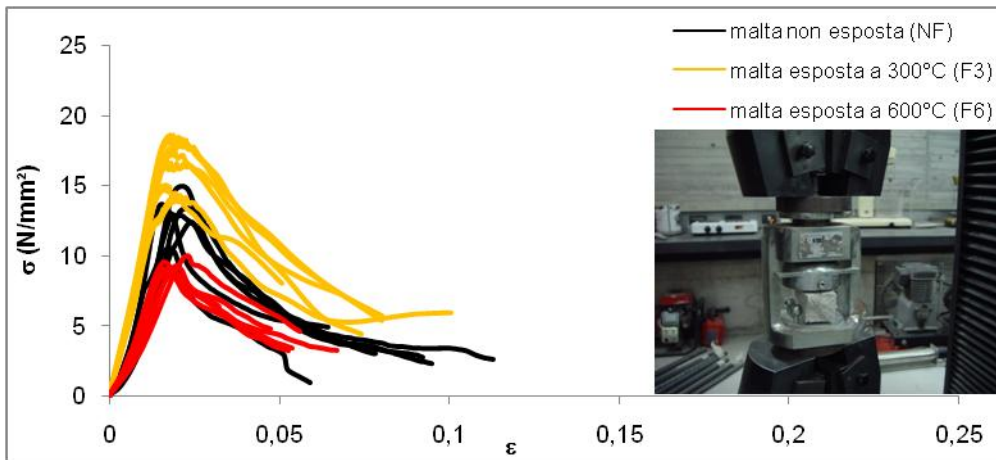


Fig. 64 Diagramma delle prove a compressione su prismi di malta

Prove a flessione e a compressione - malta		
Provino	$f_{mf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{mc}$ (N/mm <sup>2</sup> )
M-NF-1	5.60	12.38; 12.91
M-NF-2	5.97	14.96; 13.44
M-NF-3	4.58	10.61; 13.72
media NF	5.38	13.00
deviazione standard	0.587	1.333
deviazione standard relativa	0.109	0.103
M-F3-1	3.87	15.03; 14.29
M-F3-2	4.66	18.65; 18.36
M-F3-3	3.91	17.75; 16.73
media F3	4.14	16.80
deviazione standard	0.363	1.643
deviazione standard relativa	0.088	0.098
M-F6-1	2.03	9.53; 8.60
M-F6-2	2.16	9.29; 10.03
M-F6-3	2.09	9.12; 9.01
media F6	2.09	9.26
deviazione standard	0.053	0.444
deviazione standard relativa	0.026	0.048

Tabella 14

Rapporto proprietà originarie / residue - malta		
Ciclo termico	$f_{mf,res} / f_{mf}$	$f_{mc,res} / f_{mc}$
F3	0.77	1.29
F6	0.39	0.71

Tabella 15

### 2.2.3. Prove di modulo elastico

Le prove di determinazione del modulo elastico iniziale a compressione sono state praticate sulla base delle indicazioni del protocollo UNI 9724 (UNI 1991), che prescrive l'uso di provini cilindrici oppure prismatici, più snelli dei campioni previsti dai protocolli UNI qui seguiti per caratterizzare la resistenza a compressione su malta e mattoni. Per determinare il modulo elastico dei mattoni nella direzione secondo cui essi sono normalmente sottoposti a compressione, sono stati prodotti piccoli campioni prismatici delle dimensioni di circa 20 x 20 x 50 mm, la cui dimensione maggiore è orientata secondo lo spessore del mattone; questi provini hanno rapporti proporzionali conformi a quelli prescritti dalla UNI 9724. I prismi sono stati accuratamente rettificati per mezzo di fresatura sulle basi, in modo da assicurare la distribuzione uniforme del carico. I prismi esposti ai due cicli termici a 300 e a 600°C sono stati preventivamente sottoposti ad un processo di cura in acqua per 6 ore; il carico è stato applicato sino alla rottura del campione, in controllo di spostamento, alla velocità di 0.75 mm/min. Per quanto riguarda la malta, le prove del modulo elastico sono state compiute, in precedenza a quelle di flessione e a compressione, sugli stessi prismi 40 x 40 x 160 mm; per non danneggiare i provini prima delle prove distruttive, si è avuta cura di limitare la prova al campo elastico, interrompendola alla metà circa del carico massimo presunto. Le prove sono state condotte in controllo di forza, con una velocità di 50 N/s. Le deformazioni sono state rilevate per mezzo di due trasduttori elettrici (Figura 61), applicati a facce opposte dei provini, ed i grafici  $\sigma$ -micro $\varepsilon$  sono stati costruiti sulla base del valore medio delle deformazioni misurate. I grafici della Figura 65 e 66 illustrano rispettivamente le prove sui prismi di mattoni e di malta non esposti ed esposti alle alte temperature. I dati sono raccolti nelle Tabelle 16-19, secondo le abbreviazioni precedenti, con  $E$  a significare la prova di modulo elastico. Per il mattone, il valore di  $E$  è la media del rapporto  $\sigma/\varepsilon$  ad un terzo e due terzi della tensione massima; per la malta è dato dalla media  $\sigma/\varepsilon$  alla tensione massima prescritta ed alla metà di tale valore. I risultati dimostrano che il mattone presenta un lieve aumento del modulo elastico dopo l'esposizione a 300°C ed un ritorno in prossimità dei valori originari a 600°C, pur se in quest'ultimo caso il risultato ha potuto essere determinato in base a due soli campioni. La malta mostra invece una diminuzione continua e più consistente del modulo elastico al crescere della temperatura di esposizione; in particolare, il valore medio della malta esposta a 600°C presenta un calo superiore al 50% rispetto al valore originario; ciò indica, nonostante la dispersione dei singoli dati, un effetto di significativo deterioramento meccanico indotto dalla temperatura.

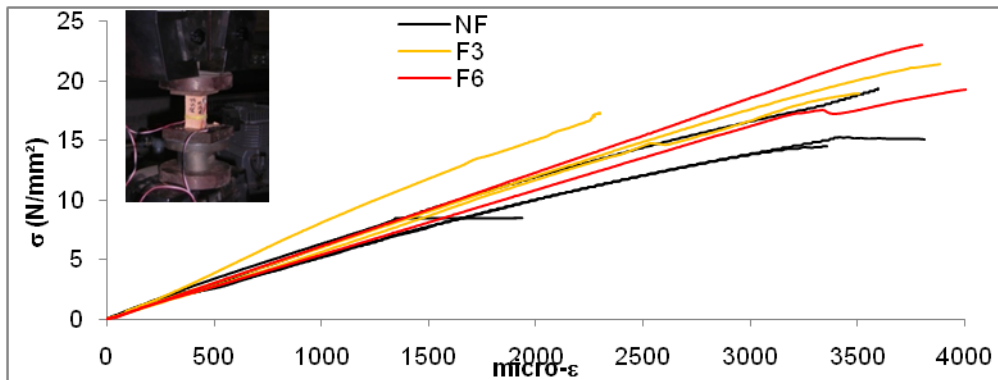


Fig. 65 Grafico  $\sigma$ - $\text{micro}\epsilon$  delle prove di modulo elastico su campioni di mattoni

Prove di modulo elastico – mattoni	
Provino	$E_b$ ( $\text{N/mm}^2$ )
B-NF-1E	6606
B-NF-2E	5082
B-NF-3E	5162
B-NF-4E	5991
media NF	5710
deviazione standard	646.004
deviazione standard relativa	0.113
B-F3-1E	7934
B-F3-2E	5754
B-F3-3E	5986
media F3	6558
deviazione standard	977.578
deviazione standard relativa	0.149
B-F6-1E	5986
B-F6-2E	5405
B-F6-3E	-
media F6	5765
deviazione standard	4079.465
deviazione standard relativa	0.708

Tabella 16

Rapporto proprietà originarie / residue – modulo elastico mattoni	
Ciclo termico	$E_{b,res} / E_b$
F3	1.15
F6	1.01

Tabella 17

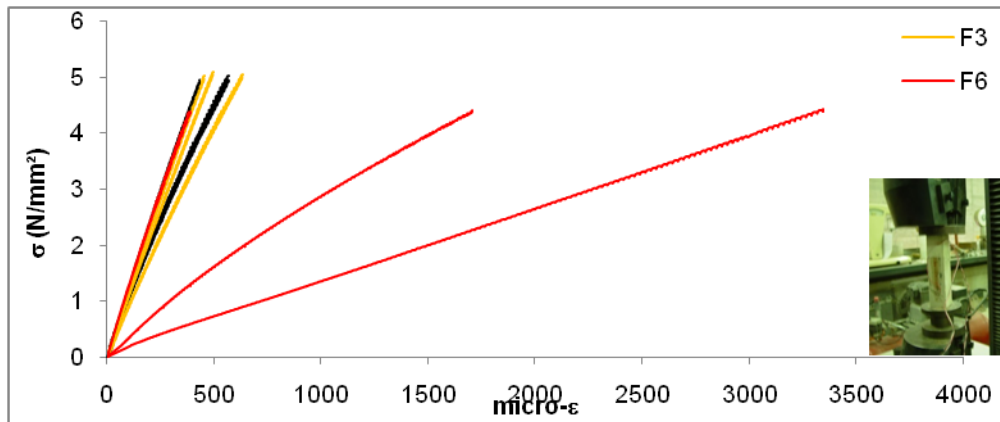


Fig. 66 Grafico  $\sigma$ - $\varepsilon$  delle prove di modulo elastico su prismi di malta

Prove di modulo elastico – malta	
Provino	$E_m$ (N/mm <sup>2</sup> )
M-NF-1E	11784
M-NF-2E	12190
M-NF-3E	9408
media NF	11127
deviazione standard	1227
deviazione standard relativa	0.110
M-F3-1E	8257
M-F3-2E	11191
M-F3-3E	10541
media F3	9996
deviazione standard	1258.2
deviazione standard relativa	0.126
M-F6-1E	11731
M-F6-2E	2822
M-F6-3E	1331
media F6	5295
deviazione standard	4591.7
deviazione standard relativa	0.867

Tabella 18

Rapporto proprietà originarie / residue – modulo elastico malta	
Ciclo termico	$E_{m,res} / E_m$
F3	0.90
F6	0.48

Tabella 19

### 2.3 Prove su muratura

Le prove sulla muratura sono state effettuate per mezzo di una pressa del carico massimo di 6000 kN (Metrocom Engineering) con sistema di controllo dati e trasduttore LVDT a rilevare la corsa della traversa; le deformazioni del campione sono state rilevate per mezzo di trasduttori estensimetrici applicati. La Figura 67 rappresenta il setup di prova e la collocazione di un provino nella pressa prima della compressione assiale.



*Fig. 67 Setup di prova a compressione sulla muratura ed inserimento di un provino nella macchina di prova*

#### 2.3.1 Compressione

Su tutti i provini di muratura da sottoporre alla prova di compressione assiale secondo il protocollo UNI EN 1052-1 (UNI 2001a) è stata preventivamente effettuata la spianatura delle superfici superiore ed inferiore per mezzo di livellante cementizio; la ripartizione del carico di compressione è stata assicurata inoltre dall'interposizione, fra il pannello e la traversa della pressa, di una piastra d'acciaio dello spessore di 42 mm. Durante le prove, condotte in controllo di spostamento con velocità di carico pari a 0.05 mm/s, gli spostamenti verticali sono stati rilevati per mezzo di quattro trasduttori estensimetrici applicati alle facce maggiori del provino; in quasi tutti i provini esposti alle alte temperature è stato inoltre possibile aggiungere due estensimetri potenziometrici per rilevare la comparsa di fessurazioni



verticali sui lati corti. La collocazione degli strumenti sulle facce dei provini, con le abbreviazioni usate nei grafici che seguiranno, è indicata nella Figura 68.

Il termine di ciascuna prova, dopo il picco, è stato stabilito al raggiungimento di valori pari a circa la metà del carico massimo, per assicurare l'integrità della strumentazione.

Per i tre casi della muratura non esposta, esposta a 300°C ed esposta a 600°C sono stati tracciati i grafici  $\sigma$ - $\varepsilon$  complessivi delle prove, in cui i valori di deformazione sono stati calcolati come media dei dati di tutti i trasduttori (Figure 69-71); si assume come positiva la deformazione a compressione. Da questi dati sono stati ricavati i valori di resistenza a compressione  $f_c$ , modulo elastico tangente  $E_c$ , deformazione di picco  $\varepsilon_{c1}$  e deformazione post picco  $\varepsilon_{c2}$  relativi al materiale non esposto (valori originari) ed esposto ad alte temperature (valori residui, indicati in generale con il sottoscritto <sub>res</sub> e nei casi particolari con <sub>300</sub> e <sub>600</sub>), elencati nelle Tabelle 19-21. Il modulo elastico tangente originario  $E_c$  e residuo  $E_{c,res}$  è stato calcolato per ogni provino come media del rapporto  $\sigma/\varepsilon$  ad un terzo ed a due terzi della tensione massima; la deformazione post picco  $\varepsilon_{c2}$  ed  $\varepsilon_{c2,res}$  è la deformazione corrispondente alla metà della tensione massima raggiunta, ossia nel punto che si è assunto come termine della prova. La Tabella 22 elenca i rapporti fra il valore originario ed i valori residui. La Figura 72 riunisce e confronta in un unico diagramma i grafici complessivi di tutti i campioni provati.

Dai grafici delle Figure 69-71 si nota immediatamente la diminuzione della deformazione di picco e l'aumento della deformazione post picco al crescere della temperatura di esposizione, in particolare la deformazione post picco  $\varepsilon_{c2,res}$  aumenta in modo particolarmente vistoso; la Tabella 22 riporta, in termini di valor medio, rapporti  $\varepsilon_{c2,res} / \varepsilon_{c2}$  superiori ad 1.5 ed a 2.5 volte il valore originario, rispettivamente per l'esposizione a 300 e a 600°C. Per quanto riguarda la resistenza a compressione ed il modulo elastico iniziale, la tendenza non è così chiaramente individuabile dai grafici; la Tabella 22 indica che in termini di valore medio, anche se le differenze sono di lieve entità, vi è un aumento sia di rigidezza sia di resistenza dopo l'esposizione a 300°C ed una diminuzione in seguito all'esposizione a 600°C rispetto al valore originario.

Nei grafici  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei singoli provini (Figure 73-77), l'andamento di ciascun provino in termini di deformazione media è confrontato con le deformazioni calcolate sulla base dei dati dei singoli trasduttori di spostamento. Per una migliore comprensione del comportamento strutturale del provino nel ramo di carico, le deformazioni verticali e, ove rilevate, orizzontali sono state anche rappresentate sulla pianta del provino, ai livelli di 1/3, 2/3 e 3/3 della tensione massima (Figure 78-80, richiamate nei grafici dei singoli provini). L'uniformità nella distribuzione delle deformazioni sulle

superfici del provino, che si può considerare buona nei tre casi di muratura originaria (Figura 78), è stata in questo modo valutata e messa in relazione con la temperatura di esposizione, posto che l'uniformità nel trasferimento del carico alla faccia superiore del provino sia stata assicurata.

Le fotografie riprodotte nelle Figure 81-86 documentano le modalità di fessurazione e collasso riscontrate nel corso delle prove. Sostanzialmente, sia nei provini esposti ad alte temperature sia in quelli non esposti, la prima fessurazione si è manifestata con lesioni verticali in corrispondenza dell'allineamento dei giunti, prevalentemente nei mattoni e all'interfaccia mattone-giunto verticale. Fra i provini esposti (in particolare: 2T-F3-1S-3C, 2T-F3-1S-5C, 2T-F6-1S-3C e 2T-F6-1S-10C) si è inoltre riscontrato un comportamento caratterizzato dalla concentrazione del danneggiamento visibile sul lato esposto durante la fase di collasso. La distribuzione delle deformazioni, nei provini che hanno presentato questo comportamento, mostra valori di accorciamento significativamente più elevati in corrispondenza della faccia esposta (cfr Figure 74, 77, 79 e 80), e le condizioni al termine della prova, specialmente nel caso dei provini 2T-F6-1S-3C e 2T-F6-1S-10C, rivelano una tendenza al distacco dello spessore danneggiato dalle alte temperature (Figura 86). In questi casi il deterioramento delle proprietà meccaniche nello spessore danneggiato è quindi stato tale da indurre una disomogeneità particolarmente marcata nella sezione resistente, che si è manifestata con lo sviluppo di accorciamenti significativamente maggiori in corrispondenza del lato danneggiato.

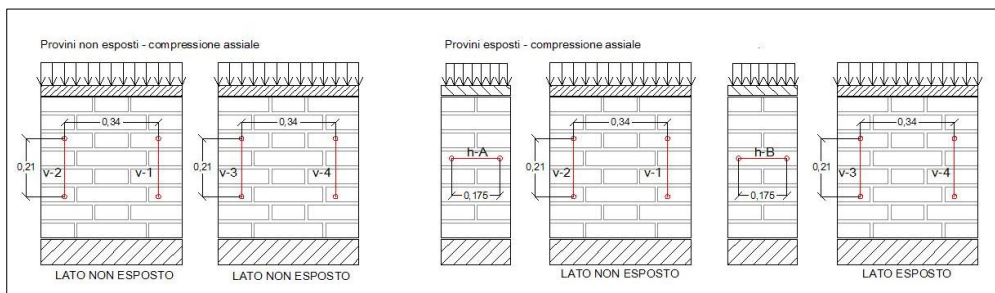


Fig. 68 Schemi di collocazione dei trasduttori – compressione assiale

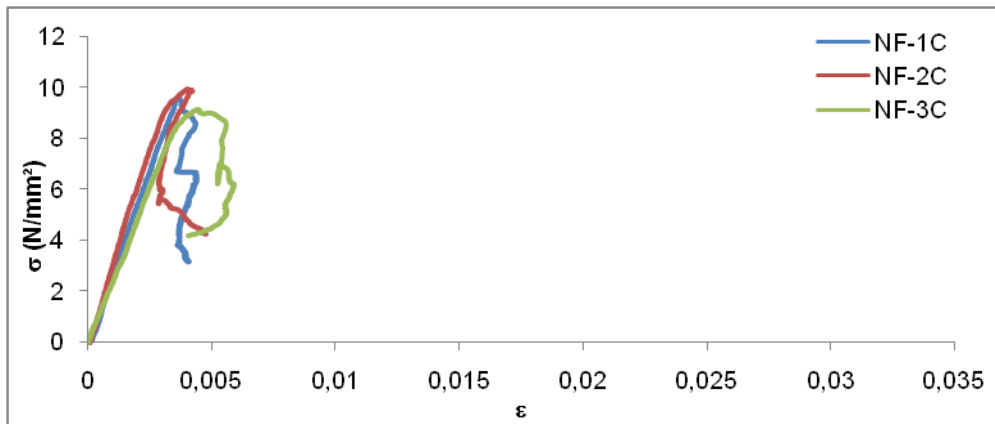


Fig. 69 Muratura non esposta ad alte temperature – Grafico  $\sigma$ - $\epsilon$  compressivo

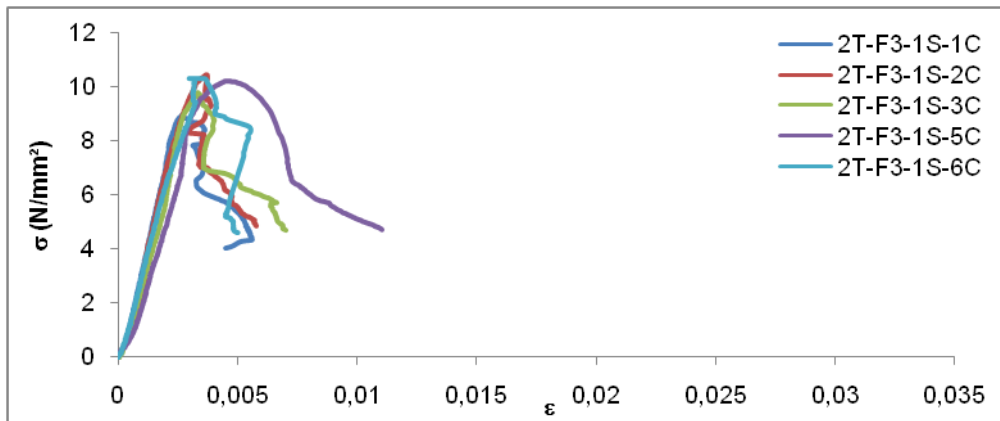


Fig. 70 Muratura esposta a 300°C – Grafico  $\sigma$ - $\epsilon$  compressivo

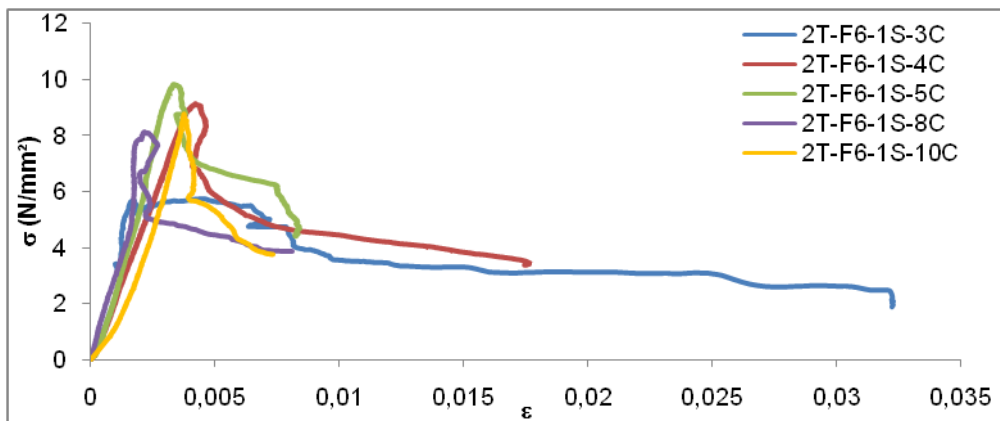


Fig. 71 Muratura esposta a 600°C – Grafico  $\sigma$ - $\epsilon$  compressivo

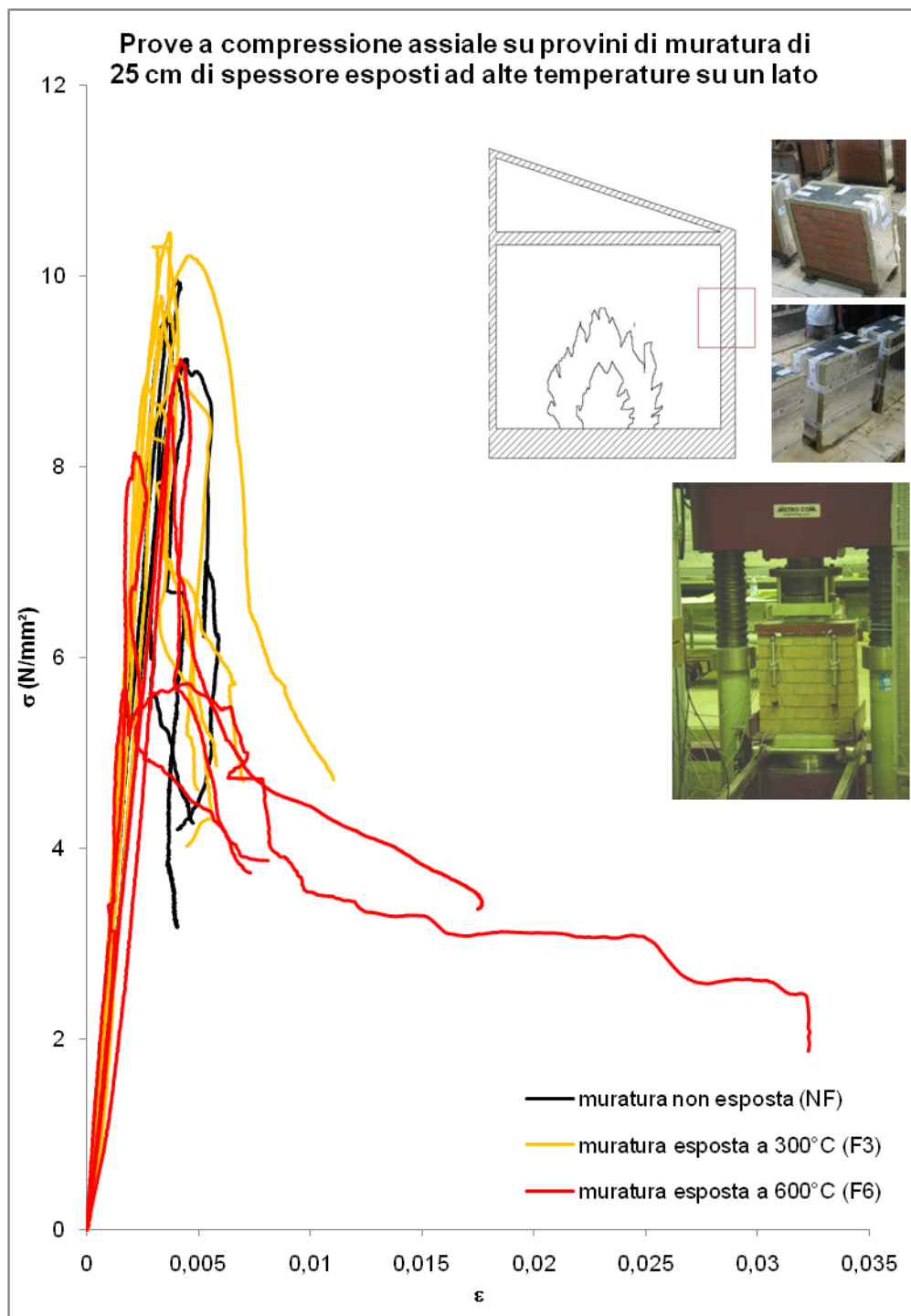


Fig. 72 Prove a compressione – muratura non esposta ed esposta ad alte temperature

<b>Compressione assiale su campioni di muratura non esposti ad alte temperature</b>				
<b>Provino</b>	<b><math>f_c</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>E_c</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\epsilon_{c1}</math></b>	<b><math>\epsilon_{c2}</math></b>
2T-NF-1	9.64	2723	0.0037	0.0038
2T-NF-2	9.97	3085	0.0040	0.0039
2T-NF-3	9.13	2360	0.0044	0.0051
media NF	9.58	2723	0.0040	0.0043
deviazione standard	0.346	295.98	0.00029	0.00059
deviazione standard relativa	0.036	0.109	0.072	0.138

Tabella 19

<b>Compressione assiale su campioni di muratura esposti a 300°C</b>				
<b>Provino</b>	<b><math>f_{c,res}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>E_{c,res}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\epsilon_{c1,res}</math></b>	<b><math>\epsilon_{c2,res}</math></b>
2T-F3-1S-1	8.94	3293	0.0027	0.0056
2T-F3-1S-2	10.46	3246	0.0037	0.0054
2T-F3-1S-3	9.79	2874	0.0033	0.0069
2T-F3-1S-5	10.21	2438	0.0046	0.01
2T-F3-1S-6	10.31	3128	0.0030	0.0047
media F3	9.94	2996	0.0035	0.0065
deviazione standard	0.548	314.45	0.00066	0.01358
deviazione standard relativa	0.055	0.105	0.189	2.089

Tabella 20

<b>Compressione assiale su campioni di muratura esposti a 600°C</b>				
<b>Provino</b>	<b><math>f_{c,res}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>E_{c,res}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\epsilon_{c1,res}</math></b>	<b><math>\epsilon_{c2,res}</math></b>
2T-F6-1S-3	5.73	2687	0.0045	0.0265
2T-F6-1S-4	9.13	2246	0.0042	0.0085
2T-F6-1S-5	9.84	2736	0.0034	0.0083
2T-F6-1S-8	8.14	3131	0.0022	0.0064
2T-F6-1S-10	8.75	1771	0.0038	0.0058
media F6	8.32	2515	0.0036	0.0111
deviazione standard	1.407	465.57	0.00080	0.00700
deviazione standard relativa	0.169	0.185	0.223	0.529

Tabella 21

<b>Rapporto proprietà medie originarie / residue – muratura in compressione assiale</b>				
<b>Temperatura</b>	<b><math>f_{c,res} / f_c</math></b>	<b><math>E_{c,res} / E_c</math></b>	<b><math>\epsilon_{c1,res} / \epsilon_{c1}</math></b>	<b><math>\epsilon_{c2,res} / \epsilon_{c2}</math></b>
F3	1.04	1.10	0.875	1.51
F6	0.87	0.93	0.90	2.58

Tabella 22

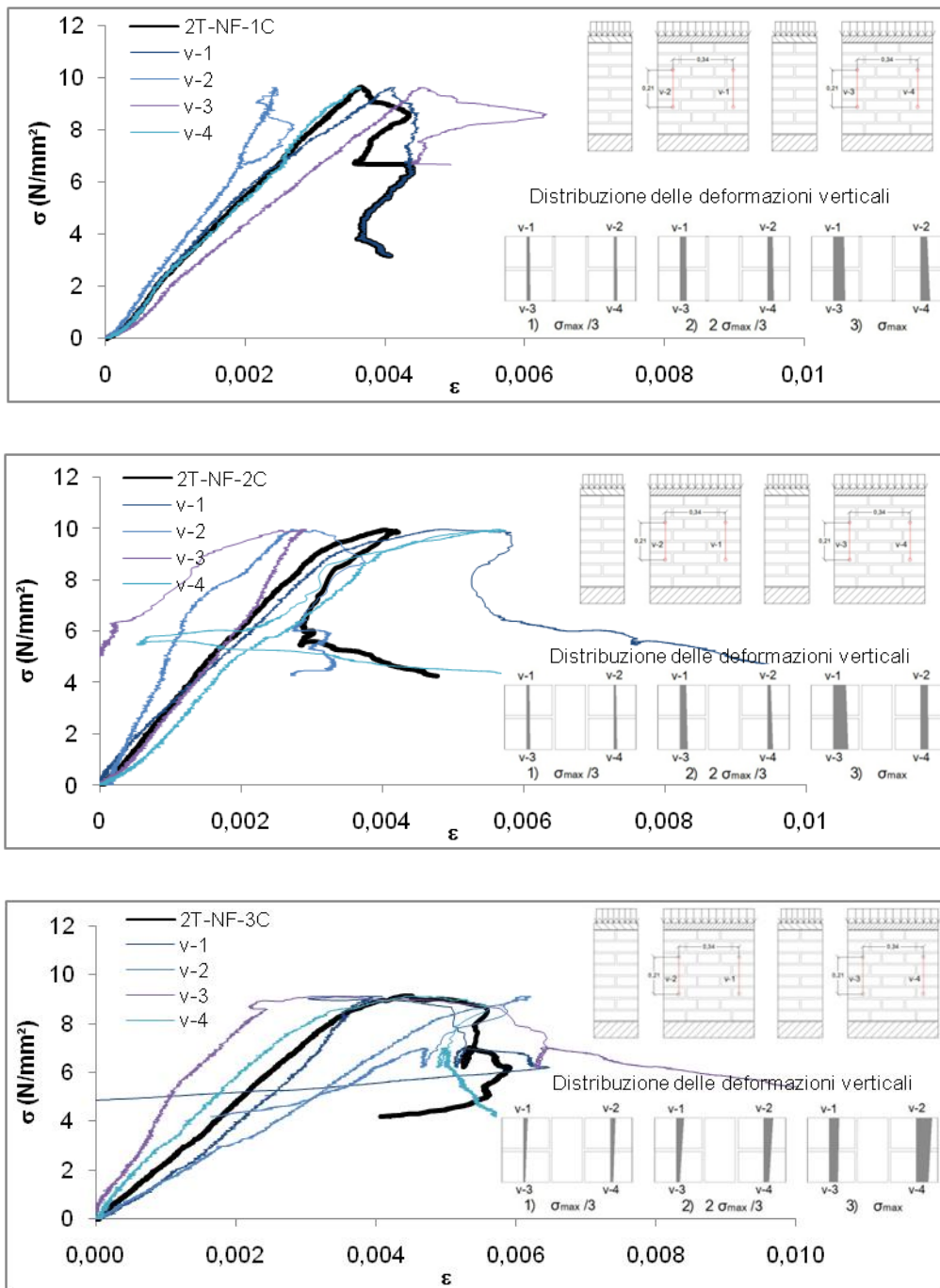


Fig. 73 Muratura non esposta – Grafici  $\sigma$ - $\epsilon$  complessivo e dei singoli provini relativi alla deformazione media rilevata ed ai singoli trasduttori verticali (v-1, v-2, v-3 e v-4)

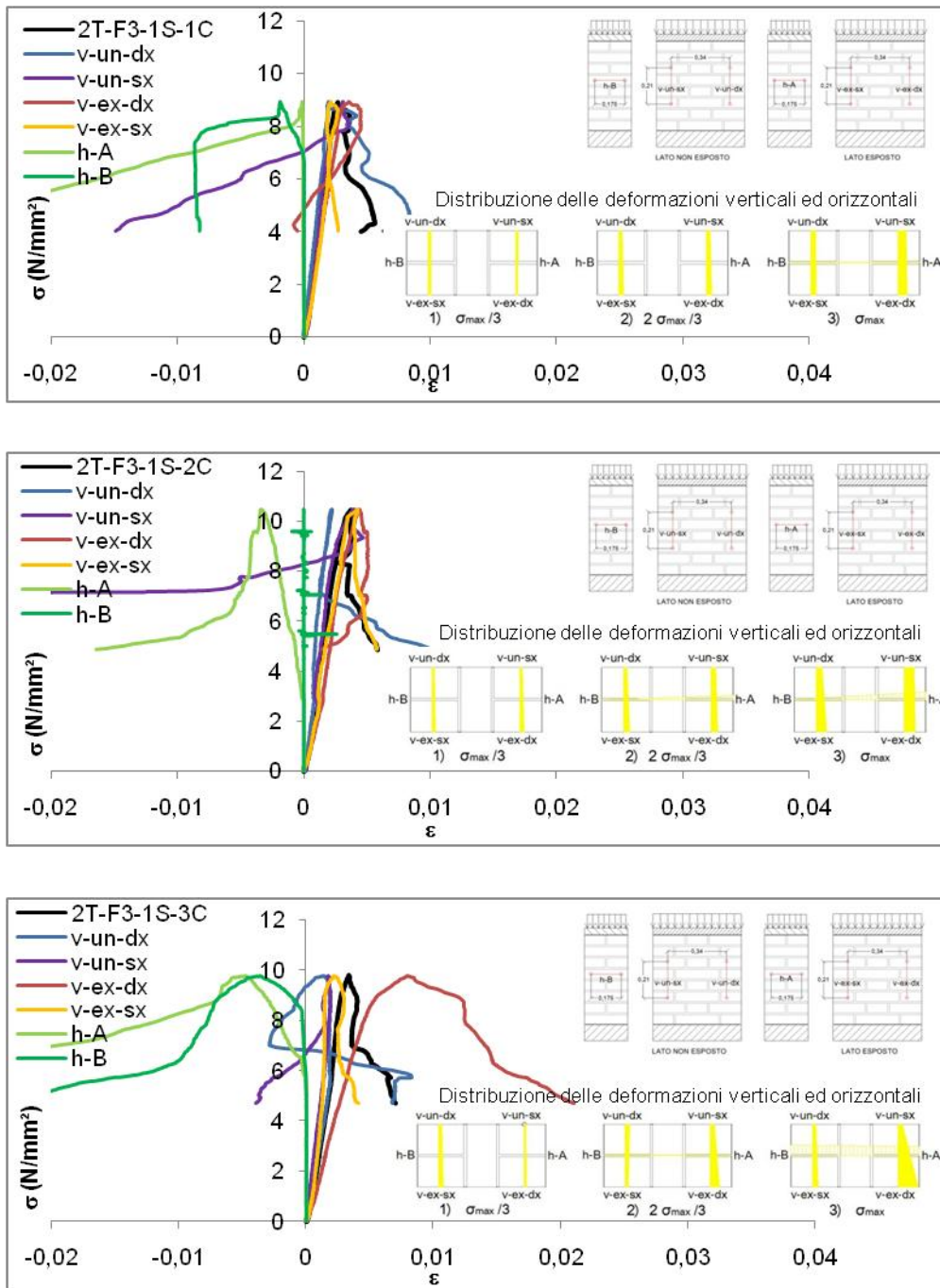


Fig. 74 Muratura esposta a 300°C – Grafici  $\sigma$ - $\epsilon$  dei singoli provini n. 1-2-3, relativi alla deformazione media rilevata, ai singoli trasduttori verticali sul lato esposto (v-ex-sx e v-ex-dx) e non esposto (v-un-sx e v-un-dx), ed ai trasduttori orizzontali (h-A e h-B)

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

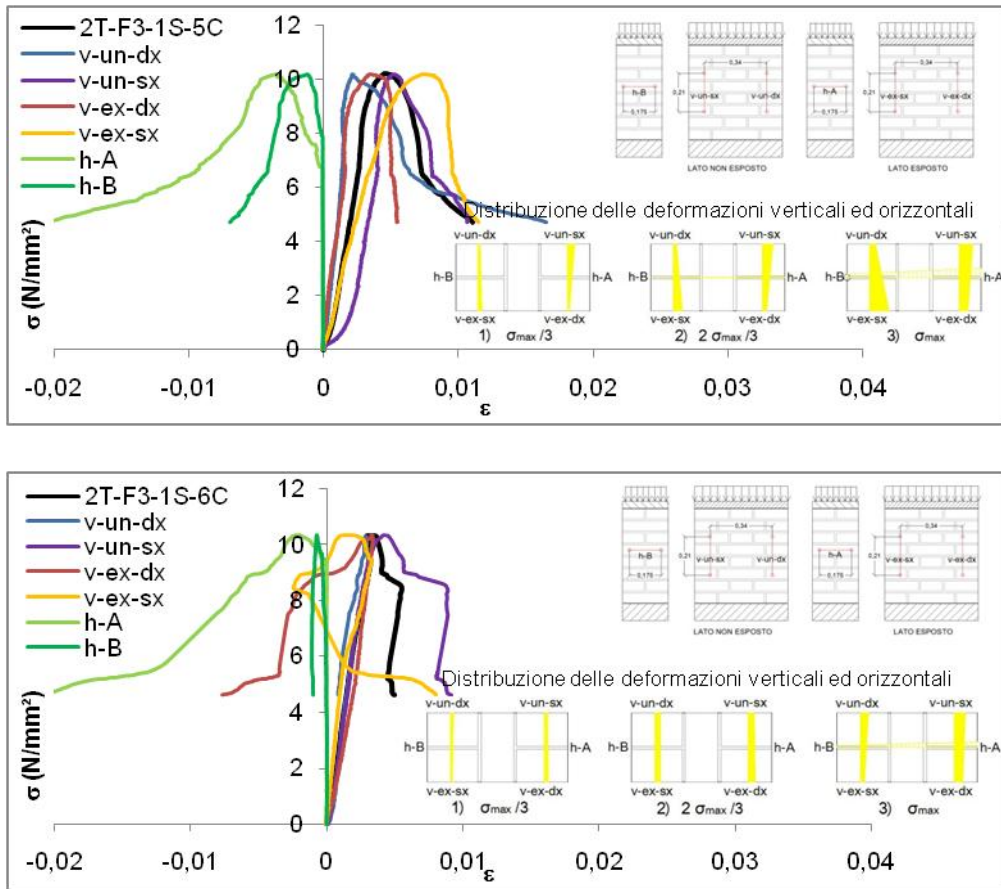


Fig. 75 Muratura esposta a 300°C – Grafici  $\sigma$ - $\epsilon$  dei singoli provini n. 5 e 6, relativi alla deformazione media rilevata, ai singoli trasduttori verticali sul lato esposto (v-ex-sx e v-ex-dx) e non esposto (v-un-sx e v-un-dx), ed ai trasduttori orizzontali (h-A e h-B)



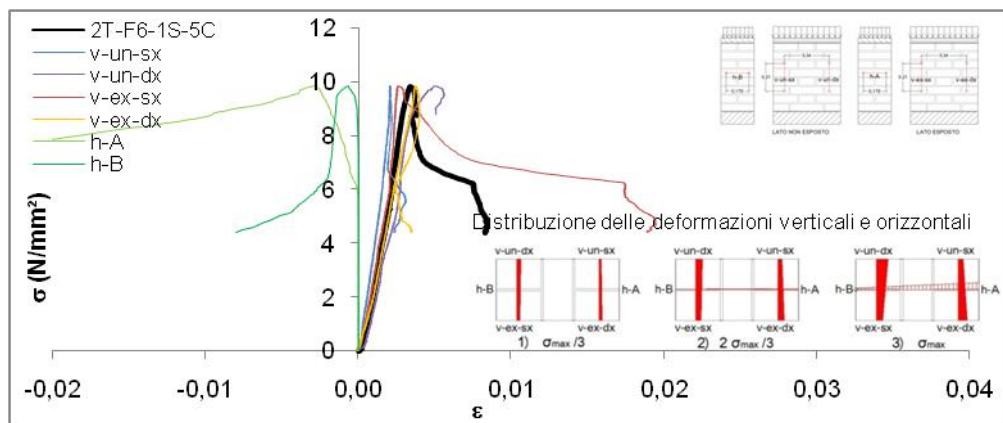
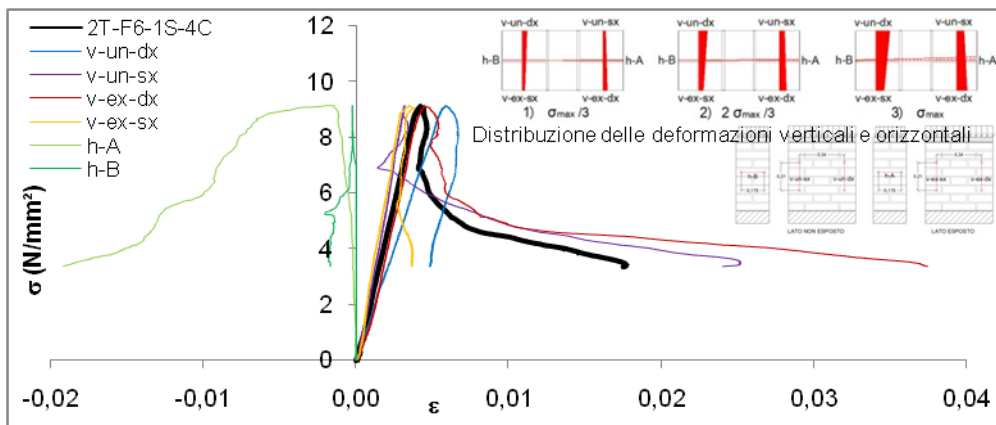
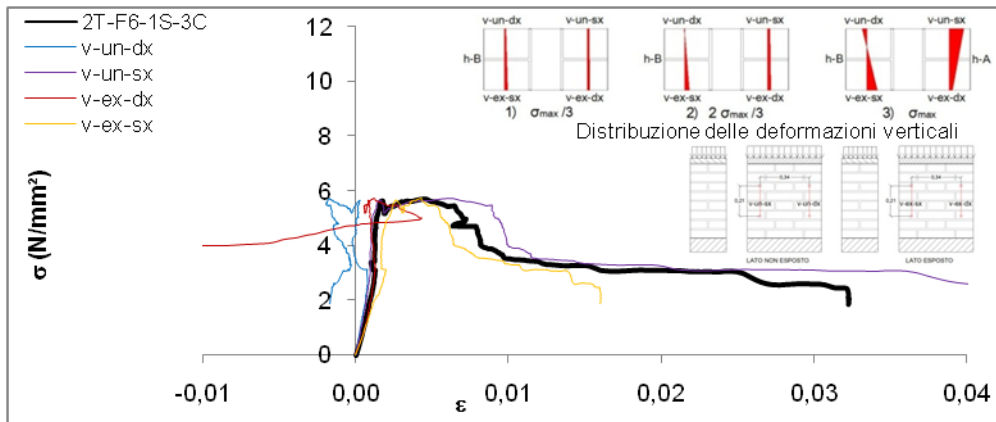


Fig. 76 Muratura esposta a 600°C – Grafici  $\sigma$ - $\epsilon$  dei singoli provini n. 3-4-5 relativi alla deformazione media rilevata, ai singoli trasduttori verticali sul lato esposto (v-ex-sx e v-ex-dx) e non esposto (v-un-sx e v-un-dx), ed ai trasduttori orizzontali (h-A e h-B)

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

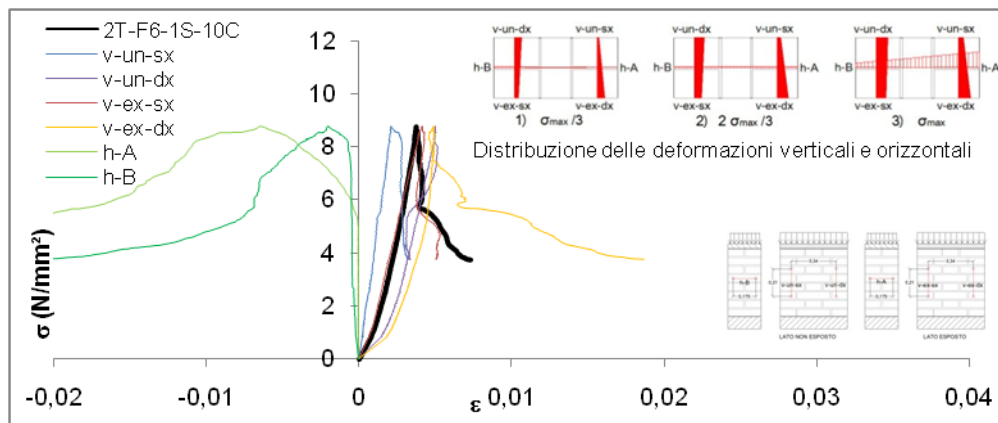
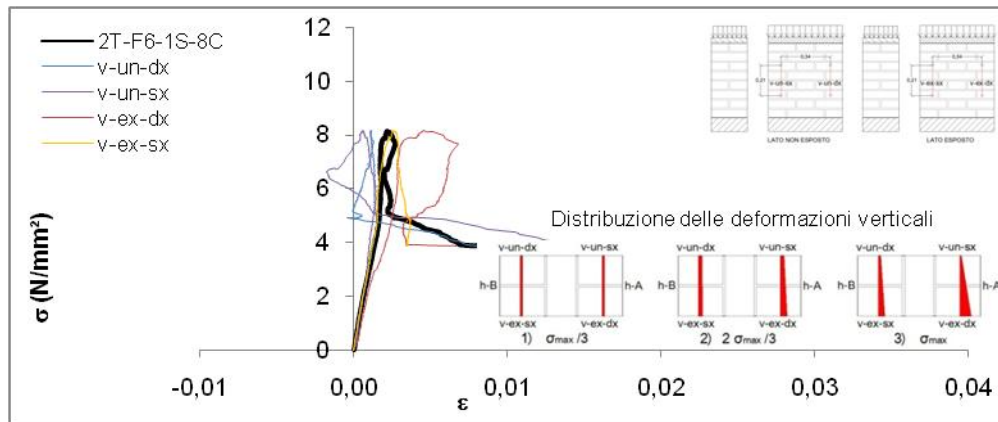


Fig. 77 Muratura esposta a 600°C – Grafici  $\sigma$ - $\epsilon$  dei singoli provini n. 8-10 relativi alla deformazione media rilevata, ai singoli trasduttori verticali sul lato esposto (v-ex-sx e v-ex-dx) e non esposto (v-un-sx e v-un-dx), ed ai trasduttori orizzontali (h-A e h-B)

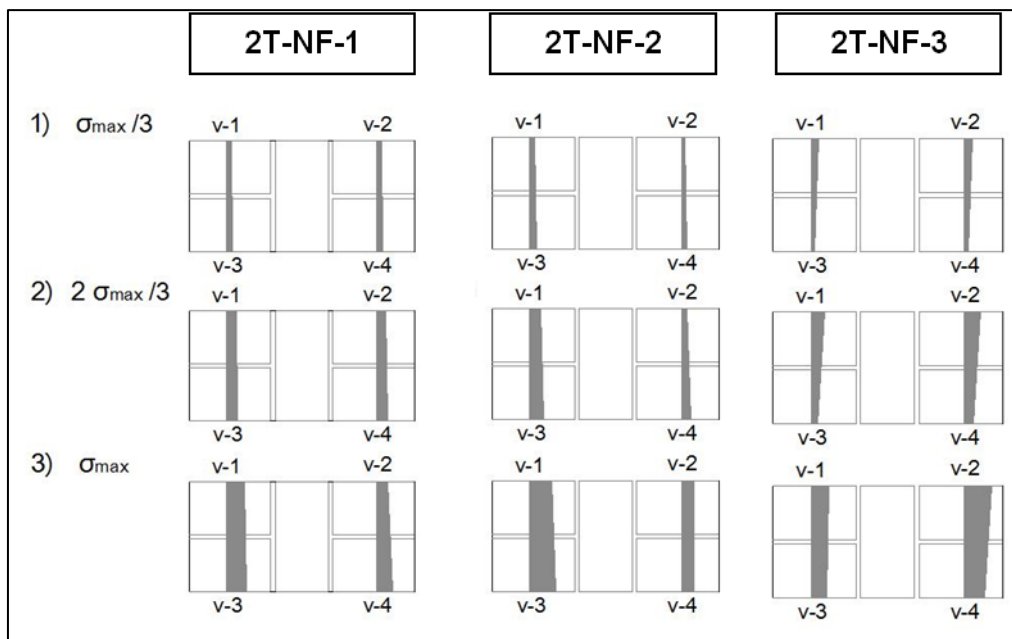


Fig. 78 Muratura non esposta – Deformazioni rilevate dai trasduttori rappresentate sulla pianta dei provini

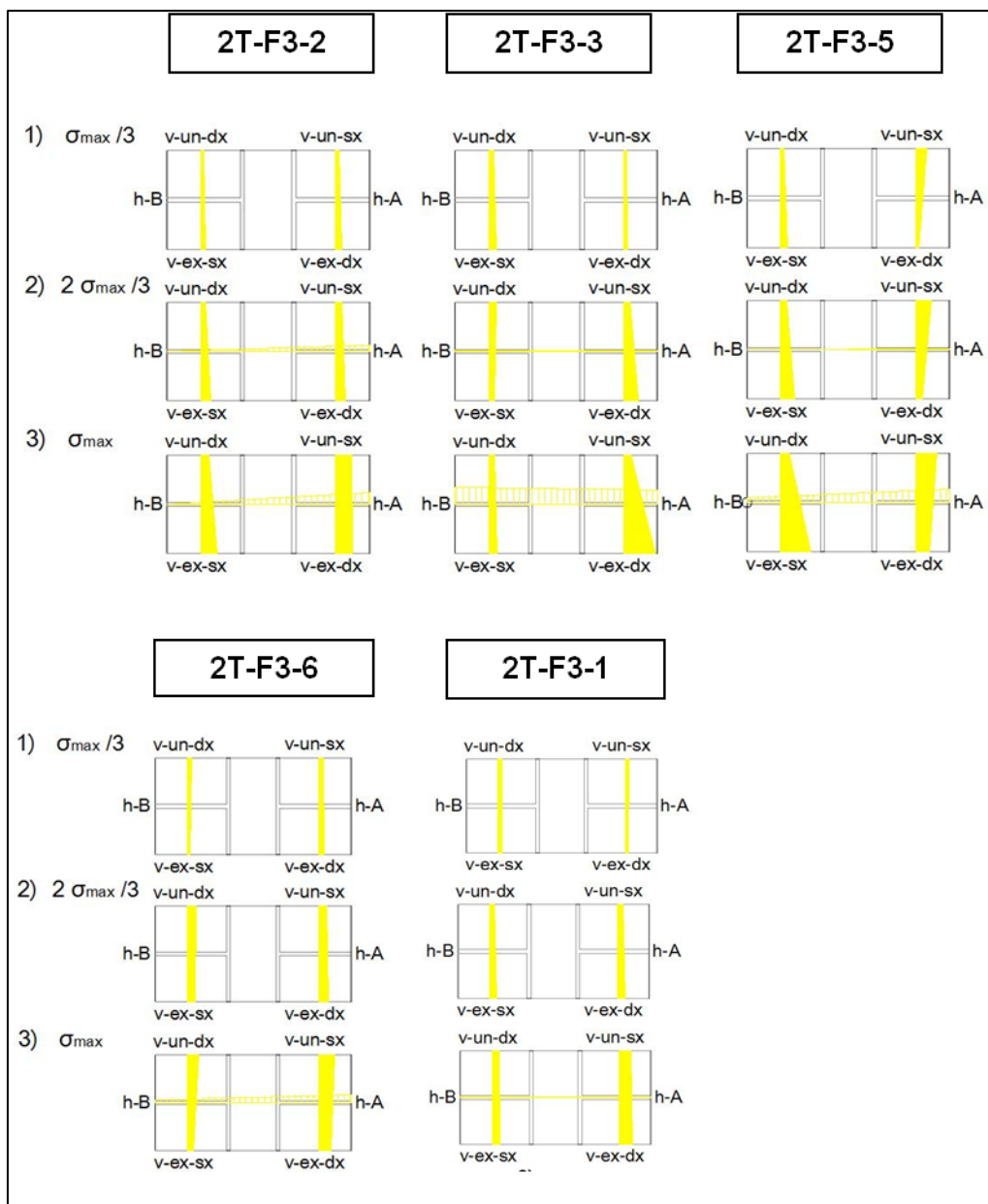


Fig. 79 Muratura esposta a 300°C – Deformazioni rilevate dai trasduttori rappresentate sulla pianta dei provini

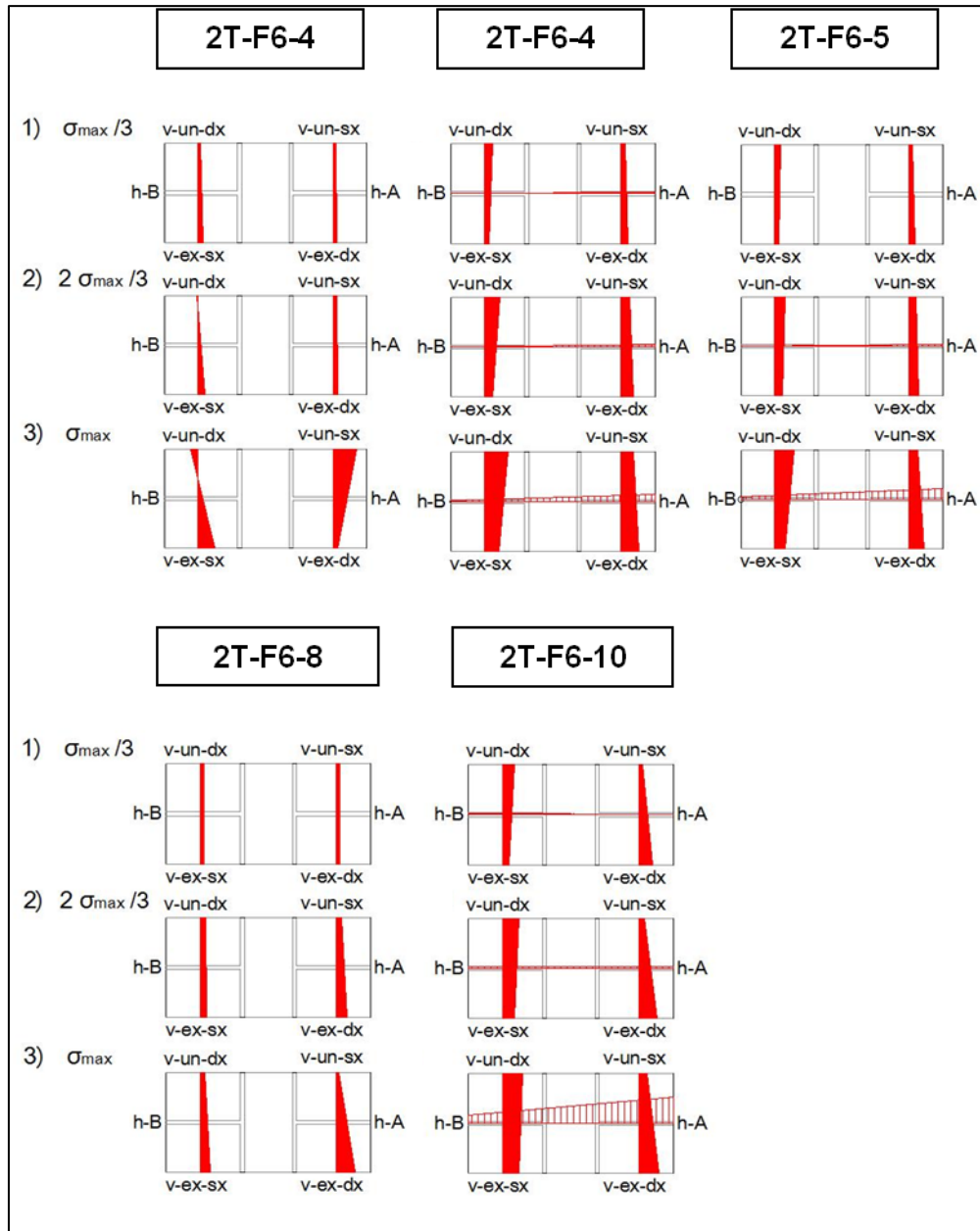
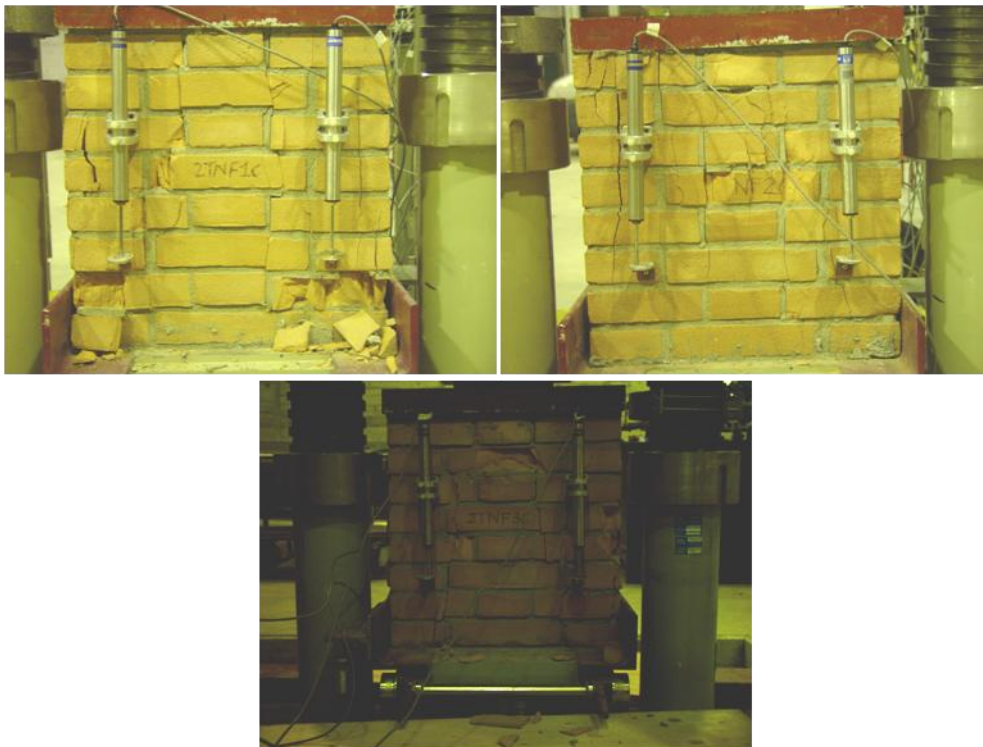


Fig. 80 Muratura esposta a 600°C – Deformazioni rilevate dai trasduttori rappresentate sulla pianta dei provini



*Fig. 81 Muratura non esposta ad alte temperature – provino  
2T-NF-1C: prima fessurazione*



*Fig. 82 Muratura non esposta ad alte temperature – i tre provini al termine della prova*

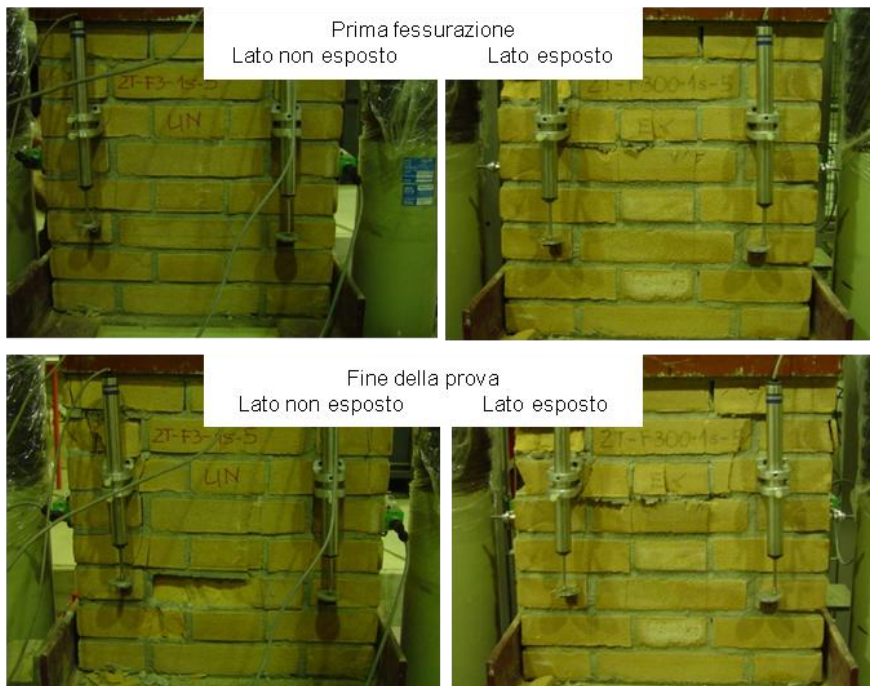


Fig. 83 Muratura esposta a 300°C – provino 5

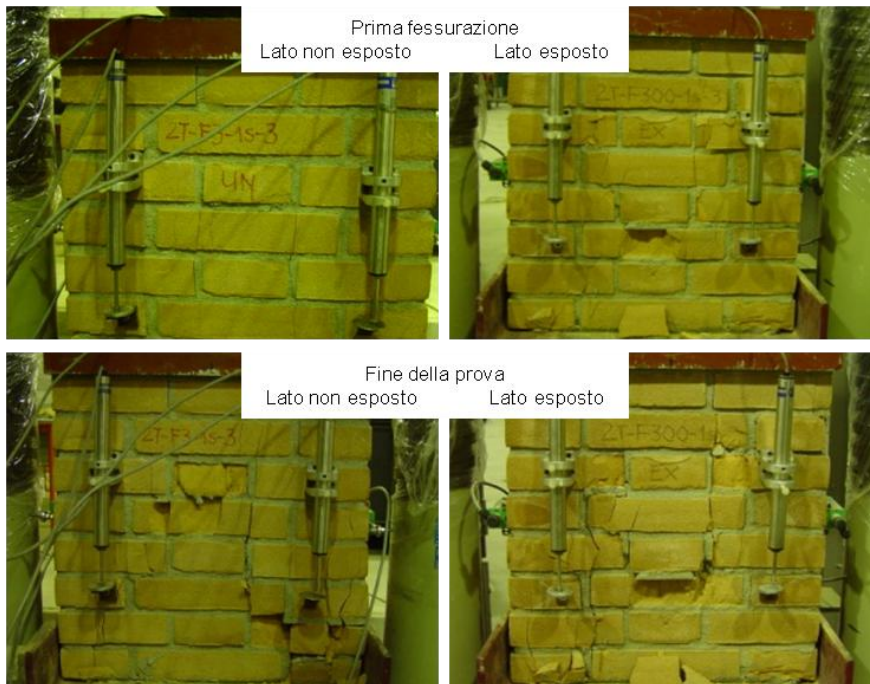


Fig. 84 Muratura esposta a 300°C – provino 3

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE



Fig.85 Muratura esposta a 600°C – prima fessurazione nel provino 2T-F6-1S-3C



Fig. 86 Muratura esposta a 600°C – provini 2T-F6-1S-3C e 2T-F6-1S-10C



### 2.3.2 Compressione diagonale

I provini di muratura sono stati posti nella macchina di prova inclinati a 45° per mezzo di due appositi supporti d'acciaio. Le prove di compressione diagonale sono state effettuate in controllo di spostamento con velocità pari a 0.008 mm/s; sono stati rilevati, tramite i quattro trasduttori applicati lungo le diagonali, gli spostamenti verticali ed orizzontali su entrambe le facce del provino. La disposizione dei trasduttori, con le relative abbreviazioni usate nei grafici seguenti, è indicata nella Figura 87. Per il termine delle prove non è stato applicato un criterio basato sul carico come per la compressione assiale, in quanto nel corso dello svolgimento si sono spesso riscontrati più picchi di carico; si è deciso quindi di interrompere le prove secondo la gravità della fessurazione presente, non ritenendo probabili ulteriori recuperi di resistenza.

La tensione  $\tau$  e lo scorrimento  $\gamma$  sono state calcolate dai dati del carico e degli spostamenti secondo la norma di riferimento ASTM E 519-81 (ASTM 1993); i grafici  $\tau$ - $\gamma$  per ciascuna condizione di esposizione (NF, F3 e F6, secondo le abbreviazioni precedentemente usate) sono riportati nelle Figure 88-90.

La Figura 91 riunisce i diagrammi tensione-scorrimento di tutti i campioni provati. Nelle Tabelle 23-25 sono riassunti i dati di resistenza a trazione  $f_t$ , resistenza a taglio  $f_{v0}$ , modulo elastico  $G$  e deformazione a carico massimo  $\gamma_t$ . La Tabella 26 riporta per ciascuna proprietà residua a 300°C ed a 600°C il rapporto con la proprietà del materiale originario. Per quanto riguarda la definizione della resistenza a trazione, si è seguito l'approccio indicato da Hendry (1986), per cui il valore massimo della tensione tangenziale  $\tau_t$  equivale alla tensione principale di trazione a collasso  $\sigma_t$  in direzione parallela ai corsi, in assenza di tensione di compressione  $\sigma_c$ :

$$\frac{\tau_t}{\sigma_t} = \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}} \quad (25)$$

pertanto si è assunto che la prima tensione tangenziale di picco, corrispondente alla formazione delle prime fessurazioni in direzione ortogonale ai corsi, rappresenti la resistenza a trazione  $f_t$  della muratura in direzione parallela ai corsi; il valore di resistenza a taglio  $f_{v0}$  assunto per ciascuna prova è invece il massimo delle tensioni tangenziali, che nella maggioranza dei casi è stato raggiunto successivamente al primo picco. Il modulo elastico a taglio  $G$  è stato calcolato come media del rapporto  $\tau/\gamma$  ad un terzo ed a due terzi del valore di tensione del primo picco.

Nei grafici  $\tau$ - $\gamma$  è messa in evidenza, analogamente al caso della compressione assiale, l'aumento della capacità deformativa successivamente al primo picco. La maggior parte dei provini, sia esposti sia non esposti ad alte temperature, ha infatti raggiunto il carico massimo dopo il primo picco in corrispondenza di scorrimenti notevolmente crescenti al crescere della temperatura di esposizione. Un netto aumento della deformabilità della muratura anche in campo elastico è indicato, nelle Tabelle 23-25, dalla brusca riduzione del modulo  $G$  già dopo l'esposizione a 300°C; I valori resistenziali  $f_t$  e  $f_{v0}$ , similmente a quanto riscontrato per la resistenza a compressione assiale, aumentano dell'8-10% in seguito all'esposizione a 300°C e diminuiscono del 25-35% circa dopo l'esposizione a 600°C.

Di seguito, nelle Figure 92-96 sono riportati i diagrammi carico-spostamenti ( $P$ - $\delta$ ) di ciascun provino; si sono assunti come positivi gli allungamenti a trazione. I dati così presentati rivelano che non vi sono apprezzabili differenze, in termini di spostamenti, fra la faccia esposta e la faccia non esposta dei provini.

Il comportamento della muratura nel corso delle prove di compressione diagonale è illustrato nelle Figure 97-102. In generale, al primo picco di carico, la fessurazione ha interessato i mattoni e le interfacce malta-mattone nei provini non esposti ed esposti a 300°C, e quasi esclusivamente le interfacce malta-mattone nei provini esposti a 600°C (Figure 97-99). La ripresa di resistenza successiva al primo picco è stata caratterizzata dall'insorgere di un progressivo scorrimento all'interfaccia di uno dei giunti orizzontali centrali, ben evidente alla fine della prova (Figura 101). Questi fenomeni che accompagnano la prima fessurazione ed il successivo raggiungimento del carico massimo derivano probabilmente dalla perdita di coesione d'interfaccia fra mattone e giunto osservata sulle superfici dei campioni già subito dopo l'esposizione alla temperatura di 600°C (microfessurazioni alle interfacce).

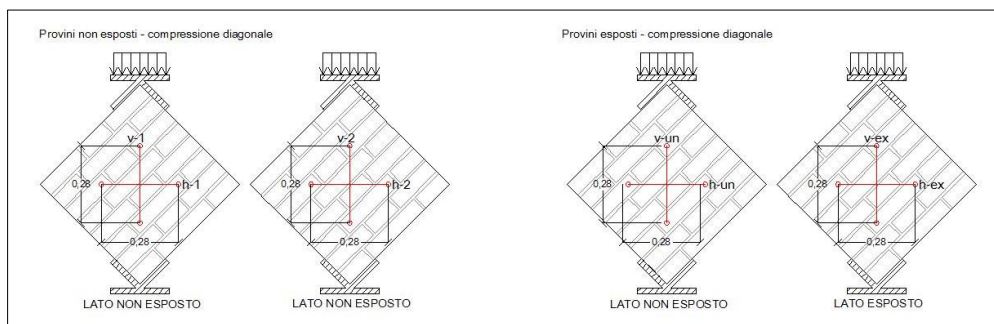


Fig. 87 Schemi di collocazione dei trasduttori – compressione diagonale

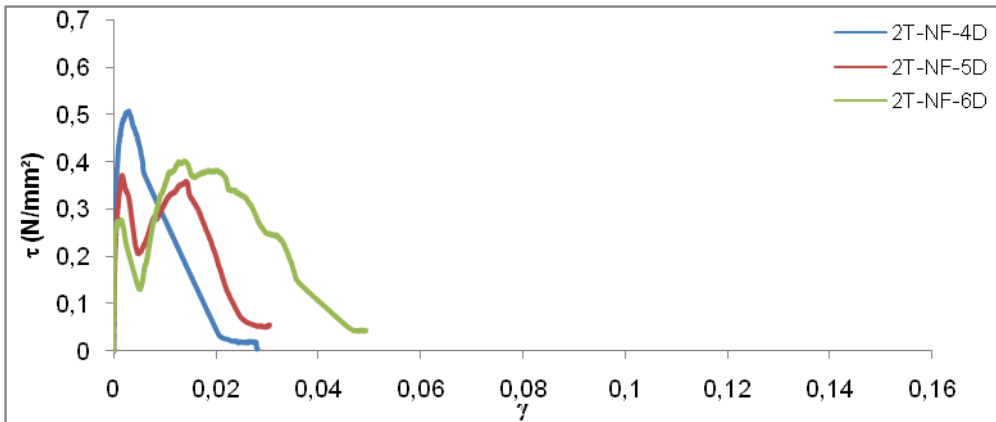


Fig. 88 Muratura non esposta: grafico compressivo  $\tau$ - $\gamma$

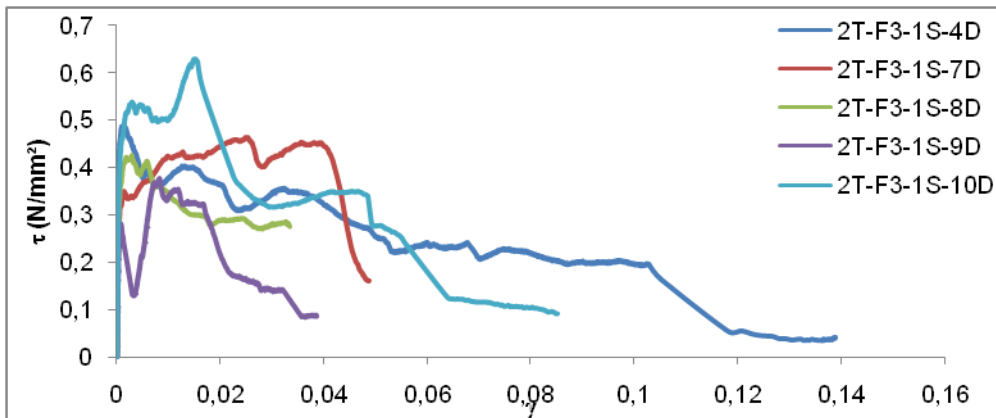


Fig. 89 Muratura esposta a 300°C: grafico compressivo  $\tau$ - $\gamma$

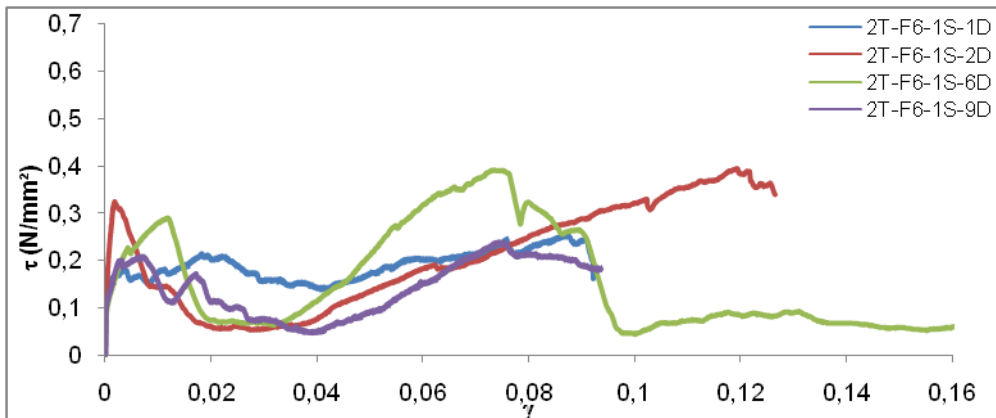


Fig. 90 Muratura esposta a 600°C: grafico compressivo  $\tau$ - $\gamma$

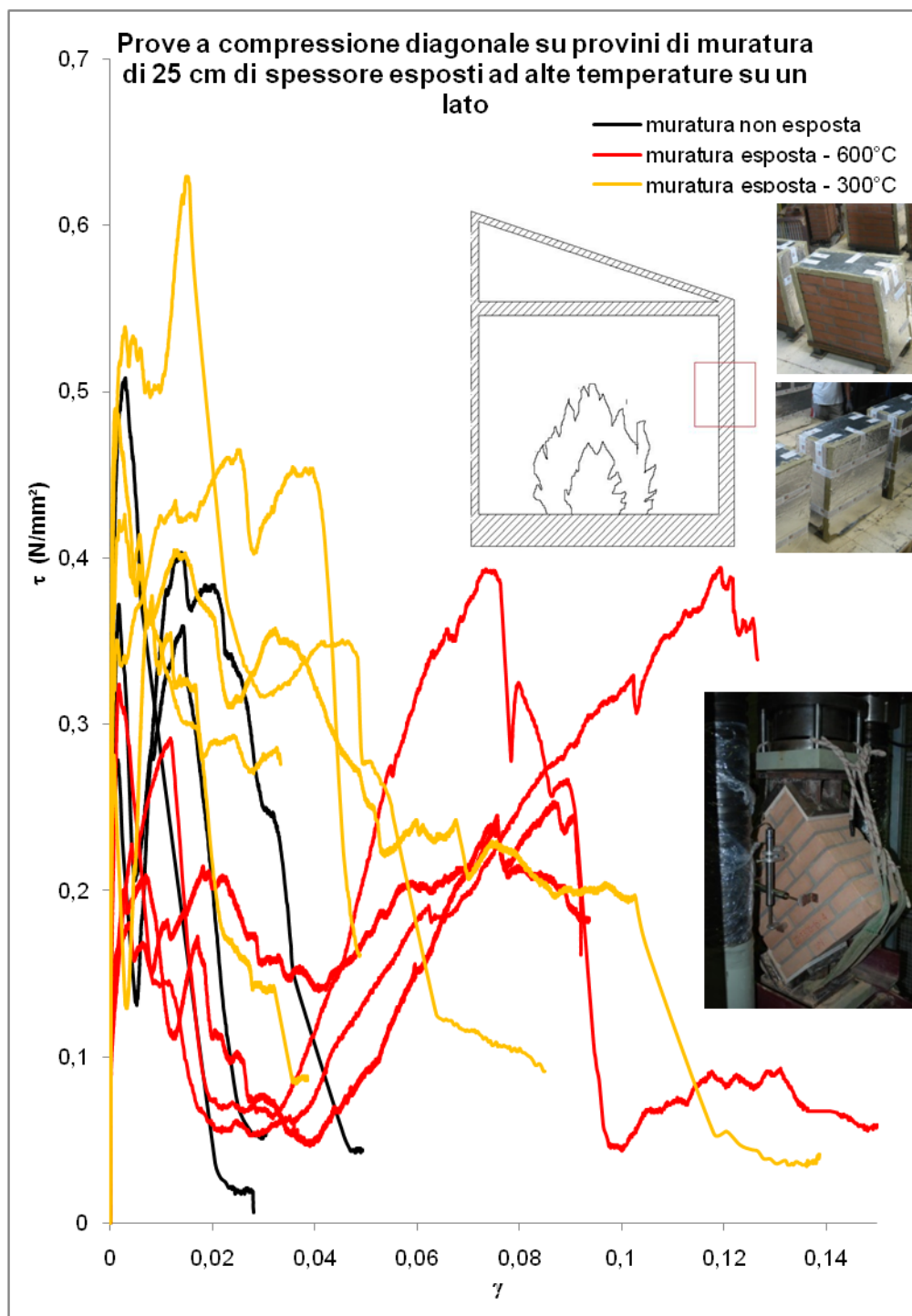


Fig. 91 Prove a compressione diagonale – muratura non esposta ed esposta ad alte temperature  $\tau$ - $\gamma$

<b>Prove a compressione diagonale su campioni di muratura non esposti</b>				
<b>Provino</b>	<b><math>f_t</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>f_{v0}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>G (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma_1</math></b>
2T-NF-4	0.51	0.51	3295	0.0029
2T-NF-5	0.37	0.39	2052	0.0016
2T-NF-6	0.28	0.40	2273	0.0140
valore medio	0.39	0.43	2540	0.0062
deviazione standard	0.0946	0.060	541.44	0.00556
deviazione standard relativa	0.243	0.140	0.2131	0.8975

Tabella 23

<b>Prove a compressione diagonale su campioni di muratura esposti a 300°C</b>				
<b>Provino</b>	<b><math>f_{t,300}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>f_{v0,300}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>G<sub>300</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma_{1,300}</math></b>
2T-F3-1S-4	0.49	0.49	1235	0.001
2T-F3-1S-7	0.35	0.47	882	0.025
2T-F3-1S-8	0.42	0.43	852	0.0029
2T-F3-1S-9	0.28	0.38	606	0.0082
2T-F3-1S-10	0.54	0.63	833	0.015
valore medio	0.42	0.48	882	0.0104
deviazione standard	0.094	0.083	202.03	0.0088
deviazione standard relativa	0.225	0.175	0.22	0.84

Tabella 24

<b>Prove a compressione diagonale su campioni di muratura esposti a 600°C</b>				
<b>Provino</b>	<b><math>f_{t,600}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>f_{v0,600}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>G<sub>600</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma_{1,600}</math></b>
2T-F6-1S-1	0.18	0.25	516	0.0867
2T-F6-1S-2	0.32	0.39	503	0.1193
2T-F6-1S-6	0.29	0.39	142	0.0735
2T-F6-1S-9	0.20	0.24	666	0.0744
valore medio	0.25	0.32	457	0.0885
deviazione standard	0.0590	0.073	192.68	0.0185
deviazione standard relativa	0.236	0.227	0.421	0.2096

Tabella 25

<b>Rapporto proprietà medie originarie / residue – muratura in compressione diagonale</b>				
<b>Temperatura</b>	<b><math>f_{t,res} / f_t</math></b>	<b><math>f_{v0,res} / f_{v0}</math></b>	<b>G<sub>res</sub> / G</b>	<b><math>\gamma_{1,res} / \gamma_1</math></b>
F3	1.08	1.12	0.35	1.68
F6	0.64	0.74	0.18	14.27

Tabella 26

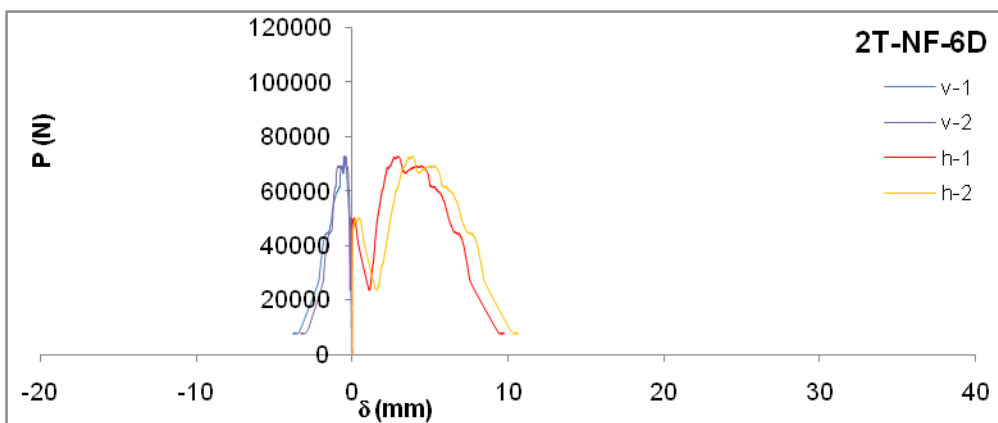
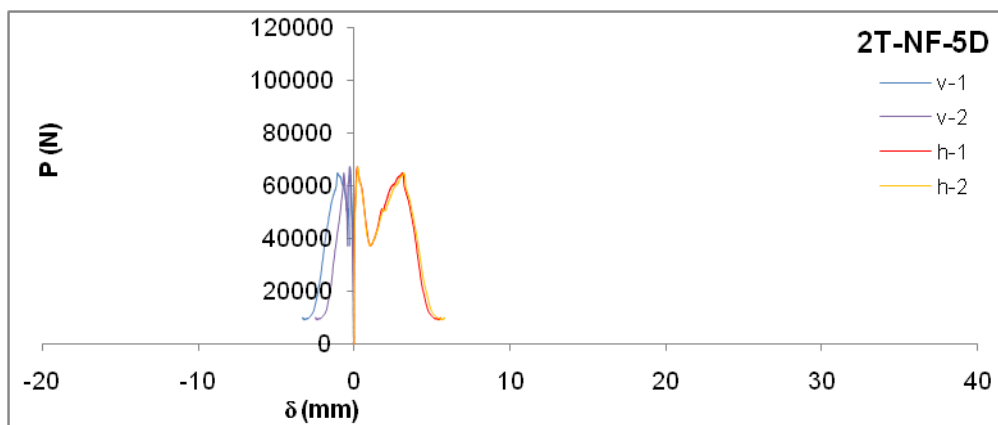
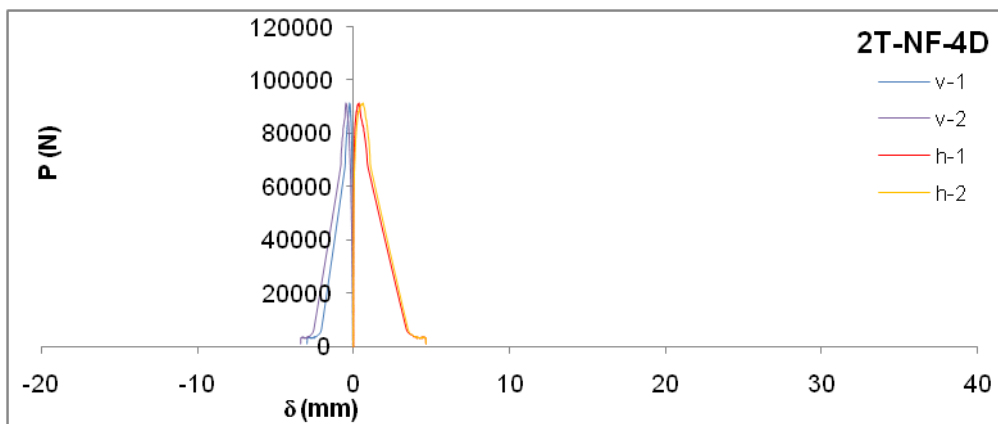


Fig. 92 Muratura non esposta: grafici P- $\delta$  dei singoli provini n. 4-5-6 relativi ai singoli trasduttori verticali (v-1 e v-2) e orizzontali (h-1 e h-2) (spostamenti orizzontali positivi)

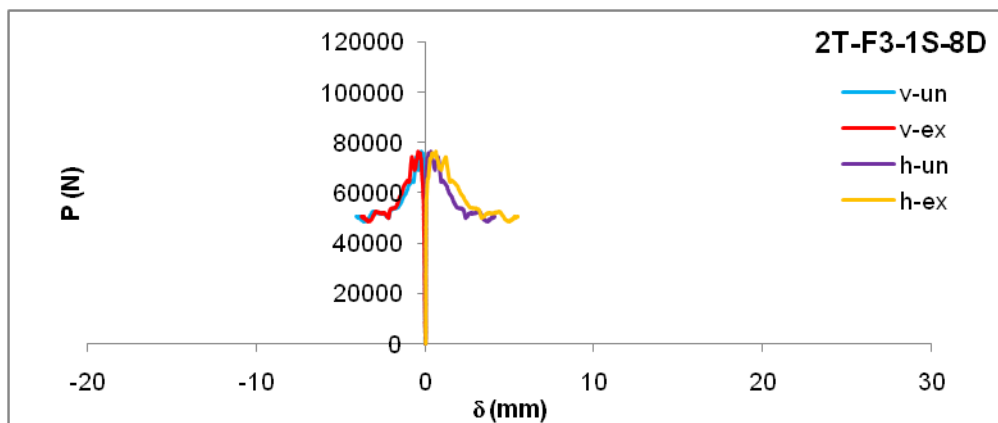
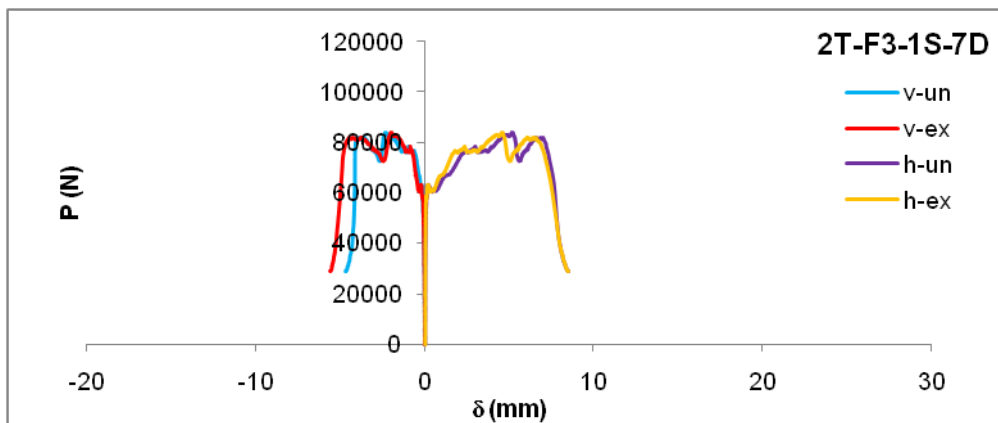
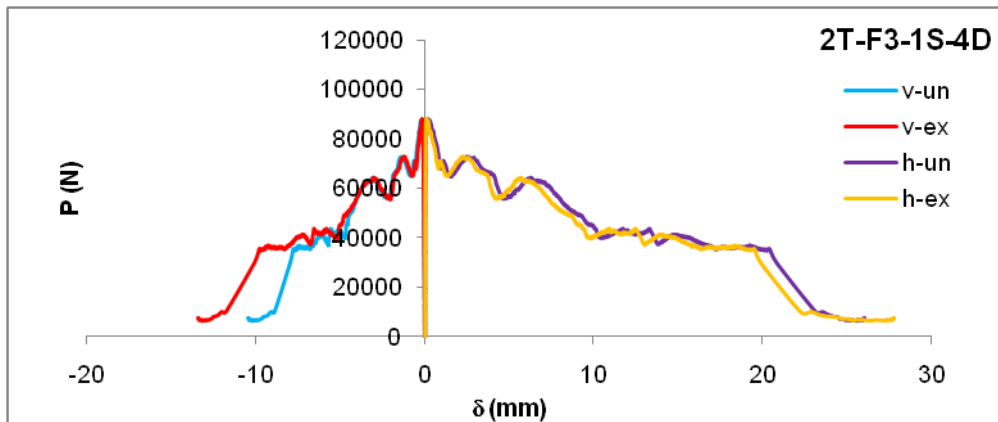


Fig. 93 Muratura esposta a 300°C: grafici P- $\delta$  dei singoli provini n. 4-7-8 relativi ai singoli trasduttori verticali (v-ex e v-un) e orizzontali (h-ex e h-un) (spostamenti orizzontali positivi)

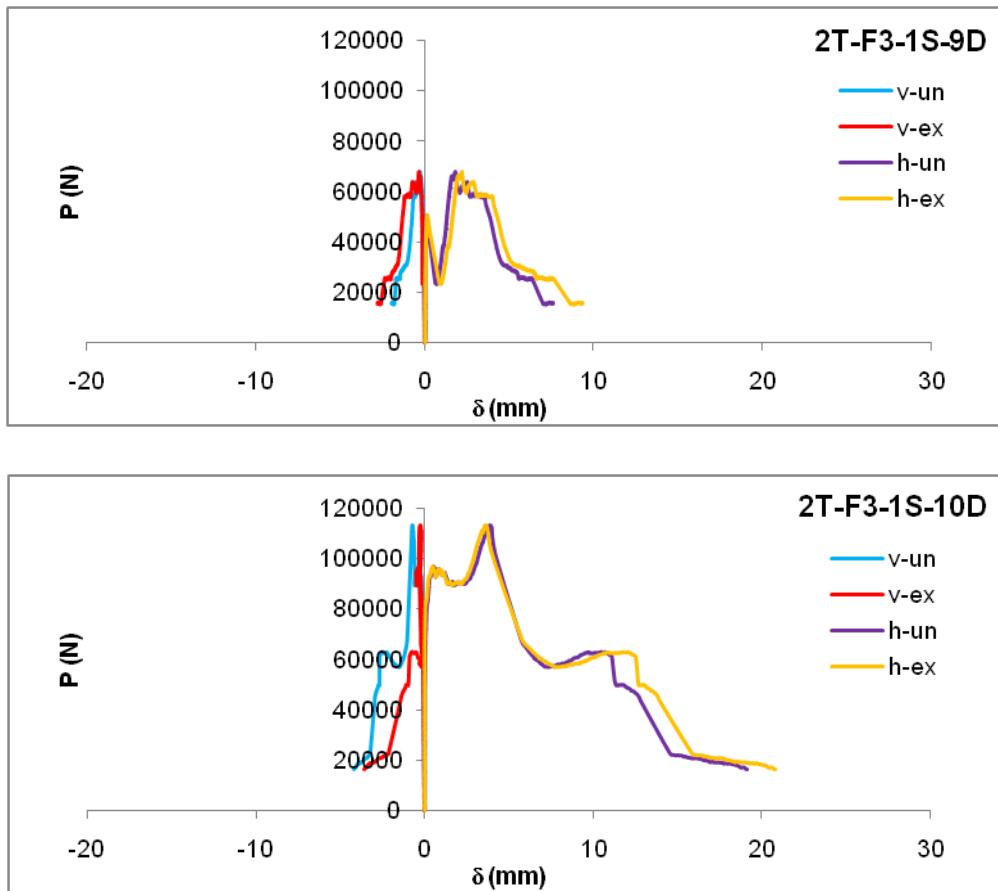


Fig. 94 Muratura esposta a 300°C: grafici P- $\delta$  dei singoli provini n. 9-10 relativi ai singoli trasduttori verticali (v-ex e v-un) e orizzontali (h-ex e h-un) (spostamenti orizzontali positivi)



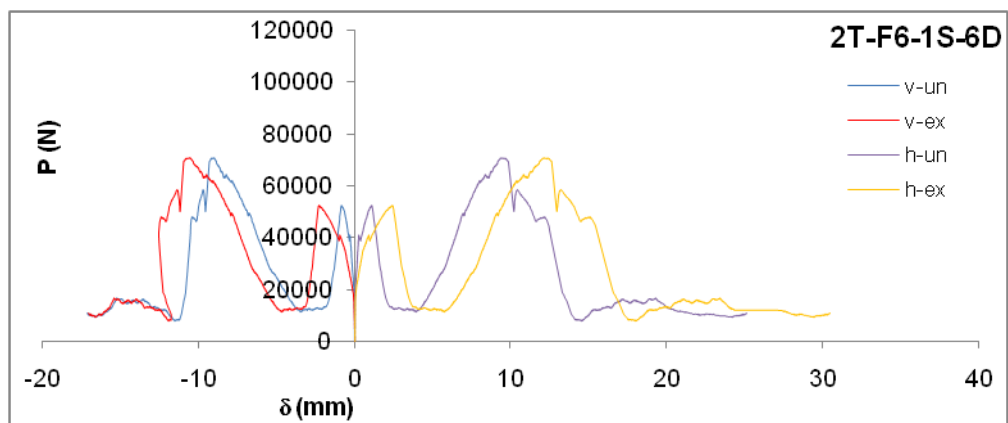
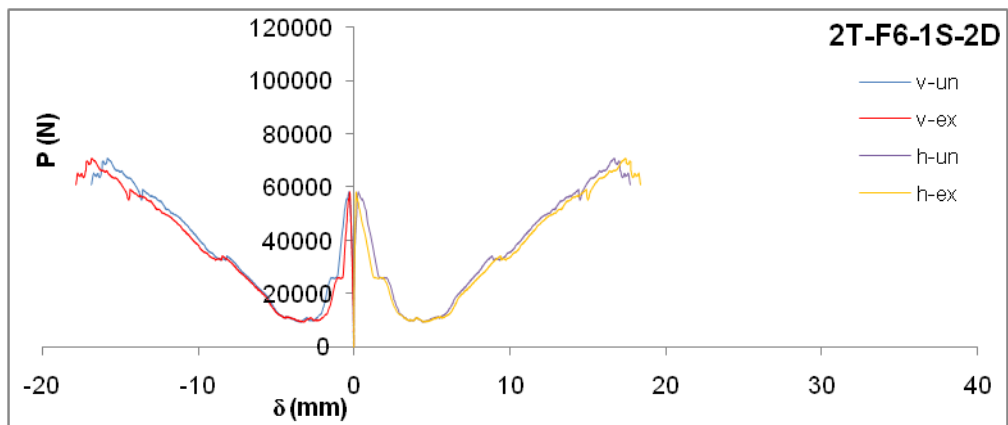
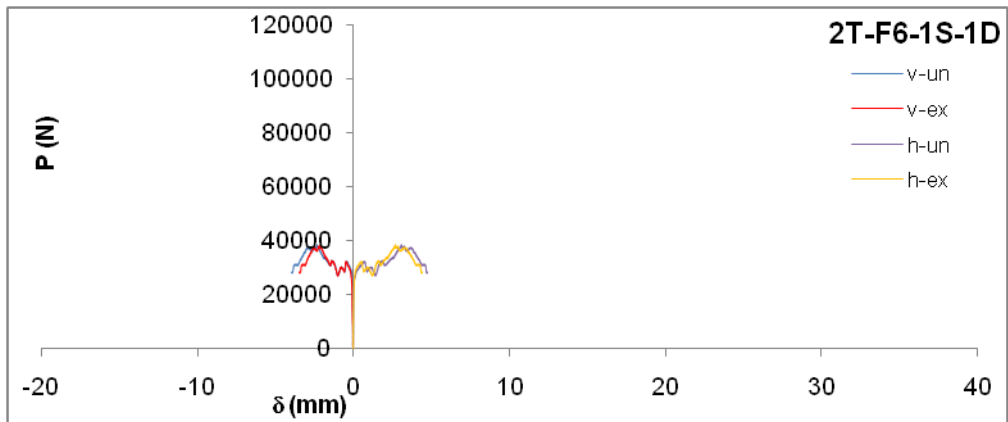


Fig. 95 Muratura esposta a 600°C: grafici  $P-\delta$  dei singoli provini n. 1-2-6 relativi ai singoli trasduttori verticali (v-ex e v-un) e orizzontali (h-ex e h-un) (spostamenti orizzontali positivi)

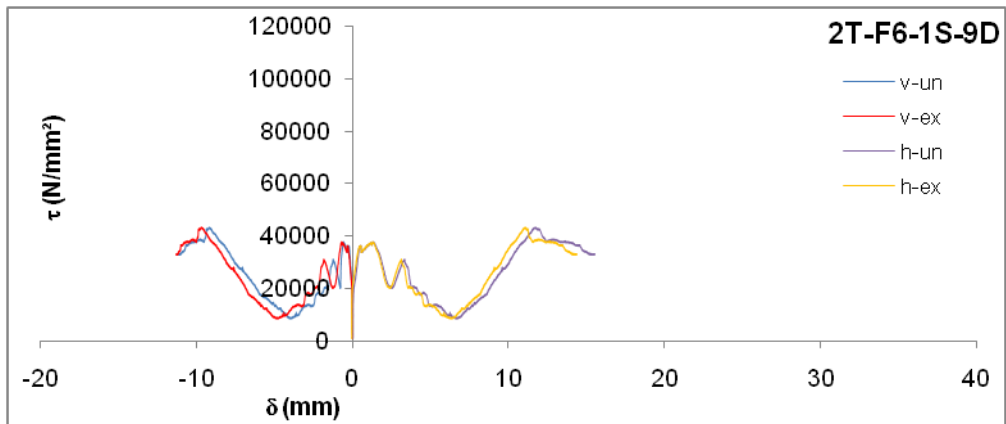


Fig. 96 Muratura esposta a 600°C: grafici  $P-\delta$  del singolo provino n. 9 relativo ai singoli trasduttori verticali (v-ex e v-un) e orizzontali (h-ex e h-un) (spostamenti orizzontali positivi)

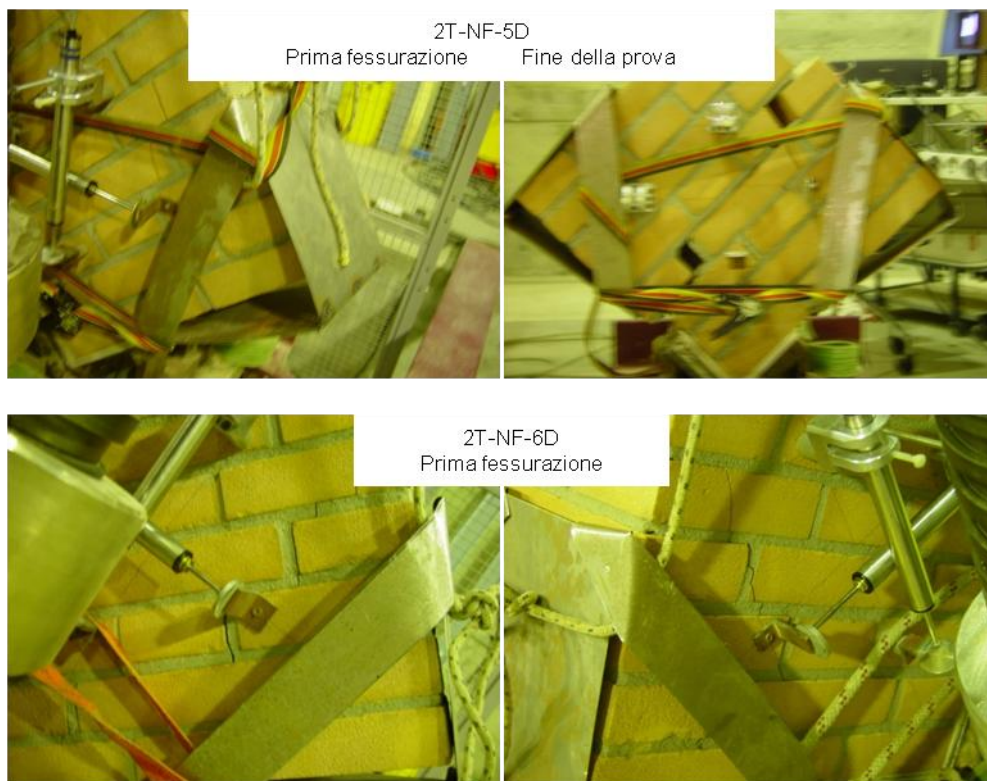


Fig. 97 Muratura non esposta – Prima fessurazione e collasso a compressione diagonale

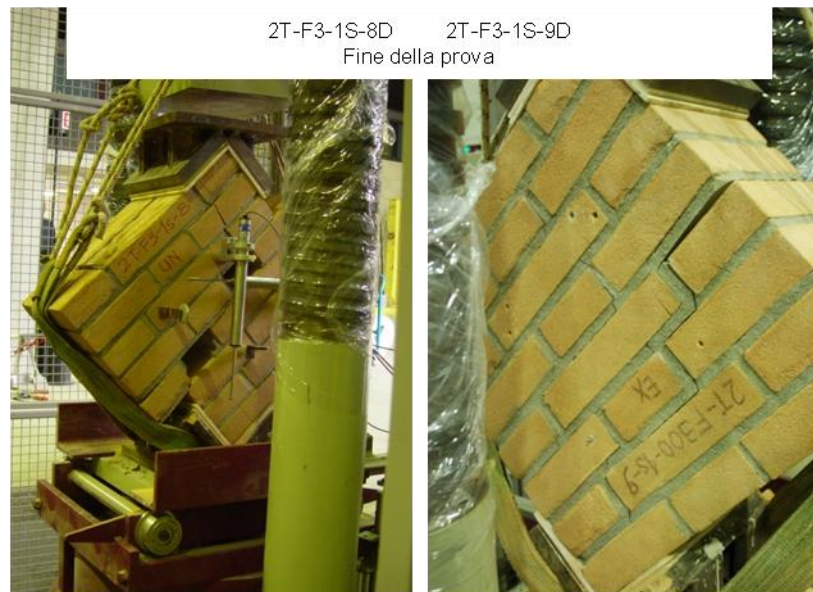


Fig. 98 Muratura esposta a 300°C – Provino 2T-F3-1S-4D

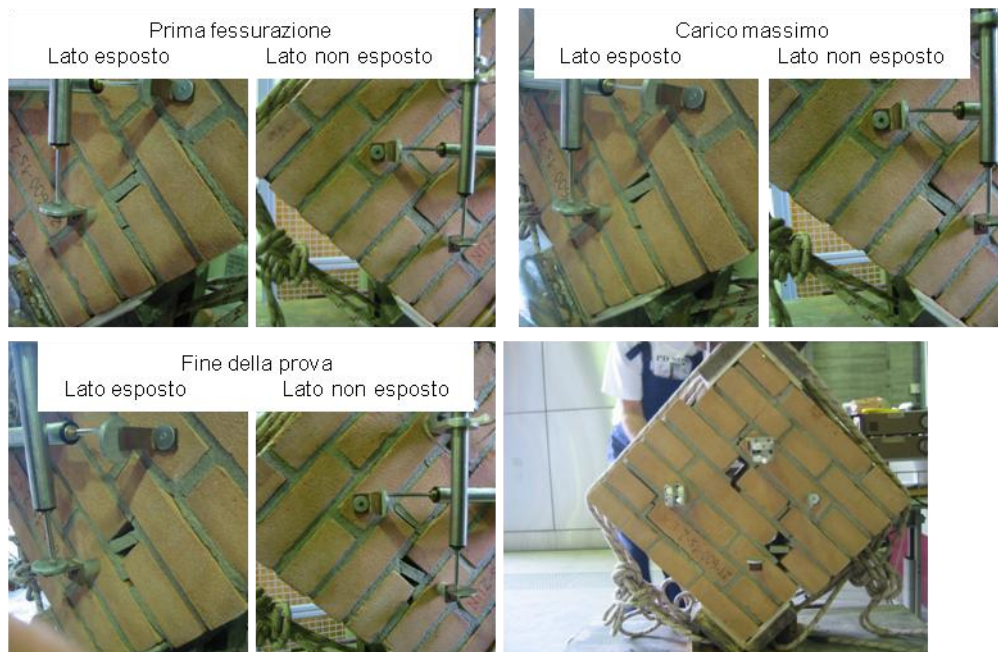


Fig. 99 Muratura esposta a 300°C – Provino 2T-F3-1S-7D

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE



*Fig.100 Muratura esposta a 300°C – Collasso a compressione diagonale dei provini 2T-F3-1S-8D e 2T-F3-1S-9D*



*Fig. 101 Muratura esposta a 600°C – Provino 2T-F6-1S-2D*



Fig. 102 Muratura esposta a 600°C – Provino 2T-F6-1S-6D

#### 2.4 Funzioni sperimentali di decadimento delle proprietà meccaniche

Per tutte le proprietà meccaniche determinate su mattoni, malta muratura, si è indicato con  $k_{\theta}$  il fattore della proprietà originaria dipendente dalla temperatura  $\theta$ , ossia il rapporto fra valori medi residui ed originari per ciascuna delle due temperature massime, riportato nelle precedenti tabelle riassuntive delle prove sperimentali. Si è quindi ricercata per ciascun parametro meccanico una funzione di decadimento  $k_{\theta}$ - $\theta$  sulla base dei valori medi sperimentali per l'esposizione a 300 ed a 600°C. Secondo le osservazioni prima espresse sulla scelta limitata del campo di temperature massime indagate nella presente ricerca, le funzioni così determinate esprimono un possibile andamento di  $k_{\theta}$  a partire da valori collocabili in una fascia media di temperature raggiungibili nel corso di un incendio reale. Come si è rilevato nei paragrafi precedenti, i risultati delle prove hanno messo in luce tendenze diverse del rapporto  $k_{\theta}$  a seconda del parametro indagato, sulle quali si è basata la scelta del tipo di funzione:

1.  $k_{300} > 1$  ,  $k_{300} > k_{600}$   
 (resistenza a compressione della muratura, modulo elastico della muratura, resistenza a trazione della muratura, resistenza a taglio della muratura, resistenza a compressione della malta, modulo elastico del mattone)
2.  $k_{300} < 1$  ,  $k_{600} > 1$   
 (deformazione di picco della muratura)

3.  $k_{300} < 1$ ,  $k_{600} < 1$

(modulo a taglio della muratura, resistenza a compressione del mattone, resistenza a flessione della malta, modulo elastico della malta)

4.  $k_{300} > 1$ ,  $k_{600} > 1$

(deformazione post picco della muratura a metà della tensione massima, scorrimento a carico massimo della muratura)

Pertanto si propongono le seguenti relazioni (26-38), che esprimono la relazione  $k_{\theta}$ - $\theta$  per ciascuna proprietà residua dipendente dalla temperatura massima (indicate con il pedice  $\theta$ ).

- resistenza a compressione della muratura ( $f_{c,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c} = -(1.0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (5.0 \cdot 10^{-4})\theta + 0.9898 \quad (26)$$

- modulo elastico iniziale della muratura ( $E_{\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{E_{\theta}}{E} = -(2.0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (9.0 \cdot 10^{-4})\theta + 0.9833 \quad (27)$$

- deformazione di picco della muratura ( $\varepsilon_{c1,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{\varepsilon_{c1,\theta}}{\varepsilon_{c1}} = (9.0 \cdot 10^{-7})\theta^2 + (7.0 \cdot 10^{-4})\theta + 1.0144 \quad (28)$$

- deformazione post picco a 1/2 della tensione massima della muratura ( $\varepsilon_{c2,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{\varepsilon_{c2,\theta}}{\varepsilon_{c2}} = (3.0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (9.0 \cdot 10^{-4})\theta + 0.9816 \quad (29)$$

- resistenza a trazione della muratura ( $f_{t,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{f_{t,\theta}}{f_t} = -(0.3 \cdot 10^{-5})\theta^2 + (1.3 \cdot 10^{-3})\theta + 0.9762 \quad (30)$$

- resistenza a taglio della muratura ( $f_{v0,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{f_{v0,\theta}}{f_{v0}} = -(0.3 \cdot 10^{-5})\theta^2 + (1.4 \cdot 10^{-3})\theta + 0.9739 \quad (31)$$

- modulo elastico a taglio della muratura ( $G_{\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{G_{\theta}}{G} = 0.9826 \cdot e^{-0.003\theta} \quad (32)$$

- scorrimento a carico massimo della muratura ( $\gamma_{1,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{\gamma_{1,\theta}}{\gamma_1} = 0.7006 \cdot e^{0.0046\theta} \quad (33)$$

- resistenza a compressione del mattone ( $f_{bc,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{f_{bc,\theta}}{f_{bc}} = -(1.0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (3.0 \cdot 10^{-5})\theta + 0.9998 \quad (34)$$

- modulo elastico iniziale dei mattoni ( $E_{b,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{E_{b,\theta}}{E_b} = -(2.0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (1.1 \cdot 10^{-3})\theta + 0.9789 \quad (35)$$

- resistenza a compressione della malta ( $f_{mc,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{f_{mc,\theta}}{f_{mc}} = -(5.0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (2.7 \cdot 10^{-3})\theta + 0.9486 \quad (36)$$

- resistenza a flessione della malta ( $f_{mf,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{f_{mf,\theta}}{f_{mf}} = -(8.0 \cdot 10^{-7})\theta^2 - (6.0 \cdot 10^{-4})\theta + 1.0118 \quad (37)$$

- modulo elastico iniziale della malta ( $E_{m,\theta}$ )

$$k_{\theta} = \frac{E_{m,\theta}}{E_m} = -(2.0 \cdot 10^{-6})\theta^2 + (2.0 \cdot 10^{-4})\theta + 0.9964 \quad (38)$$

Le funzioni sono rappresentate graficamente nei diagrammi delle Figure 103-104, rispettivamente relativi alla muratura ed ai materiali componenti, nel campo di temperature compreso tra 20 e 600°C.



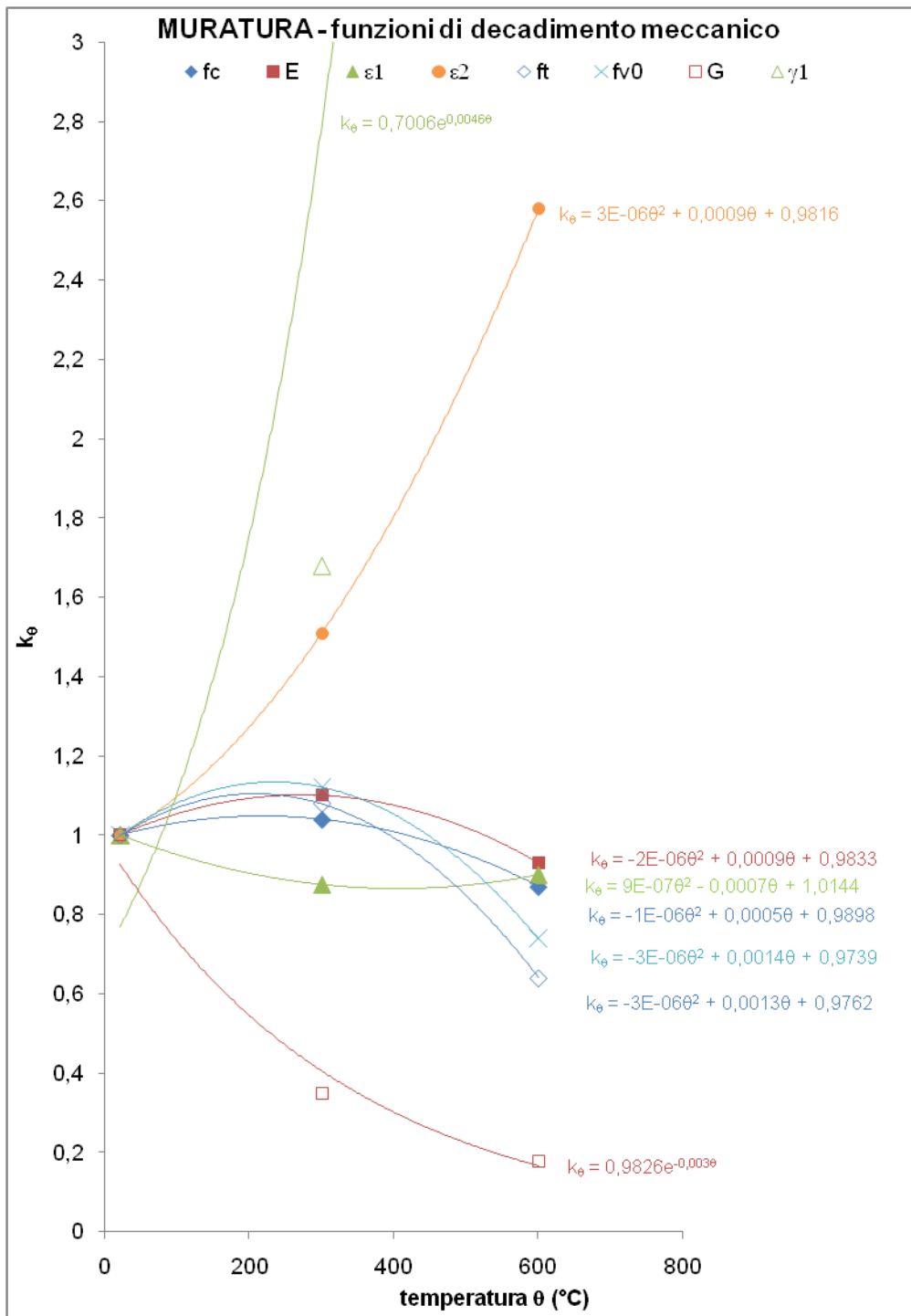


Fig. 103 Muratura – diagramma  $k_\theta - \theta$

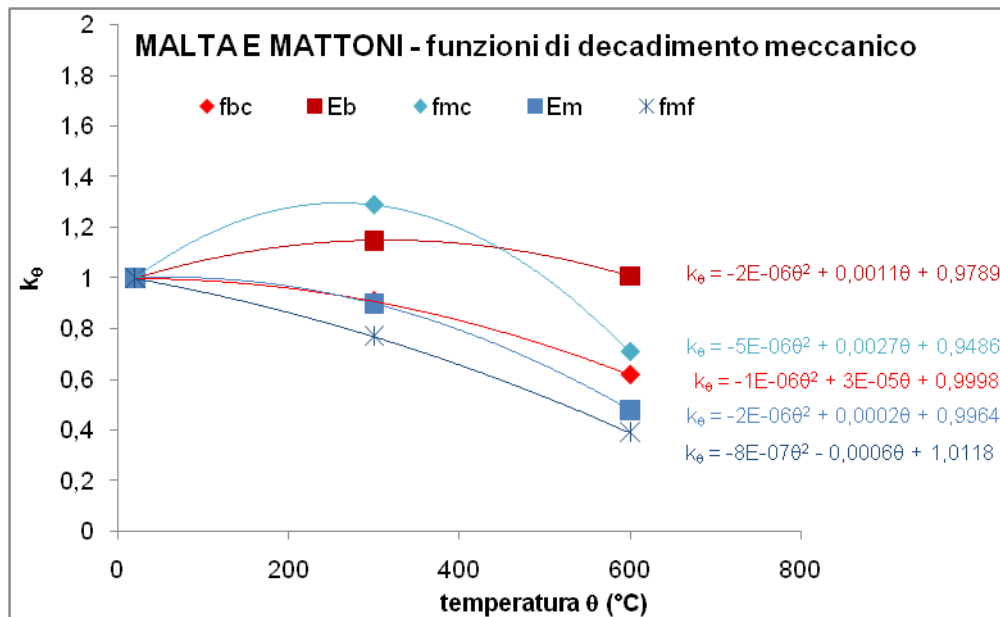


Fig. 104 Malta e mattoni – diagramma  $k_{\theta} - \theta$

Attraverso il confronto delle tendenze rappresentate nei due grafici precedenti, si può delineare l'interazione dei componenti nel composito muratura.

La resistenza a compressione e la rigidezza del composito aumentano per  $\theta = 300^{\circ}\text{C}$  e diminuiscono per  $\theta = 600^{\circ}\text{C}$ , analogamente alla resistenza a compressione del componente malta ed alla rigidezza del componente mattone. In entrambi i casi l'entità dell'aumento e della diminuzione di  $k_{\theta}$  è molto minore per la muratura rispetto ai componenti.

Anche la resistenza a trazione ed a taglio della muratura presentano una tendenza simile alla resistenza a compressione della malta, e la progressiva diminuzione del modulo a taglio della muratura può essere messa in relazione con l'andamento simile del modulo elastico del componente malta.

Si ritiene che nell'aumento della deformabilità sia a compressione sia a taglio (parametri  $\varepsilon_{c2,\theta}$ ,  $\gamma_{1,\theta}$ ), al crescere della temperatura di esposizione, sia prevalente l'entità della coesione residua fra i due componenti, a fronte della limitata variazione di resistenza e rigidezza sia della malta sia del mattone. Il decadimento della coesione, pur non essendo stato in questa sede verificato sperimentalmente, è stato comunque riscontrato nelle caratteristiche del danneggiamento termico della muratura, come si è illustrato nel paragrafo 2.1.3.

L'aumento della deformabilità a taglio, inoltre, va di pari passo con il calo della rigidezza iniziale a taglio, che si ritiene anch'esso indotto dal prevalere delle sconessioni d'interfaccia fra gli effetti del danneggiamento termico; pur essendo

state riscontrate anche microfessurazioni sia nei mattoni esposti sia nei mattoni dei campioni di muratura, il collasso a compressione diagonale dei provini di muratura esposti ha testimoniato che la rottura dei mattoni è meno frequente al crescere della temperatura di esposizione.

Ulteriori considerazioni sulle tendenze identificate, e sulla loro validità al di fuori del campo di temperature indagato sperimentalmente, sono state svolte ponendo a confronto i dati sperimentali della muratura e dei componenti con i risultati di alcune ricerche precedentemente citate, nei grafici delle Figure 105 e 106, in relazione alla resistenza a compressione ed al modulo elastico. Riguardo ai risultati della presente ricerca, sono qui illustrati il carattere intermedio delle proprietà della muratura rispetto a malta e mattoni, e le analogie sopra riscontrate fra il composito ed i componenti nell'andamento dei parametri residui al crescere delle temperature.

Rispetto ai calcestruzzi normali secondo i dati rappresentati, il decadimento dei parametri della muratura risulta generalmente minore; occorre tuttavia tenere in conto le differenti dimensioni e tipologie di campioni e condizioni di esposizione del calcestruzzo rispetto alla muratura qui indagata (cfr paragrafo 1.3.3). Il dato relativo al calcestruzzo ad alta resistenza è d'interesse in quanto presenta, similmente alla muratura ed alla malta nella presente ricerca, un aumento della resistenza a compressione in corrispondenza dell'esposizione a 300°C.

Pur nella scarsità di dati disponibili, e sempre tenendo conto delle differenti procedure di esposizione del materiale, si può notare che il parametro  $k_0$  relativo al modulo elastico della muratura assume valori molto maggiori, nel campo di temperature considerato, rispetto ai calcestruzzi ed alle malte cementizie. I calcestruzzi normali dimostrano altresì un decadimento continuo del modulo elastico.

La resistenza a compressione dei mattoni presenta un andamento di  $k_0$  abbastanza vicino a quello del calcestruzzo con inerti silicei, e tende alla diminuzione progressiva analogamente ai calcestruzzi normali; ciò può essere correlato all'elevato contenuto di silicati nei mattoni adottati in questo studio. Peraltro, Russo et al. (2008) riportano, per mattoni storici esposti a temperature molto elevate nel corso di un incendio reale, un aumento sia del modulo elastico sia della resistenza a compressione.

Riguardo alla malta, l'andamento della resistenza a compressione residua si può considerare in buon accordo con i dati di Yüzer et al. (2004). Il decadimento sia di resistenza sia di rigidità è più contenuto rispetto ai dati di Cülfik e Özturan (2002) ed ai calcestruzzi normali.

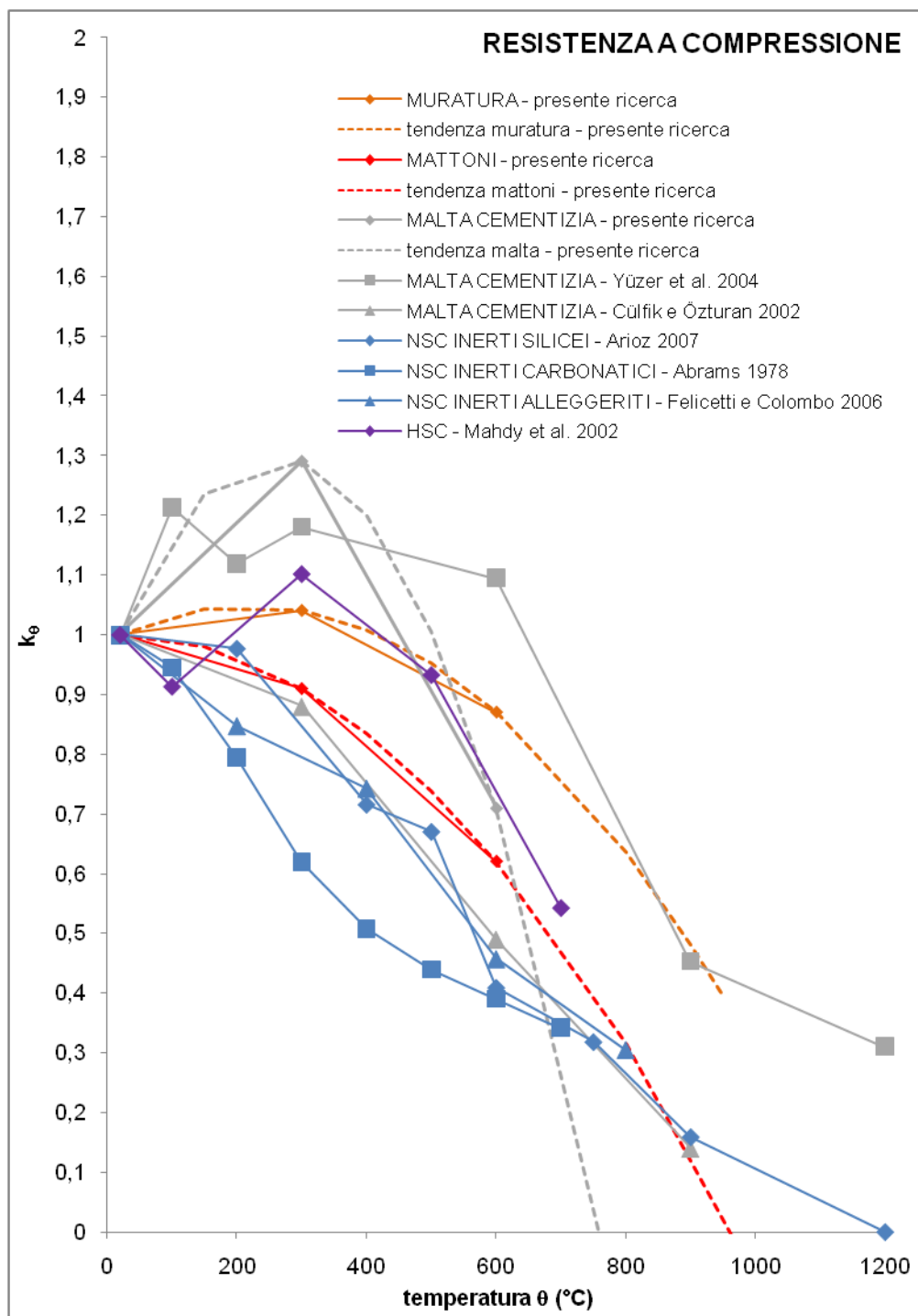


Fig. 105 Decadimento della resistenza a compressione - Confronto fra relazioni  $k_\theta - \theta$  della presente ricerca e dello stato dell'arte

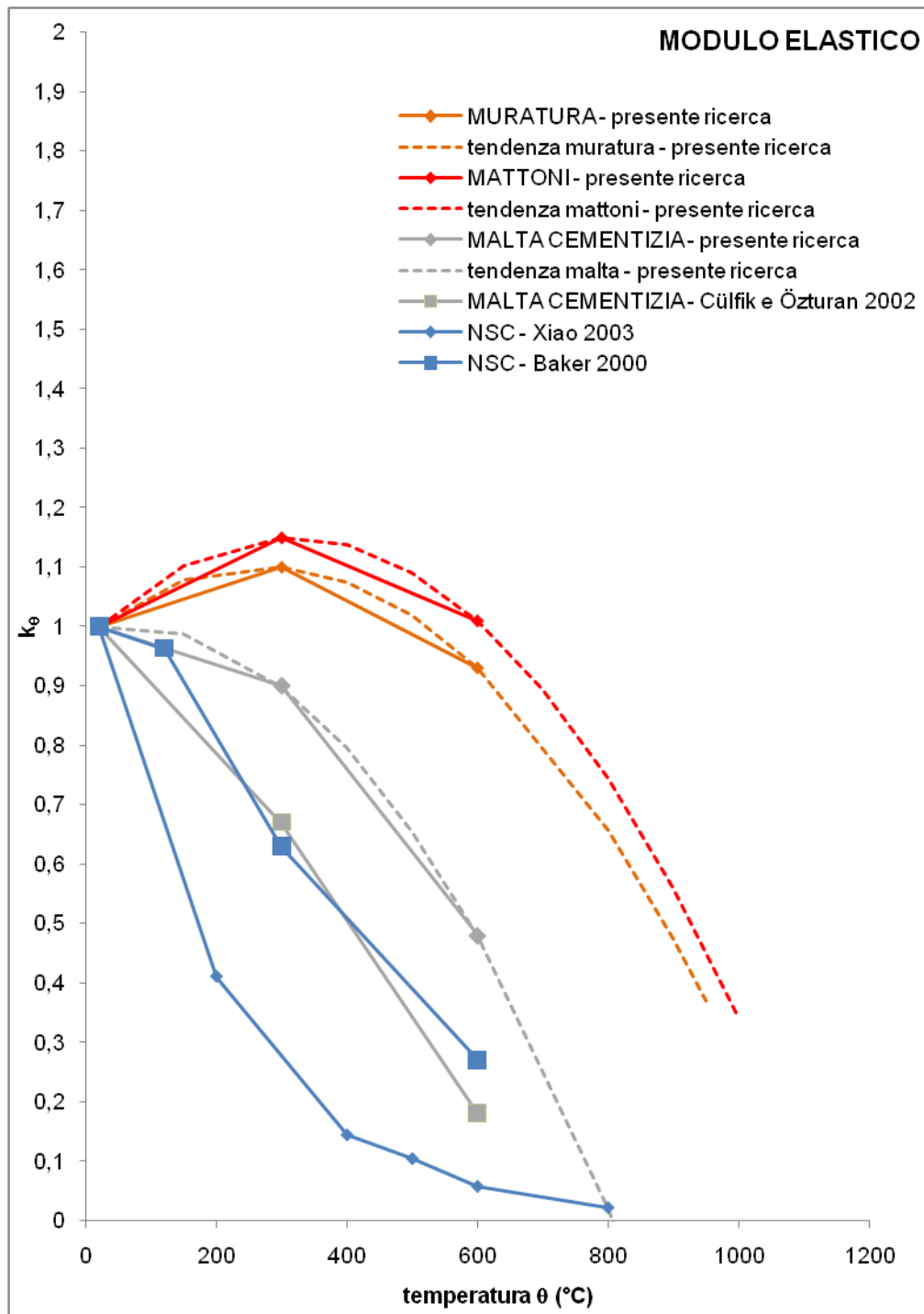


Fig. 106 Decadimento del modulo elastico - Confronto fra relazioni  $k_\theta - \theta$  della presente ricerca e dello stato dell'arte

### 3. MODELLAZIONE

#### 3.1 Leggi teorico-sperimentali di comportamento residuo

Sulla base dei dati sperimentali illustrati nel capitolo precedente si è dedotto per via analitica un legame sforzo-deformazione a compressione della muratura, che rappresenta il comportamento del materiale in funzione della temperatura massima di esposizione, in riferimento al modello fisico considerato.

La legge costitutiva residua implementa perciò esclusivamente i parametri meccanici del materiale e prescinde da altri fattori non indagati nella presente ricerca, quali il livello di sollecitazione agente durante l'esposizione e il contenuto di idratazione. Similmente, è stato possibile formulare relazioni  $\sigma$ - $\varepsilon$  anche per il mattone e la malta valide in campo elastico.

La dipendenza dei legami costitutivi dalla temperatura è espressa quindi, in ultima analisi, dal coefficiente  $k_\theta$ . Sfruttando perciò le tendenze  $k_\theta$ - $\theta$  fornite nel capitolo precedente per il decadimento delle prestazioni meccaniche della muratura e dei suoi componenti, si ipotizza quindi anche l'estensione delle leggi costitutive elaborate a partire dal comportamento residuo a 300 e 600°C.

### 3.1.1 Muratura

Le leggi costitutive attualmente disponibili per descrivere il comportamento a compressione della muratura sono in genere funzioni della resistenza a compressione  $f_c$ , della deformazione di picco  $\varepsilon_{c1}$ , e di parametri di softening, quali l'energia di frattura a compressione (Lourenço 1996, Zucchini e Lourenço 2007) o variabili di danno (Papa 1996, Luciano e Sacco 1998, Lopez et al. 1999, Shing e Manzouri 2004, Berto et al. 2005); il ramo softening è espresso generalmente in forma parabolica, esponenziale o parabolica-esponenziale, come negli esempi illustrati nella Figura 107. Questi modelli sono stati elaborati su base teorica per la muratura quale materiale macroscopicamente omogeneo, in genere sotto l'ipotesi di stato piano di tensione.

I modelli teorico-sperimentali più semplici descrivono il comportamento a compressione della muratura in funzione dei soli parametri  $f_c$  ed  $\varepsilon_{c1}$  secondo leggi  $\sigma$ - $\varepsilon$  paraboliche, analoghe a quelle frequentemente adottate per il calcestruzzo (CEN/TC 250, 1991). Tali equazioni possono approssimare bene il comportamento sperimentale della muratura costituita da diversi tipi di mattoni e blocchi (Tassios 1988, Hendry 1986, Powell e Hodgkinson 1976, Turnšek e Čačović 1971). Nella Figura 108 è rappresentata la legge adimensionale parabolica proposta da Hendry (1986), elaborata da Tassios (1988) entro i valori  $0 \leq \varepsilon/\varepsilon_{c1} \leq 0.6$ . Le rette corrispondono al modulo elastico iniziale  $E$  (linea piena) ed al modulo elastico secante  $E_{sec}$  (linea punteggiata), valutato alla tensione massima. La legge è definita dalla seguente equazione:

$$\frac{\sigma}{f_c} = 2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \quad (39)$$

La differenza fra  $E$  ed  $E_{sec}$  è indicativa della non linearità del legame tensione-deformazione nella fase pre-picco (Hendry 1986); essi sono funzioni di  $f_c$  ed  $\varepsilon_{c1}$ , secondo le espressioni (40) e (41):

$$E = 2 \frac{f_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (40)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (41)$$

La legge mette pertanto in relazione il modulo elastico iniziale con la resistenza a compressione della muratura; ciò costituisce un limite alla validità della formulazione poiché, come rilevato da Hendry (1986), le risultanze sperimentali in proposito sono molto variabili e l'espressione (40) può dare pertanto solo una stima del modulo elastico della muratura. Tuttavia il vantaggio di un modello teorico costruito su risultanze sperimentale risiede principalmente nella presa in conto implicita del comportamento tridimensionale della muratura soggetta a compressione.

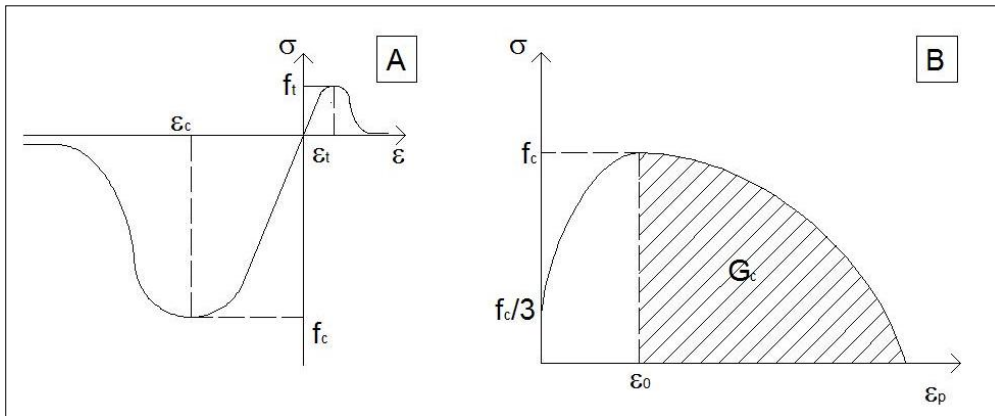


Fig. 107 Leggi di comportamento della muratura (A: legge a trazione e compressione da Shing e Manzouri 2004, B: legge di softening a compressione da Zucchini e Lourenço 2007)

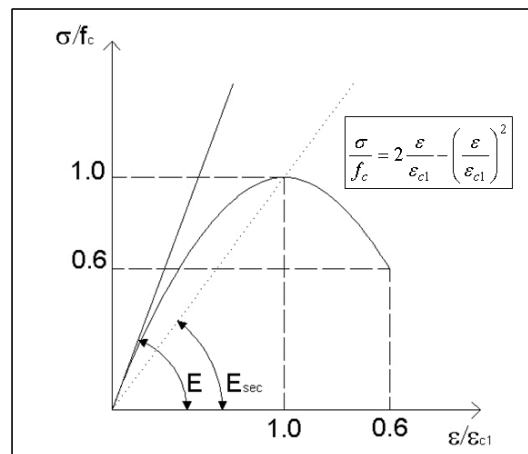


Fig. 108 Legge parabolica di comportamento a compressione della muratura (da Tassios 1988)



Vi sono modelli costitutivi secondo funzioni  $\sigma$ - $\varepsilon$  diverse nei rami pre e post picco, che introducono il modulo elastico iniziale  $E$  come parametro indipendente. Questo è il caso dei modelli di Anderberg-Thelandersson e di Diederichs, relativi al comportamento del calcestruzzo sotto alte temperature (cfr paragrafo 1.3.2). Il primo, come si è detto, implementa esclusivamente parametri meccanici valutati in funzione della sola temperatura, mentre il secondo è in grado di tenere conto del contributo dello stato di sollecitazione e del tenore di idratazione presenti all'inizio del riscaldamento.

Allo scopo di definire il modello di comportamento a compressione della muratura qui indagata, caratterizzato da condizioni di danneggiamento introdotte attraverso i parametri sperimentali originari e residui, si è esaminato l'andamento dei diagrammi  $\sigma$ - $\varepsilon$  sperimentali a compressione (cfr Figure 72-77), al fine di individuare le caratteristiche principali del comportamento del modello fisico per ciascuna delle tre condizioni:

1. originaria, indicata in seguito con la sigla NF;
2. post esposizione a 300°C (sigla F3)
3. post esposizione a 600°C, (sigla F6)

In seguito, il pedice  $\theta$  indica la proprietà in riferimento alla temperatura considerata (20, 300 e 600°C); si fa inoltre uso dei pedici  $_{300}$  e  $_{600}$ .

Entro i tre inviluppi dei risultati sperimentali, indicati con la campitura colorata nelle seguenti Figure 109-111, si è individuata una curva rappresentativa del comportamento della muratura (curva media NF, F3 ed F6), descritta nel modo seguente:

- il ramo ascendente ( $0 \leq \sigma \leq f_{c,\theta}$ ) è definito dai valori medi della deformazione di ciascun provino ad intervalli di 1 N/mm<sup>2</sup>
- il massimo è dato dalla resistenza media a compressione e dalla deformazione media di picco, ossia dal punto ( $\varepsilon_{c1,\theta}$  ;  $f_{c,\theta}$ )
- il ramo degradante ( $f_{c,\theta} \leq \sigma \leq 0.5f_{c,\theta}$ ) è definito dai valori medi della deformazione di ciascun provino ad intervalli di  $-0.125f_{c,\theta}$ .
- il punto finale è dato dal livello di tensione 0.5 assunto come termine delle prove sperimentali e dal valore medio della deformazione corrispondente, ossia dal punto ( $\varepsilon_{c2,\theta}$  ;  $0.5f_{c,\theta}$ )

Un diagramma che riunisce le tre curve medie è stato elaborato a scopo di confronto (Figura 112).

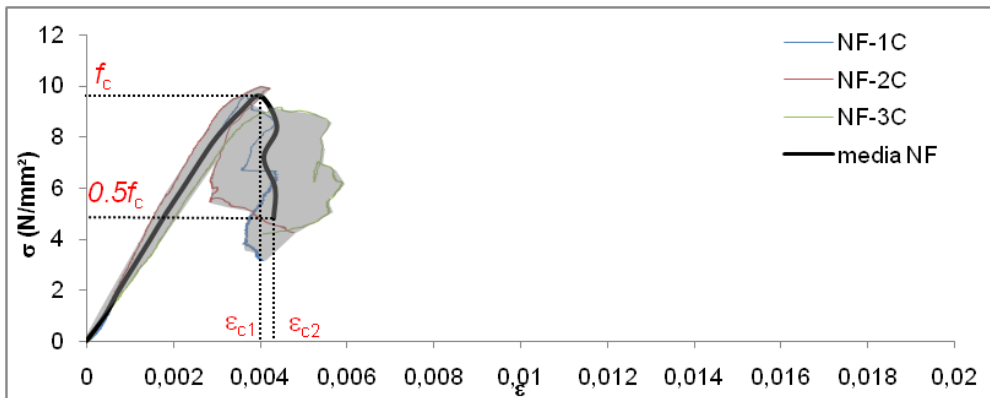


Fig. 109 Muratura non esposta – involucro e curva media sperimentale

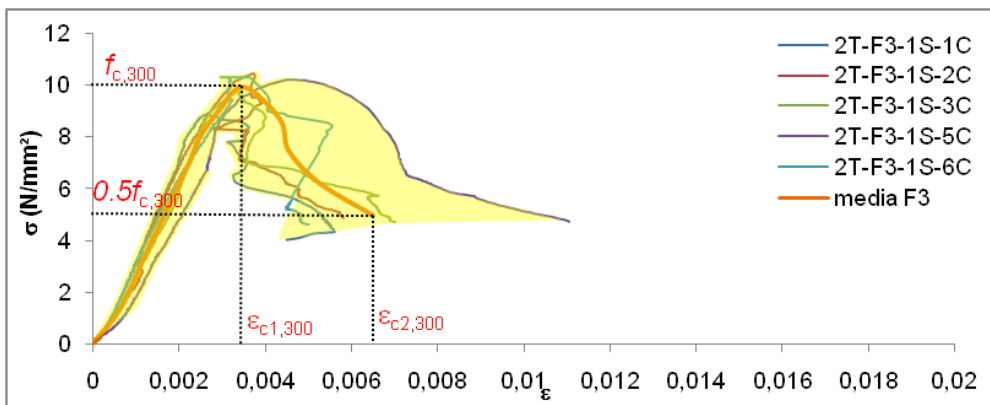


Fig. 110 Muratura esposta a 300°C – involucro e curva media sperimentale

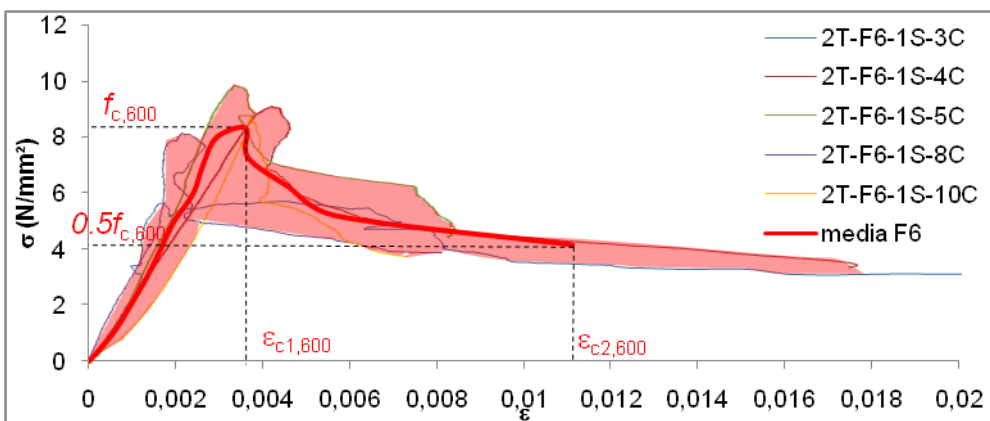


Fig. 111 Muratura esposta a 600°C – involucro e curva media sperimentale

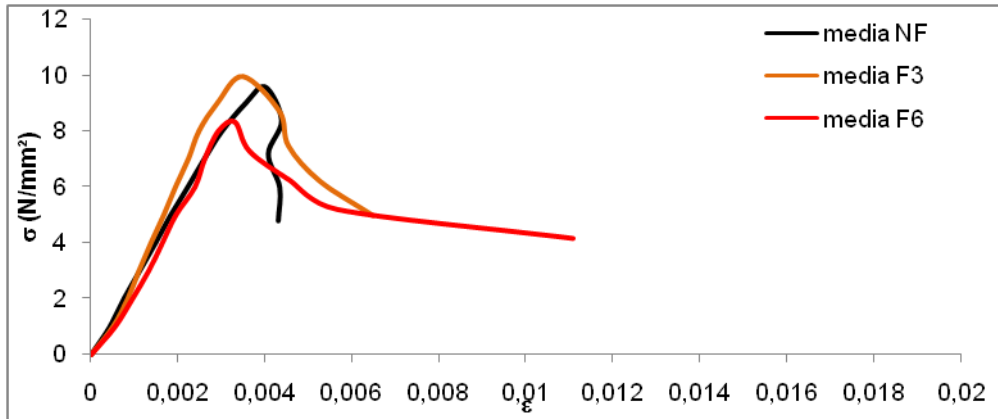


Fig. 112 Confronto delle curve medie NF, F3 e F6

Le risultanze che emergono comparando tra loro i grafici si riassumono nei seguenti punti:

- caratteristica saliente di tutte e tre le curve è l'andamento lineare per buona parte del ramo ascendente;
- le curve F3 e F6 tendono ad una linearità più marcata rispetto alla curva NF;
- la fase post picco, particolarmente per le curve F3 ed F6, presenta un andamento decrescente tendenzialmente esponenziale.

Per meglio chiarire i termini del confronto ai punti 1 e 2, il tratto ascendente di ciascuna curva media è confrontato nei diagrammi della Figura 113 con le rette corrispondenti al modulo elastico tangente  $E_0$  ed al modulo secante  $E_{sec,0}$  a tensione massima, quest'ultimo espresso dalla precedente (41):

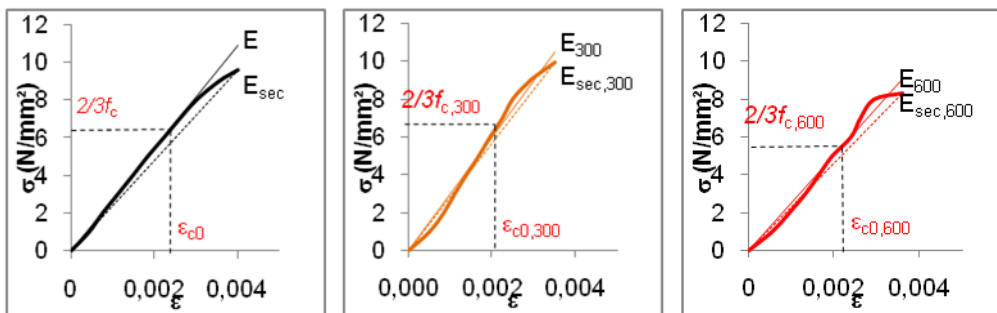


Fig. 113 Confronti fra modulo elastico iniziale e secante delle curve medie NF, F3 e F6

Valori sperimentali del modulo elastico tangente e secante			
(N/mm <sup>2</sup> )	NF	F3	F6
$E_0$	2723	2996	2521
$E_{sec,\theta}$	2395	2840	2311
$E_{sec,\theta} / E_0$	0.88	0.95	0.92

Tabella 27

La perdita di linearità pre picco può essere espressa nei termini del rapporto fra  $E_{sec,\theta}$  ed  $E_0$  (Tabella 27), il cui valore limite pari a 1 indica il comportamento elastico lineare sino al raggiungimento della resistenza a compressione. Nei tre casi in esame, i rapporti delle curve F3 ed F6 sono più alti, ed inoltre si può affermare che sino ai 2/3 della tensione massima tutte e tre le curve sono sufficientemente approssimate dalla retta corrispondente ad  $E_0$ .

Il modello costitutivo teorico-sperimentale della muratura qui indagata nel tre casi NF, F3 ed F6 deve perciò rappresentare adeguatamente la fase lineare iniziale, la perdita di linearità (più contenuta per la muratura esposta alle alte temperature) e la maggiore deformabilità in fase di softening nella muratura esposta ad alte temperature. Per questo motivo, legami non lineari a compressione basati su  $f_c$ ,  $\varepsilon_{c1}$  ed eventualmente parametri di softening, come quelli sopra citati (ad es. la formula 39) non si prestano a descrivere questo specifico modello fisico, in quanto non coglierebbero adeguatamente la prolungata linearità iniziale dimostrata dalle prove sperimentali. A questo scopo appare necessario implementare nel modello teorico-sperimentale il modulo elastico  $E_0$  come parametro indipendente, come nei modelli costitutivi per il calcestruzzo sotto alte temperature sopra richiamati. Inoltre, visto l'andamento dei risultati sperimentali e delle curve medie costruite in base ad essi, appare più opportuno adottare per il softening una formulazione esponenziale.

Il legame costitutivo qui proposto per la muratura in funzione dell'esposizione alle alte temperature è stato quindi dedotto in base ai parametri sperimentali  $f_{c,\theta}$ ,  $E_0$ ,  $\varepsilon_{c1,\theta}$ ,  $\varepsilon_{c2,\theta}$ , assumendo, secondo le precedenti osservazioni, le seguenti ipotesi semplificative del comportamento:

- 1) ramo iniziale lineare (0-A, Figura 114): si assume il valore limite di linearità  $\varepsilon_{c0,\theta}$  (punto A, di coordinate  $\varepsilon_{c0,\theta}$ ;  $f_c$ ) entro il quale, come rappresentato nei diagrammi in Figura 113, il grafico si approssima bene alla retta del modulo iniziale:

$$\varepsilon_{c0,\theta} = \frac{2f_{c,\theta}}{3E_0} \quad (42)$$

ed il legame costitutivo risulta quindi

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = \frac{2}{3\varepsilon_{c0,\theta}} \varepsilon \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c0,\theta} \quad (43)$$

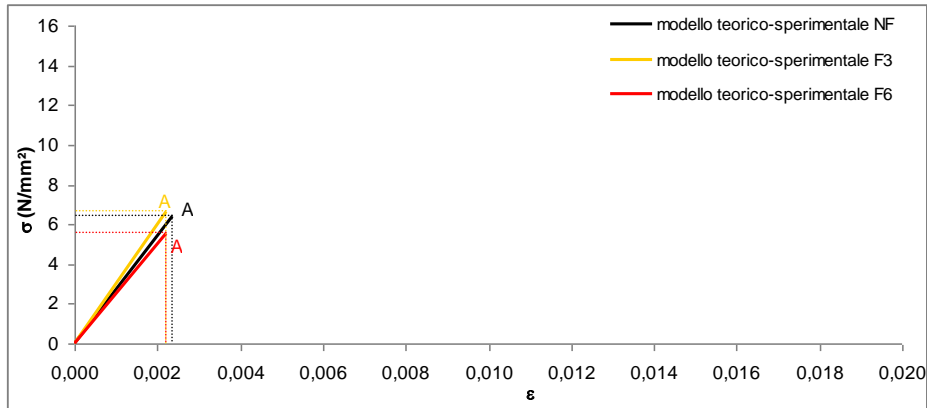


Fig. 114 Ramo 0-A del modello teorico-sperimentale a compressione della muratura

- 2) fase non lineare (A-B, Figura 115) rappresentabile con un tratto parabolico (cfr leggi costitutive di Hendry 1986, Zucchini e Lourenço 2007):

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = a\varepsilon^2 + b\varepsilon + c$$

che tende ad una configurazione limite all'annullarsi dei coefficienti  $a$  e  $c$ . Ciò avviene per  $\varepsilon_{c1,\theta} = 3/2 \varepsilon_{c0,\theta}$ , in quanto questa condizione implica, per le espressioni (41) e (42), l'uguaglianza  $E_\theta = E_{sec,\theta}$ . Ponendo quindi il coefficiente  $b$  pari ad  $E_\theta$

$$b = E_\theta = \frac{2f_{c,\theta}}{3\varepsilon_{c0,\theta}}$$

si ricavano  $a$  e  $c$  imponendo i punti estremi del tratto A ( $\varepsilon_{c0,\theta}$ ;  $2/3f_{c,\theta}$ ) e B ( $\varepsilon_{c1,\theta}$ ;  $f_{c,\theta}$ )

$$a = \frac{\left(1 - \frac{2\varepsilon_{c1,\theta}}{3\varepsilon_{c0,\theta}}\right)}{\varepsilon_{c1,\theta}^2 - \varepsilon_{c0,\theta}^2} \quad \text{e} \quad c = \frac{\left(\frac{2\varepsilon_{c1,\theta}}{3\varepsilon_{c0,\theta}} - 1\right)\varepsilon_{c0,\theta}^2}{\varepsilon_{c1,\theta}^2 - \varepsilon_{c0,\theta}^2}$$

ed il legame risulta essere il seguente:

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = \frac{\left(1 - \frac{2\varepsilon_{c1,\theta}}{3\varepsilon_{c0,\theta}}\right)}{\varepsilon_{c1,\theta}^2 - \varepsilon_{c0,\theta}^2} \varepsilon^2 + \frac{2}{3\varepsilon_{c0,\theta}} \varepsilon + \frac{\left(\frac{2\varepsilon_{c1,\theta}}{3\varepsilon_{c0,\theta}} - 1\right)\varepsilon_{c0,\theta}^2}{\varepsilon_{c1,\theta}^2 - \varepsilon_{c0,\theta}^2} \quad \text{per } \varepsilon_{c0,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta} \quad (44)$$

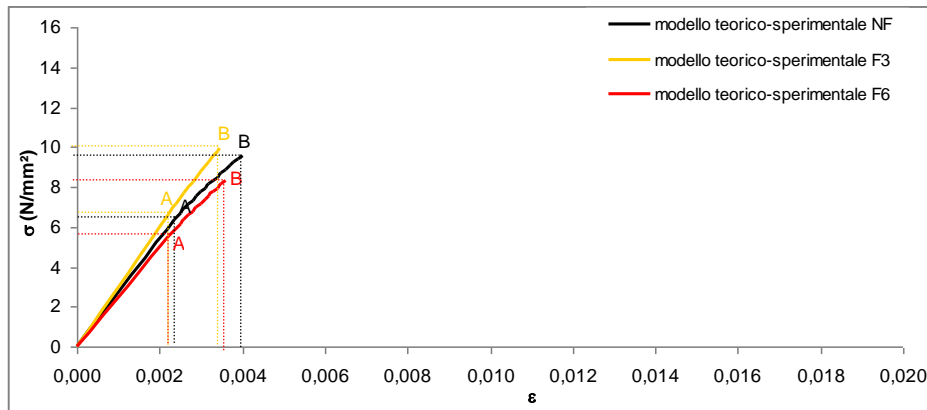


Fig. 115 Ramo A-B del modello teorico-sperimentale a compressione della muratura

- 3) ramo softening (B-C, Figura 116) descritto da una funzione esponenziale (cfr Shing e Manzouri 2004, Berto et al. 2005, Lourenço 1996), del tipo

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = a \cdot e^{b\varepsilon}$$

dipendente da  $\varepsilon_{c1,\theta}$  ed  $\varepsilon_{cu,\theta}$ . Per gli estremi B ( $\varepsilon_{c1,\theta}$ ;  $f_{c,\theta}$ ) e C ( $\varepsilon_{c2,\theta}$ ;  $0.5f_{c,\theta}$ ), si ha

$$\frac{\sigma}{f_{c,\theta}} = \frac{1}{e^{b \cdot \varepsilon_{c1,\theta}}} e^{b\varepsilon} \quad \text{con} \quad b = \frac{\ln 0.5}{\varepsilon_{c2,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta}} \quad \text{per } \varepsilon_{c0,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta} \quad (45)$$

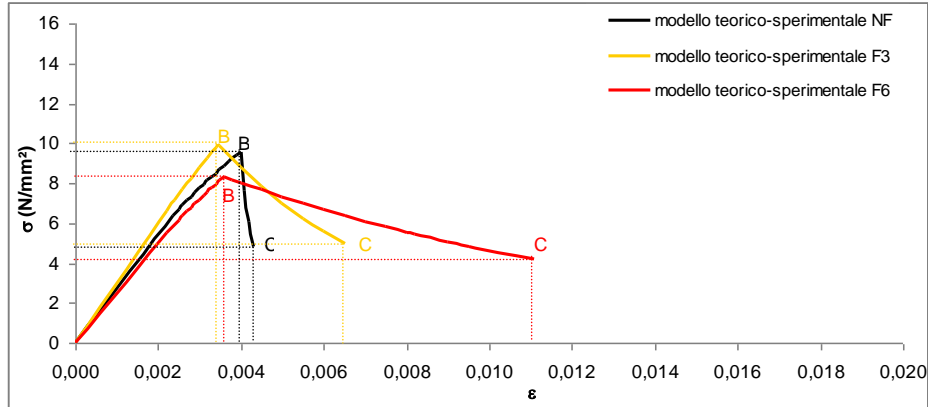


Fig. 116 Ramo B-C del modello teorico-sperimentale a compressione della muratura

Il modello così individuato è posto a confronto con l'involuppo dei dati sperimentali nelle seguenti Figure 117-119. Il ramo softening è stato prolungato oltre il valore di  $\varepsilon_{cu,\theta}$  (linee tratteggiate) secondo l'espressione (44), per verificare la compatibilità del modello con gli andamenti sperimentali oltre il criterio fissato per il termine delle prove.

Infine, il grafico in Figura 120 riporta il legame costitutivo residuo per temperature sino a 1000°C costruito sulla base dei valori di  $E_\theta$ ,  $f_{c,\theta}$ ,  $\varepsilon_{c1,\theta}$  ed  $\varepsilon_{c2,\theta}$  determinati secondo le leggi di decadimento meccanico proposte nel capitolo precedente (formule 26-33).

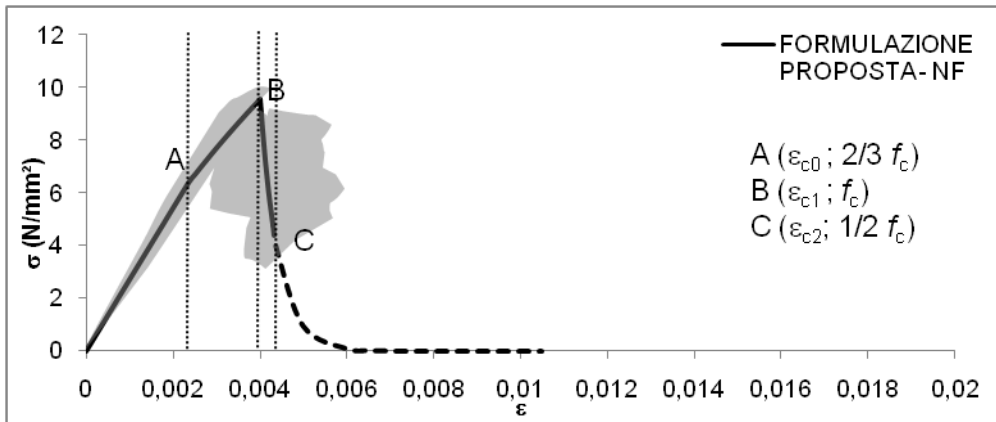


Fig. 117 Relazione proposta ed involucro dei dati sperimentali - NF

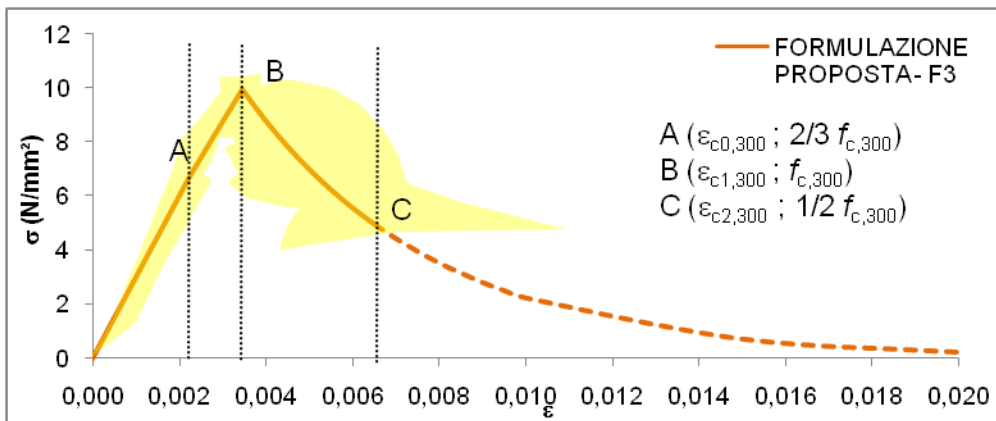


Fig. 118 Relazione proposta ed involucro dei dati sperimentali – F3

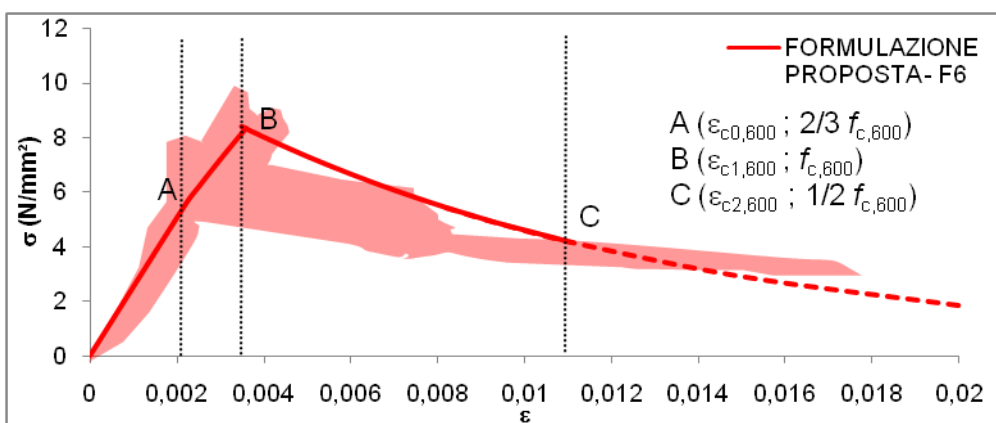


Fig. 119 Relazione proposta ed involucro dei dati sperimentali – F6



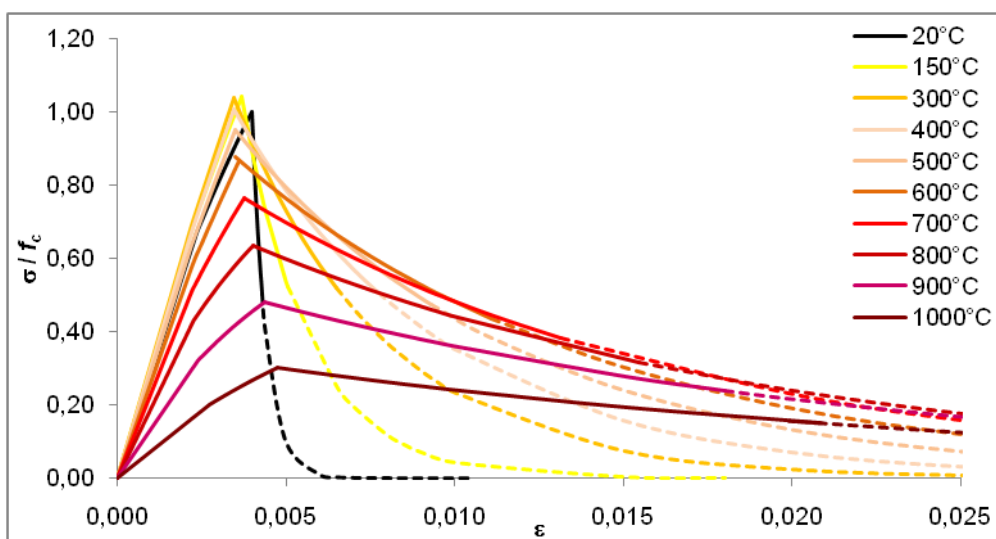


Fig. 120 Legame costitutivo residuo a compressione della muratura dopo l'esposizione alle alte temperature. Elaborazione per temperature di esposizione sino a 1000°C

### 3.1.2 Mattoni e malta

In base ai dati sperimentali raccolti ed a formulazioni disponibili, è stato formulato un legame costitutivo a compressione dopo l'esposizione alle alte temperature, per il campo elastico, anche nel caso della malta e dei mattoni adottati per il presente modello fisico. In questo caso, si è fatto ricorso a modelli costitutivi già esistenti in quanto la misurazione accurata delle deformazioni è stata effettuata solo nelle prove di determinazione del modulo elastico. Sempre ricorrendo alle tendenze sperimentali esposte nel capitolo precedente, (formule 34-38), le leggi costitutive residue sono state elaborate per un più ampio campo di temperature.

Secondo quanto assunto nell'Eurocodice 6 (CEN/TC250, 2005b) per i mattoni ed i blocchi cementizi sotto alte temperature, si ipotizza che il materiale danneggiato mantenga un legame costitutivo analogo a quello del materiale integro.

Per quanto riguarda il mattone, i valori di modulo elastico  $E_{b,\theta}$  e resistenza a compressione  $f_{bc,\theta}$  sono stati implementati nel legame lineare illustrato in Figura 121. Nel caso della malta si è utilizzato il diagramma retta-parabola proposto da Feenstra (1993) per i materiali cementizi, in grado di esprimere il comportamento a compressione in base al modulo elastico iniziale ed alla resistenza a compressione. Il legame è espresso nelle formule 46a e 46b, in cui tensioni e deformazioni a

compressione si intendono negative, ed illustrato nella Figura 122 (il diagramma è stato tracciato nel primo quadrante per semplicità di confronto).

$$\frac{\sigma}{f_c} = -\frac{1}{3} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1/3}} \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c1/3} \quad (46a)$$

$$\frac{\sigma}{f_c} = -\frac{1}{3} \left[ 1 + 4 \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon_{c1/3}}{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c1/3}} \right) \right] \quad \text{per } \varepsilon_{c1/3} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c1} \quad (46b)$$

in cui i valori sperimentali  $E_{m,\theta}$  e  $f_{mc,\theta}$  sono stati inseriti come segue:

$$f_c = f_{mc,\theta}$$

$$\varepsilon_{c1/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_{mc,\theta}}{E_{m,\theta}}$$

$$\varepsilon_{c1} = -\frac{5}{3} \frac{f_{mc,\theta}}{E_{m,\theta}}$$

I legami proposti, basati sui valori di modulo elastico e resistenza a compressione e sulle relative formulazioni del decadimento precedentemente introdotte, pongono implicitamente i seguenti assunti:

- la deformazione di picco del mattone è decrescente all'aumentare della temperatura di esposizione; ciò è in accordo con le osservazioni di Russo et al. (2008) sui risultati sperimentali relativi a mattoni esposti ad alte temperature nel corso di un incendio reale (cfr capitolo 1, Figura 40).
- la deformazione di picco della malta aumenta all'aumentare della temperatura di esposizione sino ai 400°C, ed inizia poi a decrescere, restando maggiore del valore del materiale integro sino a 700°C. I dati sperimentali disponibili, relativi a calcestruzzi normali (Xiao et al. 2003, cfr capitolo 1, cfr Figura 36), documentano la tendenza all'aumento della deformazione di picco residua per esposizioni sino ad 800°C.

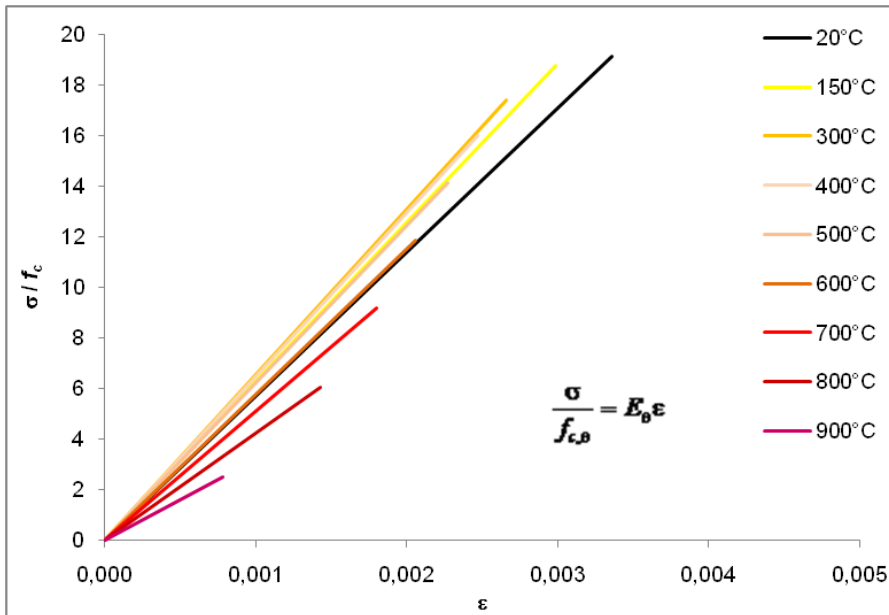


Fig. 121 Legame costitutivo residuo a compressione del mattone dopo l'esposizione alle alte temperature

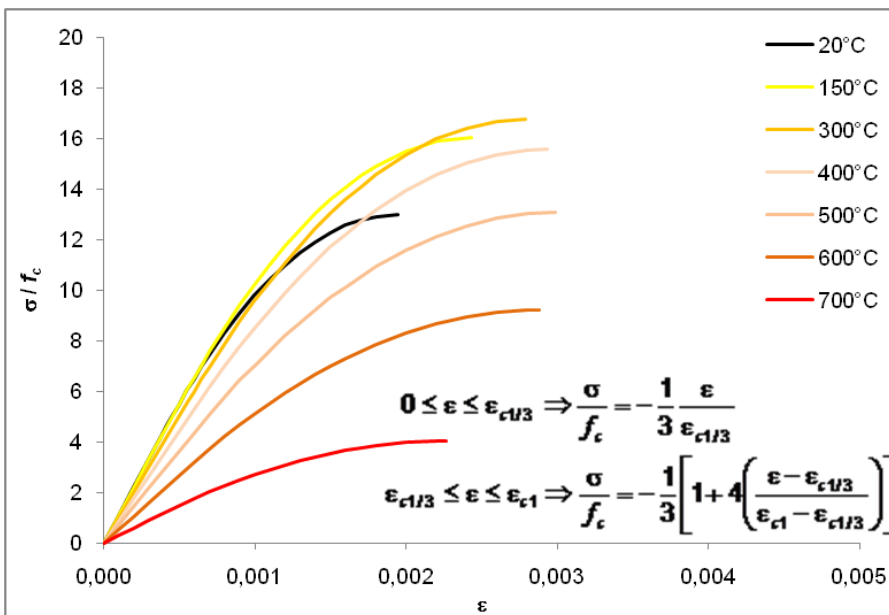


Fig. 122 Legame costitutivo residuo a compressione della malta cementizia dopo l'esposizione alle alte temperature

### 3.2 Caratteristiche della modellazione agli elementi finiti

Il modello teorico-sperimentale della muratura attraverso le diverse condizioni di esposizione alle alte temperature, proposto nel paragrafo precedente, è di seguito confrontato con simulazioni delle stesse prove sperimentali ottenute per mezzo del calcolo agli elementi finiti. Le finalità della modellazione sono lo studio dettagliato dell'interazione fra i componenti della muratura, e la valutazione e calibrazione dei risultati numerici che si possono ottenere con modelli costitutivi disponibili, elaborati per la muratura e per materiali a comportamento fragile.

La simulazione del comportamento di strutture reali attraverso il metodo degli elementi finiti è in grado di rappresentare gli aspetti salienti della muratura quali l'ortotropia dovuta all'orientamento dei giunti ed il softening in fase post picco; è conformata alla specifica struttura in esame attraverso un grado di semplificazione che dipende dalle finalità della simulazione e dalla qualità e disponibilità delle informazioni sperimentali da implementare nelle leggi costitutive dei materiali che caratterizzano il modello.

La modellazione agli elementi finiti può avvalersi di strategie differenti in base alla scala di rappresentazione, basate sulla rappresentazione dei singoli componenti (blocchi e giunti) o del materiale omogeneo; la scelta della strategia di modellazione avviene a seconda delle caratteristiche morfologiche e dimensionali dell'oggetto di studio, del livello di accuratezza richiesto e dello sforzo computazionale accettabile (Lourenço 1998 e 2004):

1. *micro-modellazione*: è basata sulla rappresentazione dei blocchi e dei giunti con elementi continui (brick, plate, shell), e delle interfacce fra blocchi e giunti con elementi discontinui (elementi interfaccia) di piccolo spessore o spessore zero. Nei micro-modelli dettagliati blocchi, giunti ed interfacce blocco-giunto vengono modellati separatamente, e la mesh riproduce quindi la tessitura muraria reale. Le modalità di collasso della muratura possono essere rappresentate implementando in tutti gli elementi le rispettive proprietà lineari e non lineari, oppure le sole proprietà lineari negli elementi continui mentre le interfacce rappresentano piani di potenziale fessurazione e/o scorrimento, concentrando quindi i fenomeni non lineari. Questa strategia di modellazione conduce a risultati accurati e necessita di supporti sperimentali non particolarmente onerosi, tuttavia richiede un elevato sforzo computazionale, che la rende adatta alla rappresentazione di dettagli strutturali e campioni di prova di dimensioni limitate. Per i materiali componenti vengono in genere adottati modelli costitutivi isotropi, affidando alla riproduzione accurata della tessitura muraria la rappresentazione delle caratteristiche di ortotropia della muratura.

I micro-modelli semplificati costituiscono un livello intermedio fra l'approccio dettagliato e la macro-modellazione, nel quale le proprietà dei giunti e delle interfacce blocco-giunto vengono concentrate in elementi interfaccia, e le dimensioni dei blocchi devono essere ampliate in modo da mantenere invariata la geometria della struttura da rappresentare; l'interazione fra malta e mattoni nel composito muratura non viene quindi accuratamente riprodotta, a fronte di oneri computazionali ridotti. Elementi murari con aperture o soggetti a carichi laterali nel piano, sono frequentemente modellati tramite questo approccio (Page 1978, Ali et al. 1987, Lotfi e Shing 1994, Gambarotta e Lagomarsino 1997, Lourenço e Rots 1997, Le Pape et al. 2001, Sutcliffe et al. 2001, Shing e Manzouri 2004)

2. *macro-modellazione*: la muratura è trattata come un materiale omogeneo, isotropo o anisotropo, rappresentato per mezzo di elementi continui, cosicché la mesh è indipendente dalla reale tessitura muraria.

Per descrivere i fenomeni non lineari sono disponibili per la muratura modelli isotropi elaborati per materiali cementizi; il modello fessurativo noto come smeared cracking ed il criterio di Rankine sono frequentemente adottati per il regime di trazione (Lucchesi et al. 1996, De Luca et al. 2004, Romano 2005, Voto et al. 2009); per rendere conto dello schiacciamento a compressione e scorrimento a taglio sono usati modelli di plasticità quali i domini di Drucker-Prager (Berto et al. 2005), Mohr-Coulomb (Andreus 1996, Pina-Henriques e Lourenço 2003, De Proft e Sluys 2005) e Von Mises, (Boothby et al. 1998, Cuzzilla et al. 2009). Sempre dalla ricerca sui materiali cementizi derivano inoltre i modelli fondati sulla teoria della deformazione totale ('total strain'), che descrivono il comportamento a trazione e a compressione mediante una legge sforzo-deformazione (Selby e Vecchio 1993). Sono disponibili anche alcuni modelli anisotropi adatti alla rappresentazione del comportamento biassiale della muratura (Lourenço 1996, Lourenço et al. 1997, Saetta et al. 2000, Asteris e Tzamtzis 2003, Asteris e Syrmakizis 2005), che tuttavia richiedono una caratterizzazione il più possibile accurata dei parametri meccanici pre e post picco in trazione ed in compressione secondo gli assi di ortotropia del materiale.

La modellazione 2D è ad oggi il tipo di analisi strutturale più frequente nell'ambito di strutture di muratura sia moderne sia storiche, nonostante le notevoli semplificazioni richieste dalla complessità strutturale dei manufatti, in quanto permette di ottenere un miglior rapporto fra accuratezza dei risultati e sforzo computazionale rispetto alle analisi tridimensionali (Lourenço 2002). Il calcolo agli elementi finiti è stato qui utilizzato per l'analisi di modelli 2D che riproducono la muratura in stato piano di

tensione, al fine di valutare il comportamento a collasso della muratura successivamente alle diverse condizioni di esposizione.

Vista tuttavia l'importanza del fattore spessore, sia nello specifico problema del deterioramento meccanico indotto dall'esposizione ad alte temperature, sia più in generale per un'eventuale possibilità di confronto del modello fisico esaminato con murature di diversa tessitura e geometria, si è voluta comunque verificare la necessità di un'analisi tridimensionale dell'oggetto di studio. Un confronto fra i risultati ottenuti dal confronto fra alcuni dei modelli 2D (descritti nel paragrafo successivo) e modelli 3D caratterizzati dalle stesse leggi costitutive sono rappresentati nella Figura 123, ed indicano un'ottima corrispondenza dei diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$ . Si è deciso perciò di mettere a punto una modellazione 2D nel piano, in quanto adatta agli scopi della presente ricerca.

L'analisi di seguito esposta è stata condotta per mezzo del software DIANA (DIANA 2003, Hendriks e Rots 2002). La scelta dell'approccio e dei legami costitutivi è avvenuta in modo tale da mettere a punto modelli basati il più possibile su dati ottenuti dalla sperimentazione diretta. La caratterizzazione meccanica, infatti, è stata condotta mediante prove in controllo di spostamenti frequentemente praticate per la muratura ed i suoi componenti, in base ad esigenze di equilibrio fra completezza delle informazioni ricavabili ed onerosità della sperimentazione; perciò non è stato fatto ricorso a procedure sperimentali avanzate, le quali offrono la possibilità di ottenere caratterizzazioni più esaurienti della muratura, specialmente fornendo informazioni sulle proprietà relative ai giunti ed all'interazione fra mattoni e giunti (Mc Nary ed Abrams 1985, Atkinson 1989, Van Der Pluijm 1993, Binda 1994). Si mettono quindi in luce le possibilità di un'adeguata rappresentazione del comportamento fisico della muratura in esame, avente proprietà meccaniche sia originarie sia residue, attraverso le leggi costitutive implementate nel software e nella disponibilità di parametri sperimentali data dalle prove in controllo di spostamento sui materiali componenti e sulla muratura.

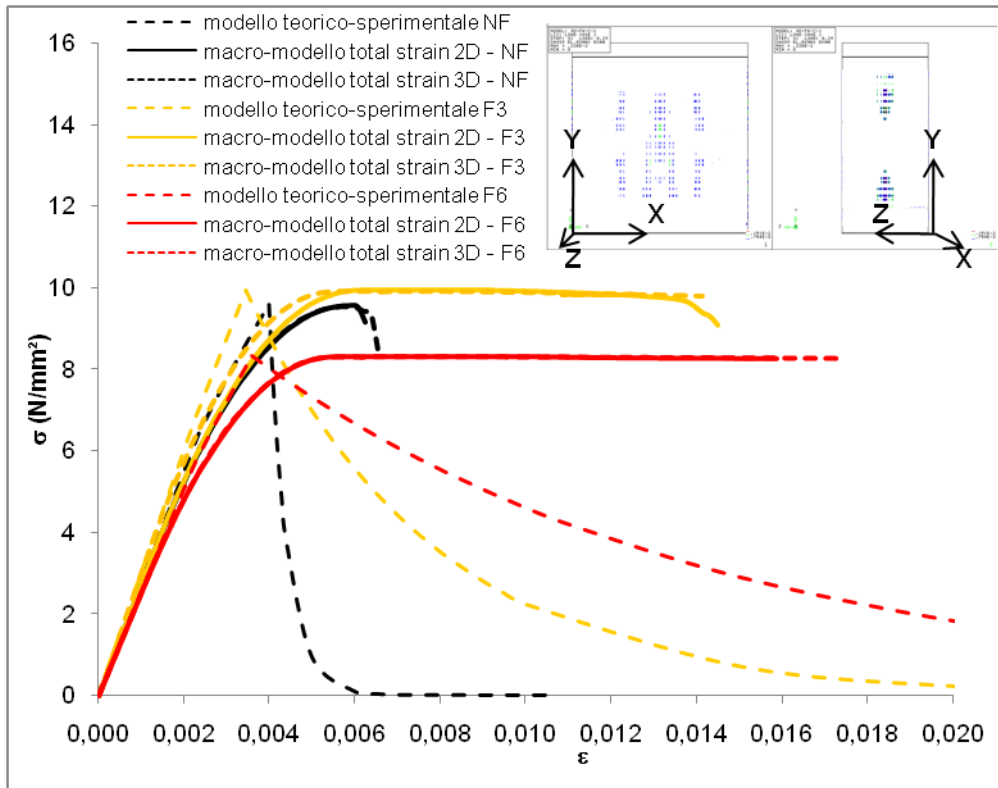


Fig. 123 Confronto fra modelli 2D e 3D

### 3.3 Descrizione dei modelli

I modelli agli elementi finiti messi a punto rappresentano il provino di muratura corrispondente al modello fisico, sottoposto a compressione ed a compressione diagonale. La modellazione è stata condotta sia al micro-livello sia al macro-livello, benché quest'ultima strategia sia più adeguata alla rappresentazione di strutture caratterizzate da dimensioni maggiori, in modo da porre a confronto i risultati numerici ottenuti con i dati sperimentali della muratura (macro-modello) e dei componenti malta e mattoni (micro-modello).

L'oggetto di studio (provino di muratura delle dimensioni di 51 x 51 x 25 cm) è stato rappresentato nelle dimensioni reali. Per il micro-modello si è scelto l'approccio dettagliato con rappresentazione di blocchi e giunti, tramite elementi continui plane-stress, ed interfacce blocco-giunto tramite elementi interfaccia (Figura 124). Tale modello implementa perciò negli elementi continui le proprietà dei materiali

componenti, mentre le proprietà delle interfacce fra blocchi e giunti orizzontali e verticali sono state stimate secondo formulazioni disponibili in letteratura. La scelta del tipo di elementi, ad interpolazione quadratica, è stata compiuta in base alle esigenze dell'analisi non lineare.

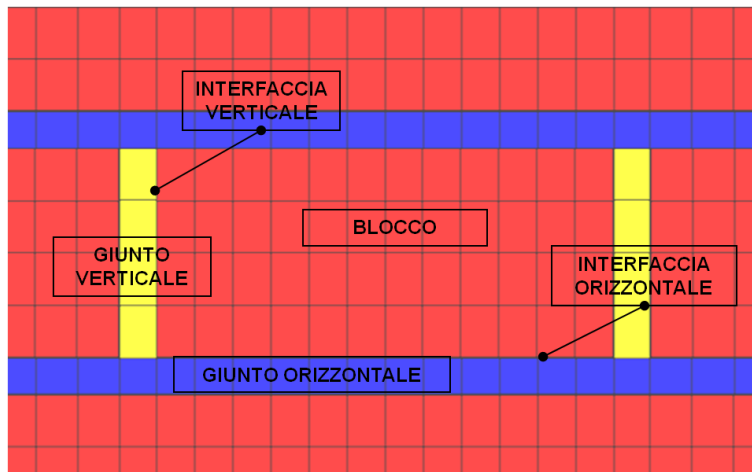


Fig. 124 Micro-modellazione dettagliata

Per quanto riguarda il comportamento dei materiali nel micro-modello, per malta e mattoni si è applicato il modello isotropo 'total strain fixed cracking', nel quale le tensioni sono determinate in funzione delle deformazioni in un sistema di coordinate fissato secondo la direzione della fessurazione. Per includere nel modello le modalità di rottura riscontrate nel corso delle prove, si è ipotizzato per i mattoni e per la malta un comportamento fragile a trazione, assumendo la resistenza a trazione ( $f_{bt}$  per il mattone e  $f_{mt}$  per la malta) pari al 10% della resistenza a compressione; mattoni e giunti verticali sono considerati elastici a compressione. Nell'analisi della compressione assiale, per i giunti orizzontali si è assunto un diagramma parabolico (Figura 125); il softening è definito dall'energia di frattura a compressione  $G_{mc}$ , che è stata stimata secondo il metodo dell'indice di duttilità indicato dal CEB-FIP Model Code (CEB 1990). Le interfacce orizzontali e verticali, cui è stato dato uno spessore fittizio  $s_i$  pari a 0.2 mm, sono state caratterizzate da valori di rigidezza normale ( $k_n$ ) e tangenziale ( $k_s$ ) calcolati in base alla rigidezza del giunto (Feenstra et al. 1991):

$$k_n = \frac{E_m}{s_i} \quad k_s = \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)s_i} \quad (47)$$



in cui  $\nu_m$  è il coefficiente di Poisson della malta. In fase non lineare, le interfacce verticali hanno un comportamento fragile definito dalla resistenza  $f_{it}$  stimata secondo la resistenza a trazione della malta (Tassios 1988):

$$f_{it} = \zeta f_{mt} \quad (48)$$

con  $\zeta = 0.67$ . Per le interfacce orizzontali si è assunto un comportamento attritivo in cui la coesione  $c$  è stata stimata come frazione della resistenza a compressione del mattone (Tassios 1988):

$$c = \xi f_{bc} \quad (49)$$

in cui  $\xi = 0.33$ . Gli angoli di attrito  $\varphi$  e di dilatanza  $\psi$  sono stati assunti rispettivamente di  $30^\circ$  e di  $0^\circ$  (Lourenço 1998). ed in mancanza di informazioni sperimentali dirette e indirette si sono ipotizzati costanti per le tre condizioni NF, F3 ed F6. I legami costitutivi delle interfacce sono rappresentati in Figura 126.

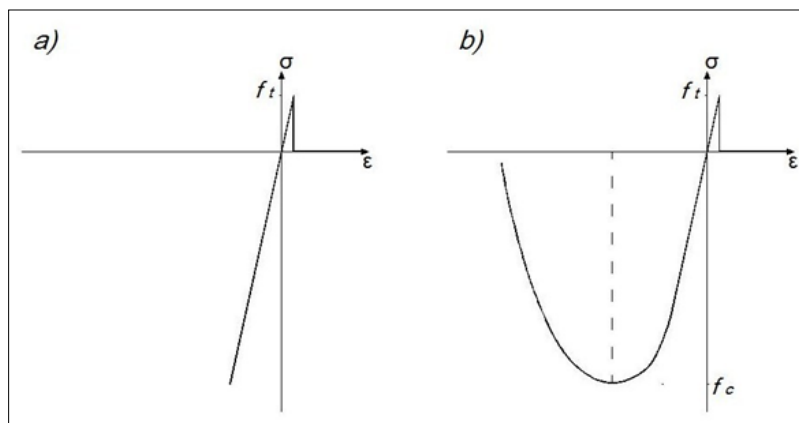


Fig. 125 Micro-modello: a) legame costitutivo di mattoni e giunti verticali nell'analisi della compressione e di mattoni, giunti verticali ed orizzontali nell'analisi della compressione diagonale; b) legame dei giunti orizzontali nell'analisi della compressione diagonale

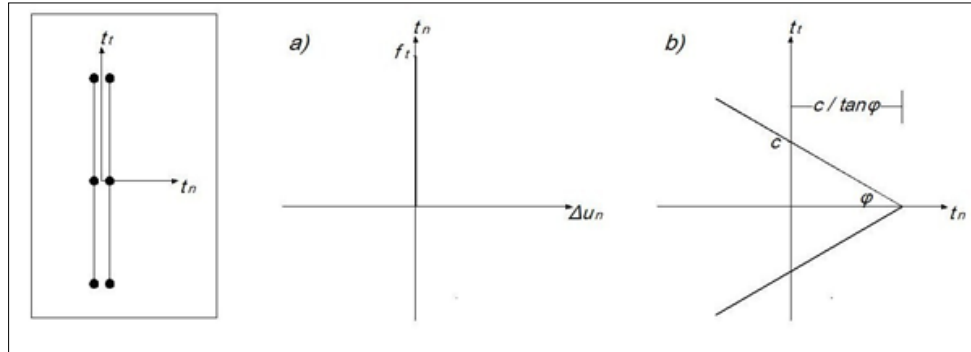


Fig. 126 Micro-modello: a) comportamento fragile delle interfacce verticali, b) comportamento attritivo delle interfacce orizzontali

La macro-modellazione si è avvalsa dei dati ottenuti dalle prove sulla muratura, implementando, per ciascuno dei due casi (compressione e compressione diagonale), due modelli diversi di materiale:

1. Formulazione total strain, con il diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  parabolico già riportato in Figura 125-b, sia per la compressione sia per la compressione diagonale.
2. Criterio di Rankine in regime di trazione, associato a plasticità a compressione (Figura 127):
  - a) plasticità anisotropa di Hill nell'analisi della compressione;
  - b) plasticità isotropa di Von Mises nell'analisi della compressione diagonale

Nell'ambito del modello total strain, si sono implementate per il caso della compressione diagonale il modulo elastico, la resistenza a compressione e l'energia di frattura a compressione secondo la direzione inclinata di  $45^\circ$  rispetto ai giunti orizzontali (rispettivamente  $E_{45^\circ}$ ,  $f_{t,45^\circ}$  e  $G_{c,45^\circ}$ ), in base ai valori medi ricavati dai diagrammi sperimentali carico-spostamento verticale (paragrafo 2.3.2), supponendo che il carico si distribuisca sulla superficie determinata dalla linea orizzontale congiungente le estremità dei supporti angolari.

Anche se la caratterizzazione della muratura qui compiuta non è stata estesa a tutte le proprietà elastiche ed inelastiche secondo gli assi di ortotropia, si è voluto considerare l'effetto della presa in considerazione dell'orientazione dei giunti rispetto alla direzione di sollecitazione, attraverso l'uso del modello di tipo Rankine-Hill per la compressione assiale. Si è conferito un grado di ortotropia pari a 2 (Lourenço 1996), considerando l'asse parallelo ai giunti orizzontali più debole e meno deformabile dell'asse perpendicolare; il valore dell'energia di frattura a trazione secondo l'asse perpendicolare  $G_{fy}$  è stato stimato con il metodo dell'indice di duttilità prima citato.

Per la compressione diagonale si è considerata la plasticità isotropa di Von Mises in quanto l'inclinazione dei giunti è la stessa rispetto all'asse di compressione ed alle

tensioni laterali di trazione innescate. La resistenza a trazione è stata assunta pari al 10% della resistenza a compressione; in campo non lineare, il comportamento a è descritto dal softening esponenziale sia a trazione sia a compressione. In tutti i casi, il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a 0.15 (Tassios 1986).

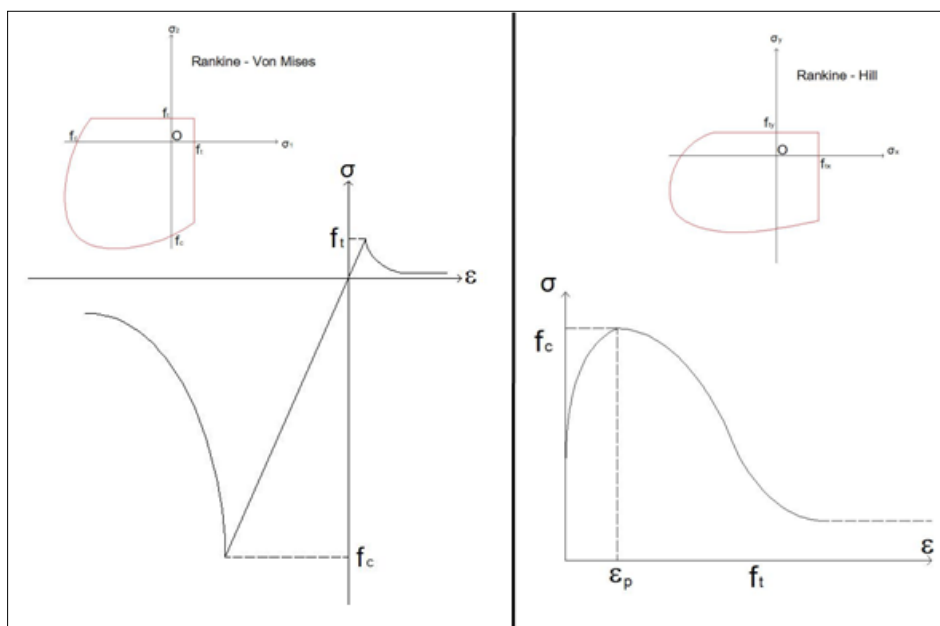


Fig. 127 Macro-modello: formulazione secondo i criteri Rankine-Hill e Rankine-Von Mises

### 3.3.1 Compressione

Nei modelli che riproducono il provino sottoposto a compressione assiale sono stati usati elementi plane-stress quadrilateri ad 8 nodi (CQ16M) ed elementi interfaccia a 6 nodi (CL12I). Le condizioni al contorno sono state rappresentate tramite la modellazione della piastra di ripartizione posta in sommità e delle interfacce superiori ed inferiori, fra il provino e la piastra e fra il provino ed il carrello della pressa; il bordo superiore della piastra può traslare solo in direzione Y, mentre il bordo inferiore dell'interfaccia provino-carrello è fissato nelle direzioni X ed Y. Alle interfacce sono stati dati elevati valori di rigidità in X ed in Y. Il carico è uniformemente distribuito sul bordo superiore della piastra d'acciaio (Figura 128).

Le proprietà dei materiali implementate nei tre modelli sono elencate nella Tabella 28, secondo la simbologia usata nel testo. Per il modello Rankine-Hill, i pedici  $x$  ed  $y$  si riferiscono agli assi indicati nella Figura 128, mentre  $\epsilon_p$  indica la deformazione a tensione massima.

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

Modello	Materiale	Parametri	NF	F3	F6
micro-modello	MATTONI	$E_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	5710	6558	
		$\nu_b$	0.14	0.14	0.14
		$f_{bt}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.9	1.74	0.56
	MALTA	$E_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	11127	9996	4663
		$\nu_m$	0.25	0.25	0.25
		$f_{mt}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.3	1.68	0.46
		$f_{mc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	13.00	16.8	9.26
	INTERFACCE VERTICALI	$G_{mc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	17.68	22.85	0.538
		$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	55635	49980	1104
		$k_s$ (N/mm <sup>3</sup> )	22254	19992	641
	INTERFACCE ORIZZONTALI	$f_{IT}$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.87	1.13	0.31
		$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	55635	49980	1104
		$k_s$ (N/mm <sup>3</sup> )	22254	19992	641
		$c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.64	0.58	0.4
$\varphi$ (°)		30	30	30	
		$\psi$ (°)	0	0	0
macro-modello total strain	MURATURA	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	2723	2996	2515
		$\nu$	0.15	0.15	0.15
		$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.39	0.42	0.25
		$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.58	9.94	8.32
		$G_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.85	8.82	120.6
macro-modello Rankine-Hill	MURATURA	$E_x$ (N/mm <sup>2</sup> )	5446	5992	5030
		$E_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	2723	2996	2515
		$\nu_{xy}$	0.15	0.15	0.15
		$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	2540	882	457
		$f_{tx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.39	0.42	0.25
		$f_{ty}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.2	0.21	0.12
		$f_{cx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.79	4.97	4.16
		$f_{cy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.58	9.94	8.32
		$G_{fx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.0113	0.012	0.007
		$G_{fy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.0055	0.006	0.0035
		$G_{cx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.43	4.41	9.23
		$G_{cy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.85	8.82	18.45
		$\varepsilon_P$	0.004	0.0035	0.0036

Tabella 28

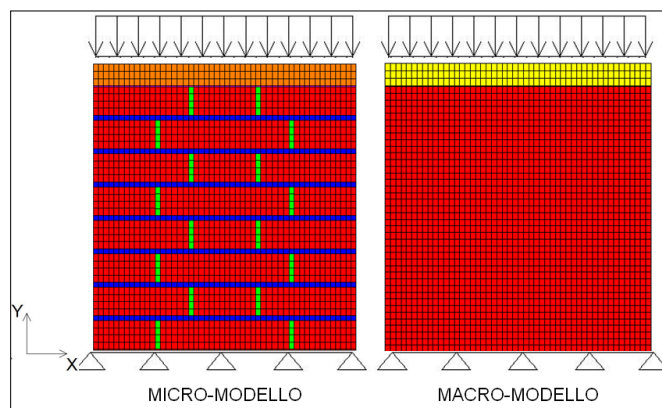


Fig. 128 Rappresentazione dei modelli numerici del provino di muratura in compressione

I risultati numerici relativi alla muratura in compressione sono illustrati nelle seguenti Figure 129-144. Innanzitutto, comparando fra loro i grafici dei modelli, la legge di comportamento teorico-sperimentale sopra proposta e l'involuppo dei dati sperimentali per ciascuna condizione (NF, F3 ed F6), si può notare che:

- in tutti e tre i casi, il micro-modello sovrastima la rigidezza elastica e la resistenza e generalmente sottostima la deformazione di picco della muratura. Ciò potrebbe essere dovuto a differenze delle proprietà di malta e mattoni rispetto a quelle degli stessi componenti all'interno della muratura.
- il micro-modello presenta un softening più brusco rispetto ai macro-modelli e tendenzialmente più simile al comportamento sperimentale, soprattutto della muratura non esposta. Ciò è conseguenza del fatto che la modellazione dettagliata riproduce bene l'interazione fra malta e mattoni, come si vede anche dai grafici che riportano l'insorgere dei fenomeni inelastici (Figure 132-134) e dalla Figura 135 che riproduce il progredire della fessurazione nel micro-modello nella fase di softening. Il quadro fessurativo numerico, che inizia a manifestarsi nelle interfacce verticali e nei giunti orizzontali in corrispondenza dello sfalsamento dei giunti verticali, è concentrato nella fascia verticale centrale, in accordo con le modalità di collasso osservate nel corso delle prove (cfr paragrafo 2.3.1). Per quanto riguarda i macro-modelli (Figure 132-133), la formulazione total strain rende conto del manifestarsi della fessurazione per trazione in prossimità del picco, mostrando in fase di collasso una concentrazione delle fessure al centro del provino; il modello Rankine-Hill rappresenta i fenomeni non lineari attraverso la deformazione plastica, i cui valori massimi si distribuiscono nella fascia verticale centrale del modello.

- in conseguenza delle formulazioni, basate sul modulo elastico e sulla resistenza a compressione, i macro-modelli colgono bene la rigidità iniziale e la resistenza della muratura; sovrastimano la deformazione di picco, e a fronte dell'immissione di elevati valori di  $G_c$  presentano un ramo post picco pressoché plastico, che si prolunga nei casi della muratura esposta ad alte temperature.

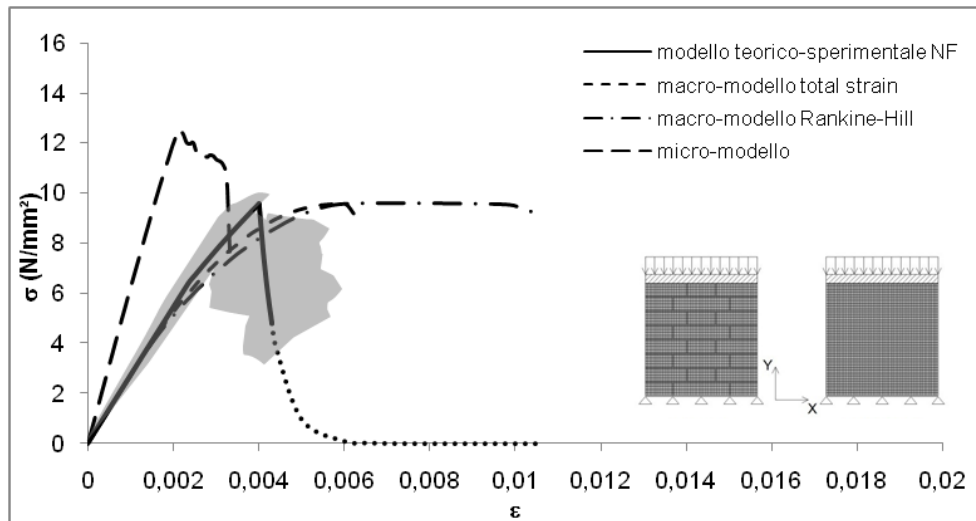


Fig. 129 Muratura non esposta: diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  dei modelli numerici a confronto con la legge teorico-sperimentale proposta e con l'involuppo dei dati sperimentali

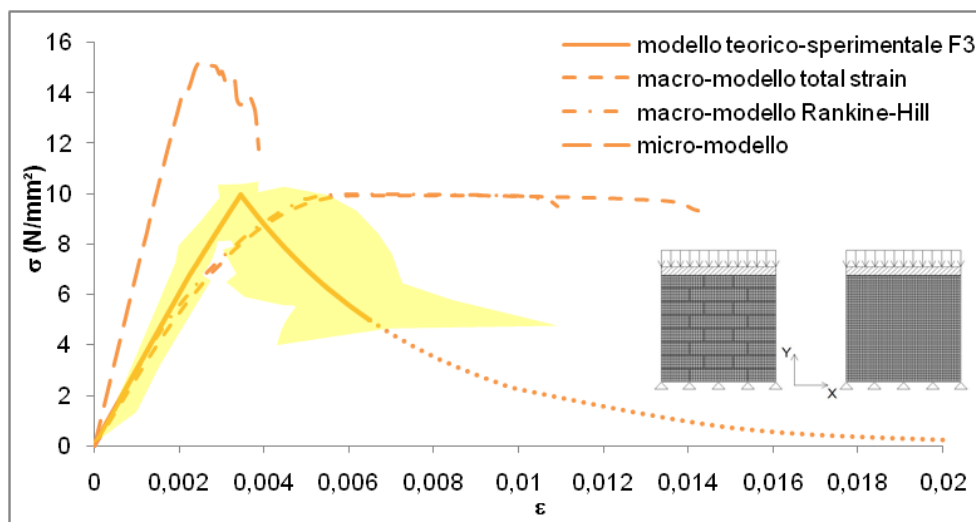


Fig. 130 Muratura esposta a 300°C: diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  dei modelli numerici a confronto con la legge teorico-sperimentale proposta e con l'involuppo dei dati sperimentali

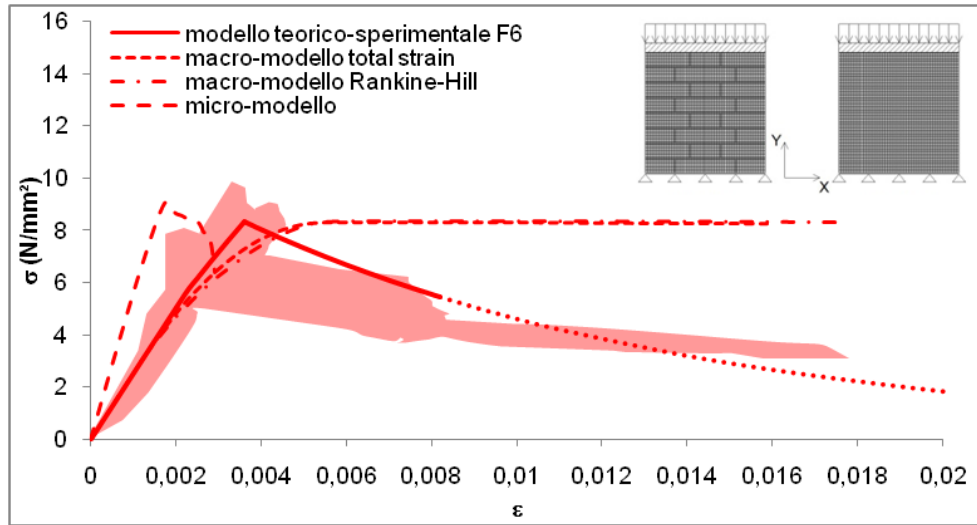


Fig. 131 Muratura esposta a 600°C: diagrammi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei modelli numerici a confronto con la legge teorico-sperimentale proposta e con l'involuppo dei dati sperimentali

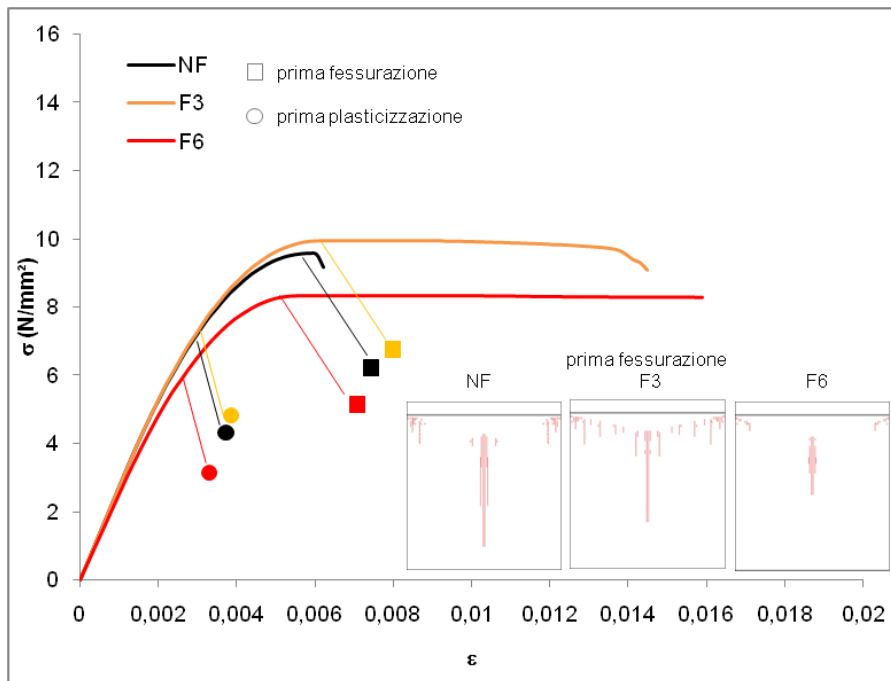


Fig. 132 Macro-modello total strain: fenomeni inelastici per i tre casi NF, F3 ed F6

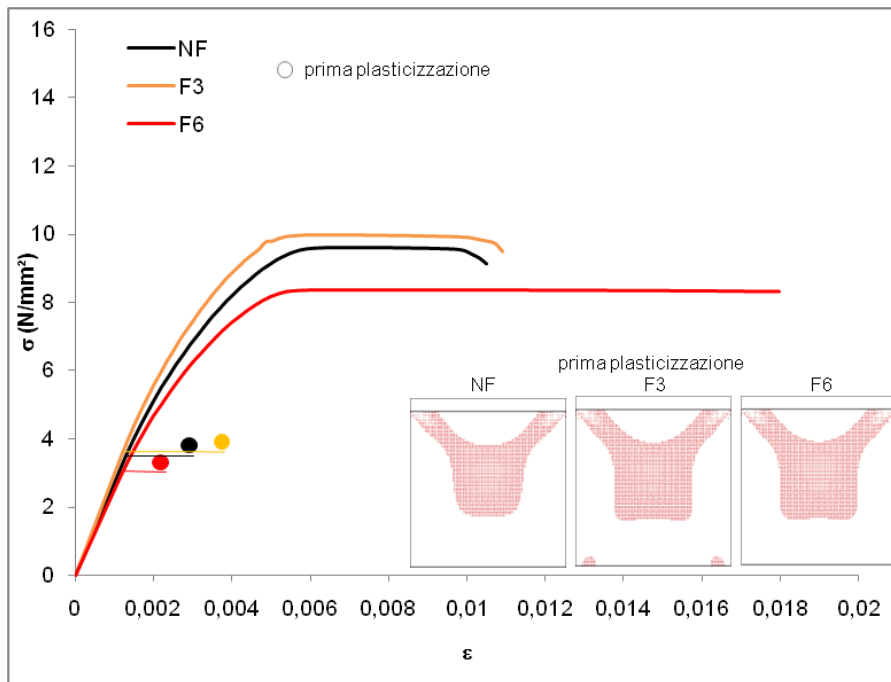


Fig. 133 Macro-modello Rankine-Hill: fenomeni inelastici per i tre casi NF, F3 ed F6

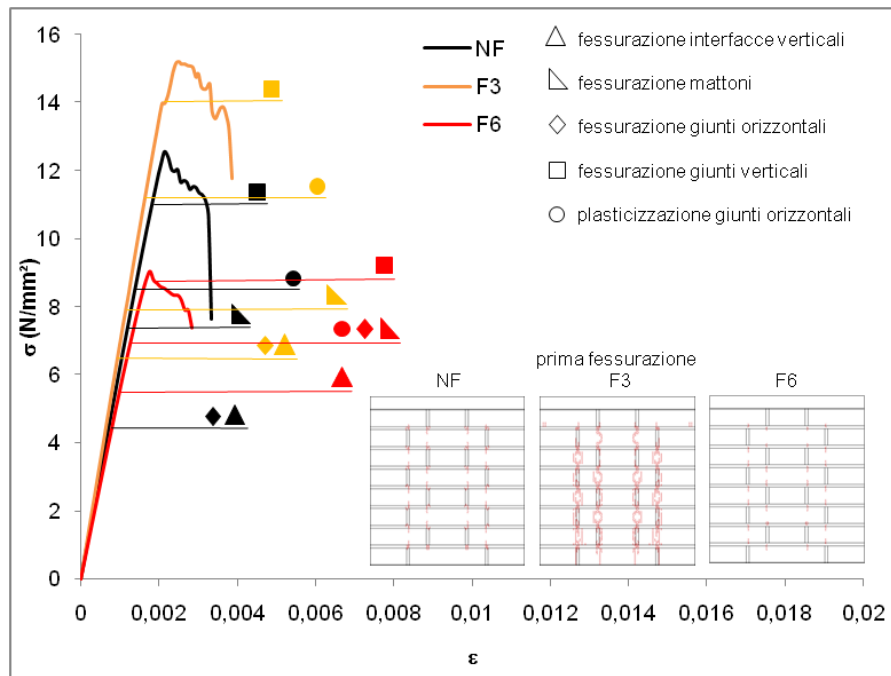


Fig. 134 Micro-modello: fenomeni inelastici per i tre casi NF, F3 ed F6



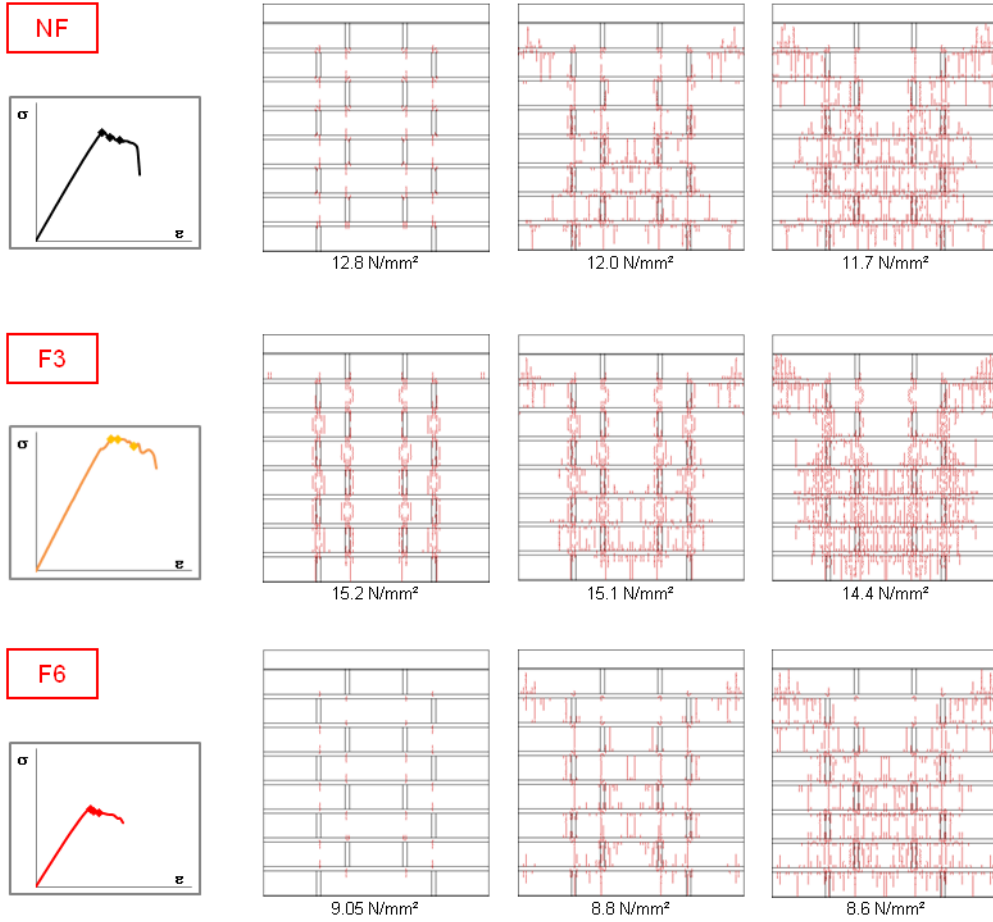


Fig. 135 Micro-modello: fessurazione di picco e post picco nei tre casi NF, F3 ed F6

Infine si presentano di seguito (Figure 136-144) le distribuzioni di tensioni e deformazioni alla massima compressione agente secondo gli assi globali X ed Y, per ciascuno dei casi NF, F3 ed F6 nei tre modelli numerici. Le rappresentazioni dei contorni sono state tracciate secondo la stessa scala per ciascuno dei parametri  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\varepsilon_{xx}$  ed  $\varepsilon_{yy}$ .

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

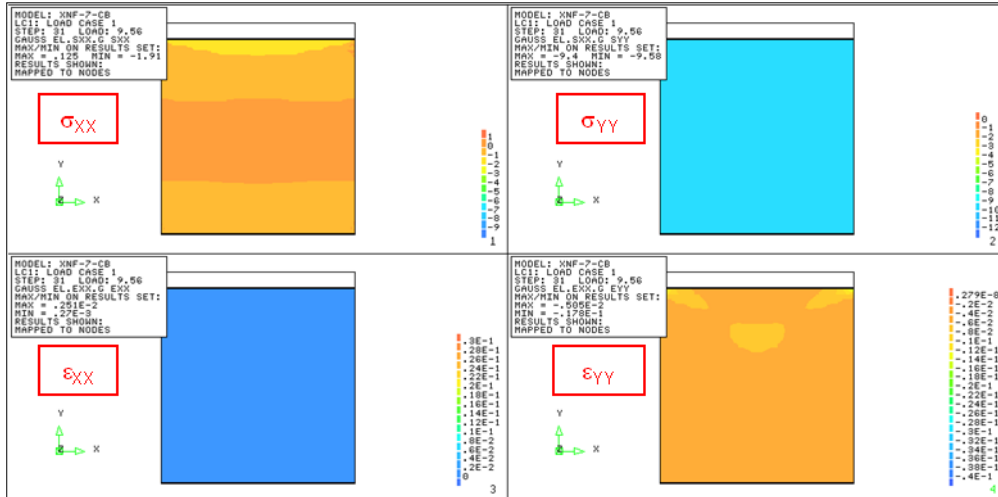


Fig. 136 Macro-modello total strain – muratura NF: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

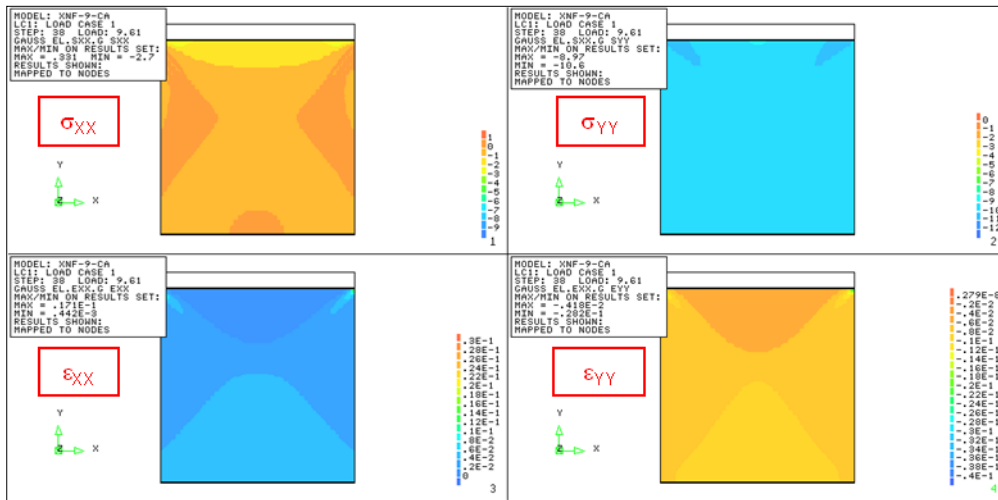


Fig. 137 Macro-modello Rankine-Hill – Muratura NF: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

MODELLAZIONE

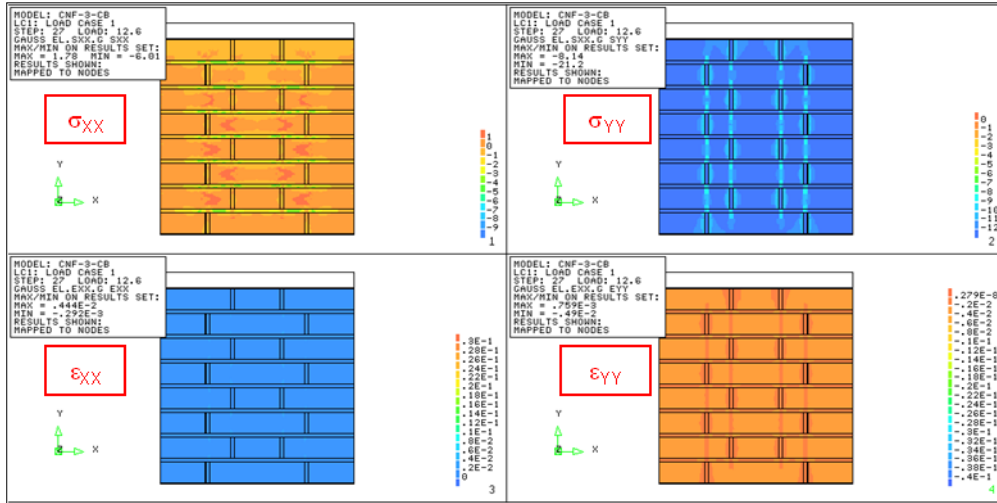


Fig. 138 Micro-modello – Muratura NF: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

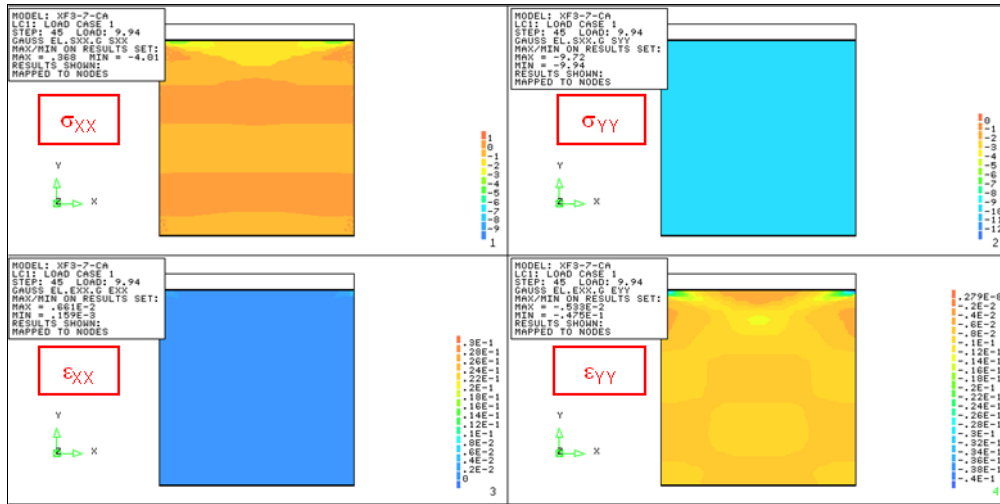


Fig. 139 Macro-modello total strain – muratura F3: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

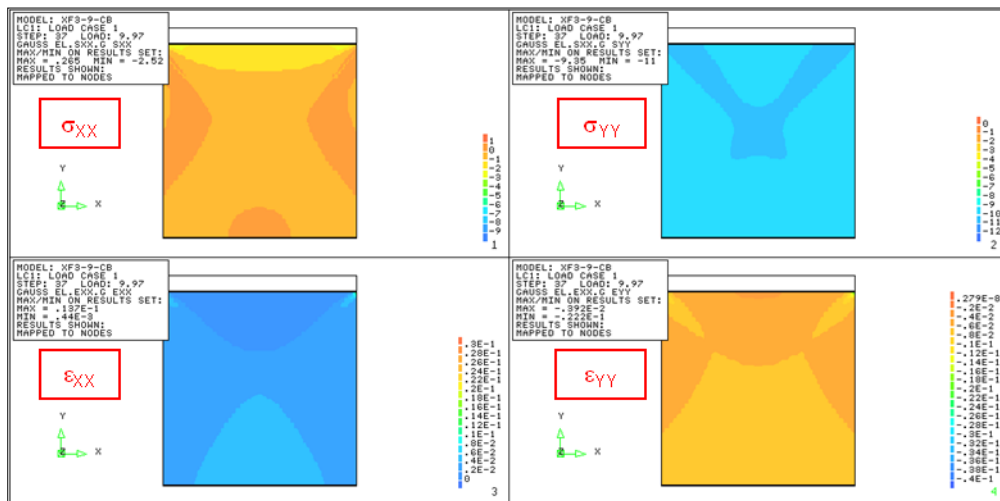


Fig. 140 Macro-modello Rankine-Hill – Muratura F3: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

MODELLAZIONE

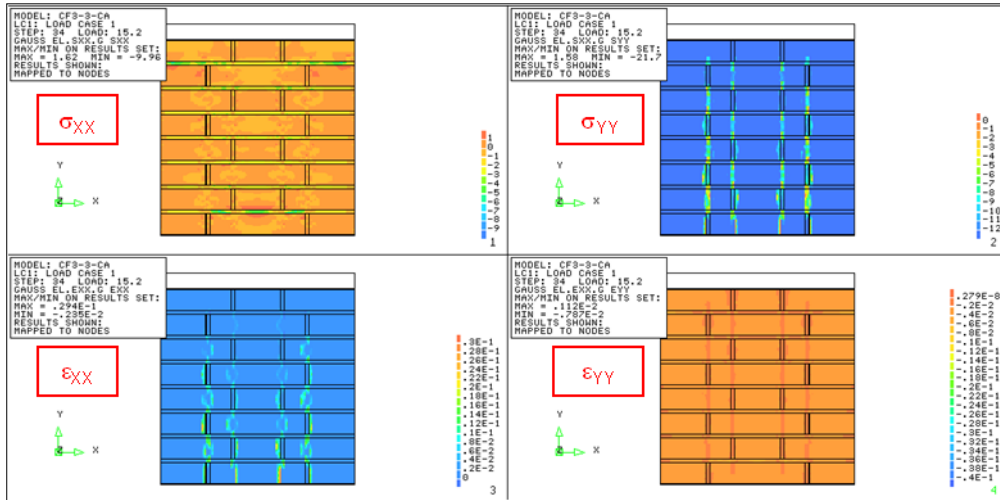


Fig. 141 Micro-modello – Muratura F3: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

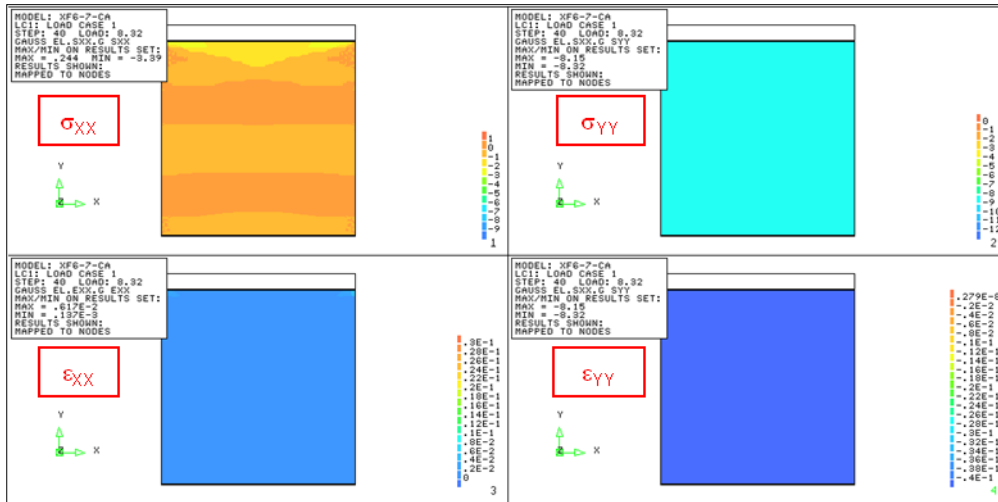


Fig. 142 Macro-modello total strain – muratura F6: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

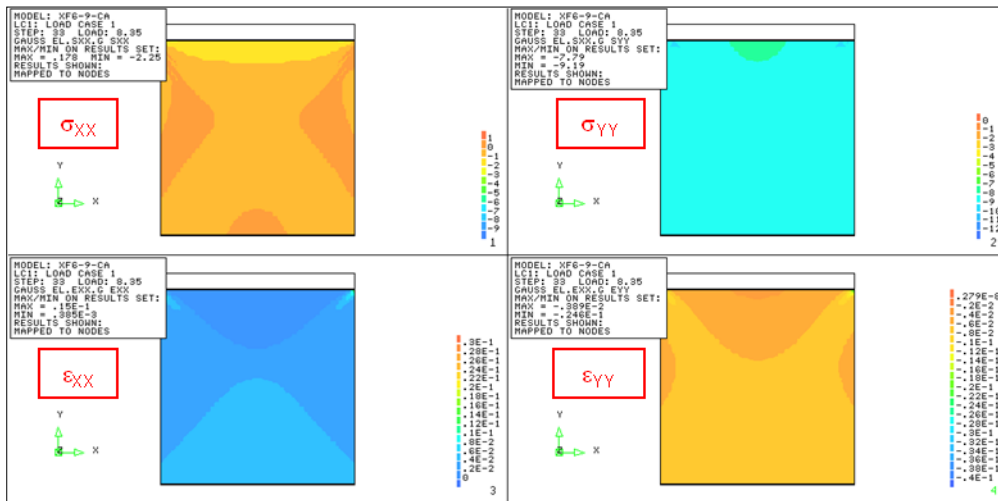


Fig. 143 Macro-modello Rankine-Hill – Muratura F6: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

MODELLAZIONE

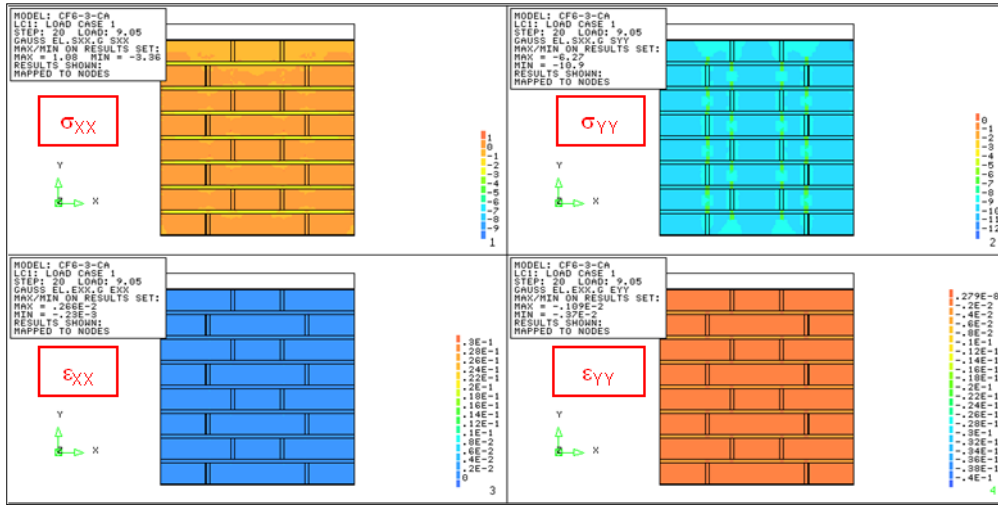


Fig. 144 Micro-modello – Muratura F6: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

### 3.3.2 Compressione diagonale

Il provino sottoposto a compressione diagonale è stato rappresentato con elementi plane-stress trilateri a 6 nodi (CT16M) ed elementi interfaccia a 6 nodi (CL12I) nel micro-modello. Le condizioni di vincolo tengono conto della condizione introdotta dai supporti d'acciaio agli angoli superiore ed inferiore del provino inclinato; tali angoli sono ipotizzati come perfettamente rigidi e non sono stati quindi rappresentati nel modello numerico. La presenza degli elementi in acciaio che trasferiscono il carico è simulata quindi da due piastre in posizione superiore ed inferiore (Figura 145). Il carico è rappresentato da una forza verticale agente al centro della piastra superiore, il cui bordo estremo può traslare rigidamente solo in direzione Y; il bordo inferiore della piastra sottostante è fissato nelle direzioni X ed Y. Le proprietà di ciascun modello per la compressione diagonale sono elencate nella Tabella 29.

Modello	Materiale	Parametri	NF	F3	F6
micro-modello	MATTONI	$E_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	5710	6558	5765
		$\nu_b$	0.14	0.14	0.14
		$f_{bt}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.9	1.74	0.93
	MALTA	$E_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	11127	9996	5295
		$\nu_m$	0.25	0.25	0.25
		$f_{mt}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.3	1.68	0.62
	INTERFACCE VERTICALI	$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	55635	49980	26475
		$k_s$ (N/mm <sup>3</sup> )	22254	19992	10590
		$f_{IT}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.43	1.13	0.62
	INTERFACCE ORIZZONTALI	$k_n$ (N/mm <sup>3</sup> )	55635	49980	26475
		$k_s$ (N/mm <sup>3</sup> )	22254	19992	10590
		$c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.64	0.58	0.40
		$\varphi$ (°)	30	30	30
		$\psi$ (°)	0	0	0
macro-modello total strain	MURATURA	$E_{45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	5944	5669	2339
		$\nu$	0.15	0.15	0.15
		$f_{t,45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.15	0.16	0.98
		$f_{c,45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.52	1.64	0.098
		$G_{c,45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.227	0.365	0.676
macro-modello Rankine-Von Mises	MURATURA	$E_{45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	5944	5669	2339
		$\nu$	0.15	0.15	0.15
		$f_{t,45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.15	0.16	0.98
		$f_{c,45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.52	1.64	0.098
		$G_{t,45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.0113	0.004	0.002
	$G_{c,45^\circ}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.227	0.365	0.676	

Tabella 29



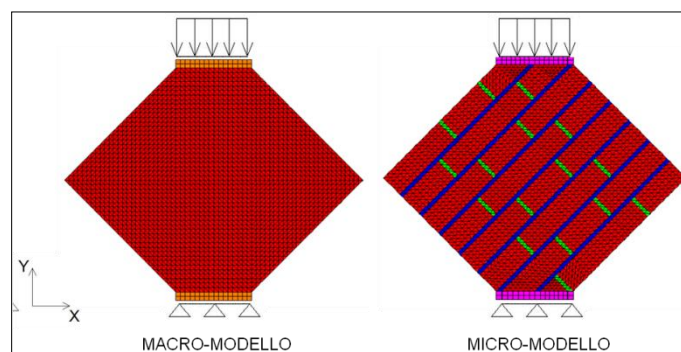


Fig. 145 Rappresentazione dei modelli numerici del provino di muratura in compressione diagonale

I grafici  $\tau$ - $\gamma$  risultanti delle analisi sono confrontati con i dati empirici nelle seguenti Figure 146-151, in cui sono riprodotti, per motivi di chiarezza, solo i tratti iniziali degli inviluppi sperimentali. Infatti, generalmente, i modelli numerici hanno fornito risultati molto limitati nei valori di deformazione a taglio rispetto ai dati sperimentali. Si ritiene che ciò sia dovuto alla difficoltà di comprendere nella modellazione l'entità dei fenomeni di perdita di coesione e di fessurazione indotta dal ciclo termico (cfr paragrafo 2.3.2), oltre che dei fattori legati alla qualità di esecuzione della muratura sicuramente influenti nel caso della muratura non esposta ad alte temperature.

Dai grafici si può osservare che:

- anche nel caso della compressione diagonale il micro-modello sovrastima la resistenza, in modo più accentuato rispetto alla compressione assiale; è in grado comunque di rappresentare bene il modulo elastico a taglio  $G$ . La fase post picco è costituita da un tratto lineare caratterizzato da forte pendenza, in contrasto con i risultati sperimentali, causata dal rapido collasso subito dopo il picco. Infatti (Figure 142 e 143), i fenomeni inelastici si manifestano in modo improvviso dopo le prime fessurazioni, che in accordo con quanto osservato sperimentalmente avvengono alle interfacce verticali poco prima del picco.
- anche i macro-modelli sono in accordo con i dati sperimentali di rigidezza a taglio, ed inoltre si avvicinano ai valori di resistenza a taglio. Il modello total strain riesce meglio a cogliere l'elevata deformabilità rilevata sperimentalmente, soprattutto nel caso della muratura esposta a 600°C.
- riguardo la rappresentazione della modalità di collasso, anche in questo caso il micro-modello fornisce una rappresentazione migliore del quadro fessurativo.

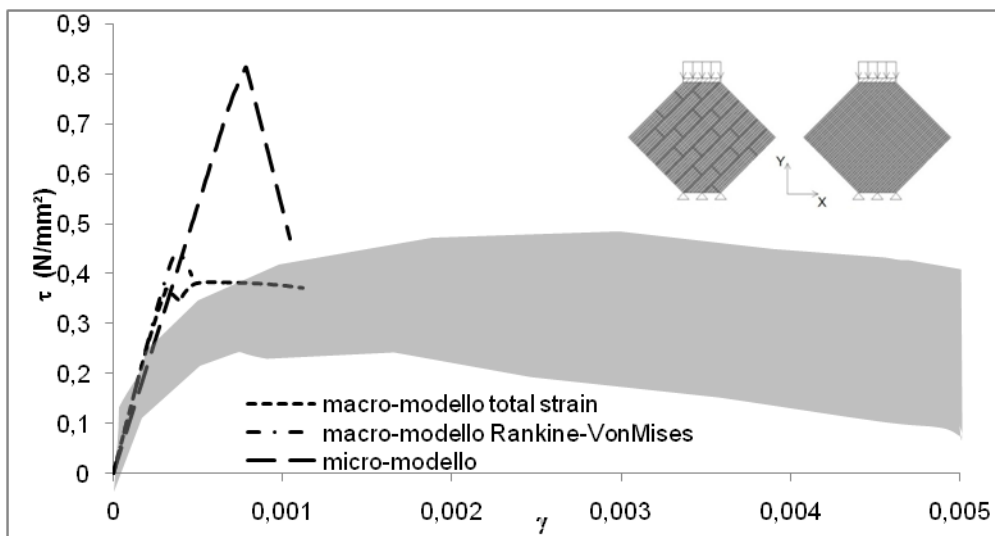


Fig. 146 Muratura non esposta: diagrammi  $\tau$ - $\gamma$  dei modelli numerici a confronto con i dati sperimentali

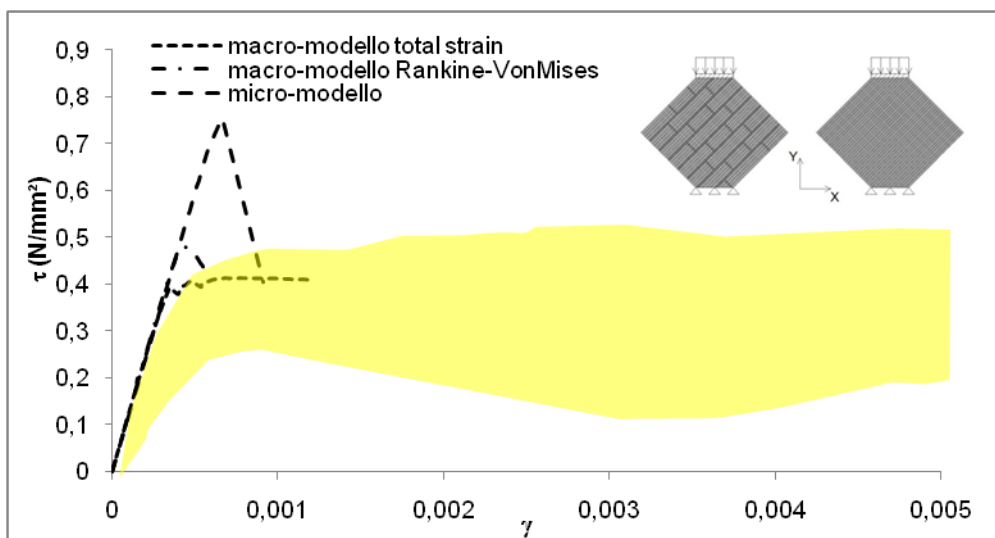


Fig. 147 Muratura esposta a 300°C: diagrammi  $\tau$ - $\gamma$  dei modelli numerici a confronto con i dati sperimentali

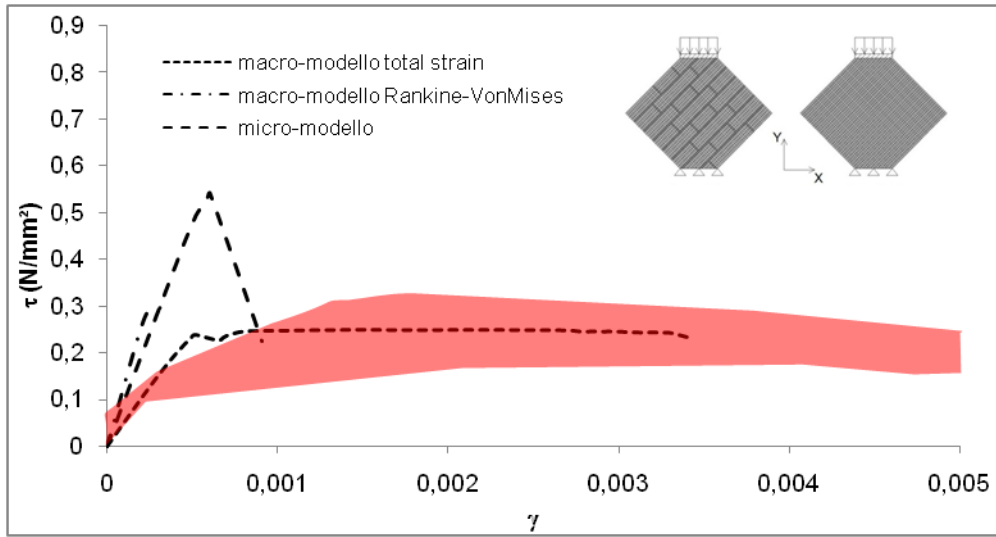


Fig. 148 Muratura esposta a 600°C: diagrammi  $\tau$ - $\gamma$  dei modelli numerici a confronto con i dati sperimentali

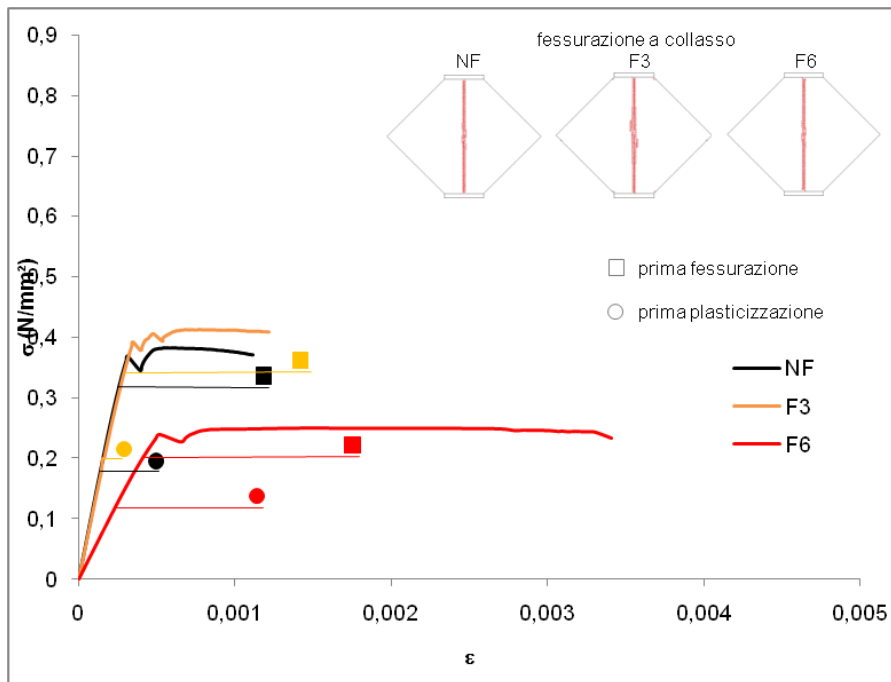


Fig. 149 Macro-modello total strain: fenomeni inelastici per i tre casi NF, F3 ed F6

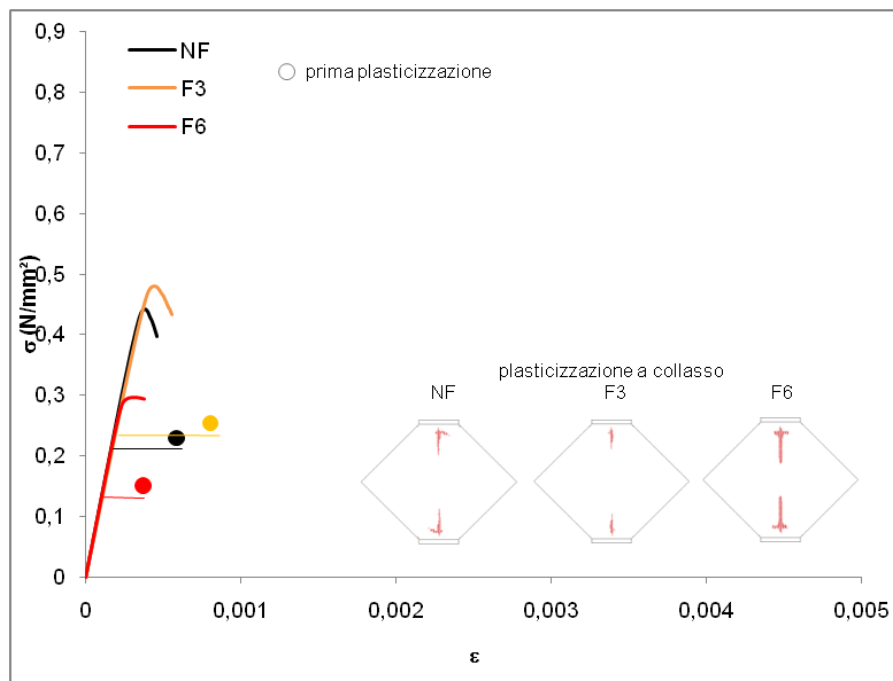


Fig. 150 Macro-modello Rankine-Hill: fenomeni inelastici per i tre casi NF, F3 ed F6

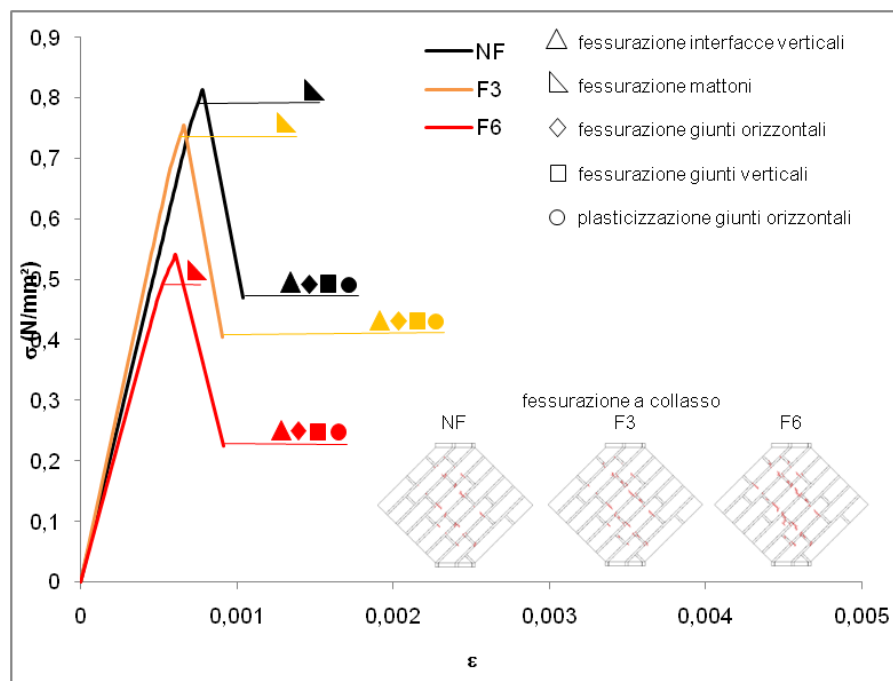


Fig. 151 Micro-modello: fenomeni inelastici per i tre casi NF, F3 ed F6



*Fig. 152 Micro-modello: fessurazione di picco e post picco nei tre casi NF, F3 ed F6*

Infine, le Figure 153-161 riportano le distribuzioni di tensioni e deformazioni a carico massimo secondo gli assi globali X ed Y, per ciascuno dei casi NF, F3 ed F6 nei tre modelli numerici.

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

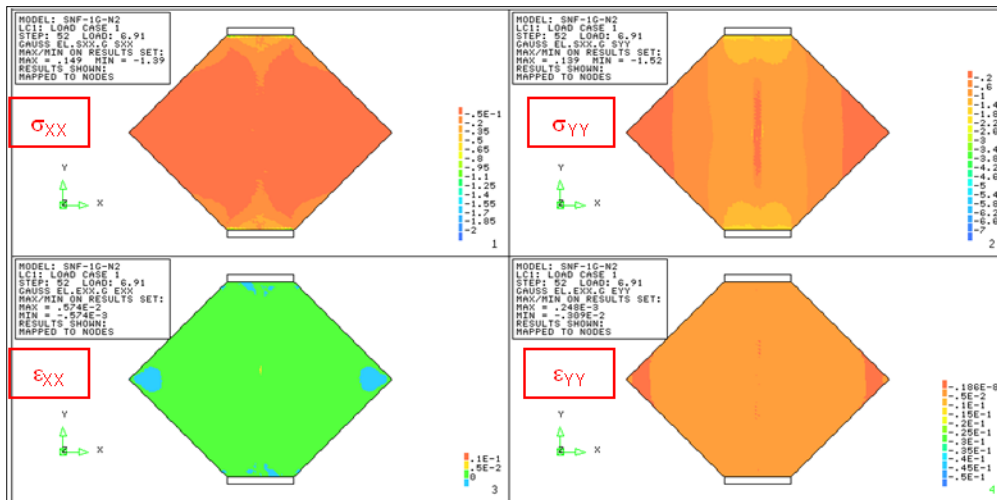


Fig. 153 Macro-modello total strain– Muratura NF: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

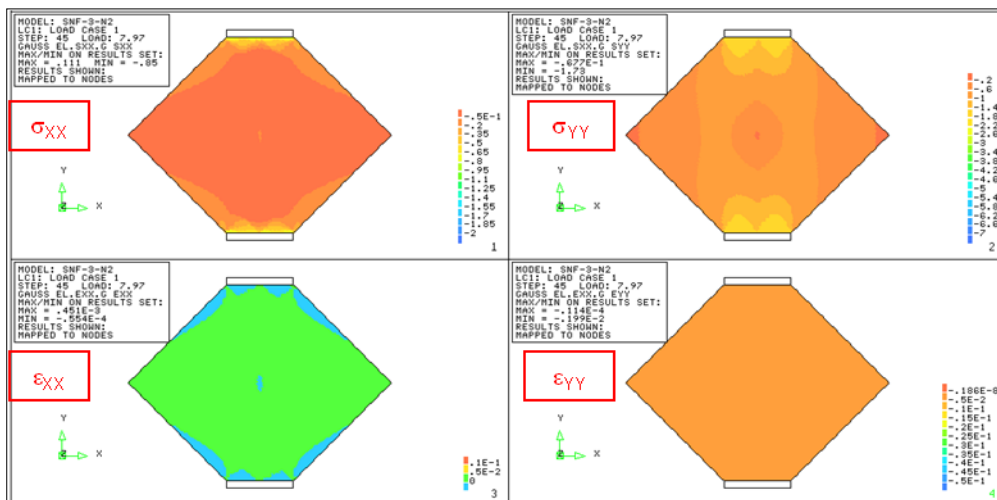


Fig. 154 Macro-modello Rankine-VonMises – Muratura NF: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

MODELLAZIONE

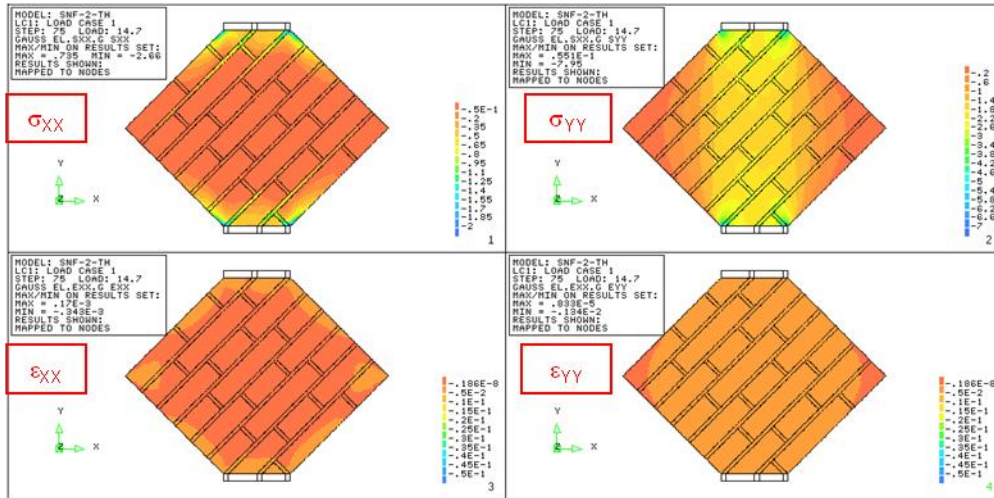


Fig. 155 Micro-modello – Muratura NF: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

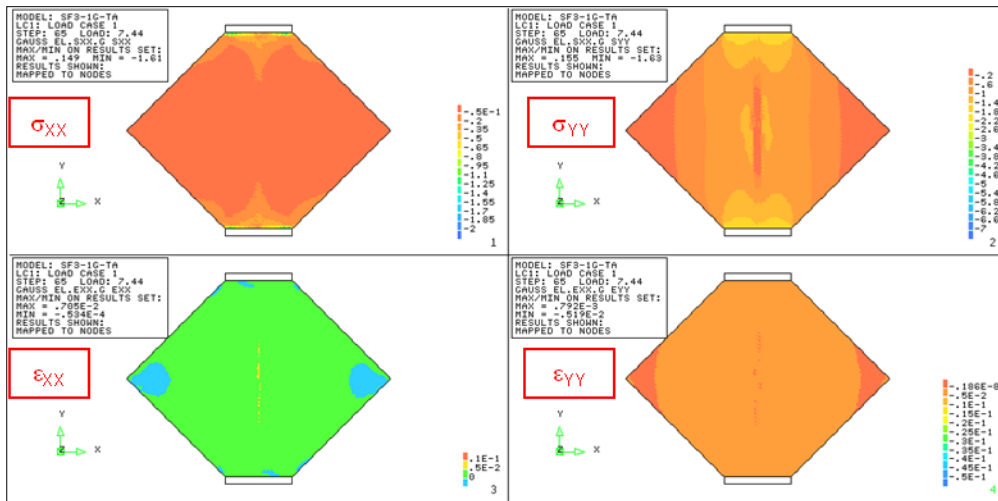


Fig. 156 Macro-modello total strain – Muratura F3: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

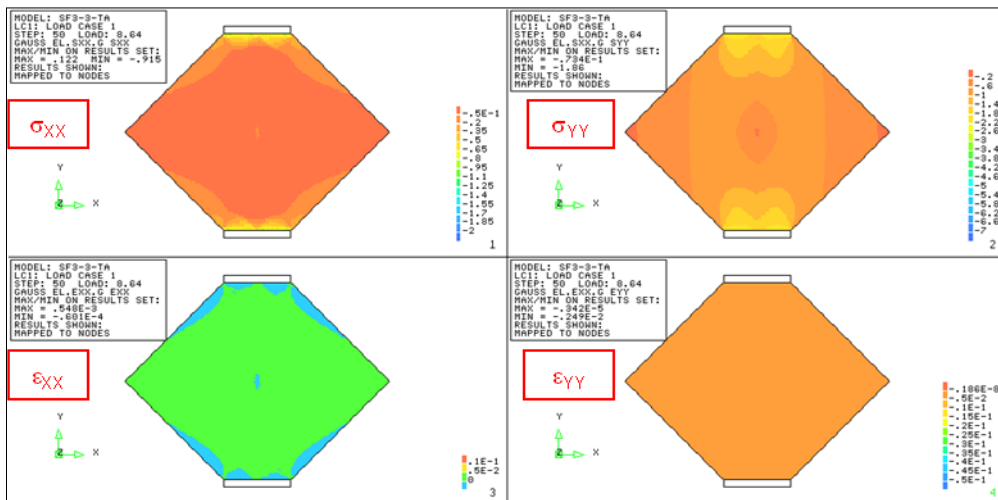


Fig. 157 Macro-modello Rankine-VonMises – Muratura F3: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo



MODELLAZIONE

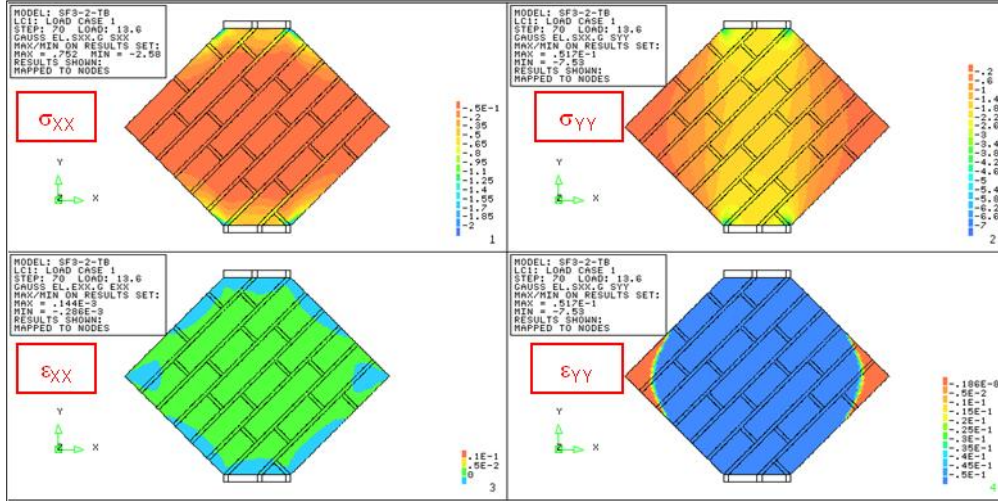


Fig. 158 Micro-modello – Muratura F3: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI  
MURATURA MALTA-MATTONI SOGGETTA AD ALTE TEMPERATURE

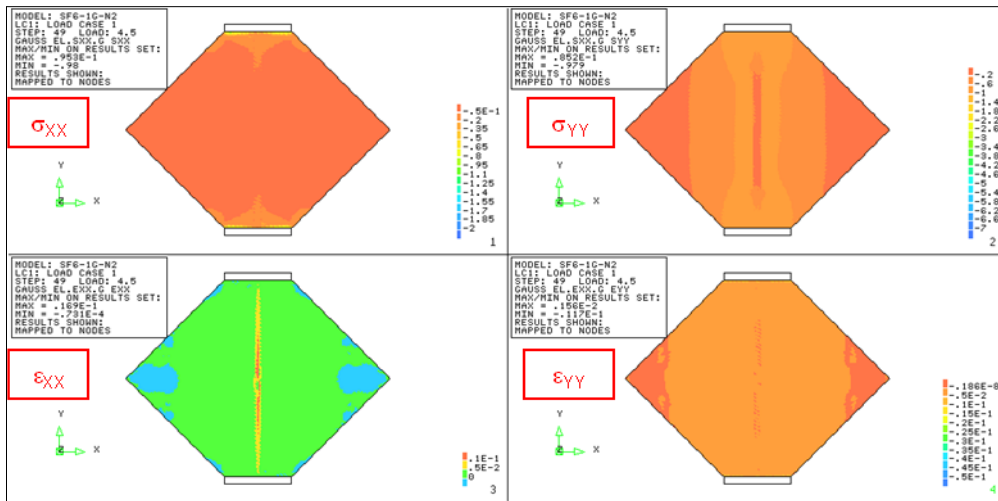


Fig. 159 Macro-modello total strain – Muratura F6: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

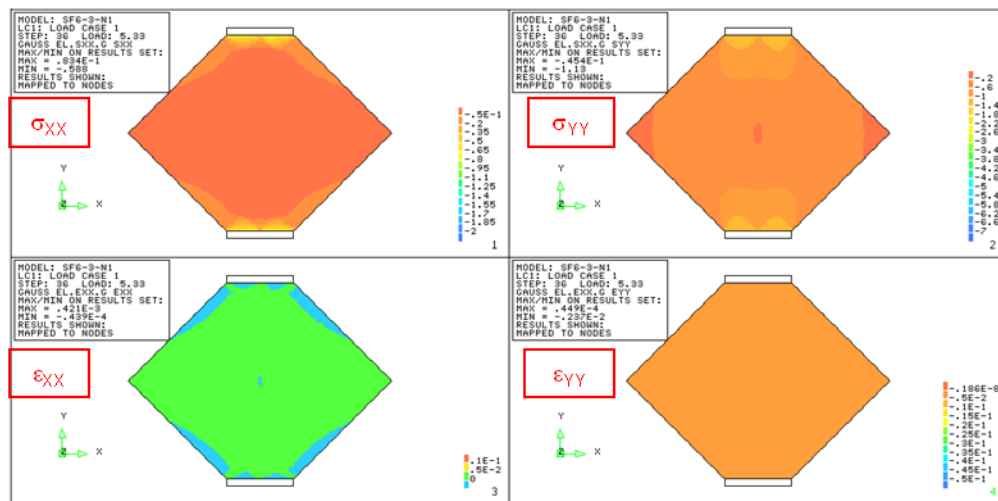


Fig. 160 Macro-modello Rankine-VonMises – Muratura F6: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

MODELLAZIONE

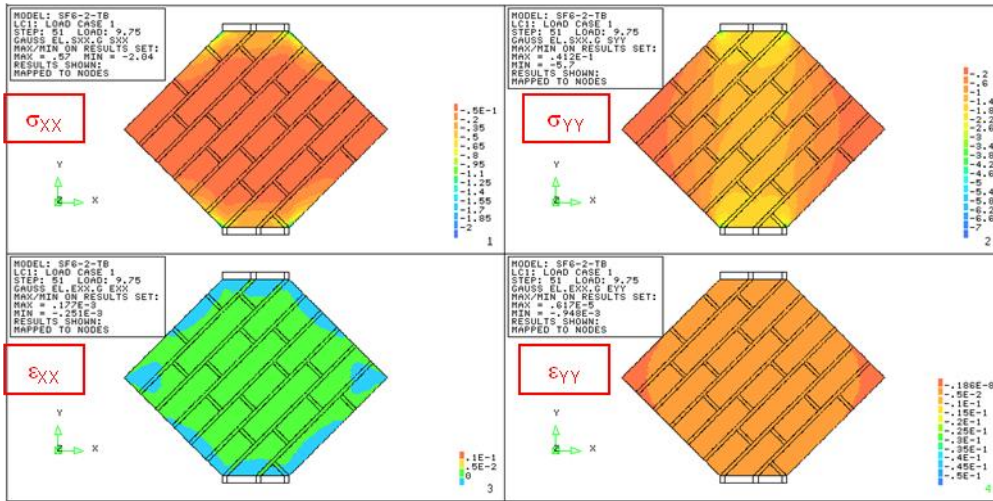


Fig. 161 Micro-modello – Muratura F6: distribuzione delle tensioni e deformazioni in X ed Y in corrispondenza del carico massimo

---

## CONCLUSIONI

La tesi esposta si inserisce in una tematica complessa come è quella dell'analisi degli effetti indotti dall'esposizione ad alte temperature e fuoco sulle proprietà meccaniche dei materiali, nella quale è insita un'altissima parametrizzazione. Limitando il campo all'indagine sulle prestazioni meccaniche residue, i problemi maggiori della sperimentazione riguardano l'efficacia ed adeguatezza della simulazione di eventi reali di incendio o di esposizione ad alte temperature e la coerenza dei risultati sperimentali legata all'omogeneità delle condizioni di esposizione e delle caratteristiche dei campioni; riguardo la modellazione, le analisi termo-meccaniche condotte con il metodo degli elementi finiti, necessarie ad una completa rappresentazione del fenomeno di esposizione ad alte temperature e dei conseguenti effetti di degrado meccanico, richiedono la definizione dei parametri sia termici sia meccanici dei materiali e dell'ambiente, sia nelle condizioni di riscaldamento sia del successivo raffreddamento.

Oltre a ciò, il caso del materiale muratura introduce un ulteriore livello di difficoltà, principalmente a causa della grande varietà di combinazioni possibili fra elementi e legante e della conseguente difficoltà di generalizzazione delle informazioni ottenute su un numero di combinazioni limitate. I fenomeni di fessurazione e danneggiamento cui la muratura è soggetta introducono la necessità di analisi non lineari, condotte frequentemente nell'ipotesi di materiale non resistente a trazione; a livello teorico, la determinazione di leggi costitutive per la muratura è ad oggi un attivo ambito di ricerca. Qualora basata sulla sperimentazione, la modellazione della muratura può comportare inoltre anche prove onerose e complesse, al fine di indagare le modalità di collasso ed il comportamento post picco a compressione, a trazione ed a taglio, e di definire le caratteristiche di ortotropia della muratura, dipendenti dall'orientazione dei giunti rispetto alla sollecitazione agente.

La presente ricerca si colloca nel settore della tecnica delle costruzioni, e prescinde pertanto da quegli ambiti della chimica e della fisica che comprendono la modellazione fisica di un incendio e la sperimentazione sulle proprietà termofisiche dei materiali; gli aspetti del problema che sono stati qui indagati sono correlati alla caratterizzazione delle proprietà dei materiali, all'analisi teorica del comportamento meccanico ed al calcolo strutturale agli elementi finiti.

In conclusione al lavoro svolto, si propongono le seguenti osservazioni secondo l'ordine della trattazione:

1. Allo stato dell'arte vi è carenza, soprattutto a livello sperimentale, di informazioni riguardanti le proprietà meccaniche residue della muratura di nuova

---

fabbricazione, dei mattoni e della malta successivamente all'esposizione ad alte temperature. La presente ricerca ha inteso fornire una raccolta di risultati potenzialmente spendibili sia nello studio delle murature storiche sia contemporanee, relativi ad un modello fisico di muratura dello spessore di 25 cm, caratterizzato da tessitura a due teste cosiddetta gotica, e costituito da mattoni pieni di fabbricazione tradizionale e malta cementizia. La selezione dei materiali è stata condotta in ragione della loro diffusione nel costruito esistente sia contemporaneo sia storico. Peraltro, gli elementi pieni in laterizio come i mattoni qui considerati sono oggi meno diffusi dei blocchi forati in laterizio o calcestruzzo per la costruzione di murature portanti; tuttavia, il modello scelto permette di aprire un utile confronto con le murature di recente costruzione sulla base della parità di spessore (25 cm). Secondo le informazioni disponibili in merito alle prestazioni al fuoco degli elementi forati in laterizio e in calcestruzzo, esposte nel primo capitolo, ci si può attendere che le capacità residue di murature composte da mattoni pieni siano superiori a quelle di murature con elementi ad elevata percentuale di foratura, in quanto queste ultime possono essere influenzate dalla tendenza allo spalling tipica di tali elementi sotto alte temperature; se ciò fosse verificato sperimentalmente, un eventuale confronto con il modello di muratura qui esaminato sarebbe funzionale alla determinazione di coefficienti diminutivi delle prestazioni meccaniche dipendenti dalla percentuale di foratura degli elementi. Inoltre, il tipo di muratura scelto presenta una forte analogia con murature storiche in mattoni e malta, per il tipo di mattoni scelti e di tessitura muraria; in questo caso, un confronto con il modello proposto dovrà tenere nella debita considerazione le peculiari condizioni di compattezza ed omogeneità della muratura storica.

2. Lo stato dell'arte in merito alle ricerche sperimentali sulle proprietà meccaniche residue dei materiali cementizi ha fornito inoltre le indicazioni per la scelta dei parametri da indagare nella presente ricerca. In particolare, gli studi disponibili concordano nell'attribuire alla temperatura massima il ruolo di fattore principale negli effetti dell'esposizione. L'indagine è stata quindi indirizzata a due valori di temperatura massima (300 e 600°C) che, secondo quanto emerge dalle ricerche disponibili e dalle prescrizioni normative, possono considerarsi rappresentativi di eventi di media o limitata severità. Infatti, in ragione dello scopo di trarre formulazioni dei parametri meccanici residui in funzione della temperatura di esposizione, si è ritenuto opportuno cercare di cogliere l'evoluzione iniziale dei parametri sino a livelli medi di alte temperature. Inoltre, proprio nel campo di temperature qui indagato sussistono, in riferimento alle

---

informazioni disponibili sui materiali cementizi, le maggiori discordanze dei risultati sperimentali.

3. La simulazione sperimentale in fornace dell'esposizione della muratura ad alte temperature ha inteso riprodurre la situazione reale di un elemento di muratura portante avente funzione di compartimentazione al fuoco, esposto perciò alle alte temperature su un lato. Ciò è stato ottenuto mediante l'isolamento del lato del campione da considerare non esposto, ed altresì delle facce laterali e della faccia superiore, che date le limitate dimensioni del campione si suppongono nella continuità di un elemento murario. L'efficacia dell'isolamento è stata provata grazie alla misurazione delle temperature del lato non esposto di tre campioni, mediante l'inserimento di termocoppie; le temperature rilevate si sono mantenute, nel corso di entrambi i cicli di esposizione e sino a tutta la durata a temperatura massima costante (90 minuti complessivi nell'esposizione a 600°C), inferiori di circa 400°C rispetto alla temperatura dell'aria. Inoltre, dopo la rimozione dell'isolamento alla fine dei due cicli termici praticati, è stato possibile verificare gli effetti visibili del danneggiamento termico:

- ciclo F6 (600°C): sconessioni di interfaccia e fessurazioni dei mattoni e dei giunti, in larga maggioranza sul lato esposto
- ciclo F3 (300°C): sconessioni di interfaccia sul lato esposto, nessun danneggiamento visibile sul lato non esposto

Si ritiene quindi che la simulazione abbia riprodotto condizioni adeguate alla situazione del muro portante di compartimento stabilite.

4. Le prove meccaniche compiute sulla muratura e sui suoi componenti hanno determinato le percentuali del decadimento, considerate nei valori medi rispetto al materiale non esposto, dei parametri indicati nelle seguenti tabelle:

<b>MATTONI</b>		
<b>PROPRIETÀ</b>	<b>% F3</b>	<b>%F6</b>
resistenza a compressione	-9	-38
modulo elastico	+15	+1

<b>MALTA</b>		
<b>PROPRIETÀ</b>	<b>% F3</b>	<b>%F6</b>
resistenza a flessione	-23	-61
resistenza a compressione	+29	-29
modulo elastico	-10	-51

<b>MURATURA A COMPRESSIONE</b>		
<b>PROPRIETÀ</b>	<b>% F3</b>	<b>%F6</b>
resistenza a compressione	+4	-13
modulo elastico	+10	-7
deformazione di picco	-12	-10
deformazione post picco	+51	+158

<b>MURATURA A COMPRESSIONE DIAGONALE</b>		
<b>PROPRIETÀ</b>	<b>% F3</b>	<b>%F6</b>
resistenza a trazione	+8	-36
resistenza a taglio	+12	-26
modulo elastico a taglio	-65	-82
scorrimento di picco	+68	+1327

Il comportamento a compressione della muratura è caratterizzato soprattutto dalla diminuzione della deformazione di picco ed in particolare dal notevole aumento della deformazione post picco al crescere della temperatura di esposizione, a fronte di più limitate differenze di modulo elastico e di resistenza a compressione.

Il comportamento deformativo di ciascun provino sino a tensione massima è stato analizzato nel dettaglio attraverso i dati provenienti dai trasduttori di spostamento applicati, permettendo di notare che, in riferimento alla muratura integra, la distribuzione delle deformazioni appare spesso asimmetrica, mostrando maggiori deformazioni verticali in corrispondenza del lato esposto, conseguentemente alla presenza dello spessore indebolito dall'attacco delle alte temperature. In tutti i casi, la prima fessurazione si è manifestata con lesioni verticali all'allineamento dei giunti, prevalentemente nei mattoni e all'interfaccia mattone-giunto verticale. I provini nei quali la distribuzione delle deformazioni è apparsa più disomogenea hanno presentato visibilmente, in fase di collasso, la concentrazione del danneggiamento sul lato esposto; al termine della prova si è notata, in prossimità della superficie esposta, una fessurazione secondo piani paralleli al piano della muratura che ha determinato la tendenza al distacco dello spessore indebolito. La quantificazione dello spessore significativamente intaccato dalle alte temperature pone, a livello sperimentale, soprattutto il problema della valutazione delle temperature che si sono avute nel materiale durante il ciclo termico. Nella presente ricerca si è avuta una stima parziale di queste temperature grazie all'uso di alcune termocoppie, relativamente ad una

---

profondità di circa 7 mm nello spessore del mattone e del giunto di malta, permettendo di osservare che a tale profondità vi è una differenza di circa 200°C rispetto alla temperatura massima esterna. Una correlazione temperatura-spessore indebolito della muratura potrebbe essere stabilita con un'indagine sperimentale sulla distribuzione delle temperature durante l'esposizione, funzionale a misurare, a diverse distanze dalla superficie esposta, le temperature effettive cui va incontro il materiale in rapporto a quelle esterne di riferimento. Ciò richiede una messa in atto particolarmente accurata nel caso di materiali di bassa conducibilità termica come il mattone, che esposti ad alte temperature presentano gradienti termici elevati.

5. Anche il comportamento sotto compressione diagonale evidenzia l'aumento della capacità deformativa della muratura sia in campo elastico sia, soprattutto, successivamente al primo picco in entrambi i casi della muratura esposta. Generalmente, i provini hanno esibito un primo picco di resistenza seguito da un calo e da una successiva ripresa del carico sino al valore massimo, mentre le modalità di fessurazione e di collasso hanno presentato caratteri diversi nelle tre condizioni indagate. La prima fessurazione è avvenuta con la comparsa sia di distacchi alle interfacce mattone-giunto, sia di lesioni verticali nei mattoni per la muratura integra, mentre la rottura dei mattoni è stata quasi assente nella muratura esposta. Dopo il primo picco, la ripresa è stata accompagnata dalla rapida crescita dello scorrimento lungo i giunti orizzontali nella parte centrale dei provini, che ha assunto una notevole entità nei casi della muratura esposta. Si ritiene che, nel caso della muratura esposta a 600°C, la forte diminuzione del carico di primo picco, corrispondente al superamento della resistenza a trazione in direzione parallela ai giunti, sia dovuto principalmente alla perdita di coesione delle interfacce mattone-giunto. Prove meccaniche su triplete malta-mattoni (ad esempio secondo il protocollo UNI-EN 1052-3) per la caratterizzazione della resistenza a taglio iniziale della muratura possono chiarire il ruolo dell'angolo d'attrito e della coesione dell'interfaccia mattone-giunto nei fenomeni successivi al primo picco osservati nel corso delle prove a compressione diagonale.
6. Il decadimento delle prestazioni meccaniche della muratura, della malta e dei mattoni esposti a 300 ed a 600°C è stato quantificato attraverso il fattore  $k_0$  che indica il rapporto fra valore residuo e valore originario di ciascun parametro indagato. I valori di  $k_0$  derivati sperimentalmente hanno fornito la base per la messa a punto di leggi di decadimento in funzione della temperatura esterna cui il materiale è stato esposto, mediante l'applicazione di funzioni paraboliche ed esponenziali; le leggi sono state estese a temperature di esposizione superiori ai 600°C, nell'ipotesi che oltre tale valore la tendenza del decadimento sia



---

continua. Si ritiene che le formulazioni proposte, anche se basate su dati sperimentali relativi ai materiali integri ed esposti ad un numero limitato di alte temperature, possano essere indicative dell'andamento del parametro  $k_\theta$  anche per temperature superiori a quelle indagate; le evidenze sperimentali disponibili per diversi tipi di materiali sono concordi nell'evidenziare che oltre i 600°C la tendenza al decadimento dei parametri meccanici residui sia irreversibile.

7. I valori di  $k_\theta$  relativi alle proprietà meccaniche residue della muratura e dei suoi componenti sono stati confrontati con i risultati disponibili per i materiali cementizi e rivelano, ferme restando le considerazioni svolte nel paragrafo 2.4 sull'influenza delle differenze nelle geometrie dei campioni e nelle procedure di esposizione, raffreddamento e prova, un migliore comportamento residuo a compressione della muratura rispetto ai calcestruzzi normali.
8. In base all'analisi dei diagrammi sperimentali  $\sigma$ - $\varepsilon$  ottenuti per la muratura non esposta ed esposta a 300 e a 600°C, è stata determinata una legge costitutiva adatta a rappresentare il comportamento a compressione del modello fisico in esame, nelle condizioni originarie e residue, in funzione dei parametri di resistenza a compressione ( $f_{c,\theta}$ ), modulo elastico iniziale ( $E_\theta$ ), deformazione di picco ( $\varepsilon_{c1,\theta}$ ) e deformazione post picco al 50% della tensione massima ( $\varepsilon_{c2,\theta}$ ), dipendenti dalla temperatura. Si sono osservate e quantificate le caratteristiche di linearità iniziale del comportamento e della perdita di linearità attraverso l'espressione del rapporto fra modulo elastico iniziale e modulo elastico secante a tensione massima. La legge proposta coglie le caratteristiche riscontrate nel comportamento del modello sperimentale attraverso le seguenti ipotesi di rappresentazione analitica frequentemente impiegate in modelli costitutivi esistenti:
  - comportamento lineare iniziale
  - fase non lineare parabolica
  - softening esponenziale

Il limite del comportamento lineare è stato stabilito a 2/3 della tensione massima; l'equazione del tratto parabolico degenera in retta all'annullarsi della differenza fra modulo elastico iniziale e modulo elastico secante a tensione massima, tenendo così conto dell'entità differente della perdita di linearità a seconda della temperatura di esposizione; il ramo softening è determinato dalla deformazione post picco al 50% della tensione massima. La formulazione, posta a confronto con gli involucri dei risultati sperimentali per ciascuno dei tre casi di esposizione considerati, ha dimostrato di essere rappresentativa del comportamento del modello fisico. La legge così determinata per il materiale integro ed esposto alle temperature di 300 e 600°C è stata quindi dedotta anche

---

per temperature maggiori, tramite l'applicazione delle leggi di decadimento dei parametri meccanici.

Si evidenzia che la legge  $\sigma$ - $\varepsilon$  proposta per il comportamento a compressione della muratura, in funzione di parametri meccanici residui dipendenti dalla temperatura, presenta il vantaggio di essere un modello teorico costruito su risultanze sperimentali, che risiede principalmente nella presa in conto implicita del comportamento tridimensionale della muratura soggetta a compressione. La sua potenziale applicabilità va di pari passo con la rappresentatività del modello fisico della muratura su cui è stata elaborata, che come si è detto al punto 1 presenta buone potenzialità di confronto con murature sia moderne sia storiche, pur nella grande varietà di combinazioni elemento-legante riscontrabili nel costruito. L'attendibilità della deduzione compiuta per temperature superiori a 600°C dipende da quella delle leggi di decadimento identificate (punto 7). Infine, per sviluppare le potenzialità applicative del presente modello teorico-sperimentale a murature composte da materiali analoghi ma di diverso spessore sarà plausibilmente necessario calibrare il modello attraverso ulteriori indagini sperimentali su muratura. Infatti, la legge è stata elaborata sulla base di un modello fisico limitato ad un unico spessore strutturale; un'eventuale calibrazione, oltre a porre il problema di introdurre il parametro spessore murario nell'elaborazione dei coefficienti  $k_0$ , potrebbe inoltre evidenziare limiti nella formulazione, qualora si verificassero comportamenti che si discostano eccessivamente dalle ipotesi assunte.

9. Il modello teorico-sperimentale proposto è stato confrontato con i risultati di una modellazione 2D del campione sperimentale della muratura, condotta sia al micro-livello sia al macro-livello. Preliminarmente, la validità della modellazione 2D al macro-livello è stata verificata attraverso il confronto con un modello 3D riprodotto lo spessore reale del campione; i risultati hanno messo in luce l'ottima corrispondenza dei due tipi di analisi per il caso in esame. Peraltro, la modellazione fisica della muratura è stata impostata su un solo valore di spessore e pertanto non è possibile in questa sede valutare l'influenza dello spessore murario sulle proprietà meccaniche a parità di condizioni di esposizione. Sarebbe ragionevole attendersi che la capacità residua, sia a compressione sia a taglio, aumenti all'aumentare dello spessore in gioco a causa della minore incidenza dello spessore danneggiato dall'esposizione, e quindi soltanto un'analisi tridimensionale sarebbe funzionale a tenere conto dell'effetto spessore nei due casi di sollecitazione. Dato quindi l'approccio al problema degli effetti delle alte temperature adottato nella presente ricerca, improntata alla caratterizzazione delle proprietà meccaniche ed alla

modellazione basata sui risultati da essa provenienti, l'analisi bidimensionale è stata ritenuta adeguata a verificare la capacità del calcolo ad elementi finiti di rappresentare bene il comportamento sperimentale della muratura in esame, nelle condizioni integra e danneggiata. Peraltro, in una eventuale indagine sulle proprietà meccaniche residue della muratura esposta ad alte temperature che prenda in considerazione spessori e tessiture murarie diverse, ci si attende che la modellazione 3D possa cogliere adeguatamente l'effetto del parametro spessore murario, la cui importanza è messa in luce a livello di prestazioni degli elementi murari sottoposti ad incendio, e che può certamente rivelarsi preponderante anche nel campo delle proprietà residue post incendio. In sintesi, i modelli teorici hanno presentato, rispetto alle proprietà originarie e residue valutate sperimentalmente, le differenze elencate nelle seguenti tabelle:

<b>MURATURA A COMPRESSIONE</b>				
<b>PROPRIETÀ</b>	<b>MODELLO</b>	<b>% NF</b>	<b>% F3</b>	<b>%F6</b>
resistenza a compressione	macro total strain	-0.1	-0.01	-0.001
	macro Rankine-Hill	+0.02	+0.03	+0.05
	micro	+31	+53	-9
modulo elastico	macro total strain	-3	-12	-5
	macro Rankine-Hill	-6	-6	-7
	micro	+129	+130	-124
deformazione di picco	macro total strain	+47	+136	+59
	macro Rankine-Hill	+75	+77	+88
	micro	-54	-31	-50

<b>MURATURA A COMPRESSIONE DIAGONALE</b>				
<b>PROPRIETÀ</b>	<b>MODELLO</b>	<b>% NF</b>	<b>% F3</b>	<b>%F6</b>
resistenza a taglio	macro total strain	-11	-14	-0.01
	macro Rankine-VonMises	+2	-0.1	+18
	micro	+88	+56	+116
modulo elastico a taglio	macro total strain	-50	+39	+10
	macro Rankine-VonMises	-49	+40	+180
	micro	-58	+36	+110
scorrimento di picco	macro total strain	-91	-93	-98
	macro Rankine-VonMises	-94	-96	-99.7
	micro	-87	-94	-99.2

---

La modellazione 2D ad elementi finiti si è dimostrata in grado di cogliere sufficientemente, attraverso l'approccio del modello fisico alla micro-scala, il comportamento a compressione nel ramo post picco ed il comportamento a taglio nella fase lineare; inoltre rappresenta bene in entrambi i casi le modalità di fessurazione. I macro-modelli messi a punto rappresentano il quadro fessurativo in modo meno aderente alla sperimentazione, pur approssimando meglio i diagrammi sperimentali tensione-deformazione. Al fine della micro-modellazione, appare necessaria una più approfondita valutazione sperimentale delle proprietà meccaniche dei componenti connesse alla resistenza a taglio della muratura, quali le proprietà non lineari delle interfacce malta-mattone e la resistenza a trazione di malta e mattoni.

Infine, tra gli strumenti che potranno rivelarsi utili alla migliore comprensione dei fenomeni di danneggiamento della muratura esposta alle alte temperature, attraverso il calcolo agli elementi finiti, si può indicare la *flow-stress analysis*, ossia il procedimento che comprende l'analisi del flusso termico e la successiva analisi meccanica; la distribuzione delle temperature, determinabile in base ai parametri termofisici (calore specifico, conducibilità termica, coefficienti di irraggiamento e di convezione, coefficiente di espansione termica), determina l'entità delle deformazioni termiche, in funzione delle quali è calcolato lo stato delle tensioni termiche agenti. Il calcolo può essere condotto in più fasi, e ciò permette l'eventuale sovrapposizione di sollecitazioni meccaniche. Questo tipo di analisi, a cui frequentemente si fa ricorso nei problemi di resistenza al fuoco, pone tuttavia complessi problemi di parametrizzazione nel caso di un'applicazione all'analisi della capacità residua, in quanto richiede la conoscenza delle proprietà termofisiche e meccaniche sia durante sia successivamente all'esposizione. Inoltre, le proprietà – ciò vale sia per i parametri termofisici, sia per quelli meccanici – devono poter essere implementate non solo in funzione della temperatura ma anche del tempo, in modo da tenere in conto adeguatamente dell'andamento dei parametri, cioè, genericamente, del loro decadimento alle alte temperature seguito da ripresa nel corso del raffreddamento, sino a valori residui inferiori rispetto a quelli originari.

---

---

## BIBLIOGRAFIA

- Abrams M. S., (1971), *Compression strength of concrete at temperatures to 1600°F*, Effect of temperature on concrete, Portland Cement Association Research and Development, 33-58
- Abrams M. S., (1979), *Behavior of Inorganic Materials in Fire*, *Design of Buildings for Fire Safety*, ASTM Special Publication 685, American Society for Testing and Materials, Baltimore, 14-75
- Al Nahhas F., Ami Saada R., Bonnet G., Delmotte P., (2007), *Resistance to fire of walls constituted by hollow blocks: Experiments and thermal modeling*, Applied Thermal Engineering, 27, 258-267
- Alberini T., Cartapati E., (2003), *Che cosa accade quando l'incendio circonda il pilastro*, Antincendio, 55, 6, 87-94
- Ali S., Moore I. D., Page A. W., (1987), *Substructuring technique in nonlinear analysis of brick masonry subjected to concentrated load*, Computers and Structures 27, 3, 417-425
- Allen L. W., Harmathy T. Z., (1973), *Fire endurance of selected concrete masonry walls*, ACI Journal, title n. 69-51, 562-568
- Anchor R. D., Malhotra H. L., Purkiss J. A., eds. (1986), *Design of Structures against Fire*, International Conference on Design of Structures Against Fire, Birmingham, 15-16th April
- Andraeus U. (1996), *Failure criteria for masonry panels under in-plane loading*, Journal of Structural Engineering, 122, 1, 37-46
- Anderberg Y., Thelandersson S., (1976), *Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures – experimental investigation and material behaviour model*, Bulletin 54, Institution of Technology, Lund, Sweden
- ANDIL, (2002), *Murature e comportamento al fuoco*, a cura di ANDIL – AssoLaterizi, [www.sicurezzaonline.it](http://www.sicurezzaonline.it)
- Arioz O. (2007) *Effect of elevated temperatures on properties of concrete*, Fire Safety Journal, 42, 516-522
- AS, (1990), *AS 1530.4-1990 Fire resistance tests of elements of building construction* – Standards Australia

- 
- Asteris P. G., Syrmakizis C. A., (2005), *Strength of unreinforced masonry walls under concentrated compression loads*, Practice Periodical on Structural Design and Construction 10, 2, 133-140
- Asteris P. G., Tzamtzis A. D., (2003), *On the use of a regular yield surface for the analysis of unreinforced masonry walls*, Electronic Journal of Structural Engineering, 3, 23-42
- ASTM, (1993), *ASTM E 519-81 – Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*, American Society for Testing and Materials, reapproved 1993
- ASTM, (1995), *ASTM E119-95a – Standard test methods for fire tests of building construction and materials*, American Society for Testing and Materials, April 1995
- Atkinson R. H., Amadei B. P., Saeb S., Sture S., (1989), *Response of masonry bed joints in direct shear*, Journal of Structural Engineering, 115, 9, 2276-2296
- Baker G., (1996), *The effect of exposure to elevated temperatures on the fracture energy of plain concrete*, Materials and Structures, 29, 383-388
- Behnood A., Ziari H., (2005), *Compressive strength of high-strength concretes at temperatures up to 300°C*, Proceedings of FIB Symposium “Keep Concrete Attractive”, Budapest 2005
- Berto L., Saelta A., Scotta R., Vitaliani R., (2005) *Failure mechanism of masonry prism loaded in compression: computational aspects*, Materials and Structures 38, 249-256
- BIA, (2008), *Fire Resistance of brick masonry*, Technical Notes 16, Brick Industry Association, Reston, VA, March 2008
- Binda L., Mirabella G., Tiraboschi C., Abbaneo S., (1994), *Measuring masonry material properties*, US-Italy workshop on guidelines for seismic evaluation and rehabilitation of unreinforced masonry buildings, State Univ. of New York at Buffalo – Pavia, Italy
- Bingöl A. F., Gül R., (2008), *Effect of elevated temperatures and cooling regimes on normal strength concrete*, Fire and Materials 33, 79-88
- Bingöl A. F., Gül R., (2009), *Residual bond strength between steel bars and concrete after elevated temperatures*, Fire Safety Journal 44, 854-859
- Boothby T. E., Domalik D. E., Dalal V. A., (1998), *Service load response of masonry arch bridges*, Journal of Structural Engineering, 124, 1, 17-23
- Buchanan A. H., (2001), *Structural design for fire safety*, John Wiley and sons, Chichester

---

Bukowski R. W., (2006), *Determining design fires for design-level and extreme events*, SFPE 6<sup>th</sup> International Conference on performance-based codes and fire safety design methods, Tokyo, June 14-16

Bukowski R. W. e Babrauskas V., (1994), *Developing rational, performance-based fire safety requirements in model building codes*, Fire and Materials, 18, 173-191

Bukowski R. W., Nuzzolese V., Bindo M. (2003), *Performance-based fire protection of historical structures*, Proc. Forum for International Cooperation on Fire Research. Proceedings. October 23, 2001, Milan, Italy, 39-51.

Cartapati E., Gabbianelli M., (2002), *Il travertino: l'andamento dei parametri termici alle alte temperature*, Antincendio, 54, 9, 35-42

CEB, (1990), CEB-FIP Model Code 90, Bulletin d'Information 203, 204, 205, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland

CEN/TC 250, (1991), *Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*, ENV 1992-1-1

CEN/TC 250, (2004), *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*, UNI EN 1992-1-2

CEN/TC 250, (2005a), *Eurocodice 1: Azioni sulle strutture: azioni in caso di incendio*, UNI EN 1991-1-2

CEN/TC 250, (2005b), *Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*, UNI EN 1996-1-2

CEN/TC 250/SC 6, (2008), *Extended application of results from fire resistance tests – Part 12: loadbearing masonry walls*, prEN 15080-12

Černý R., Maděra J., Poděbradská J., Toman J., Drchalova J., Klečka T., Jurek K., Rovnaníková P., (2000), *The effect of compressive stress on thermal and hygric properties of Portland cement mortar in wide temperature and moisture ranges*, Cement and Concrete Research, 30, 1267-1276

Chakrabarti B., Yates T., Lewry A., (1996), *Effect of fire damage on natural stonework in buildings*, Construction and Building Materials, 10, 2, 539-544

Circ. Min. Int., (1961), *Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile*, Circolare del Ministero dell'Interno n. 91, 14 settembre

Circ. Min. Int., (2008), *Pareti portanti resistenti al fuoco*, Circolare del Ministero dell'Interno n. 1968, 15 febbraio



---

Colombo M., Di Prisco M., Felicetti R., (2007), *SFRC bending behaviour at high temperatures: an experimental investigation*, Proceedings of FRAMCOS 2007, Catania, Italy

Cooke G. M. E., Morgan P. B. E., (1988), *Thermal bowing and how it affects building design*, Building Research Establishment Information Paper 21/88

Cooke G. M. E., Viridi K. S., Jeyarupalingam N., (1996), *The thermal bowing of brick walls exposed to fire on one side*, Interflam '96 International Conference, Cambridge, 26-28 March, 915-919

Cruz C. R., (1961), *Elastic properties of concrete at high temperatures*, Portland Cement Association Research Bulletin 191

CSE – ANDIL, (1995), *Ricerca sperimentale per la determinazione della resistenza al fuoco di varie tipologie di solai e pannelli murari con elementi di laterizio, svolta in collaborazione con ANDIL – AssoLaterizi*, Centro Studi ed Esperienze Antincendi – Roma

Cülfik M. S., Özturan T., (2002), *Effect of elevated temperatures on the residual mechanical properties of high-performance mortar*, Cement and Concrete Research, 32, 809-816

Cuzzilla R., Lignola G. P., Prota A., Manfredi G., (2009) Numerical simulation of masonry panels subject to in plane actions and reinforced using FRP, MuRiCo 3, Venezia, 22-24 aprile

D. Min. BB. CC. AA. (1992), *Regolamento contenente norme di sicurezza antincendio per gli edifici storici ed artistici destinati a musei, gallerie, esposizioni e mostre*, Decreto del Ministero dei Beni Culturali ed Artistici n. 569, 20 maggio

D. Min. Int., (1983), *Termini, definizioni generali e simboli grafici di prevenzione incendi*, Decreto del Ministero dell'Interno, 30 novembre

D. Min. Int., (1985), *Attribuzione ad alcuni materiale della classe di reazione al fuoco 0 (zero) prevista dall'allegato A1.1 al decreto ministeriale 26 giugno 1984: "Classificazione di reazione al fuoco ed omologazione dei materiali ai fini della prevenzione incendi"*, 14 gennaio

D. Min. Int., (2007a), *Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*, Decreto del Ministero dell'Interno, 16 febbraio

D. Min. Int., (2007b), *Prestazioni di resistenza al fuoco nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco*, Decreto del Ministero dell'Interno, 9 marzo

D. Min. Int., (2007c), *Direttive per l'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio*, Decreto del Ministero dell'Interno, 9 maggio

- 
- D. Min. Infr., (2008), *Norme tecniche per le costruzioni*, Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti di concerto con il Ministero dell'Interno, 14 gennaio
- D. P. R., (1995), *Regolamento contenente norme di sicurezza antincendio per gli edifici storici ed artistici destinati a biblioteche ed archivi*, Decreto del Presidente della Repubblica n. 418, 30 giugno
- De Luca A., Giordano A., Mele E., (2004), *A simplified procedure for assessing the capacity of masonry arches*, Engineering Structures 26,1915-1929
- De Proft K., Sluys L. J., (2005), *Modelling masonry using the partition of unity method*, VIII International Conference on Computational Mechanics, Barcelona
- Dhanasekar M., Chandrasekaran V., Grubits S. J., (1994), *A numerical model for the thermal bowing of masonry walls*, 10th International Brick Masonry Conference, Calgary, Canada, 5-7th July, 1093-1102
- DIANA, (2003), *Diana Finite Element Code, Version 8.1*, TNO Building and Construction Research, The Netherlands
- Drysdale D., (1999), *An introduction to fire dynamics*, Wiley & sons, Chichester, UK (1<sup>st</sup> edition 1985)
- EC, (1988), *Council Directive 89/106/EEC – Construction Products Directive*, Direttiva del Consiglio d'Europa, 21 dicembre
- EC, (1994), Documento interpretativo n. 2
- Feenstra, P. H., (1993), *Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete*, PhD thesis, TU Delft, Delft University Press, The Netherlands
- Feenstra, P. H., De Borst R., Rots J. G., (1991), *Numerical study on crack dilatancy, I: models and stability analysis*, Journal of Engineering Mechanics, 117, 4, 733-753
- Felicetti R., Colombo M., (2006), *Nuove tecniche non distruttive per la stima del danno da incendio nelle strutture in calcestruzzo armato*, Atti del convegno nazionale Sperimentazione su Materiali e Strutture, Venezia
- Felicetti R., Gambarova P. G., (1998), *Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes*, ACI Materials Journal, Title n. 95-M37, 395-406
- Felicetti R., Gambarova P. G., Rosati G. P., Corsi F., Giannuzzi G., (1996), *Residual mechanical properties of high-strength concretes subjected to high temperature cycles*, 4<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris 29-31 May

---

Fire Code Reform, (1999), *Fire resistance and non-combustibility – Evaluation of fire resistance levels: techniques, data and results*, Project report FCRC-PR 99-03, Fire Code Research Reform Program, Sydney, December 1999

Fu Y.-F., Wong Y.-L., Poon Ch.-S., Tang Ch.-A., Lin P., (2004), *Experimental study of micro/macro crack development and stress-strain relations of cement-based composite materials at elevated temperatures*, Cement and Concrete Research 34, 789-797

Gambarotta L., Lagomarsino S., (1997), *Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications*. Earthquake engineering and structural dynamics, 26, 423-439

Gnanakrishnan N., Lawther R., (1990), *Performance of masonry walls exposed to fire*, Proceedings of the Fifth North American Masonry Conference, University of Illinois at Urbana-Champaign USA, June 3-6, 901-914

Harmathy T. Z. (1961), *A treatise on theoretical fire endurance rating*, ASTM Special Technical Publication 301, 10-44

Harmathy T. Z., (1965), *Ten rules of fire endurance rating*, Fire technology, 1, May, 93-102

Harmathy T. Z., Bernd J. E., (1966), *Hydrated Portland cement and lightweight concrete at elevated temperatures*. ACI Journal, 63, 1, 93-112

Hendriks M. A. N., Rots J. G., a cura di (2002), *Finite Elements in Engineering Applications*, Proceedings of 3<sup>rd</sup> DIANA World Conference, Balkema

Hendry A. W., (1986), *Statica delle strutture in muratura di mattoni*, Pàtron, Bologna (edizione italiana)

Hoff G. C., Bilodeau A., Malhotra V. M., (2000), *Elevated temperature effects on HSC residual strength*, Concrete International, 22, 4, 41-47

Hosser D., Dorn Th., Richter E., (1994), *Evaluation of simplified calculation methods for structural fire design*, Fire Safety Journal, 22, 249-304

Høj N. P., (2005), *Keep concrete attractive – Fire design of concrete structures*, Proceedings of FIB Symposium “Keep Concrete Attractive”, Budapest 2005

HUD, (2000), *Fire ratings of archaic materials*, U.S. Department of Housing and Urban Development – Office of Policy Development and Research, Washington, D.C.

- 
- Husem M., (2006), *The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete*, Fire Safety Journal, 41, 155-163
- Ingberg S. H., (1928), *Tests on the severity of building fires*, NFPA Quarterly, 22,1, 43-61
- ISO, (1975), *Fire resistance test – Elements of building construction*, International Standard 834, 1975-11-01
- Khoury G. A., Sullivan P. J. E., Grainger B. N., (1985), *Strain of concrete during first heating to 600°C under load*, Magazine of Concrete Research, 37, 133, 195-215
- Khoury G. A., (2000), *Effect of fire on concrete and concrete structures*, Progress in Structural Engineering Materials, 2, 429-447
- Kreith F., *Principi di trasmissione del calore*, Liguori, Napoli, 1975
- Kruppa J., Sedlacek G., Heinemeyer C. Dimova S., Pinto A., Oztas A., (2008), *Needs to achieve improved fire protection as regards the implementation and development of the EN Eurocodes*, EC Joint Research Centre scientific and technical reports, EUR 23523
- La Malfa A., (2005), *La resistenza al fuoco delle strutture con i metodi dell'ingegneria della sicurezza antincendio*, Istituto Superiore Antincendi, Quaderni di scienza e tecnica
- Lamont S., Usmani A. S., Gillie M., (2004), *Behaviour of a small composite steel frame in a "long-cool" and a "short-hot" fire*, Fire Safety Journal, 39, 327-357
- Le Pape Y., Anthoine A., Pegon P., (2001), *Seismic assessment of masonry structures – Multi-scale numerical modelling*, in P. B. Lourenço and P. Roca, *Historical Constructions*, Guimarães
- Li L.-y., Purkiss J., (2005), *Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures*, Fire Safety Journal, 40, 669-686
- Li W., Guo Zh.-H., (1993), *Experimental investigation on strength and deformation of concrete under high temperature*, Chinese Journal of Building Structures 14, 1, 8-16
- Lie T. T., (1992), *Structural fire protection*, American Society of Civil Engineers
- Lopez J., Oller S., Oñate E., Lubliner J., (1999), *A homogeneous constitutive model for masonry*, International Journal For Numerical Methods In Engineering, 46, 1651-1671
- Lotfi H. R., Shing P. B., (1994), *Interface model applied to fracture of masonry structures*, Journal of Structural Engineering, 120, 1, 63-80

---

Lourenço, P.B., (1996), *Computational strategies for masonry structures*. PhD Thesis, TU Delft, Delft University Press, The Netherlands

Lourenço P. B., (1998), *Experimental and numerical issues in the modeling of the mechanical behaviour of masonry*, In: P. Roca et al. (eds.) *Structural Analysis of Historical Constructions*, p. 57-91, Barcelona: CIMNE.

Lourenço P. B., (2002), *Computations on historical masonry structures*, *Progress in Structural Engineering Materials*, 4, 301-319

Lourenço P. B., (2004), *Current experimental and numerical issues in masonry research*, *Proceedings of 6th National Congress of Seismology and Earthquake Engineering and International Workshop "Masonry Walls and Earthquakes" (SISMICA 2004)*, 119-136.

Lourenço P. B., De Borst R., Rots J. G., (1997), *A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials*, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 40, 4033-4057

Lourenço P. B., Rots J. G., (1997), *Multisurface interface model for analysis of masonry structures*, *Journal of Engineering Mechanics*, 123, 7, 660-668

Lucchesi M., Padovani C., Zani N., (1996), *Masonry-like solids with bounded compressive strength*, *International Journal of Solids and Structures*, 33, 14, 1961-1994

Luciano R., Sacco E., (1998), *A damage model for masonry structures*, *European Journal of Mechanics /solids*, 17, 2 285-303

Luo X., Sun W., Chan Y. N., (2000), *Residual compressive strength and microstructure of high performance concrete after exposure to high temperatures*, *Materials and Structures* 33, 294-298

Mahdy M., Speare P. R. S., Abdel-Reheem A. H., (2002), *Effect of transient high temperature on heavyweight, high strength concrete*, *Proceedings of 15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, June 2-5, Columbia University, New York (NY)

Marsella S., (2006), *Resistenza al fuoco degli edifici storici. Le soluzioni della norma NFPA 914*, *Antincendio*, 58, 9, 51-54

Mc Nary W. S., Abrams D. P., (1985), *Mechanics of masonry in compression*, *Journal of Structural Engineering*, 111, 4, 857-870

Mohamedbhai G. T. G., (1986), *Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete*, *Magazine of Concrete Research*, 38, 136, 151-158

Nadjai A., O'Garra M., Ali F. A., (2001), *Finite element modelling of compartment masonry walls in fire*, *Computers and structures*, 81,1923-1930

- 
- Nadjai A., O'Garra M., Ali F. A., Lavery D.,(2003), *A numerical model for the behaviour of masonry under elevated temperatures*, Fire and Materials 27, 163-182
- Nadjai A., O'Garra M., Ali F. A., Jurgen R.,(2006), *Compartment masonry walls in fire situations*, Fire Technology 42, 211-231
- Nassi L., (2006), *Sistemi antincendio nelle biblioteche e negli edifici storici*, Convegno nazionale AntIncendio, Roma
- Nassi L., Marsella S., (2008), *Sicurezza antincendio per i beni culturali*, Hoepli, Milano
- Nguyen Th.-D., Meftah F., Chammas R., Mebarki A., (2009), *The behaviour of masonry walls subjected to fire: modelling and parametric studies in the case of hollow burnt-clay bricks*, Fire Safety Journal, 44, 629-641
- Nielsen, C. V., Bićanić, N., (2003). *Residual fracture energy of high performance and normal concrete subject to high temperature*. Materials and Structures, 36, 515-521.
- Page A. W., (1978), *Finite element model for masonry*, Journal of Structural Division ASCE, 104, 8, 1267-1285
- Papa E., (1996), *A unilateral damage model for masonry based on homogenization procedure*, Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1, 349-366
- Phan L. T., Carino N. J., *Code provisions for high strength concrete strength-temperature relationship at elevated temperatures*, Materials and Structures, 36, 91-98
- Phan L. T., Lawson J. R., Davis F. L., (2001), *Effects of elevated temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete*, Materials and Structures, 34, 83-91
- Pina-Henriques J., Lourenço P. B., (2003), *Testing and modelling of masonry creep and damage in uniaxial compression*, Proc. 8<sup>th</sup> International Conference on Structural Studies, Repairs and maintenance of Heritage Architecture -STREMAH 2003, Halkidiki, Greece
- Ponticelli L., Caciolai M., De Angelis C., (2008), *Resistenza al fuoco delle costruzioni*, UTET
- Poon C. S., Azhar S., Anson M., Wong Y. L., *Strength and durability of fire-damaged concrete after post-fire curing*, Cement and Concrete Research 31, 1307-1318

---

Powell B., Hodgkinson H. R., *The determination of stress-strain relationship of brickwork*, Proc. Fourth International Brick Masonry conference, Brugge, paper 2.a.5

Purkiss J. A., (1986), *High temperature effects*, Design of structures against fire, Aston University of Birmingham, England, Elsevier Applied Science Publishers, New York, 41-51

Rao K. S., Raju M. P., Raju P. S. N., (2005), *Effect of elevated temperature exposure on split tensile strength of high strength concrete*, Proceedings of FIB Symposium "Keep Concrete Attractive", Budapest 2005

RILEM TC 200-HTC, (2007), *Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures – modelling and applications*, Materials and Structures 40, 841-864

RILEM TC 44-PHT, (1985), *Behavior of concrete at high temperatures*, Universität Kassel Gesamthochschule, Kassel, Deutschland

Romano A., (2005), *Modelling, analysis and testing of masonry structures*, PhD thesis, Università degli studi di Napoli Federico II

Rossi V., (2003), *La sicurezza del patrimonio culturale in caso di incendio*, Built heritage and its protection – 43th International Fire-fighters' Workshop, Moreton in Marsh, UK, 30th September–2nd October 2003

Russo S., Boscato G., Sciarretta F., (2008), *Behaviour of a historical masonry structure subjected to fire*, Masonry International, 21, 1, 1-14

Saetta A., Scotta R., Vitaliani R. (2000), *An Orthotropic Fourth-Rank Damage Model for Masonry Structures*, ECCOMAS 2000, Barcelona, 11-14 September

Sassu M., (2007), *Recenti sviluppi normativi per le costruzioni in ambito europeo*, 10° anniversario CLC, 29 maggio, Livorno, Cooperativa Lavoratori delle Costruzioni, 5-14

Selby, R. G., Vecchio, F. J., (1993), *Three-dimensional constitutive relations for reinforced concrete*, Technical Report 93-02, University of Toronto, department of Civil Engineering, Toronto, Canada, 1993.

Setti P., (2008), *La definizione della azioni sulle costruzioni in caso di incendio*, Convegno Gli Eurocodici per la progettazione strutturale antincendio, Istituto Superiore Antincendi, Roma, 18 settembre

Shing P. B., Manzouri T., (2004), *Analysis of unreinforced masonry structures using elastic/viscoplastic models*, Proc. 6° Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, SISMICA 2004 , Guimarães

- 
- Solomon R., (2008), *NFPA 914 code for fire protection of historic structures*, International Congress Innovations in Building a Safer World, Cairo, Egypt, november 2008
- Sutcliffe D. J., Yu H. S., Page A. W., (2001), *Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls*, Computers and Structures 79, 14, 1295-1312
- Tan W., (1990), *A research on reinforced concrete beams subject to high temperatures and expert system*, Master thesis, Tongji University
- Tassios Th. P., (1988), *Meccanica delle murature*, Liguori, Napoli (edizione italiana)
- Terro M. J., (1998), *Numerical modelling of the behaviour of concrete structures in fire*, ACI Structural Journal, 183-193
- Thelandersson S., (1972), *Effect of high temperature on tensile strength of concrete*, Nordisk Betong
- Thienel K.-Ch., Rostásy F. S., (1996), *Transient creep of concrete under biaxial stress and high temperature*, Cement and Concrete Research, 26, 9, 1409-1422
- Tubi N., (1993), *La realizzazione di murature in laterizio*, Laterconsult, Roma, terza edizione
- Turnšek V., Čačović F., (1971), *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*, Proc. Second International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 149-156
- UNI, (1991), *UNI 9724 parte 8: Determinazione del modulo elastico semplice (monoassiale)*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione
- UNI, (1999), *UNI EN 1363-2 – Fire resistance tests - Part 2: Alternative and additional procedures*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione
- UNI, (2001a) *UNI EN 1052-1 – Metodi di prova per muratura. Determinazione della resistenza a compressione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione
- UNI, (2001b), *UNI EN 1015-11 – Metodi di prova per malte per opere murarie. Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione
- UNI, (2002), *UNI EN 772-1 – Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione della resistenza a compressione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione
- Van der Pluijm R., (1993), *Shear behaviour of bed joints*, 6th North American masonry conf., Vol. 1, Philadelphia, USA, 125-136



- 
- Voto S., Manfredi G., Lignola G. P., Acanfora M., (2009), *Structural restoration of damaged XVIII Century building: the military barracks 'Caserma Principe Amedeo' in Nola, Italy*, Protection of Historical Buildings PROHITECH 09, Roma 21-24 giugno, 1369-1374
- Westman A. E. R., (1928), *The thermal expansion of fireclay bricks*, Engineering Experiment Station Bulletin 181, University of Illinois, Urbana
- Wu B., Yuan J., Wang G. Y., (2000), *Experimental study on the mechanical properties of HSC after high temperature*, Chinese Journal of Civil Engineering, 33, 2, 8-15
- Xiao J.-Zh., König G., (2004), *Study on concrete at high temperature in China – an overview*, Fire Safety Journal 39, 89-103
- Xiao J.-Zh., Wang P., Xie M., Li J., (2003), *Experimental study on compressive constitutive relationship of concrete under axial loading and high temperature*, Journal of Tongji University 31, 2, 186-90
- Xie G. M., Qian Z. Z., (1998), *Research on bond and tension behaviour of concrete after high temperature*, Journal of Zhejiang University, 32,5, 597-602
- Yang H., Lin Y., Hsiao Ch., Liu J.-Y., (2009), *Evaluating residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity*, Fire Safety Journal 44, 121-130
- Yüzer N., Aköz F., Öztürk L. D., (2004), *Compressive strength-color change relation in mortars at high temperature*, Cement and Concrete Research, 34, 1803-1807
- Zucchini A., Lourenço P. B., (2007), *Mechanics of masonry in compression: results from an homogenisation approach*, Computers and Structures 85, 193-204