

## Verifica di strutture composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio: sperimentazione, modelli di calcolo, indicazioni normative

## Design check of composite steel and concrete structures in the event of fire: testing, calculation models, regulatory recommendations

Nell'ambito della tematica della sicurezza strutturale in caso di incendio, le strutture composte acciaio-calcestruzzo rappresentano una tipologia costruttiva molto promettente, grazie alla protezione dal fuoco che il calcestruzzo offre ai profili metallici.

Nel lavoro, con riferimento al comportamento al fuoco delle principali tipologie di strutture composte (solette, travi e colonne), si presenta uno stato dell'arte delle ricerche teoriche e sperimentali italiane ed internazionali ed il quadro normativo nazionale ed europeo.

Si evincono complessivamente da un lato le notevoli potenzialità del sistema composto acciaio-calcestruzzo, dall'altro l'opportunità di ulteriori studi per la messa a punto di metodiche semplificate di facile utilizzazione per i progettisti.

*Composite steel and concrete structures represent a very promising structural form in the framework of structural safety in the event of fire, thanks to the fire protection of the metal profiles provided by the concrete.*

*In this work, reference is made to the behaviour of the main forms of composite structures in the event of fire (floors, girders and columns), a state-of-the-art overview is presented of Italian and international theoretical research and experimental work and of the national and European regulatory situation. On the one hand, the significant overall potential of the composite steel and concrete system is deduced, on the other hand there is a need for further studies to be made to define simplified methods that can be readily implemented by designers.*

Dr. ing. Emidio Nigro,

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università di Salerno

### 1. INTRODUZIONE

La verifica di una struttura in condizioni di incendio è necessaria nei casi in cui il rischio di incendio è non trascurabile ed il danneggiamento strutturale può avere conseguenze inaccettabili riguardo alla incolumità degli occupanti o delle squadre di spegnimento, ovvero può condurre alla perdita di funzionalità della struttura o, ancora, a spese eccessive per provvedere al suo eventuale recupero.

Lo studio della resistenza al fuoco di un componente strutturale può essere affrontato in generale secondo la metodologia consueta della sicurezza strutturale, confrontando la domanda di prestazione  $R_{fi,d}$  richiesta al sistema con la sua capacità di prestazione, entrambe valutate in caso di incendio (il pedice "fi" sta per *fire*), e controllando che risulti  $E_{fi,d} \leq R_{fi,d}$ . A differenza del caso usuale di verifica "a freddo", in cui la resistenza  $R_d$  è invariabile, in caso di incendio entrambi i termini della disequazione critica possono variare: la resistenza strutturale  $R_d$  diminuisce per effetto del danneggiamento termico dei materiali e le sollecitazioni di progetto  $E_d$  variano a causa della dilatazione termica contrastata. Inoltre spesso la valutazione della resistenza al fuoco, piuttosto che in termini di sollecitazioni, viene condotta in termini di durate, confrontando la durata disponibile, detta durata di resistenza al fuoco, con quella richiesta dalle Autorità competenti sulla base di classificazioni tipologiche.

Il comportamento di una struttura in caso di incendio è peraltro fortemente influenzato dal materiale di cui essa è costituita: è noto infatti che l'elevata conducibilità termica dell'acciaio, accoppiata agli esigui spessori dei profili, comporta una notevole vulnerabilità al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio, che necessitano di adeguati rivestimenti protettivi, nei casi in cui la resistenza al fuoco sia un requisito indispensabile.

Al contrario il calcestruzzo presenta una conducibilità termica inferiore a quella dell'acciaio, con un rapporto medio di 1/30, per cui nelle sezioni in c.a. le fibre esterne di calcestruzzo esercitano un'azione di isolamento termico su quelle più interne e sulle armature, con l'importante risultato di conseguire un migliore comportamento nei confronti del fuoco rispetto agli elementi in acciaio.

Per questo motivo il calcestruzzo viene talvolta usato per realizzare una "protezione parziale" delle membrature metalliche (Lawson, 1992). Ad esempio, le colonne metalliche possono essere costruite inglobando una flangia e parte dell'anima in muri dotati di cavità interne, riducendo le parti metalliche esposte all'incendio (Wainman & Kirby, 1987). Un altro sistema consiste nel riempire lo spazio tra le flange di profili metallici ad "I" con blocchi di calcestruzzo alleggerito (Figura 1) (B.R.E., 1986).

Figura 1:  
Protezione  
parziale  
degli elementi  
in acciaio  
mediante l'uso  
del calcestruzzo  
[26].

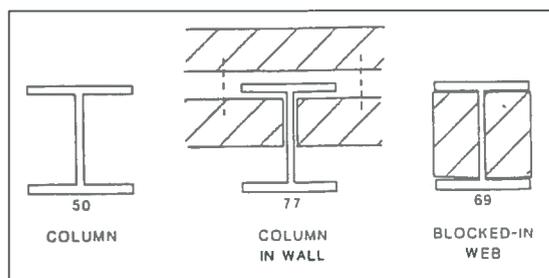


Figura 2:  
Colonne e travi  
composte acciaio-  
calcestruzzo  
del tipo "partially  
encased" [26].

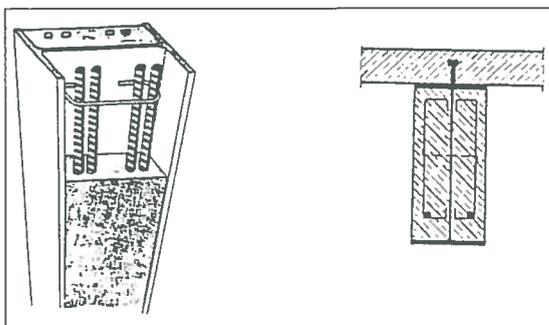
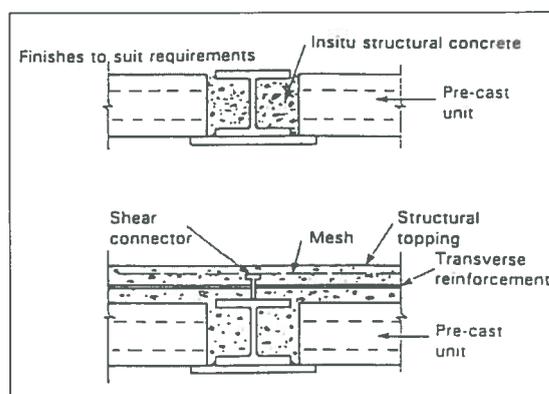


Figura 3:  
Esempi di solai  
del tipo  
"slim floor" [26].



La tipologia di colonne e travi metalliche con profili ad "I" parzialmente rivestiti di calcestruzzo (*partially encased* nella terminologia anglosassone) si ottiene riempiendo con calcestruzzo, spesso fuori opera, lo spazio tra le flange del profilo, realizzando così una sezione rettangolare (vedi Figura 2). Il beneficio è ovvio, in quanto una parte del profilo metallico viene protetto dall'esposizione diretta all'incendio.

Molti studi e sperimentazioni su questa tipologia sono stati eseguiti dalla Arbed Recherches (Schleich, 1986; E.C.C.S., 1988).

Per quanto riguarda le strutture per solai, la protezione parziale nei confronti dell'incendio si traduce nella realizzazione del cosiddetto *slim floor*, che si realizza appoggiando solette di calcestruzzo prefabbricate sulla flangia inferiore delle travi metalliche e completando con getti di calcestruzzo in opera: in tal modo soltanto la flangia inferiore è esposta all'incendio, mentre il resto della sezione è adeguatamente protetto dal calcestruzzo (Figura 3).

Gli esempi citati sono caratterizzati da durate di resistenza al fuoco sempre maggiori rispetto a quelle possibili con gli elementi metallici non protetti (Mullett, 1991). In alcuni casi, le parti in calcestruzzo hanno solo una funzione di protezione dal fuoco; in altri, possono contribuire in modo significativo alla resistenza delle membrature.

Nel prosieguo si tratterà, pertanto, della resistenza al fuoco di strutture composte acciaio-calcestruzzo, per le quali la resistenza degli elementi strutturali, sia "a freddo" che "a caldo", deriva dal contributo di entrambi i materiali componenti.

A questo si premette l'esame del quadro normativo nazionale ed europeo.

## 2. IL QUADRO NORMATIVO NAZIONALE ED EUROPEO

Il riferimento normativo europeo inerente la resistenza al fuoco delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è costituito dalla "Parte Fuoco" dell'Eurocodice 4 (*"Design of Composite Steel and Concrete Structures: Structural Rules – Structural Fire Design"*, 2001), che attualmente è nella fase di conversione da ENV (norma provvisoria) ad EN (norma definitiva). Tale normativa, ovviamente, è strettamente legata ai corrispondenti Eurocodici relativi alle strutture in calcestruzzo armato (Eurocodice 2 – Parte Fuoco) ed alle strutture in acciaio (Eurocodice 3 – Parte Fuoco), nonché all'Eurocodice 1 per la definizione delle combinazioni di carico da utilizzare per la verifica in caso di incendio.

Per quanto riguarda la situazione nazionale italiana, è di recente pubblicazione la norma UNI-CNR (28-12-1999), *"Istruzioni per la progettazione di costruzioni resistenti al fuoco"*, in cui per la prima volta in Italia sono trattate anche le strutture composte acciaio-calcestruzzo, oltre a quelle in calcestruzzo armato ed in acciaio, già oggetto delle precedenti norme CNVVF-UNI 9502 e 9503 (1989). Tale norma presenta una impostazione generale in linea con quella degli Eurocodici, facendo proprie, tra l'altro, buona parte delle indicazioni relative al degrado delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali suggerite dagli stessi. Più snelle appaiono, invece, le indicazioni operative (tabellazioni e metodi semplificati) relative alle varie tipologie strutturali.

Nel prosieguo si descrivono l'impostazione generale della verifica di resistenza al fuoco, sostanzialmente comune alle due normative citate, alcune indicazioni operative, le leggi suggerite inerenti la variazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali al variare della temperatura di esposizione, evidenziando, quando necessario, le peculiarità dell'una o dell'altra normativa.

### 2.1. Generalità sulla sicurezza strutturale in caso di incendio

La Sicurezza in caso di incendio delle costruzioni è un obiettivo da perseguire con strategie tra di loro complementari, di *prevenzione*, *protezione attiva*, *protezione passiva*, che riguardano i materiali, le strutture, gli impianti, le procedure di sicurezza e le limitazioni di esercizio.

Tra le strategie di protezione passiva rientra la **Resistenza al Fuoco**, che comprende sia la capacità portante in caso di incendio delle strutture, ovvero l'attitudine delle strutture a conservare una sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco, sia la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio degli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, sia non strutturali, come porte e tramezzi (attitudine a conservare un sufficiente "isolamento termico" ed una sufficiente "tenuta").

Con riferimento al primo aspetto, la progettazione delle strutture deve assicurare alle stesse una adeguata **capacità portante in caso di incendio** necessaria per:

- garantire la sicurezza degli occupanti durante tutta la loro permanenza prevista nell'edificio;
- garantire la sicurezza delle squadre di soccorso e delle squadre antincendio;
- evitare crolli dell'edificio che causerebbero danni alle persone;
- permettere ai componenti e ai sistemi antincendio di mantenere la loro funzionalità;
- consentire l'eventuale riutilizzazione della struttura.

## 2.2. Richieste di prestazione

La normativa U.N.I.-C.N.R. (1999) distingue **5 livelli di prestazione** da richiedere alla struttura in caso di incendio in funzione degli obiettivi prefissati (cfr. Tabella 1).

<b>Livello 1</b>	Nessun requisito di resistenza specifico al fuoco dove le conseguenze del crollo delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile.
<b>Livello 2</b>	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro.
<b>Livello 3</b>	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture tali da evitare, per tutta la durata dell'incendio, il collasso delle strutture stesse.
<b>Livello 4</b>	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse.
<b>Livello 5</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:  
Livelli di prestazione richiesti alle strutture in caso di incendio.

I livelli di prestazione comportano classi di "capacità portante" stabilite in base al rischio ed alle strategie antincendio per i diversi tipi di costruzione e di attività. La "capacità portante" deve essere mantenuta per tutto il tempo necessario a garantire le prestazioni associate a ciascun livello. Spesso la prestazione della struttura in termini di "capacità portante" viene espressa mediante la **classe di resistenza al fuoco** (R15, R20, R30, R45, R60, R90, R120, R180, R240), in cui il numero rappresenta il tempo, espresso in minuti primi, per il quale il requisito di resistenza viene garantito.

## 2.3. Definizione dell'incendio

Un incendio di intensità tale da causare danni alle strutture portanti di una costruzione ha il carattere di un evento eccezionale, in quanto la probabilità di accadimento è da considerarsi statisticamente molto bassa. Pertanto l'azione incendio rientra nella categoria delle azioni eccezionali, per le quali i valori rappresentativi sono valori nominali o indicativi, che vanno utilizzati, unitamente alle azioni permanenti ed alle azioni variabili, con i coefficienti parziali di sicurezza e con i coefficienti di combinazione specificati per le combinazioni eccezionali, come indicato nel paragrafo successivo.

L'azione termica, responsabile del degrado delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali strutturali e delle eventuali azioni indirette, è rappresentata dal flusso di calore, che si compone di due contributi, uno di convezione, l'altro di irraggiamento. Le temperature che compaiono nelle espressioni del flusso termico possono essere ricavate da tre tipi di curve nominali temperatura-tempo:

1. la curva standard ISO834 (cfr. Figura 4):

$$T = T_0 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (1)$$

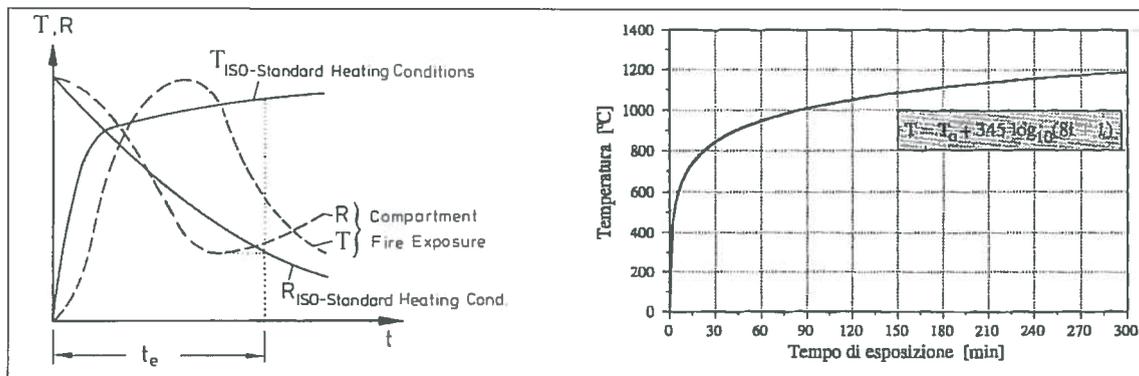


Figura 4:  
Curve di incendio naturali e curva standard temperatura-tempo ISO834 [2].

2. la curva dell'incendio esterno, che può essere rilevato all'aperto o in compartimenti con superfici rilevanti di ventilazione;
3. la curva degli idrocarburi, che può essere usata in presenza di quantità rilevanti di idrocarburi, come in impianti industriali di processo o di stoccaggio.

## 2.4. Combinazione delle azioni

Per la determinazione degli effetti prodotti dalla esposizione all'incendio e dalle azioni dirette applicate al-

la costruzione deve essere adottata l'azione di progetto corrispondente alla seguente combinazione eccezionale:

$$F_{fi,d} = \gamma_{GA} \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k(t) + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d(t) \quad (2)$$

essendo:

- $G_k$  valore caratteristico delle azioni permanenti;  
 $P_k(t)$  valore caratteristico della forza di precompressione variabile con il tempo di esposizione all'incendio;  
 $Q_{k,1}$  valore caratteristico dell'azione variabile considerata come principale;  
 $Q_{k,i}$  valori caratteristici delle altre azioni variabili;  
 $A_d(t)$  valori di progetto delle azioni derivanti dalla esposizione all'incendio;  
 $\gamma_{GA}=1.0$  coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti in situazioni eccezionali;  
 $\gamma_P=1.0$  coefficiente parziale di sicurezza per la forza di precompressione in situazioni eccezionali;  
 $\psi_{1,1}$  coefficiente di combinazione dell'azione variabile considerata come principale;  
 $\psi_{2,i}$  coefficiente di combinazione generico delle altre azioni variabili.

In alternativa, con procedimento semplificato, le azioni di progetto per la verifica al fuoco  $F_{fi,d}$  possono essere ottenute riducendo le azioni di progetto allo stato limite ultimo a temperatura ordinaria  $F_d$  attraverso la formula:

$$F_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot F_d \quad (3)$$

dove:

$$\eta_{fi} = \frac{\gamma_{GA} + \psi_{1,1} \cdot \xi}{\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi} = \frac{1.0 + \psi_{1,1} \cdot \xi}{1.4 + 1.5 \cdot \xi} \quad (4)$$

essendo:

- $\xi = Q_{k,1}/G_k$  il rapporto tra la principale azione variabile e l'azione permanente.  
 $\gamma_G=1.40$  il coefficiente parziale di sicurezza per l'azione permanente (il valore è desunto dalle norme italiane, mentre negli Eurocodici è  $\gamma_G=1.35$ );  
 $\gamma_Q=1.50$  il coefficiente parziale di sicurezza per la principale azione variabile;  
 $\gamma_{GA}=1.00$  il coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti in situazioni eccezionali.  
 La normativa UNI-CNR (1999) suggerisce, per ambienti non suscettibili di affollamento (es. locali per abitazione) ed ambienti suscettibili di affollamento (es. uffici), di assumere in via approssimata il valore  $\eta_{fi}=0.60$ . L'Eurocodice 4, in virtù del valore  $\gamma_G$  lievemente differente, suggerisce di assumere in via semplificata  $\eta_{fi}=0.65$ , tranne che per edifici di categoria E per i quali occorre assumere  $\eta_{fi}=0.70$ .  
 Va sottolineato che se il calcolo "a freddo" è stato effettuato secondo il metodo delle tensioni ammissibili si pone  $\eta_{fi}=1.0$ .

## 2.5. Valutazione della resistenza al fuoco degli elementi strutturali

La durata di resistenza al fuoco degli elementi strutturali può essere determinata sperimentalmente sottoponendo l'elemento considerato a prova in forni convenzionali secondo la curva temperatura - tempo standard con modalità anch'esse normalizzate.

A parità di carico d'incendio la durata di resistenza al fuoco effettiva di un elemento strutturale, sottoposto ad incendio reale, è generalmente maggiore della durata di resistenza determinata eseguendo una prova al forno con la curva standard di temperatura.

Sulla base di numerose prove in forno sono state fornite in forma tabellare prescrizioni sul dimensionamento degli spessori degli elementi strutturali e sui rivestimenti protettivi da adottare per i diversi materiali costruttivi, per le varie classi di strutture e per le diverse tipologie degli elementi strutturali.

Il comportamento degli elementi strutturali sottoposti a prove in forno può essere altresì simulato mediante opportuni modelli di calcolo.

L'impiego dei modelli di calcolo consente, inoltre, di studiare la risposta degli elementi strutturali nel caso di curve tempo-temperatura non standard e di tenere conto dell'interazione tra il singolo elemento strutturale e la struttura di cui fa parte, nel caso in cui le deformazioni termiche siano impediti così da causare stati additivi di sollecitazione.

L'impiego dei modelli di calcolo può anche essere limitato alla sola verifica della capacità portante a caldo, utilizzando i risultati di mirate prove in forno per la determinazione della distribuzione di temperatura all'interno degli elementi strutturali.

Come anticipato anche nell'introduzione, in generale la verifica di resistenza al fuoco di elementi strutturali portanti è effettuata confrontando la resistenza ultima di progetto dell'elemento  $R_{fi,d}$ , variabile con il tempo  $t$ , con le caratteristiche di sollecitazione  $S_{fi,d}$  conseguenti alla combinazione delle azioni di progetto  $F_{fi,d}$  definite in precedenza:

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad (5)$$

In alternativa, la verifica può essere soddisfatta controllando che la distribuzione di progetto della temperatura  $T_{fi,d}$  nella sezione resistente si mantenga inferiore o al massimo uguale ad un valore critico di tempera-

tura  $T_{cr}$  corrispondente alla perdita di capacità portante

$$T_{fi,d} \leq T_{cr} \quad (6)$$

oppure verificando che la capacità portante della struttura sia mantenuta per un tempo  $t$  maggiore di un tempo limite prefissato di resistenza al fuoco:

$$t_{fi,d} \leq t_{fi,R} \quad (7)$$

Tale impostazione è comune sia agli Eurocodici che alla norma italiana.

## 2.6. Metodi di verifica

Si illustrano separatamente le indicazioni fornite dalle norme europee e dalla norma nazionale relativamente alle metodiche di verifica della resistenza al fuoco.

### 2.6.1. Normativa UNI-CNR (28-12-1999)

La verifica può essere condotta secondo uno dei tre metodi alternativi: verifica sperimentale, verifica tabellare, verifica analitica.

*Verifica sperimentale.* La verifica sperimentale si effettua secondo protocolli di prova riconosciuti, sottoponendo gli elementi al carico dovuto all'azione di progetto e all'azione del fuoco definita da un modello prefissato di incendio.

La verifica si considera soddisfatta ogni qual volta la capacità portante sia mantenuta per un tempo di esposizione al fuoco maggiore del tempo richiesto di resistenza al fuoco.

Poiché in conseguenza del deterioramento causato alle proprietà dei materiali dall'aumento di temperatura dovuto all'incendio, il collasso sopravviene quando la capacità portante si abbassa fino alla soglia delle azioni esterne di progetto, la perdita di capacità portante può essere associata sia alla perdita di equilibrio, sia al raggiungimento di una deformazione o di una velocità di deformazione limite rappresentative dell'incipiente collasso.

Per verificare sperimentalmente la resistenza al fuoco di un elemento strutturale è necessario che la prova sia ripetuta su almeno due campioni identici con esito favorevole in entrambi i casi; si assumerà come valore di resistenza al fuoco sperimentale il minore dei risultati delle due prove suddette.

*Verifica tabellare o grafica.* Le tabelle fornite dalla normativa consentono il dimensionamento di alcune tipologie comuni di elementi strutturali, nell'ipotesi di esposizione al fuoco secondo la curva standard temperatura-tempo e con le condizioni di vincolo e di carico specificate in ciascuna tabella.

La verifica tabellare garantisce la prestazione di resistenza al fuoco del singolo elemento strutturale, ma non consente la valutazione del comportamento globale della struttura.

Le tabelle fornite dalla normativa risultano più estese per elementi strutturali in c.a. che non per elementi in acciaio o in sistema composto. Per quanto riguarda le strutture composte acciaio-calcestruzzo, comunque, le tabelle fornite riguardano sia le solette, definendo un'equivalenza con solette in c.a. di opportuno spessore, sia le travi metalliche con soletta in calcestruzzo collaborante, sia ancora gli elementi strutturali annegati nel getto di calcestruzzo. Per colonne tubolari riempite di calcestruzzo occorre procedere con la verifica analitica.

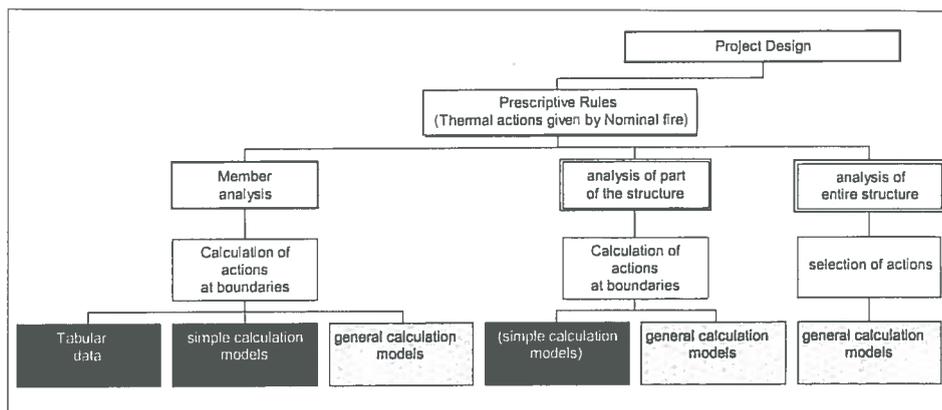
*Verifica analitica.* La verifica analitica si effettua calcolando il transitorio termico degli elementi strutturali e la variazione di resistenza dei materiali associata all'andamento delle temperature ed il conseguente degrado di resistenza degli elementi. Il calcolo delle sollecitazioni viene eseguito con riferimento alla combinazione di carichi definita dalla (2) o dalla (3); la verifica di resistenza si conduce controllando il soddisfacimento della relazione (5) per il prefissato tempo di esposizione al fuoco.

### 2.6.2. Eurocodice 4, Part 1-2 (2001)

L'Eurocodice 4, al punto 4, propone tre metodologie operative per il calcolo della resistenza al fuoco, con livello di accuratezza crescente, cui corrisponde peraltro un aumento dell'onere delle calcolazioni: verifica basata sull'utilizzo di tabelle; modelli di calcolo semplici; modelli di calcolo generali (cfr. Figura 5).

L'applicazione delle tre metodologie è in ogni caso subordinata al rispetto dei dettagli costruttivi definiti al punto 5 dello stesso Eurocodice, che intendono garantire l'efficacia dei collegamenti tra acciaio e calcestruzzo anche in condizioni di incendio.

Figura 5:  
Procedure di progetto secondo l'Eurocodice 4 (2001) [5].



*Verifica tabellare.* Il primo livello di calcolo è basato sull'uso di tabelle predefinite (*tabular data*) per alcune tipologie di elementi strutturali. Le tabelle si riferiscono ad elementi strutturali singoli, esposti direttamente al fuoco per tutta la loro lunghezza. Le azioni termiche considerate sono quelle standard e si ipotizza che la distribuzione della temperatura sia costante lungo l'elemento. Dalle tabelle, per un assegnato livello  $\eta_{fi}$  dei carichi di progetto in presenza di incendio, è possibile ricavare, in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche principali (dimensioni della sezione, ricoprimento del profilo metallico e delle armature, ecc.), la capacità portante dell'elemento, espressa dalla classe di resistenza al fuoco e compresa nel range (R30 ÷ R240), in cui il numero rappresenta, in minuti, la durata di resistenza al fuoco. Per le colonne composte, ad esempio, i valori tabellati si riferiscono a colonne appartenenti a telai controventati, sono validi anche in presenza di eccentricità del carico e tengono conto della instabilità, con valore massimo della lunghezza degli elementi pari a 30 volte la minima dimensione della sezione retta.

*Modelli di calcolo semplici.* Il secondo livello di calcolo si riferisce ancora all'analisi di elementi singoli e consiste nell'uso di modelli analitici semplificati (*simple calculation models*), forniti dall'Eurocodice per alcuni tipi di elementi strutturali; anche per questi modelli le condizioni termiche sono quelle sopra descritte. L'applicazione di alcuni dei modelli proposti richiede la determinazione del campo di temperature nella sezione retta, come, ad esempio, nel caso delle colonne composte con profilo completamente inglobato nel calcestruzzo. I modelli semplificati forniscono la capacità portante ridotta dell'elemento, che va confrontata con le azioni di progetto in condizioni di incendio.

*Modelli di calcolo generali.* Il terzo livello di calcolo prevede l'uso di metodologie analitiche più accurate (*general calculation models*), basate sulla modellazione del comportamento termo-meccanico dei materiali e della struttura. L'analisi può riguardare elementi singoli, parti della struttura o l'intero organismo strutturale; in quest'ultimo caso è possibile anche cogliere l'interazione tra le parti direttamente esposte al fuoco e quelle isolate. Per semplicità l'applicazione di metodi avanzati di calcolo può prevedere la separazione tra i modelli per l'analisi termica della struttura (evoluzione e distribuzione della temperatura) ed i modelli per l'analisi del suo comportamento meccanico. Il collasso si ha, al solito, quando la capacità portante in presenza di fuoco diminuisce fino al livello dei carichi di progetto in condizioni di incendio ( $S_{fi,d} = R_{fi,d}$ ); inoltre il procedimento generale consente di determinare il tempo di resistenza al fuoco della struttura, da confrontare con il tempo di resistenza richiesto.

Quando si è al di fuori del campo di applicabilità delle tabellazioni e dei metodi semplificati, è necessario ricorrere ai modelli di analisi generali; le analisi termiche condotte nell'ambito del terzo livello possono essere usate per tarare le metodologie semplificate. Ad esempio, Cajot et Al. (1990) riportano tabelle che forniscono la capacità portante ultima di alcuni tipi di travi composte e colonne composte pressoinflesse, ricavate con analisi termiche più rigorose. Si sottolinea, inoltre, come osservato anche da Schleich (1992), che i risultati che si ottengono con le metodologie più grossolane (tabelle, metodi semplificati) sono generalmente conservativi rispetto ai risultati ottenuti con i modelli avanzati di analisi.

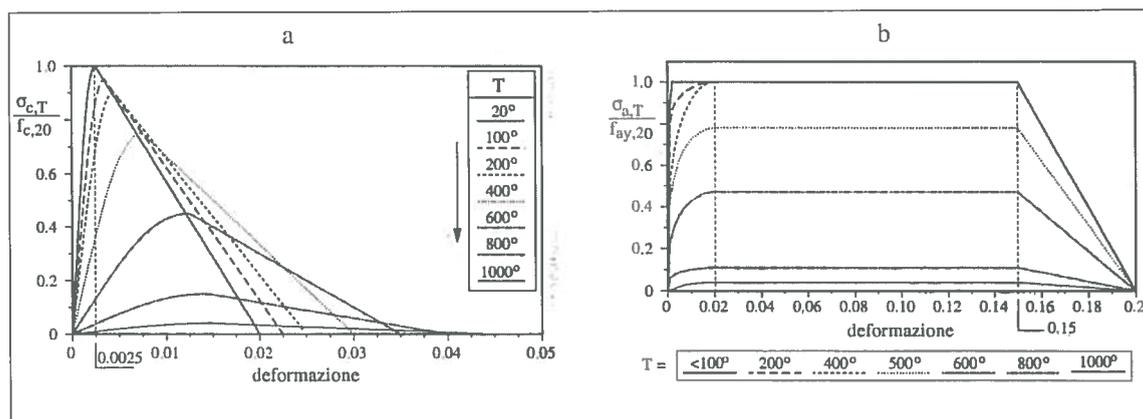
## 2.7. Caratteristiche dei materiali

Per la valutazione della capacità portante delle sezioni si fa riferimento ai legami costitutivi dei materiali (acciaio e calcestruzzo), definiti dalle norme al variare della temperatura.

### 2.7.1. Eurocodice 4, Part 1-2 (2001)

I coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle resistenze dei materiali in presenza di fuoco vengono posti pari a  $\gamma_m = 1$ , sia per l'acciaio da carpenteria metallica e per armature che per il calcestruzzo; inoltre, non si considera il coefficiente riduttivo 0.85 della resistenza del calcestruzzo, in quanto si ritiene il carico termico un'azione di breve durata. Tutto ciò comporta che nel calcolo della capacità portante delle sezioni si utilizzano di fatto i valori caratteristici delle resistenze, il che provoca discontinuità di comportamento nel passaggio dalle condizioni normali di temperatura alle condizioni "a caldo". I legami costitutivi  $\sigma$ - $\epsilon$  indicati nella sezione 3 e negli annessi A,B,C dell'Eurocodice sono rappresentati nella Figura 6a,b, rispettivamente per il calcestruzzo e per l'acciaio.

Figura 6a,b:  
Legami costitutivi  
di calcestruzzo  
ed acciaio  
al variare della  
temperatura.



Nella Figura 7a,b sono riportati i fattori di riduzione della resistenza e della rigidezza dei materiali al variare della temperatura.

Per quanto concerne il calcestruzzo si osservi che nell'Eurocodice 2 parte 1.1 vengono definiti due legami costitutivi: a) un legame continuo con tratto discendente, da utilizzare in analisi in cui sono necessarie valutazioni accurate delle deformazioni, come nei problemi di instabilità; b) un legame semplificato parabola-rettangolo, utile ai fini del calcolo delle capacità di resistenza delle sezioni. Il legame  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo fornito dall'Eurocodice 4, per  $T=20^\circ\text{C}$ , si differenzia da entrambi, essendo costituito da un ramo di parabola fino alla deformazione  $\epsilon = 0.25\%$  e da una retta per deformazioni maggiori. Ovviamente al crescere della temperatura il legame si modifica, ottenendosi valori di resistenza via via più ridotti e deformazioni più grandi. Analogamente, sempre nell'EC4, il legame  $\sigma$ - $\epsilon$  dell'acciaio è definito da un tratto elastico fino al limite di proporzionalità, da un tratto ellittico fino alla resistenza massima (che si ha per  $\epsilon = 2\%$ ), da un tratto orizzontale fino alla deformazione  $\epsilon = 15\%$  e da una retta che arriva a resistenza nulla per deformazione  $\epsilon = 20\%$ . Anche in questo caso all'aumentare della temperatura le resistenze decrescono e la deformabilità del materiale aumenta. Si osservi, inoltre, che nell'Eurocodice 4 vengono ignorati i problemi di fragilità di alcuni acciai, che invece sono largamente trattati nell'Eurocodice 2 e nel CEB Model Code 90.

Dall'esame dei diagrammi riportati, si osserva anzitutto che le deformazioni massime dei materiali non corrispondono ai limiti convenzionali (0.002 e 0.0035 per il calcestruzzo, 0.01 per l'acciaio) generalmente utilizzati per il calcolo della resistenza delle sezioni, ma risultano sensibilmente più grandi. Inoltre i legami costitutivi di entrambi i materiali presentano, a causa della temperatura, un notevole incremento della deformabilità; questa circostanza può essere molto significativa nei problemi di instabilità, nei quali la deformabilità delle membrature gioca un ruolo determinante sull'entità degli effetti del II ordine.

Infine, l'Eurocodice 4 fornisce, nella sezione 3 i valori delle principali proprietà termiche dei materiali al variare della temperatura, come il coefficiente di dilatazione termica, il calore specifico e la conducibilità termica, nonché i parametri di trasmissione del calore, da utilizzare per la valutazione del campo termico.

### 2.7.2. Normativa UNI-CNR (28-12-1999)

Le caratteristiche termiche e meccaniche dei materiali (calcestruzzo ed acciaio) in condizioni di incendio sono sostanzialmente simili a quelle dell'Eurocodice 4. La principale differenza consiste nel valore del coefficiente parziale di sicurezza relativo alla proprietà meccaniche del calcestruzzo nella situazione di incendio, assunto pari a  $\gamma_{fi,c} = 1.20$  invece che pari ad 1.0 come nell'Eurocodice 4.

## 3. COMPORTAMENTO IN CASO DI INCENDIO DELLE STRUTTURE COMPOSTE ORIZZONTALI: SOLETTE E TRAVI

Le strutture composte di acciaio e calcestruzzo conseguono il significativo vantaggio di utilizzare l'accoppiamento dei materiali dal punto di vista delle resistenze e beneficiare nel contempo della naturale protezione dal fuoco che il conglomerato offre al profilo metallico.

Difatti l'accoppiamento dell'acciaio da carpenteria al calcestruzzo strutturale consente di realizzare membrature che presentano un danneggiamento della capacità portante durante l'incendio abbastanza graduale, limitando il pericolo di collassi improvvisi di tipo fragile.

Le tipologie di strutture composte acciaio-calcestruzzo si articolano in solette composte, travi composte e colonne composte.

### 3.1. Solette composte con lamiera grecata

Le solette composte sono una tipologia strutturale di solai in cui una lamiera grecata metallica viene utiliz-

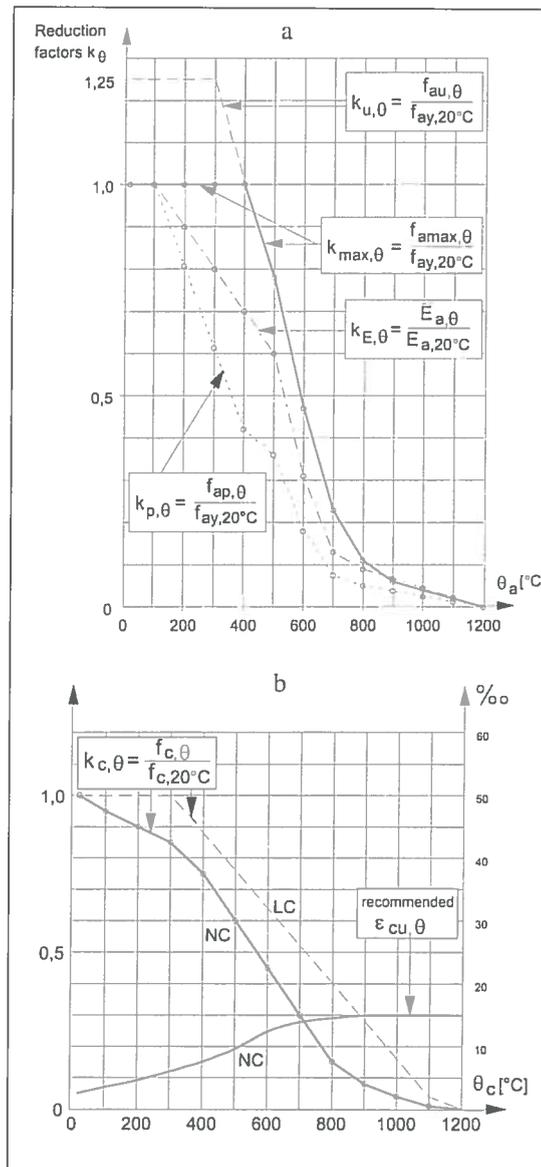
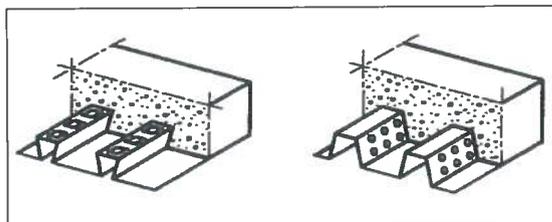


Figura 7a,b: Fattori di riduzione per i legami  $\sigma$ - $\epsilon$  di acciaio (a) e calcestruzzo (b) in funzione della temperatura [5].

Figura 8:  
Tipologie  
di solette  
composte acciaio-  
calcestruzzo:  
a) profilo  
rientrante,  
b) profilo  
trapezoidale [4].



zata come cassero capace di sopportare il getto di calcestruzzo, l'armatura e le forze agenti in fase di costruzione. Dopo la maturazione del calcestruzzo la lamiera si combina strutturalmente con il calcestruzzo indurito, costituendo una parte o l'intera armatura metallica del solaio composto (Figura 8 - Eurocodice 4, Parte 1-1, 2000; CNR 10016, 2000). Numerose prove sperimentali su solette composte sono state condotte in Gran Bretagna ed in Olanda

al fine di valutarne il comportamento in caso di incendio (Cooke et Al., 1988; Hamerlinck, 1991; Hamerlinck & Twilt, 1995). I principali risultati possono essere così riassunti:

- Nelle solette composte la lamiera metallica è direttamente esposta all'azione del fuoco in corrispondenza dell'intradosso, determinandosi così una significativa riduzione di resistenza e di rigidità del sistema. Tuttavia, le prove mostrano che, grazie all'assorbimento di calore da parte del calcestruzzo, le prestazioni delle solette composte sono decisamente migliori rispetto alle sole lamiere metalliche non protette: la durata di resistenza al fuoco è di almeno 30 minuti nel caso di solette composte semplicemente appoggiate. Per ottenere durate superiori ai 60 minuti è necessario prendere alcuni accorgimenti.
- L'uso di armature metalliche, ad esempio, costituite sia da reti metalliche nella soletta sia da barre disposte nelle nervature, che rispetto alla lamiera sono protette dal calcestruzzo, consente un significativo incremento dei momenti resistenti positivi e quindi della durata di resistenza al fuoco complessiva della soletta.
- Anche la continuità strutturale del solaio composto fa incrementare la durata di resistenza al fuoco, in quanto le zone di momento negativo patiscono un minor degrado di resistenza rispetto a quelle di momento positivo. La combinazione di questi due effetti determina durate di resistenza al fuoco stimate fino a 120 minuti.
- Anche il tipo di lamiera grecata ha la sua influenza: solai composti con lamiere aventi profilo rientrante (es. tipo Holorib, Figura 8) hanno un comportamento simile a quello di una soletta piena dal punto di vista della distribuzione della temperatura nello spessore della soletta, mentre per i solai con lamiera metallica di forma trapezoidale è plausibile assumere una soletta piena equivalente di spessore medio.

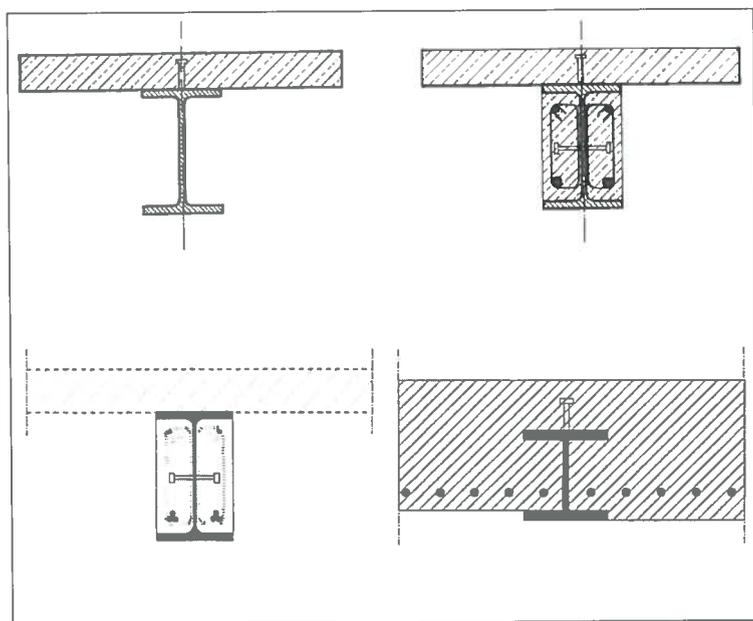
L'Eurocodice 4 parte Fuoco (2001) suggerisce per le solette composte, accanto al metodo generale sempre applicabile, una metodica di calcolo di livello 2 (*simple calculation models*), basata sulle seguenti assunzioni:

- la distribuzione delle temperature nella soletta è stabilita con regole convenzionali, dedotte da sperimentazioni in condizioni di incendio, piuttosto che sul calcolo specifico del campo termico; vengono fornite correlazioni analitiche che forniscono le temperature nella lamiera metallica, nelle eventuali armature e nel calcestruzzo per alcuni valori del tempo di esposizione;
- il calcolo della capacità portante della soletta è basato sul metodo plastico (similmente al calcolo "a freddo").

Poiché il numero di prove sperimentali utilizzate per mettere a punto le regole per valutare la distribuzione della temperatura sono relativamente limitate, la prima assunzione introduce delle approssimazioni riguardo all'influenza della forma e delle dimensioni delle solette. Per l'applicabilità del calcolo plastico si ammette ovviamente una sufficiente duttilità degli elementi anche ad elevate temperature.

Si ricorda, infine, che in precedenti versioni dell'Eurocodice 4 e nella norma nazionale UNI-CNR (1999) si suggerisce di trascurare il contributo della lamiera metallica al momento positivo oltre i 30 minuti di esposizione al fuoco.

Figura 9:  
Tipologie di travi  
composte acciaio-  
calcestruzzo [4].



### 3.2. Travi composte

Le travi composte si ottengono dall'unione di profili metallici e solette di calcestruzzo o composte. L'accoppiamento è assicurato mediante connettori a taglio. Le tipologie di travi composte possono essere così classificate (Figura 9):

- trave composta classica con o senza protezione al fuoco e soletta sovrastante in calcestruzzo o composta;
- trave composta con profilo metallico parzialmente rivestito di calcestruzzo (nella zona compresa fra le flange del profilo);
- profilo metallico parzialmente rivestito di calcestruzzo senza connessione a taglio con la soletta di calcestruzzo;
- trave in acciaio totalmente o parzialmente inglobata nella soletta.

Sperimentazioni sul comportamento durante l'incendio di travi composte con profilo metallico non protetto e soletta superiore di calcestruzzo o composta sono state effettuate in Francia ed in Gran

Bretagna (Newman & Lawson, 1991). Interessanti considerazioni sono riportate anche in (Kruppa & Zhao, 1995). Le sperimentazioni evidenziano che nella fase iniziale (Figura 10) la distribuzione di tensioni non differisce molto da quella elastica, mentre al crescere della temperatura il collasso si raggiunge con distribuzioni di tensioni sensibilmente differenti, con profilo metallico completamente teso e compressione nel calcestruzzo. La flangia superiore del profilo metallico raggiunge temperature relativamente contenute, per cui conserva parte della sua resistenza (Figura 11). Al contrario l'anima e la flangia inferiore del profilo subiscono un significativo degrado di resistenza a causa della assoluta mancanza di protezione. Pertanto, la resistenza al fuoco di questa tipologia di travi composte non è significativamente maggiore di quella di analoghe travi non composte.

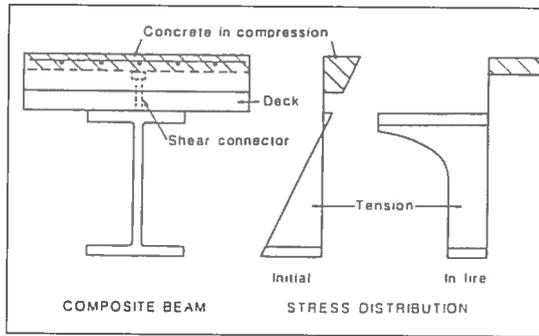


Figura 10: Distribuzione delle tensioni durante l'incendio in travi composte [26].

Va sottolineato, inoltre, che l'incremento di temperatura può condurre a differenti allungamenti termici tra soletta e profilo metallico, determinando un incremento di forza longitudinale sui connettori a taglio. Peraltro, anche i connettori subiscono un degrado delle proprie caratteristiche meccaniche all'aumentare della temperatura, come mostrato in Figura 12 (Kruppa & Zhao, 1995). Tutto ciò influisce sia sulla capacità portante ultima delle travi, sia sulla loro deformabilità flessionale, soprattutto nel caso di parziale connessione a taglio.

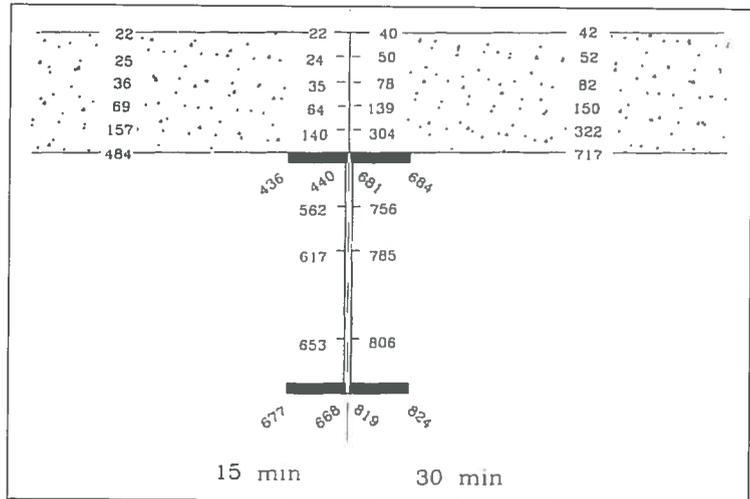


Figura 11: Campo di temperature in travi composte per effetto di incendio dal basso [25].

Un comportamento decisamente più favorevole si ottiene riempiendo con calcestruzzo lo spazio tra le flange del profilo metallico, realizzando una trave composta con profilo parzialmente rivestito di calcestruzzo. In tal modo, l'anima e la flangia superiore del profilo beneficiano di una protezione pressoché totale, mentre la flangia inferiore è esposta all'incendio su un solo lato.

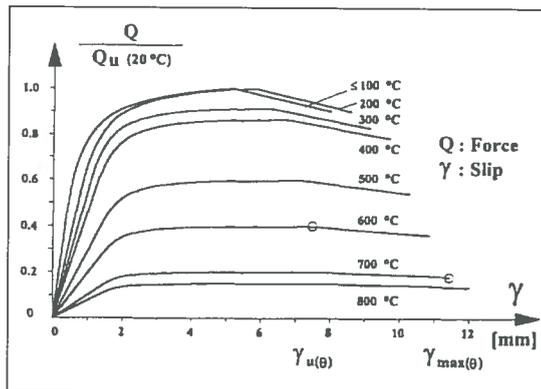


Figura 12: Leggi forza-scorrimento di connettori a piolo ad elevate temperature [25].

Anche la tipologia con profilo metallico inglobato nella soletta di calcestruzzo, in genere utilizzata per realizzare impalcati con travi in spessore di solaio (*slim floor*), si presenta interessante dal punto di vista della resistenza al fuoco, grazie alla protezione che la soletta di calcestruzzo offre al profilo. Tale tipologia strutturale ha avuto negli ultimi anni un significativo sviluppo, testimoniato anche da numerosi lavori tecnico-scientifici. Tra i vantaggi principali di tale sistema costruttivo c'è proprio il buon comportamento in caso di incendio (Newman, 1995; Sha, 1998; Bailey, 1999; Makelainen & Ma, 2000).

Nella Figura 13 (Makelainen & Ma, 2000) sono mostrati i valori della temperatura per una sezione tipica del sistema *slim floor*, da cui si può evincere che la capacità di resistenza al fuoco del sistema è dovuta

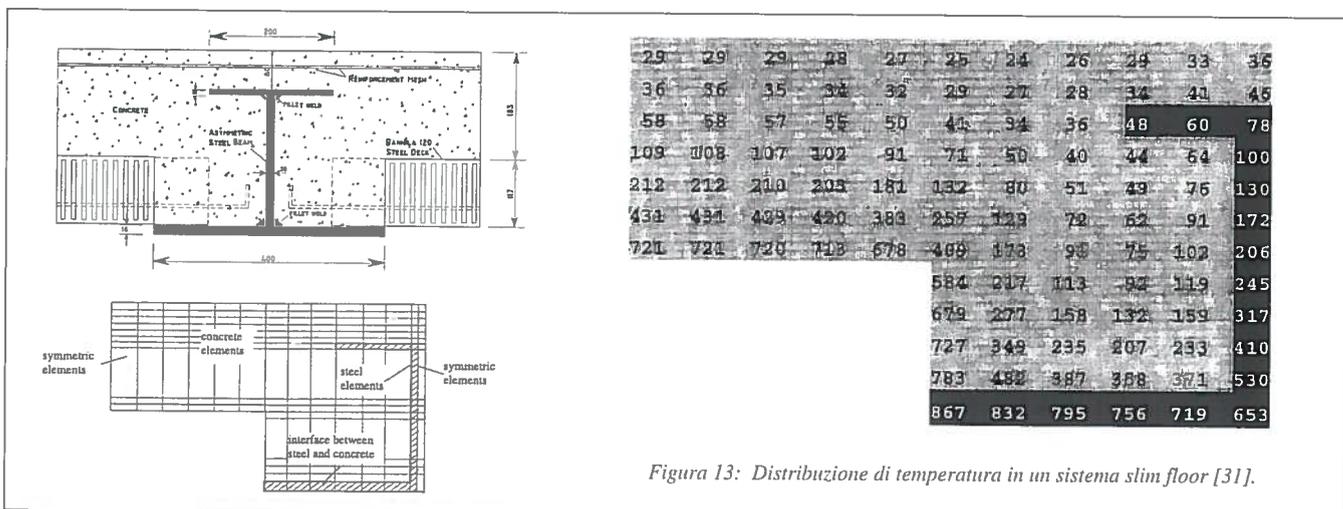
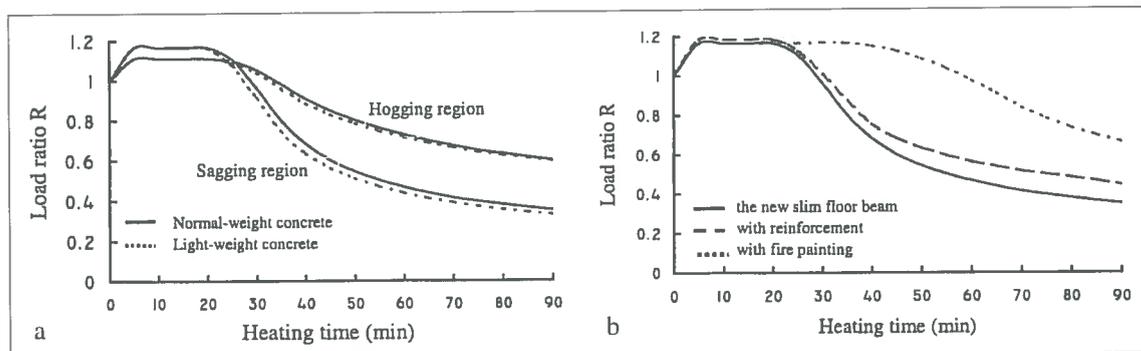


Figura 13: Distribuzione di temperatura in un sistema slim floor [31].

Figura 14a,b:  
Curve  
di evoluzione  
della resistenza  
nel tempo  
di un sistema  
*slim floor* [31].



principalmente al fatto che la parte bassa dell'anima conserva ancora una certa capacità di resistenza, mentre le temperature raggiunte nella flangia inferiore determinano un notevole decadimento di resistenza. Nella Figura 14a sono riportate curve di evoluzione della resistenza (in termini di momento flettente) delle sezioni appartenenti sia a zone soggette a momento positivo che negativo; queste ultime offrono ovviamente un comportamento migliore delle prime.

Dalle analisi riportate nella citata bibliografia, si può dedurre che il sistema *slim floor* consente durate di resistenza al fuoco di circa 60 minuti nel caso di travi semplicemente appoggiate e per livelli di carico non superiori a 0.50. Per livelli di carico maggiori o per aumentare la durata di resistenza al fuoco è necessario ricorrere a altri provvedimenti, quali l'aggiunta di armature metalliche e/o la protezione della flangia inferiore (cfr. Figura 14b). Nel caso di sistemi continui, progettando opportunamente la resistenza della connessione trave-colonna, è possibile raggiungere sempre la durata di resistenza al fuoco di 60 minuti senza accorgimenti ulteriori.

Si ricorda, inoltre, che estese tabellazioni e grafici relativi alle varie tipologie di travi composte menzionate in precedenza, dedotte applicando un metodo di calcolo "generale" sono contenute in Cajot et Al. (1990).

L'Eurocodice 4 parte fuoco (2001), infine, analogamente al caso delle solette composte, suggerisce per la verifica delle travi composte metodiche semplificate (*simple calculation models*), che consentono di calcolare la distribuzione approssimata delle temperature nelle parti che compongono la sezione e quindi la capacità portante delle stesse, valutata applicando il metodo plastico.

#### 4. COMPORTAMENTO IN CASO DI INCENDIO DELLE COLONNE COMPOSTE: MODELLI DI CALCOLO, SPERIMENTAZIONI E CONFRONTI PRESTAZIONALI

##### 4.1. Le colonne composte acciaio-calcestruzzo

In questo paragrafo si approfondisce la tematica della resistenza al fuoco delle colonne composte acciaio-calcestruzzo, riportando alcune indicazioni normative suggerite dall'Eurocodice 4 ed illustrando i principali risultati desumibili dalle ultime ricerche teoriche e sperimentali.

Le colonne composte acciaio-calcestruzzo sono classificabili in tre tipologie principali (cfr. Figura 15):

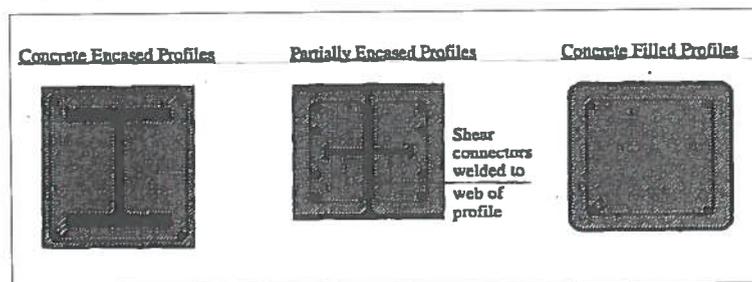
1. colonne realizzate mediante profili metallici totalmente rivestiti di calcestruzzo (*concrete encased profiles*);
2. colonne realizzate riempiendo di calcestruzzo lo spazio compreso fra le ali, che restano in vista (*partially encased profiles*);
3. colonne realizzate riempiendo di calcestruzzo profili di acciaio cavi (*concrete filled profiles*).

Per le colonne composte, mentre il comportamento meccanico in caso di incendio peggiora gradualmente passando dalla prima alla terza tipologia, a causa del minore grado di protezione del profilo metallico, ragioni costruttive, legate soprattutto alla facilità di realizzazione dei nodi, privilegiano lo sviluppo delle colonne composte realizzate con profili cavi riempiti.

Sulla base di simulazioni numeriche, in Cajot et Al. (1990) vengono proposte tabellazioni e grafici relativi alle varie tipologie di colonne composte, utili per il progetto semplificato delle stesse in presenza di incendio.

Cosenza, Materazzi e Nigro (1994,1998) effettuano analisi numeriche comparative del comportamento in caso di incendio delle varie tipologie di colonne composte, evidenziando, con riferimento a colonne progettate con resistenza "a freddo" simile, le differenti prestazioni. Gli stessi autori (1995), con riferimento

Figura 15:  
Tipologie  
di colonne  
composte [4].



alla tipologia caratterizzata dalle migliori prestazioni in caso di incendio (colonne con profilo completamente rivestito di calcestruzzo), propongono semplici relazioni analitiche utili per il progetto-verifica semplificato.

Le sperimentazioni condotte in vari paesi riguardano principalmente colonne composte con profilo riempito di calcestruzzo. Tra queste si citano anzitutto le prove eseguite sotto il patrocinio di un organismo di ricerca europeo, il CIDECT (1980), che

hanno consentito l'approntamento di tabelle che forniscono la durata di resistenza al fuoco delle colonne tubolari riempite in funzione del livello di progetto ed evidenziano anche il miglioramento delle prestazioni nel caso di aggiunta di fibre di acciaio o di barre metalliche. Più recentemente, prove a rottura di colonne tubolari riempite di calcestruzzo sono state condotte da Lie (1994), Lie & Irwin (1995), Kodur (1998).

#### 4.2. Metodiche semplificate suggerite nell'Eurocodice 4 parte 1-2 (2001)

In accordo con l'impostazione generale della norma, descritta nel paragrafo precedente, per quanto riguarda le colonne composte l'Eurocodice 4 parte 1-2 (2001) fornisce anzitutto una procedura tabellare che permette il dimensionamento della singola colonna.

Tali tabellazioni, suddivise in tre serie di tabelle, rispettivamente per la tipologia delle colonne totalmente rivestite, per quella delle colonne parzialmente rivestite e per quella delle colonne riempite di calcestruzzo, sono valide tanto per il caso della compressione centrata che per la pressione eccentrica, con limiti di applicabilità legati alla lunghezza libera di inflessione ed alle modalità di vincolo alle estremità.

L'Eurocodice fornisce, inoltre, "modelli di calcolo semplici", che sono applicabili solo nel caso di instabilità per biforcazione.

Per la loro applicazione viene innanzitutto determinato il campo termico all'interno della sezione corrente dell'asta, supposto uniforme lungo lo sviluppo longitudinale. Tenendo conto, quindi, della variabilità delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti l'asta con la temperatura, vengono valutate lo sforzo normale plastico e la rigidezza flessionale "a caldo"  $N_{fi,pl,Rd}$  ed  $(EI)_{fi,eff}$ :

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j \frac{A_{a,\vartheta} \cdot f_{amax,\vartheta}}{\gamma_{M,fi,a}} + \sum_k \frac{A_{s,\vartheta} \cdot f_{smax,\vartheta}}{\gamma_{M,fi,s}} + \sum_m \frac{A_{c,\vartheta} \cdot 0.85 \cdot f_{c,\vartheta}}{\gamma_{M,fi,c}} \quad (8)$$

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\vartheta} \cdot \bar{E}_{a,\vartheta} \cdot I_{a,\vartheta}) + \sum_k (\varphi_{s,\vartheta} \cdot \bar{E}_{s,\vartheta} \cdot I_{s,\vartheta}) + \sum_j (\varphi_{c,\vartheta} \cdot E_{c,sec,\vartheta} \cdot I_{c,\vartheta}) \quad (9)$$

essendo  $A_{i,\vartheta}$  ed  $I_{i,\vartheta}$  l'area ed il momento di inerzia di ciascun elementino in cui è idealmente discretizzata la sezione trasversale e  $\varphi_{i,\vartheta}$  il fattore di riduzione che dipende dall'effetto della deformazione termica.

In particolare gli annessi F e G dell'Eurocodice 4 contengono l'indicazione di metodi approssimati per la valutazione della rigidità a caldo, limitatamente al caso delle colonne parzialmente rivestite e per quelle realizzate con profili cavi riempiti di calcestruzzo, che consentono di evitare l'analisi termica della sezione. Il carico critico euleriano a caldo  $N_{fi,cr}$  viene poi calcolato mediante la relazione:

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff}}{L_{\vartheta}^2} \quad (10)$$

in cui  $L_{\vartheta} = \beta \cdot L$  è la lunghezza libera di inflessione dell'asta, determinata in base alle regole fornite nella parte 1.1 dell'EC4; nei casi in cui ogni piano può essere considerato come un compartimento nei confronti dell'incendio, le colonne del piano beneficiano di una maggiore rigidità dei vincoli di estremità, per cui il coefficiente  $\beta$  viene posto pari a 0.5 per piano intermedio e pari a 0.7 per l'ultimo piano (cfr. Figura 16).

Noti  $N_{fi,pl,Rd}$  ed  $N_{fi,cr}$  si determina il rapporto di snellezza  $\bar{\lambda}$  mediante la relazione:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} \quad (11)$$

in cui  $N_{fi,pl,R}$  è il valore di  $N_{fi,pl,Rd}$  che si ottiene ponendo uguali ad 1.0 i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

Si procede infine alla determinazione della capacità portante a caldo dell'asta compressa  $N_{fi,Rd}$  mediante la relazione:

$$N_{fi,Rd} = \chi(\bar{\lambda}) \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (12)$$

in cui appare il fattore di riduzione  $\chi(\bar{\lambda})$ , dedotto dalla curva di stabilità tipo "c" della parte 1.1 dell'EC3, in corrispondenza del rapporto di snellezza  $\bar{\lambda}$ .

Per le sole colonne con profilo parzialmente rivestito di calcestruzzo, nell'annesso F dell'Eurocodice 4 (punto F.7) si fornisce una metodica semplificata per il calcolo del carico assiale ultimo  $N_{fi,Rd,\delta}$  in presenza di eccentricità  $\delta$  dovuta a flessione intorno all'asse debole:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \cdot \left( \frac{N_{Rd,\delta}}{N_{Rd}} \right) \quad (13)$$

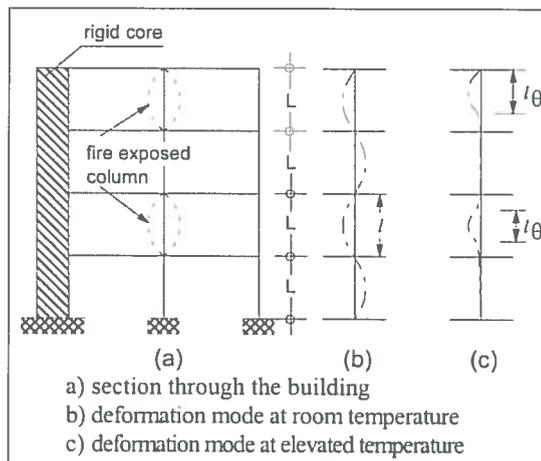


Figura 16: Colonna composta in telaio controventato: definizione della lunghezza "effettiva" [5].

in cui  $N_{Rd}$  ed  $N_{Rd,\delta}$  sono rispettivamente il carico critico per compressione centrata ed il carico critico con eccentricità valutati mediante l'Eurocodice 4 nel caso di progetto per temperatura normale.

I modelli di calcolo generali, infine, consistono, come detto nel paragrafo precedente, nella valutazione della stabilità della colonna mediante procedure più approfondite, peraltro non indicate nel dettaglio.

#### 4.3. Modelli di calcolo e simulazioni teoriche

Nella letteratura tecnica, la tipologia di colonne composte maggiormente analizzata è quella delle colonne del tipo "filled", con profilo metallico tubolare riempito di calcestruzzo; per questa tipologia di colonne esistono anche varie sperimentazioni.

Alcuni interessanti lavori scientifici sono dovuti a Wang.

Nel primo di quelli riportati nella bibliografia del presente articolo (Wang, 1997), si analizza la problematica della verifica di colonne tipo "filled" soggette a compressione centrata, confrontando la formulazione proposta dall'Eurocodice 4 Parte Fuoco, basata sull'uso della curva di stabilità "c" dedotta per profili metallici utilizzando un opportuno rapporto di snellezza, con i risultati di prove sperimentali su 36 colonne circolari e 7 quadre, effettuati in Canada presso il *National Fire Laboratory* (Lie & Chabot, 1992).

Nel lavoro si sottolinea, anzitutto, l'importanza delle relazioni analitiche che esprimono il degrado delle caratteristiche meccaniche (resistenza e rigidezza) del calcestruzzo e dell'acciaio in funzione della temperatura. Si osserva che, mentre nel caso dell'acciaio le relazioni suggerite dall'Eurocodice 4 sono sostanzialmente concordanti con i dati sperimentali forniti da Lie & Chabot, nel caso del calcestruzzo la curva di degrado della resistenza appare eccessivamente conservativa, collocandosi come curva di involucro inferiore del fascio dei dati sperimentali (Figura 17).

Le analisi comparative effettuate in termini di capacità portante ultima in presenza di incendio mostrano

che il metodo suggerito dall'Eurocodice 4 per colonne soggette a compressione centrata fornisce risultati generalmente cautelativi, con un valore medio del rapporto tra carico ultimo teorico e carico ultimo sperimentale pari a 0.839; un valore medio più accurato (pari a 0.955) si ottiene utilizzando la curva di stabilità "a" in luogo della curva "c" suggerita dalla norma. È presumibile, però, che la scelta normativa sia dettata dalla presenza di una dispersione dei risultati non trascurabile, rappresentata da una deviazione standard pari a circa 0.25.

Successivamente lo stesso Wang (1999) analizza gli effetti della continuità strutturale sul comportamento in caso di incendio di colonne composte acciaio-calcestruzzo del tipo "filled" appartenenti a strutture controventate, per le quali sono esclusi effetti del II ordine globali, e con ciascun piano costituente un compartimento indipendente dal punto di vista dell'incendio. In particolare, si esamina la variazione durante l'incendio della lunghezza effettiva delle colonne (*column effective length*), da utilizzare per le verifiche di stabilità, del carico assiale e dei momenti flettenti e gli effetti di tali variazioni sulla resistenza al fuoco delle colonne. Vengono considerate sia colonne rinforzate con barre di acciaio da c.a., sia il caso di colonne non rinforzate. I principali risultati possono essere così riassunti:

1. le lunghezze libere di inflessione "effettive" suggerite dall'Eurocodice 4 Parte Fuoco per la verifica di stabilità delle colonne appartenenti a strutture controventate, pari a 0.5 volte la lunghezza reale per colonne continue ad entrambe le estremità (colonne dei piani intermedi) ed a 0.7 volte la lunghezza reale per colonne continue ad una sola estremità (colonne dell'ultimo piano), forniscono risultati affidabili;

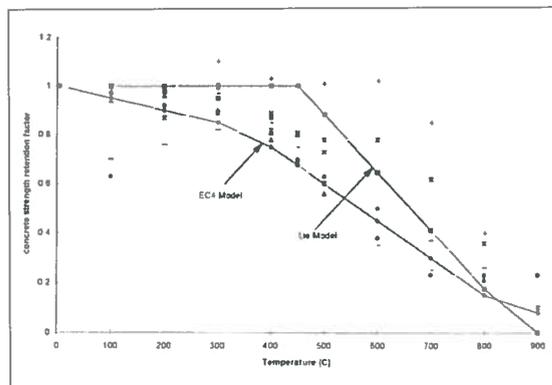
2. il momento flettente del I ordine nelle colonne facenti parte di un sistema continuo diminuisce all'aumentare della temperatura, per effetto della maggiore diminuzione di rigidezza dell'elemento rispetto alle rigidezze flessionali degli altri elementi concorrenti nei nodi inferiore e superiore; nel caso di colonne corte, i momenti flettenti del II ordine sono trascurabili anche in caso di incendio, per cui si suggerisce di verificare la resistenza delle colonne in caso di incendio con riferimento al solo sforzo assiale;

3. per le colonne snelle le inflessioni laterali e quindi i momenti flettenti secondari sono più elevati, ma, essendo caratterizzati da deformate a doppia curvatura, si ha che il tempo di resistenza al fuoco non viene apprezzabilmente ridotto; pertanto, anche per le colonne snelle si suggerisce di verificare la resistenza a solo carico assiale.

Kodur (1998) presenta uno studio parametrico sulla resistenza al fuoco di colonne con profilo tubolare riempito di calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio (SFRC), condotto utilizzando una procedura di calcolo presentata in precedenza (Kodur & Lie, 1996). Tale studio è finalizzato a sviluppare semplici espressioni per calcolare la resistenza delle colonne soggette a carichi centrati. I parametri analizzati sono la dimensione della sezione trasversale, la resistenza del calcestruzzo, il tipo di aggregato, lo spessore dell'elemento tubolare in acciaio, la lunghezza della colonna, il livello di carico applicato.

In particolare, si vede come all'aumentare della dimensione trasversale della sezione aumenta la durata di resistenza al fuoco della colonna; inoltre, a parità di dimensione totale, la durata di resistenza al fuoco si mantiene circa costante all'aumentare dello spessore del tubo in acciaio fino a diminuire quando tale spessore supera determinati valori. Quest'ultimo fenomeno è giustificato dal fatto che all'aumentare dello spes-

Figura 17:  
Valori  
sperimentali  
della resistenza  
del calcestruzzo  
al variare  
della temperatura  
[41].



sore del tubo metallico aumenta il "peso" della parte metallica della sezione, più vulnerabile per effetto dell'incendio.

La durata di resistenza al fuoco, inoltre, diminuisce ovviamente all'aumentare del carico applicato e lo stesso effetto lo si ha all'aumentare della lunghezza della colonna.

La resistenza al fuoco, infine, è influenzata anche dal tipo di inerte utilizzato per il confezionamento del calcestruzzo: per durate di resistenza al fuoco di circa 45 minuti il beneficio offerto da inerti carbonatici rispetto a quelli silicei è stimato intorno al 20%.

Lo studio parametrico effettuato ha condotto alle seguenti espressioni semplificate per la valutazione della resistenza:

• per colonne circolari si ha:

$$R = f_1 \cdot \frac{(f'_c + 20)}{(KL - 1000)} \cdot D^2 \cdot \sqrt{\frac{D}{C}} \quad (14)$$

essendo:

R la durata di resistenza al fuoco in minuti;

$f'_c$  la resistenza a compressione dopo 28 giorni del calcestruzzo (in MPa);

K il fattore di lunghezza effettiva;

L la lunghezza della colonna (in mm);

C il carico di servizio (in kN);

$f_1$  una costante dipendente dal tipo di inerte, che vale 0.075 per inerti silicei e 0.085 per gli inerti carbonatici;

D il diametro esterno della colonna (in mm).

• per colonne tubolari quadre si ha:

$$R = f_2 \cdot \frac{(f'_c + 20)}{(KL - 1000)} \cdot D^2 \cdot \sqrt{\frac{D}{C}} \quad (15)$$

essendo:

D la larghezza della colonna (in mm);

$f_2$  una costante dipendente dal tipo di inerte, che vale 0.065 per inerti silicei e 0.075 per gli inerti carbonatici.

Recentemente Renaud, Aribert e Zhao (2001) hanno presentato un modello numerico per la simulazione del comportamento di colonne composte di tipo "filled" capace di considerare, tra l'altro, gli effetti dell'interazione parziale tra il tubolare metallico ed il nucleo interno di calcestruzzo. La procedura numerica viene confrontata con i risultati di prove sperimentali eseguite in Francia e Germania relative a colonne composte "filled" soggette a compressione centrata ed eccentrica. Nel lavoro viene poi esaminata l'affidabilità del metodo semplificato suggerito nell'Annesso G dell'Eurocodice 4 specificamente per colonne composte con profilo tubolare riempito mediante il confronto con la procedura numerica implementata. Gli autori evidenziano che il metodo semplificato dell'annesso G dell'Eurocodice 4 fornisce risultati affidabili per rapporti di snellezze medio-bassi ( $\bar{\lambda} \leq 0.5$ ), mentre risulta non conservativo per snellezze maggiori.

#### 4.4. Sperimentazioni su colonne composte

Prove sperimentali in presenza di incendio su colonne composte di tipo "filled" sono riportate da Lie (1994), per colonne a sezione circolare, e da Lie & Irwin (1995), per colonne a sezione tubolare quadra. Gli autori presentano anche un modello teorico per la simulazione dei risultati sperimentali.

In particolare, nel secondo lavoro le prove riguardano tre colonne aventi la stessa lunghezza, ma sezione retta differente. Tali colonne sono state testate presso il *National Fire Laboratory* del Canada e sono state sottoposte al campo termico ASTM E119 (1990), descritto attraverso la seguente relazione:

$$T_f = 20 + 750 \cdot \left[ 1 - e^{-3.79553 \cdot \sqrt{t}} \right] + 170.41 \cdot \sqrt{t} \quad (16)$$

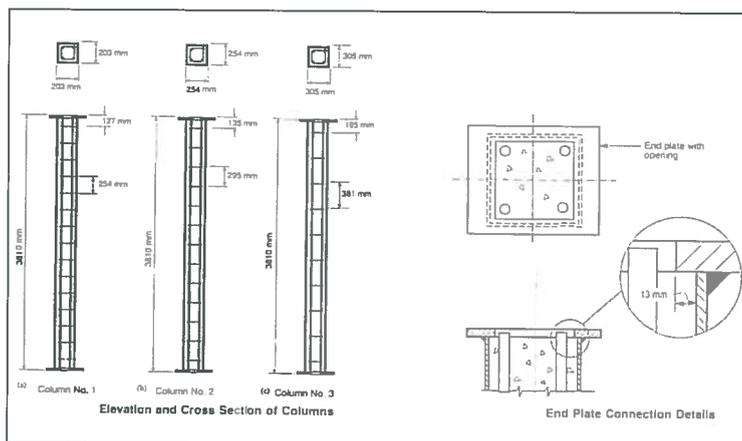
dove il tempo è espresso in ore e la temperatura in gradi centigradi.

Tutte le colonne presentano alle estremità delle piastre metalliche saldate, che consentono il fissaggio all'apparato di test, e delle aperture per consentire il passaggio dei vapori e dell'umidità. Le colonne sono rinforzate con barre metalliche di diametro differente a seconda della prova, ma aventi uguale distanza dal lembo interno del tubolare metallico.

I test vengono condotti in un forno, che è progettato in modo tale da fornire una temperatura uniforme su tutta la lunghezza della colonna durante il test.

Le prove sono condotte vincolando le estremità della colonna, impedendo sia gli spostamenti orizzontali che le rotazioni. I tipi di acciai utilizzati nel-

Figura 18:  
Colonne sperimentate da Lie & Irwin (1995) [29].





#### 4.5.1. Costruzione dei domini di interazione N-M di sezioni composte soggette ad incendio

Con riferimento ad elementi singoli ci si colloca nell'ambito del terzo livello di analisi definito dall'Eurocodice, determinando da un lato la distribuzione del campo di temperature nella sezione, dall'altro la capacità portante dell'elemento, sulla base della riduzione di resistenza prodotta dalla temperatura.

Per quanto riguarda la determinazione del campo di temperature nella sezione, si fa l'usuale ipotesi di considerare le proprietà termiche dei materiali indipendenti dalle deformazioni, con il conseguente disaccoppiamento del calcolo termico da quello meccanico, ammesso anche dall'Eurocodice 4. Tale ipotesi è alla base

della legge di Fourier per la propagazione del calore nei corpi solidi.

Nel caso specifico si ritiene che l'elemento sia investito dal fuoco in modo uniforme lungo il suo sviluppo assiale, per cui la distribuzione delle temperature è variabile all'interno della sezione retta, ma costante lungo l'elemento: si tratta di un problema termico bidimensionale.

Il campo di temperatura si deduce in generale dall'integrazione dell'equazione di Fourier, nelle variabili spaziali (x,y) e temporali (t), cui si associano le condizioni al contorno.

L'integrazione dell'equazione di Fourier viene eseguita mediante un'analisi numerica basata sul metodo degli elementi finiti, che richiede la discretizzazione della sezione (cfr. Figura 20); in particolare si adotta il codice di calcolo FIRES-T3 (Iding et Al., 1977). Si assume la curva tempo-temperatura dell'incendio convenzionale ISO834 (cfr. Figura 4b).

L'analisi termica fornisce, per gli istanti di tempo considerati, il campo di temperatura nella sezione: a ciascun elementino in cui è discretizzata la sezione compete un legame costitutivo  $\sigma-\epsilon$ , in genere diverso dall'elementino contiguo e funzione della temperatura locale. Dalla conoscenza del legame tensione-deformazione per ciascuna fibra è possibile, con gli usuali metodi, costruire il diagramma momento-curvatura della sezione per il prefissato valore dello sforzo normale N; da tale diagramma si trae il massimo momento M che la sezione può sopportare. La coppia sforzo assiale-momento flettente così dedotta costituisce un punto del dominio di interazione all'istante esaminato. E' così possibile la costruzione delle curve di interazione N-M allo stato limite ultimo sotto incendio per ciascun istante del fenomeno.

#### 4.5.2. Costruzione dei domini di interazione N-M per elementi snelli soggetti ad incendio

La metodologia di analisi proposta per la valutazione della sicurezza in caso di incendio di colonne sensibili agli effetti del II ordine si inserisce nell'ambito dei modelli di calcolo generali ed è basata sul ben noto metodo della colonna modello (Nigro, Materazzi e Cosenza, 1998).

Tenuto conto che il metodo della colonna modello, assumendo una deformata prefissata di tipo sinusoidale (Figura 21), richiede la conoscenza del comportamento della sola sezione di incastro, il problema termico della sezione viene studiato similmente a quanto descritto in precedenza. Per un valore prefissato del carico assiale N viene quindi determinato il diagramma momento-curvatura (M, 1/r) della sezione, tenendo conto del degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Per assegnati valori di sforzo normale e snellezza si traccia la retta di pendenza  $L_0^2 / \pi^2$  tangente alla curva (M, 1/r) e si ricava il massimo momento ultimo del I ordine  $M_{u,I}$ , detraendo dal momento totale letto sul diagramma il momento dovuto agli effetti del II ordine:

$$M_{u,I} = M - M_{II} = M - N \cdot \frac{L_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r} \quad (19)$$

Ripetendo più volte il procedimento per valori diversi dello sforzo normale N, si costruisce il dominio di rottura a caldo dell'elemento di assegnata snellezza.

Le procedure di calcolo descritte vengono utilizzate per effettuare un confronto tra le prestazioni in caso di incendio delle differenti tipologie di colonne composte, estendendo il confronto anche ad elementi in c.a. ed in acciaio, con e senza protezione al fuoco. Le colonne sono state progettate in modo da avere la stessa capacità portante "a freddo". Per indicazioni dettagliate si rimanda ai lavori citati in bibliografia (Cosenza, Materazzi e Nigro, 1994), nei quali sono riportate tra l'altro le curve dimensionali di evoluzione della resistenza nel tempo dei vari elementi analizzati; di seguito si riportano soltanto alcuni risultati sintetici.

Dall'esame delle curve adimensionali di evoluzione della resistenza nel tempo relative alle varie tipologie,

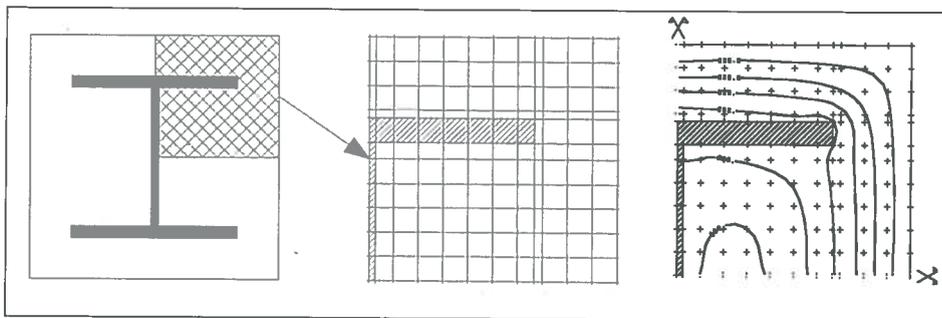


Figura 20: Discretizzazione della sezione per l'analisi termica ed evoluzione dell'isoterma  $T=500^\circ\text{C}$  in funzione del tempo di esposizione al fuoco [14].

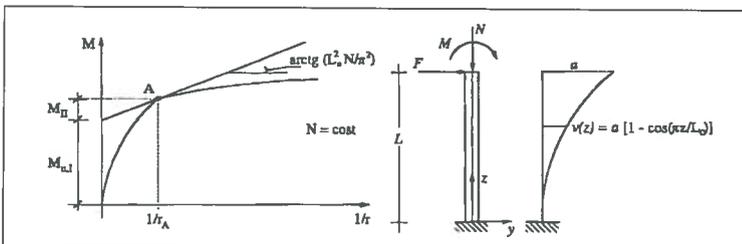
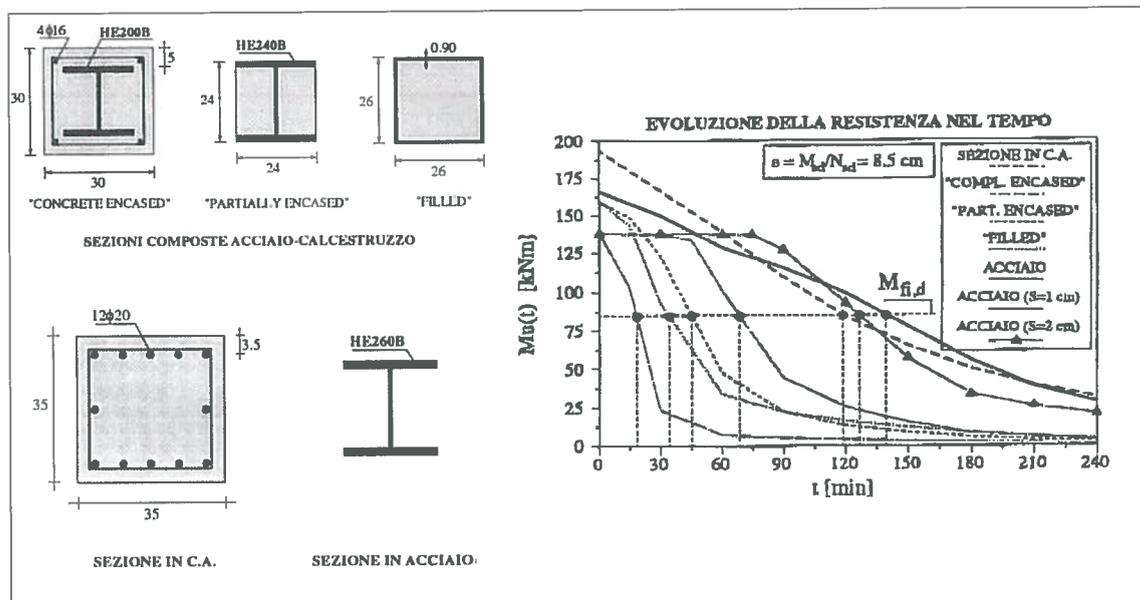


Figura 21: Metodologia di analisi delle colonne composte in presenza di effetti del II ordine [35].

Figura 22:  
Confronto  
prestazionale  
tra colonne  
di diversa  
tipologia  
mediante le curve  
di evoluzione  
della resistenza  
nel tempo  
( $e = M_{sd}/N_{sd} =$   
 $= 8.5 \text{ cm}$ ) [15].



gli autori deducono che le colonne con acciaio nudo esibiscono il degrado più repentino, mentre al contrario la sezione in cemento armato e quella composta completamente rivestita hanno un degrado molto graduale; le altre soluzioni mostrano un comportamento intermedio.

Nella Figura 22 sono rappresentate le curve dimensionali della diminuzione della resistenza (in termini di momento flettente) per il valore dell'eccentricità corrispondente alla situazione di progetto ( $e = M_{sd}/N_{sd} = 8.5 \text{ cm}$ ). Nel diagramma è anche riportata la retta orizzontale tracciata per il valore di progetto del momento in presenza di fuoco, assunto in via semplificata pari a  $M_{fi,sd} = \eta_{fi} \cdot M_{sd} = 0.70 \cdot M_{sd}$ ; dall'intersezione di tale retta con le curve di evoluzione della resistenza è possibile ottenere la durata di resistenza al fuoco delle varie sezioni per l'assegnato livello di progetto.

Si evidenzia che il comportamento migliore è dato dall'acciaio protetto da uno strato di 2 cm, che però viene superato dal comportamento della struttura composta con profilo completamente rivestito per un tempo di circa 110 min. Il comportamento di tale sezione composta è migliore anche di quello della sezione in cemento armato; entrambe le situazioni sono caratterizzate dal benefico effetto, già sottolineato in precedenza, di avere un degrado molto graduale. Le altre due tipologie di sezione composta hanno un comportamento notevolmente migliore di quello dell'acciaio nudo, anche se decisamente peggiore del cemento armato e della sezione composta completamente rivestita.

È comunque interessante osservare che l'effetto del calcestruzzo nelle due tipologie composte con profilo di acciaio riempito o parzialmente rivestito non è affatto trascurabile, determinando incrementi della durata di resistenza al fuoco dell'ordine di 100÷150%. Il repentino degrado che si osserva nell'acciaio nudo viene notevolmente attenuato anche nel primo caso (profilo di acciaio riempito di calcestruzzo), in cui la protezione del calcestruzzo è indiretta.

La tematica del comportamento in caso di incendio delle colonne composte di tipo con profilo completamente rivestito di calcestruzzo (*fully encased*), che presentano il miglior comportamento al fuoco, è ulteriormente approfondita in (Cosenza, Materazzi e Nigro, 1995).

In particolare viene condotta un'estesa analisi parametrica, variando le dimensioni del profilo di acciaio e della sezione del calcestruzzo e le caratteristiche dei materiali componenti, al fine di valutare la sensibilità delle curve di degrado della capacità portante delle colonne al variare dei parametri più significativi. I risultati dell'indagine hanno evidenziato l'andamento regolare delle curve di degrado nel tempo e la loro dipendenza soprattutto dalle dimensioni geometriche della sezione di calcestruzzo e dal ricoprimento del profilo metallico.

Meno importante è apparsa invece la sensibilità al variare dell'eccentricità  $e/h$  della sollecitazione e delle caratteristiche dei materiali.

Nei lavori citati, vengono fornite espressioni analitiche che esprimono le curve di degrado nel tempo in funzione dei principali parametri influenti, utili per il progetto-verifica delle colonne in caso di incendio.

In (Nigro, Materazzi e Cosenza, 1998) il confronto prestazionale tra le colonne viene esteso considerando anche gli effetti del II ordine, evidenziando anzitutto che, in condizioni di incendio, le colonne divengono più sensibili alla non linearità geometrica. Ciò è facilmente comprensibile osservando che l'effetto del fuoco non è solo di ridurre le resistenze dei materiali, ma anche di incrementarne la deformabilità. Inoltre i risultati ottenuti confermano che anche nel caso delle colonne snelle il miglior comportamento nei confronti dell'incendio, inteso come più regolare e graduale riduzione della capacità portante nel tempo, è quello delle colonne completamente rivestite. Come nel caso delle colonne tozze, tale comportamento è migliore anche di quello delle colonne di cemento armato.

Estese analisi parametriche relative alle tre tipologie di colonne composte, sia tozze che snelle, per evidenziare i principali parametri che influenzano il loro comportamento in caso di incendio sono riportate in D'Elia (2001).

## 5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le strutture composte acciaio-calcestruzzo rappresentano un interessante sistema costruttivo, ancora non molto diffuso in Italia nell'ambito delle costruzioni per edilizia abitativa o pubblica.

Tra le principali peculiarità in positivo c'è proprio il buon livello di resistenza al fuoco che è possibile raggiungere anche senza particolari accorgimenti. La panoramica presentata nel lavoro, con riferimento alle solette, alle travi ed alle colonne, evidenzia che il guadagno in termini di durata di resistenza al fuoco rispetto alle costruzioni in acciaio è significativo anche nei casi in cui alcune parti metalliche rimangono esposte all'incendio (come per le colonne con profilo tubolare riempito e per solette composte). Se poi la protezione offerta dal calcestruzzo alle parti metalliche diventa "totale", la membratura composta può esibire prestazioni anche superiori a quelle di analoghe membrature in calcestruzzo armato, grazie ai maggiori ricoprimenti che generalmente si realizzano nei sistemi composti del tipo "encased".

La valutazione analitica della resistenza al fuoco delle strutture composte, sostitutiva delle prove sperimentali al forno, rappresenta una operazione relativamente complessa per le normali operazioni progettuali, in quanto richiede lo studio del problema termico per la determinazione del campo di temperatura negli elementi e la successiva determinazione della capacità portante tenendo conto del degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Nel lavoro, sulla base della bibliografia disponibile sull'argomento, sono state fornite indicazioni in merito alla metodologie per la valutazione analitica della resistenza al fuoco di membrature composte acciaio-calcestruzzo.

Le più recenti normative europee (Eurocodice 4, Parte Fuoco, 2001) e nazionali (UNI-CNR, 1999), infine, forniscono utili indicazioni per la valutazione della resistenza al fuoco delle strutture composte, proponendo, tra l'altro, tabellazioni e metodi semplificati che coprono buona parte delle più usuali tipologie. Ovviamente, le metodologie semplificate introducono delle approssimazioni e sono sempre perfezionabili, come alcuni confronti teorico-sperimentali e con metodi più accurati dimostrano. Pertanto, la tematica della valutazione del comportamento in caso di incendio di strutture composte acciaio-calcestruzzo è da ritenere una tematica di ricerca tuttora in fieri nell'ambito della comunità scientifica internazionale.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT (1986), Fire resistant steel structures: Free standing blockwork filled columns and stanchions, BRE Digest, 317, Watford, UK
- [2] CEB (1987), Model code for fire design of concrete Structures, Bull. n. 174, February.
- [3] ECCS (1988), Calculation of the fire resistance of centrally loaded composite steel-concrete columns exposed to the standard fire, ECCS Technical Note 55.
- [4] EUROCODE 4 (2000), "Design of Composite Steel and Concrete Structures: General Rules and Rules for Buildings", Part 1-1, November.
- [5] EUROCODE 4 (2001), "Design of Composite Steel and Concrete Structures: Structural Rules – Structural Fire Design", Part 1-2, prEN1994-1-2:2000, 1st Draft, April.
- [6] CNR 10016, "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo - Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni" Bollettino Ufficiale, Parte IV, Anno XXXIV, n. 194, Settembre.
- [7] CNVVF-UNI 9502 (1989), "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso", Aprile.
- [8] CNVVF-UNI 9503 (1989), "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio", Aprile.
- [9] UNI-CNR (28-12-1999), "Istruzioni per la progettazione di costruzioni resistenti al fuoco".
- [10] BAILEY C.G. (1999), The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 50, pp 235-257.
- [11] CAJOT L.G., MATHIEU J., SCHLEICH J.B. (1990), REFAO-II, Practical Design Tools for Composite Steel Concrete Construction Elements Submitted to ISO-FIRE Considering the Interaction Between Axial Load N and Bending Moment M, CEC Research 7210-SA/504; Final Report EUR 13309 EN, Luxembourg 1991, RPS Report n. 3/90.
- [12] CIDECT (1980), Détermination de la Durée au Feu des Profiles creux Remplis de Beton, Final Report Document CIDECT 15B/80-10, August
- [13] COOKE G.M.E, LAWSON R.M., NEWMAN G.M. (1988), Fire resistance of composite deck slabs, The Structural Engineer, August.
- [14] COSENZA E., MATERAZZI A.L., NIGRO E. (1994), Resistenza al fuoco di colonne composte acciaio-calcestruzzo: analisi normativa e confronti prestazionali con elementi in acciaio e cemento armato, Costruzioni Metalliche, n. 1, Gennaio-Febbraio.
- [15] COSENZA E., MATERAZZI A.L., NIGRO E. (1994), Problemi di progettazione antincendio di colonne composte acciaio-calcestruzzo, Atti del 10° congresso C.T.E., Novembre.
- [16] COSENZA E., MATERAZZI A.L., NIGRO E. (1995), Prestazioni di colonne composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio, Il Workshop Italiano sulle Costruzioni Composte, Napoli, Giugno.
- [17] COSENZA E., MATERAZZI A.L., NIGRO E. (1995), Analisi semplificata del comportamento al fuoco di colonne composte acciaio-calcestruzzo, Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio, C.T.A., Riva del Garda, Ottobre.

- [18] D'ELIA P. (2001), Verifica di resistenza di colonne in c.a. e colonne composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio, Tesi di Laurea, Cattedra di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria, Università di Salerno, relatori prof. Ciro Faella e ing. Emidio Nigro, Aprile.
- [19] HAMERLINCK R. (1991), The behaviour of fire exposed composite steel-concrete slabs, Technical University, Eindhoven, Netherlands.
- [20] HAMERLINCK R. (1995), Fire Resistance of Composite Slabs, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 33, pp 71-85.
- [21] IDING R., BRESLER R., NIZAMUDDIN Z. (1997), "FIRES-T3", A computer program for the fire response of structures-thermal, Fire Research Group, University of California, Berkeley.
- [22] KODUR V.K.R. (1998), Design Equations for Evaluating Fire Resistance of SFRC-Filled HSS Columns, *Journal of Structural Engineering, A.S.C.E.*, Vol. 124, n. 6, pp. 671-677, June.
- [23] KODUR V.K.R., LIE T.T. (1996), Fire Resistance of Circular Steel Columns Filled with Fibre-Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering, A.S.C.E.*, Vol. 122, n. 7, pp. 776-782, July.
- [24] KODUR V.K.R. (1999), Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 51, pp 21-36.
- [25] KRUPPA J., ZHAO B. (1995), Fire Resistance of Composite Beams to Eurocode 4 Part 1.2, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 33, pp 51-69.
- [26] LAWSON R.M. (1992), Fire Resistance and Protection of Structural Steelwork, in *Constructional Steel Design*, Elsevier Applied Science Publishers, Ch. 7.3.
- [27] LIE T.T., CHABOT M., (1992), Experimental Studies on the Fire Resistance of Hollow Steel Columns Filled with Plain Concrete, Internal Report n. 611, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa.
- [28] LIE T.T. (1994), Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering, A.S.C.E.*, Vol. 120, n. 5, pp. 1489-1509, May.
- [29] LIE T.T., IRWIN R.J. (1995), Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering, A.S.C.E.*, Vol. 121, n. 5, pp. 797-805, May.
- [30] MA Z., MAKELAINEN P. (2000), Behavior of Composite Slim Floor Structures in Fire, *Journal of Structural Engineering, A.S.C.E.*, Vol. 126, n. 7, pp 830-837, July.
- [31] MAKELAINEN P., MA Z. (2000), Fire resistance of composite slim floor beams, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 54, pp 345-363.
- [32] MULLETT D.L. (1991), Slim Floor Design and Construction, Steel Construction Institute, UK.
- [33] NEWMAN G.M., LAWSON R.M. (1991), Fire Resistance of Composite Beams, Steel Construction Institute, UK.
- [34] NEWMAN G.M., (1995), Fire Resistance of Slim Floor Beams, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 33, pp 87-100.
- [35] NIGRO E., MATERAZZI A.L., COSENZA E. (1998), Stabilità di colonne composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio, III Workshop Italiano sulle Costruzioni Composte, Ancona, Ottobre.
- [36] RENAUD C., ARIBERT J.M., ZHAO B. (2001), Numerical modeling of the fire resistance of composite columns with hollow steel section – Investigation of the slip effects, First International Conference on Steel & Composite Structures, Pusan (Korea), 14-16 June, pp. 477-485.
- [37] SCHLEICH J.B. (1986), Computer assisted analysis of the fire resistance of steel and composite concrete-steel structures, Final Report CEC Agreement No. 7210-SA.502, Arbed Recherches, Luxembourg, March.
- [38] SCHLEICH J.B. (1992), Eurocode 4 Part 10 – Composite Structures of Steel and Concrete. Structural Fire Design, IABSE Conference, Davos, 14-16 September.
- [39] SHA W. (1998), Fire Resistance of Floors Constructed with Fire-Resistance Steels, *Journal of Structural Engineering, A.S.C.E.*, Vol. 124, n. 6, pp. 664-670, June.
- [40] WAINMAN D.E. & KIRBY B.R. (1987), Compendium of the UK Standard Fire Test Data on Unprotected Structural Steel, British Steel Report (Swinden Labs).
- [41] WANG Y.C. (1997), Some Considerations in the Design of Unprotected Concrete-Filled Steel Tubular Columns under Fire Conditions, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 44, pp 203-223.
- [42] WANG Y.C. (1999), The effect of structural continuity on the fire resistance of concrete filled columns in non-sway frames, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 50, pp 177-197.