

PROVE SPERIMENTALI DI SOLAI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE IN CONFRONTO CON LA MODELLAZIONE ANALITICA

Ing. M. BRECCOLOTTI⁽¹⁾, Ing. A. D'ALESSANDRO⁽¹⁾, Ing. M. COLIZZI⁽²⁾, Ing. I. VENANZI⁽¹⁾,
Ing. M. ZAPPÀ⁽³⁾

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia, via G. Duranti 93, 06124 Perugia

(2) Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, Comando Provinciale di Perugia, 06100 Perugia

(3) Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, Comando Provinciale di Biella

SOMMARIO

La sicurezza delle costruzioni è un tema di grande attualità, che riguarda sia gli ambiti industriali che quelli della vita civile. In questo quadro gli incendi rappresentano una delle cause principali di danneggiamento delle strutture: risulta evidente la necessità di analizzare i diversi approcci per il raggiungimento di un adeguato livello di sicurezza, differenti a seconda dei casi e delle situazioni particolari, con strategie di prevenzione e protezione. Fondamentale per la sicurezza statica degli edifici risulta, infatti, la resistenza strutturale al fuoco, soprattutto degli elementi di compartimentazione verticale, come pareti e pilastri, e orizzontale, come i solai.

Il presente lavoro riguarda la valutazione della resistenza al fuoco di solai in calcestruzzo strutturale attraverso prove sperimentali e modellazioni numeriche, sviluppando un confronto critico tra le diverse modalità di verifica.

Sono state effettuate due serie di verifiche sperimentali al forno in scala reale su lastre di solaio alveolare precompresso (tipo spiroll) realizzato in calcestruzzo leggero ad alte prestazioni. Nel corso di ciascuna prova è stato previsto il riscaldamento di due lastre accostate, una delle quali è stata caricata durante la prova stessa. Il secondo elemento viene utilizzato per la valutazione della resistenza residua dopo il riscaldamento e successivo raffreddamento.

Le prove sperimentali hanno permesso di valutare gli aspetti di difficile modellazione analitica, come lo spalling e le rotture locali del calcestruzzo che possono provocare una perdita di resistenza improvvisa. Nel presente lavoro vengono inoltre effettuate elaborazioni numeriche attraverso modellazioni agli elementi finiti, per poterle poi confrontare con le evidenze sperimentali delle prove al forno.

1.0 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO DI SOLAI ALVEOLARI

La valutazione della resistenza al fuoco degli elementi strutturali ha acquistato sempre più importanza negli ultimi anni a causa della crescente consapevolezza della rilevanza dei danni prodotti dagli incendi: difatti insieme ai terremoti ed alle emergenze idro-geologiche, gli incendi rappresentano la causa principale dei danni alle strutture civili, alle persone e alle cose in esse contenute. E' evidente come non possa essere omissivo lo studio della sicurezza antincendio nei vari momenti della progettazione e della realizzazione di opere edili. Per valutare la sicurezza delle strutture occorre prendere in considerazione anche il comportamento al fuoco degli elementi che la costituiscono. Attraverso lo studio del comportamento al fuoco dei materiali da costruzione [1], degli elementi strutturali [2] e della struttura nella sua globalità [3,4] si può migliorare il livello di sicurezza.

In particolare è stato evidenziato nei recenti studi sull'argomento, quanto la progettazione e la realizzazione dei vincoli e degli elementi al contorno di un solaio siano determinanti nella valutazione della reale resistenza di un elemento strutturale. La presenza di travi e colonne risulta rilevante nel caso dello studio di alcune caratteristiche strutturali, come ad esempio la resistenza a taglio [3,7].

Esistono diverse metodologie per valutare la resistenza al fuoco degli elementi di una struttura: tabellare, sperimentale ed analitica.

Attraverso dei casi reali si vogliono studiare le diverse peculiarità dei tre metodi, le loro differenze, i vantaggi, gli svantaggi e il loro ambito di utilizzo.

Sono state realizzate due serie di prove sperimentali al forno a scala reale di lastre di solaio alveolare tipo spiroll, realizzate con calcestruzzo precompresso leggero ad alte prestazioni (HPLWC).

E' stata poi effettuata anche la modellazione analitica, per poter confrontare i risultati con le evidenze sperimentali, utilizzando anche il lavoro realizzato negli studi precedenti sull'argomento [5].

1.1 Pannelli Alveolari in Cemento Precompresso

I solai alveolari (Fig. 1) costituiscono una tipologia particolare di impalcati in solo calcestruzzo con vuoti di alleggerimento, precompressi, utilizzati frequentemente in edifici con struttura prefabbricata, come parcheggi, capannoni industriali, ecc... [6].

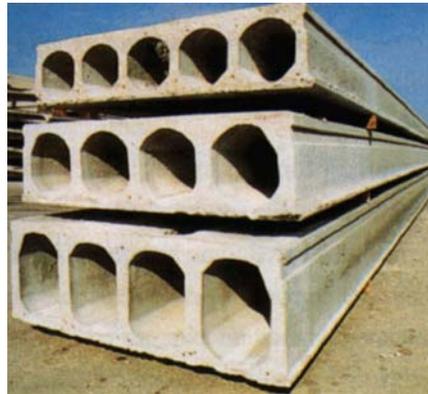


Fig. 1 Pannelli di solaio alveolare

I calcestruzzi sono confezionati con curve granulometriche controllate e costanti nel tempo, con un basso rapporto a/c, ben compattati e con elevate caratteristiche fisico-meccaniche; le armature in acciaio armonico hanno resistenze e caratteristiche di rilassamento certificate e copriferro costantemente controllato, risultando quindi particolarmente protette nei confronti degli agenti aggressivi e del fuoco. In generale gli elementi di cemento armato precompresso risentono maggiormente di quelli di cemento armato degli effetti delle alte temperatura poiché le armature, presollecitate, subiscono una perdita di tensione dovuta all'effetto termico, con conseguente diminuzione della capacità portante. Le alte temperature possono inoltre provocare, soprattutto all'aumentare della resistenza dei calcestruzzi, il fenomeno dello spalling, cioè la rottura improvvisa e progressiva del calcestruzzo superficiale generata da sviluppo di una forte pressione nei pori e dal rilascio instabile e improvviso della energia di deformazione accumulata. Il fenomeno è favorito dal contenuto di umidità, dalla velocità di riscaldamento, dalla bassa permeabilità e dalla distribuzione asimmetrica delle temperature. Nel caso dei solai alveolari lo spalling è reso più probabile e pericoloso dalla mancanza di armatura trasversale.

Gli elementi di solaio alveolare analizzati sono larghi 120 cm ed alti 20 cm con fori di diametro 15 cm. L'armatura è costituita da 7 trefoli da 3/8 di pollice posti a 4.4 cm dall'intradosso. Il tiro iniziale per ciascun trefolo è pari a 7410 daN, che a causa della deformazione elastica, del ritiro, dello scorrimento viscoso del calcestruzzo e del rilassamento dell'acciaio si riduce di circa il 24%. Le lastre sono lunghe 4.3 m, realizzate con calcestruzzo C48/58 N/mm², con densità pari a 1.9 kN/m³.

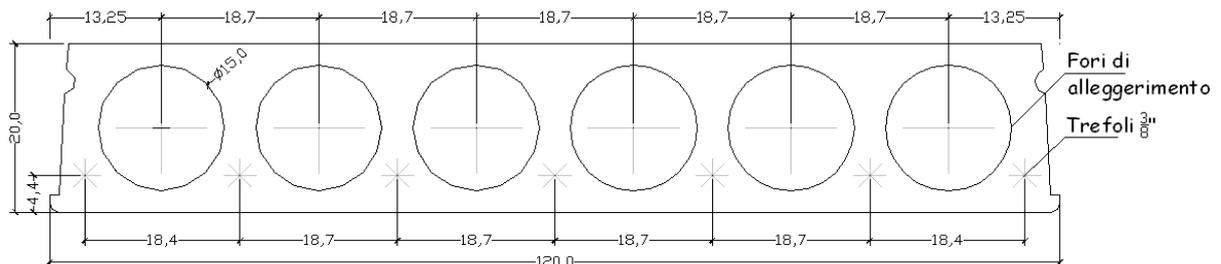


Fig. 2 Sezione trasversale delle lastre di solaio alveolare

1.2 Comportamento al fuoco dei Pannelli Alveolari HPLWC

Per molti anni si sono realizzati pannelli di solaio alveolare in calcestruzzo precompresso a normale resistenza. La resistenza a flessione sotto l'azione del fuoco è stata ampiamente studiata negli ultimi anni, risultando soddisfacente se si previene la torsione con opportuni accorgimenti progettuali. Rimangono ancora degli aspetti non completamente chiariti riguardo al comportamento a taglio, come evidenziato dagli studi di Van Acker [3] e Fellingner [7]. Entrambi hanno osservato come i vincoli alle estremità e le condizioni al contorno nella prova sperimentale al forno siano significativi ai fini di una corretta simulazione delle condizioni reali dell'elemento. La presenza delle strutture al contorno dell'elemento oggetto di studio, ne influenza il comportamento "a freddo" e al fuoco, modificando in alcuni casi le caratteristiche prestazionali. Per una quanto più fedele modellazione della realtà, occorre quindi soffermarsi su tutti gli aspetti del problema, comprese le condizioni al contorno, che giocano un ruolo a volte determinante sull'analisi della resistenza al fuoco, come vedremo nello studio qui presentato. Anche lo studio delle caratteristiche del materiale con cui è realizzato l'elemento risulta un passaggio delicato e rilevante, soprattutto se si tratta di un materiale innovativo.

Il calcestruzzo leggero ad alte prestazioni (HPLWC) coniuga leggerezza, elevata resistenza e maggiore durabilità: caratteristiche che renderebbero questo materiale particolarmente adatto per usi strutturali.

La sua bassa diffusività termica, dovuta alla bassa densità degli aggregati e al calore latente dell'acqua libera [8,9], potrebbe essere una proprietà favorevole alle alte temperature. Nel caso, però, di esposizione al fuoco di pannelli alveolari realizzati con questo materiale, in cui non esiste armatura trasversale, si potrebbero generare fenomeni di spalling, a causa dell'alto gradiente termico e dell'aumento della pressione all'interno dei pori. Comunque le informazioni sulle proprietà termiche e meccaniche e sulla resistenza strutturale di elementi realizzati in HPLWC risulta ancora parziali e non definitive. Gli studi finora effettuati riguardavano elementi di piccole dimensioni, realizzati con miscele additivate da vari tipi di fibre, concentrandosi soprattutto sul problema della limitazione del fenomeno dello spalling [10,11,12,13], costituendo comunque un utile background di informazioni, in alcuni casi anche su elementi strutturali [14,15].

Il presente lavoro riguarda lo studio del comportamento al fuoco di lastre di solaio alveolare in HPLWC, attraverso l'analisi critica delle prove sperimentali al forno a scala reale e la simulazione numerica agli elementi finiti, per poter effettuare un confronto tra i due diversi metodi di analisi.

1.3 Differenze tra i metodi di valutazione della resistenza al fuoco

Le metodologie disponibili per valutare la resistenza al fuoco dei solai in calcestruzzo strutturale si dividono in sperimentale, tabellare e analitica.

Il metodo tabellare risulta di più facile utilizzo rispetto a tutti gli altri metodi di calcolo, anche se presenta la limitazione di prescindere dallo stato di sollecitazione a cui è sottoposto l'elemento da verificare. La valutazione della resistenza al fuoco dei solai in calcestruzzo strutturale dell'edilizia corrente condotta utilizzando tabelle non è sempre facile. Le corrispondenti prescrizioni sono di difficile interpretazione quando gli elementi strutturali da valutare sono di tipologia diversa da quelle predefinite. La normativa italiana, ad esempio, non contempla tutte le tipologie di solaio attualmente utilizzate e occorrerebbe realizzare un numero troppo elevato di prove sperimentali per considerare tutte le variabili che influenzano la resistenza al fuoco, che, oltre alla geometria e alla natura dei materiali costituenti, riguardano anche il carico, il tipo di vincolo e le condizioni al contorno.

Le prove sperimentali permettono invece lo studio diretto dell'elemento strutturale, consentendo, se opportunamente realizzate, di avere informazioni anche su fenomeni locali specifici che possono accadere durante un'esposizione al fuoco e che non sono sempre facilmente prevedibili. Si deve tener presente però che i risultati delle prove si riferiscono al particolare elemento considerato e a tutte le condizioni presenti nella prova come dimensioni, condizioni al contorno, carichi applicati, vincoli, ecc, per cui l'applicabilità dei dati ottenuti ad elementi realizzati in opera può comportare talvolta non pochi problemi.

La verifica analitica è potenzialmente in grado di eliminare alcuni svantaggi delle prove sperimentali, quali i limiti geometrici del campione, dati dalle dimensioni non elevate dei forni di prova, la difficoltà di realizzare le reali condizioni di vincolo dell'elemento, l'impossibilità pratica di utilizzare curve di riscaldamento contenenti un ramo cadente dopo il picco, i costi elevati. Può inoltre

fornire dati nel caso in cui non siano disponibili tabelle o prove sperimentali cui fare riferimento. L'applicazione dei modelli avanzati di calcolo può anche consentire la valutazione dell'interazione reciproca tra le parti della struttura direttamente esposte al fuoco con quelle non esposte [16]. I limiti matematici della procedura analitica riguardano principalmente la corretta modellazione di fenomeni quali la perdita di tenuta e di aderenza delle armature, lo spalling, i fenomeni locali di danneggiamento o l'insufficiente duttilità.

2.0 METODO TABELLARE

Il metodo tabellare si basa sul confronto di alcune caratteristiche morfologiche e geometriche dell'elemento strutturale considerato (copriferro, armature, spessori...) con quelle di elementi di riferimento la cui sicurezza antincendio è nota e tabellata. Se l'elemento soddisfa le limitazioni e i requisiti che le normative impongono per la corretta applicabilità del metodo non sono necessarie ulteriori verifiche. Questo metodo è ammesso da varie normative internazionali. In Italia si fa riferimento alla verifica tabellare secondo la Circolare del Ministero dell'Interno n. 91 del 1961 [17].

Per quanto riguarda la resistenza al fuoco dei solai vengono presi in considerazione solette in c.a., solai in laterizio armato, elementi in c.a. precompresso. La resistenza al fuoco è espressa attraverso uno spessore minimo comprensivo della cappa del pavimento non combustibile e del soffitto quando questo è applicato alla soletta, spessore che varia a seconda della classe dell'edificio e del tipo di intonaco di protezione (Fig. 3).

SPESSORE MINIMO DEI SOLAI TABELLA 3

TIPO DI SOLAIO	Spessore minimo comprensivo della cappa del pavimento non combustibile e del soffitto quando questo è applicato alla soletta, espresso in cm per le seguenti classi di edifici:						
	15	30	45	60	90	120	180
Soletta in c.a.							
- con intonaco normale (1,5 cm)	10	10	12	14	16	20	20
- idem con intonaco isolante (1,5 cm)	10	10	12	14	14	16	16
- idem con soffitto sospeso	8	8	10	12	12	14	14
Solaio in laterizio armato con intonaco normale (1,5 cm)	16	16	20	24	24	30	30
- idem con intonaco isolante (1,5 cm)	14	14	18	18	20	24	24
- idem con soffitto sospeso	12	12	16	16	18	22	22
Elementi in c.a. precompresso con intonaco normale (1,5 cm) (*)	16	16	20	24	24	30	30
- idem con intonaco isolante (1,5 cm)	14	14	18	20	24	24	24
- idem con soffitto sospeso	12	12	16	16	18	22	22

(*) Lo spessore del ricoprimento dell'armatura in acciaio pre-teso non deve essere inferiore né al minimo prescritto dal Regolamento per le opere in c.a. (3 cm), né allo spessore specificato per le singole classi dalla Tabella 5 per l'intonaco di cemento.

Fig.3. Circolare 91/61 Tabella 3 – Spessore minimo dei solai.

Anche la norma UNI 9502 [18] fornisce tabelle per la verifica al fuoco in termini di capacità portante di elementi in calcestruzzo strutturale alternative al metodo analitico (prospetto A.1): viene espresso lo spessore minimo di copriferro misurato dal centro delle armature più esterne a seconda della superficie di esposizione al fuoco (fuoco sullo spigolo, su uno, due o tre lati) e del tipo di acciaio (ordinario o da precompressione).

Dalle tabelle a nostra disposizione si evince che il solaio alveolare realizzato con calcestruzzo leggero ad alte prestazioni non viene considerato. Per quanto riguarda un solaio delle stesse dimensioni di quello analizzato, realizzato però in calcestruzzo normale precompresso, la Circ. 91/61 prevede per una lastra di spessore 20 cm, una resistenza REI 45 (con intonaco di 1.5 cm), mentre la UNI 9502, con un copriferro di 4.4 cm, indica una REI 90.

3.0 METODO SPERIMENTALE

Com'è noto, il metodo sperimentale si basa su prove eseguite in apposite camere coibentate di dimensioni contenute, i forni, nelle quali gli elementi da provare sono sottoposti ad una storia tempo-temperatura convenzionale; durante la prova essi possono essere anche mantenuti sotto carico.

Una prova sperimentale risulta notevolmente più utile se, oltre ai risultati in termini di criteri soddisfatti (resistenza, tenuta, isolamento), contiene informazioni dettagliate ed esaustive sul comportamento termico e fisico dell'elemento esaminato, come, ad esempio, la temperatura in punti significativi (nei giunti, sui ferri, nel materiale protettivo, sulla faccia non esposta al fuoco, sulle interfacce dei materiali costituenti, all'interno a varie altezze). L'apparecchiatura utilizzata è costituita essenzialmente, oltre che dal forno, da un'attrezzatura di comando in grado di realizzare la storia di temperatura desiderata e di controllare la pressione dei gas caldi all'interno del forno, da dispositivi per caricare e vincolare il campione di prova, per valutare la tenuta e per stabilire la conformità ai criteri di prestazione, dagli strumenti per misurare le temperature, gli spostamenti, il tempo trascorso e la concentrazione di ossigeno dei gas del forno [19].

Il principale documento normativo italiano, la Circolare n. 91 del 1961 "Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura di acciaio destinati ad uso civile" [15], riporta in appendice alcune prescrizioni da seguire durante le prove sperimentali, pur se non definisce nel dettaglio le apparecchiature, i campioni ed il loro allestimento, le modalità di prova, le tolleranze, i criteri di valutazione, informazioni necessarie per perseguire la ripetibilità delle prove e di conseguenza una maggiore affidabilità dei risultati [20].

Il metodo sperimentale, in virtù della vasta esperienza maturata nella sua applicazione, è ancor oggi considerato elemento di riferimento e viene spesso preferito ai metodi analitici. Attraverso le prove sperimentali, infatti, si possono valutare fenomeni come lo spalling, le rotture localizzate, la duttilità strutturale, utili anche per calibrare modelli analitici sempre più aderenti alla realtà. Difatti anche nella Norma UNI 9502 "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso" [18] viene indicato il metodo sperimentale come particolarmente indicato in situazioni strutturali complesse nelle quali il metodo analitico potrebbe risultare di problematica applicazione.

Con il metodo sperimentale si possono inoltre ricavare utili informazioni sul comportamento degli spessori protettivi che spesso sono rilevanti ai fini di una verifica al fuoco, ma risultano di difficile modellazione. A tale scopo è importante misurare nel dettaglio l'incremento di temperatura, in valore assoluto, all'interno della massa del protettivo e dell'elemento protetto, così da conoscere in ogni istante lo stato degli strati più interni del campione. In questo modo risulta più facile formulare ipotesi ragionevoli anche sul comportamento di elementi di spessore inferiore rispetto a quelli sottoposti a prova. Questi dati sono in particolare utili per valutare gli elementi che perdono umidità durante l'esposizione al fuoco: solo conoscendoli dettagliatamente è possibile estendere i risultati e valutare in modo corretto il ritardo di riscaldamento dovuto all'evaporazione che avviene a temperatura costante, ma con tempi diversi in funzione della quantità di calore disponibile per il passaggio di stato ed alle temperature in gioco.

3.1 Prove al forno sulle lastre di solaio alveolare in HPLWC

Si sono realizzate due prove al forno a scala reale di due lastre alveolari accostate, per un totale quindi di quattro lastre analizzate. La seconda prova è stata effettuata a distanza di un anno dalla prima, per evidenziare l'influenza della maturazione del calcestruzzo sulla resistenza strutturale. In ognuna delle due prove due pannelli, appoggiati sulle pareti del forno (Fig. 4), sono stati sottoposti ad un incremento di temperatura secondo la curva ISO 83, proposta anche nella norma UNI 7678, la cui espressione è:

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

in cui T_0 rappresenta la temperatura ambiente e t il tempo espresso in minuti.

Una delle due lastre era caricata secondo lo schema della figura 5, mentre l'altra era scarica, per essere sottoposta al carico dopo il riscaldamento e successivo raffreddamento per valutare così la resistenza residua. Il valore del carico verticale è stato determinato in modo tale da avere un momento flettente

massimo pari al 60% del valore che si avrebbe in condizioni di servizio. In particolare il carico totale applicato di 40 kN corrisponde a un momento flettente massimo di 33.7 kNm.

E' stata monitorata la deformazione verticale delle due lastre durante l'intera prova. In prossimità degli appoggi sono state disposte apposite armature integrative in acciaio ordinario in due dei fori di ognuna delle lastre, per migliorare la resistenza a taglio ed evitare e mitigare il rischio di rotture premature di tipo fragile.



Fig. 4 Prova al forno di due lastre di solaio alveolare

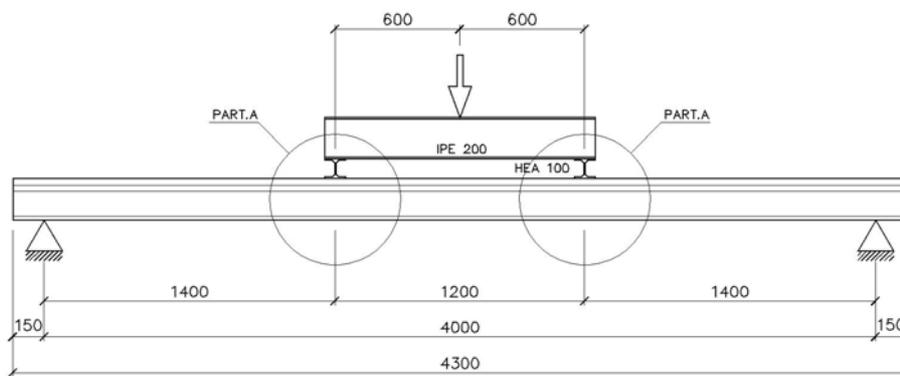


Fig. 5. Modalità di carico delle lastre di solaio analizzate sperimentalmente.

Le condizione termiche al contorno sono state variate nei due test: nel primo i fori sono stati lasciati aperti, mentre nel secondo sono stati chiusi con lana di roccia per impedire la circolazione dell'aria.

Entrambi i pannelli sono stati strumentati attraverso termocoppie disposte secondo lo schema della figura 6. Le termocoppie sono state inserite in perfori chiusi successivamente con materiale isolante. E' stato scelto questo tipo di materiale al posto di malta di cemento per evitare alterazioni sperimentali dovute all'evaporazione dell'umidità residua della malta. La figura 5 mostra l'allestimento della prima prova sperimentale, in cui è evidente la modalità di carico.

I campioni sono stati realizzati il 29 giugno 2002 e sono stati stoccati nell'azienda di prefabbricazione fino al 23 settembre 2004, data della prima prova sperimentale. La seconda prova è stata realizzata il 12 ottobre 2005. I pannelli per la seconda sperimentazione sono stati stoccati, nel periodo tra le due prove, vicino al forno, in condizioni molto secche, determinando una migliore maturazione del calcestruzzo, riducendo la quantità di acqua libera in esso contenuta.

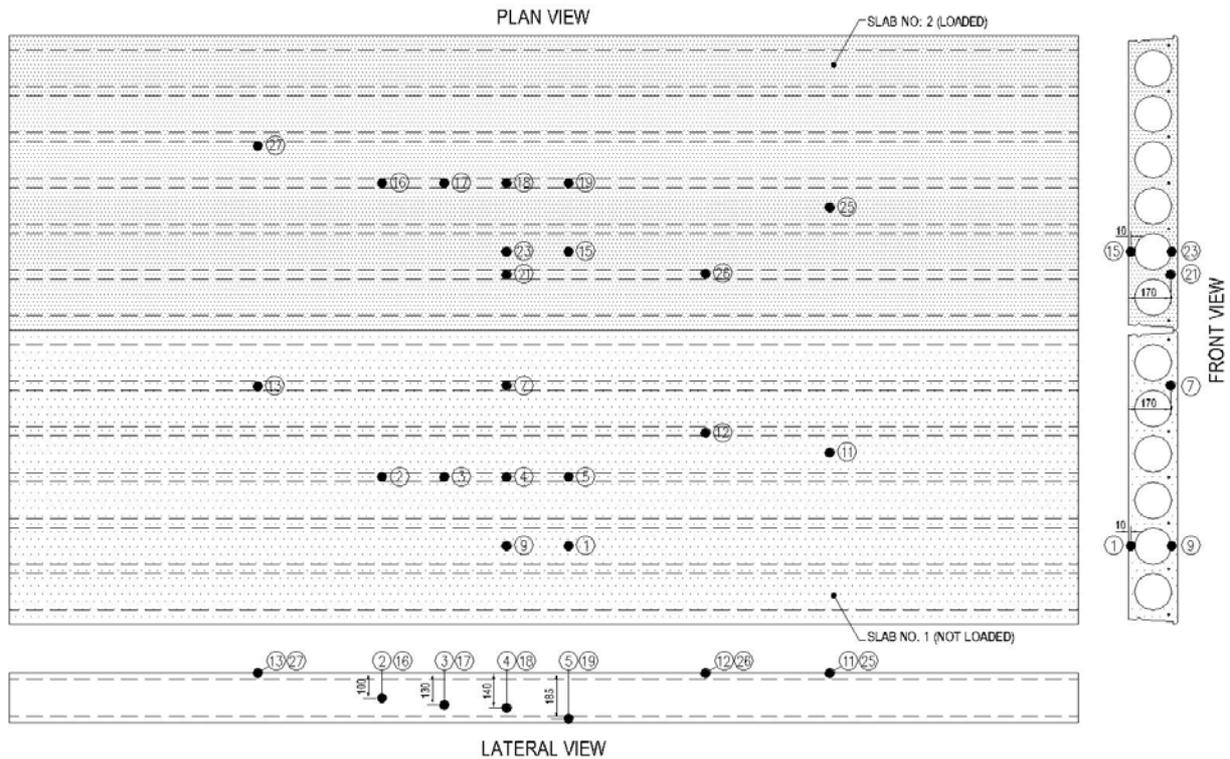


Fig. 6. Disposizione delle termocoppie.

3.2 Risultati sperimentali

Nella prima prova sperimentale il collasso è avvenuto dopo 76 minuti con una rottura a taglio. Al quarantesimo minuto si è formata una fessura passante verticale che ha permesso ai vapori caldi di fuoriuscire. Per permettere il completamento della prova sperimentale si è provveduto a chiudere il foro passante con materiale isolante. Inoltre si sono verificate numerose spaccature del copriferro a causa dello spalling che hanno danneggiato notevolmente la lastra caricata.

Nella seconda prova al forno con sono avvenute né rotture fragili, né espulsioni del copriferro. Per valutare il collasso è stato considerato, in accordo con la UNI-EN 1363-1 [19], la velocità limite di deformazione:

$$v = \frac{dz}{dt} = \frac{L^2}{9000 \cdot d} \text{ (mm/min)} \quad (2)$$

dove L è la luce netta dell'elemento e d è l'altezza di progetto.

Nel nostro caso il limite della velocità di deformazione è pari a:

$$v = \frac{4000^2}{9000 \cdot 200} = 8.89 \text{ mm/min} \quad (3)$$

Nella seconda prova questo valore limite è stato raggiunto dopo 90 minuti, tempo in cui si considera avvenuto il collasso.

Per quanto riguarda le lastre non caricate, quasi la totalità delle termocoppie installate ha mostrato una buona corrispondenza tra le due prove al forno. Solo le termocoppie n. 5 e n. 9 evidenziano alcune differenze, dovute a differenze locali tra le due lastre. In particolare le temperature misurate dalla termocoppia n. 5 durante la prima prova sperimentale risultano minori di quelle della seconda prova, mentre accade il contrario per la termocoppia n. 9.

Possiamo quindi affermare che la chiusura dei fori alle estremità con materiale isolante (condizione al contorno della seconda prova al forno), non influenza la diffusione termica all'interno dell'elemento.

Tale comportamento può essere spiegato dal fatto che le lastre scambiano una bassa quantità di calore con l'atmosfera esterna per convezione, poiché gli assi dei fori sono orizzontali.

Anche nelle lastre caricate le termocoppie evidenziano una buona corrispondenza tra le temperature raggiunte nella prima e nella seconda prova al fuoco. Alcune irregolarità lungo la curva di temperatura si possono notare nelle termocoppie n. 18, 21, 23 e 26, dovute probabilmente all'effetto dello spalling. Infatti, tramite controllo visivo si è potuto evidenziare che le zone in cui erano presenti le termocoppie che hanno registrato le irregolarità sono quelle maggiormente soggette a spalling esplosivo.

Le lastre non caricate durante la prova al forno sono state caricate dopo il raffreddamento per valutare la resistenza residua. Occorre evidenziare che la seconda prova al fuoco ha avuto una maggiore durata: 105 minuti contro i 75 della prima prova.

Il momento che ha provocato il collasso rispettivamente della lastra del primo e del secondo test è risultato di 51.17 kNm e 54.08 kNm, incluso un momento flettente di 5.75 kNm dovuto al peso proprio. La differenza tra i risultati è pari a circa il 5%, valore che evidentemente può ricadere nelle incertezze sperimentali.

Devono essere sottolineati due aspetti. In primo luogo il valore della resistenza residua delle lastre non caricate risulta molto minore della resistenza a freddo, pari a 101.5 kNm: la riduzione in entrambi i casi è di circa il 50%. Inoltre i risultati hanno evidenziato che le caratteristiche meccaniche residue delle lastre delle due prove sono sostanzialmente le stesse.

4.0 METODO ANALITICO

Nel 1989 l'Ente Italiano di Unificazione UNI ha emanato alcune norme, aggiornate in seguito nel 2001 [18], in cui viene proposto un metodo di valutazione analitico in alternativa a quello sperimentale. Tale approccio fornisce solo lo strumento necessario alla verifica del rischio di collasso (resistenza meccanica R), può essere convenientemente usato in molti casi per le verifiche di isolamento (criterio di isolamento I), mentre non dà alcuna indicazione per la capacità di tenuta (criterio di tenuta E). Con tale metodo è possibile calcolare la distribuzione delle temperature all'interno dell'elemento per vari tempi di esposizione al fuoco e con diverse condizioni al contorno.

I metodi analitici consentono di calcolare la distribuzione delle temperature all'interno dell'elemento considerato per varie durate di esposizione al fuoco e con diverse condizioni al contorno e di valutare la capacità portante mediante diversi metodi di verifica.

L'analisi del campo termico all'interno di un componente richiede la soluzione dell'equazione relativa al trasferimento di calore dai gas caldi all'elemento strutturale (equazione di Fourier) prescrivendo le opportune condizioni al contorno.

$$\rho c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) \quad (4)$$

Nell'equazione n. 3 compaiono, la densità del materiale (o dei materiali) ρ [kg/m³], il calore specifico c [J/kg K], la conduttività interna λ [W/m K], la temperatura T [K] in funzione del tempo t [s] e delle coordinate spaziali x , y e z .

Per la determinazione della distribuzione delle temperature nella sezione di un elemento strutturale in funzione del tempo occorre definire le modalità di scambio termico tra la struttura e l'ambiente (flusso termico per conduzione, convezione o irraggiamento) ed integrare l'equazione di Fourier per condizioni non stazionarie. Poiché le proprietà termo-fisiche dei materiali e le condizioni al contorno dipendono fortemente dalla temperatura il problema della trasmissione del calore è fortemente non-lineare, per cui si può ottenere la soluzione in forma chiusa del problema solo in casi particolarmente semplici e di scarso interesse applicativo. In generale bisogna ricorrere a metodi risolutivi approssimati, compatibili con il problema in esame e con l'errore accettabile. Tra i fenomeni che complicano ulteriormente il problema occorre ricordare l'evaporazione dell'umidità interna che inizia a manifestarsi intorno ai 100 °C per l'acqua assorbita ed ai 500 °C per l'acqua legata chimicamente e che causano dei picchi nella curva di variazione del calore specifico con la temperatura [20].

La tecnica risolutiva maggiormente adottata è basata sul metodo degli elementi finiti, accoppiato con un'integrazione al passo nel dominio del tempo. Essa consente la determinazione accurata delle temperature anche nei componenti strutturali di geometria complessa e non convenzionale, per i quali

l'applicazione di altri metodi approssimati è estremamente complicata. Il metodo agli elementi finiti permette inoltre di tener conto in modo completo della non omogeneità dei materiali, della dipendenza delle proprietà termo-fisiche e delle condizioni di scambio termico tra fonte di calore ed elemento strutturale [22,23]. L'applicazione del metodo prevede che l'elemento strutturale in esame venga suddiviso in un numero prefissato di elementi e che l'andamento della temperatura incognita all'interno di ogni elemento possa essere espressa in funzione dei valori nodali. La non-linearità del problema richiede l'adozione di un processo di soluzione iterativo, al passo. L'incendio è modellato con una curva che descrive la storia tempo-temperatura dell'aria, che può essere rappresentativa di un incendio convenzionale, parametrico oppure di un incendio reale.

Una volta noto il campo termico all'interno dell'elemento, per la durata di esposizione al fuoco di interesse, è possibile costruire il dominio di interazione delle sezioni resistenti assegnando a ciascun elemento finito che compone il modello di calcolo un proprio legame costitutivo σ - ϵ , che tiene conto del valore della resistenza meccanica alla temperatura raggiunta dall'elemento stesso.

4.1 Valutazione della resistenza al fuoco delle lastre con l'analisi numerica

La valutazione analitica della capacità portante al fuoco delle lastre oggetto dello studio è stata effettuata separando l'analisi termica da quella meccanica.

L'analisi nel campo delle temperature è stato effettuato con il programma agli elementi finiti FIRES-T3 [25]. Le proprietà termiche del calcestruzzo leggero ad alte prestazioni sono state ricavate dalla letteratura [8,9]. La diffusività termica è rappresentata nella figura 7 ed è definita come:

$$D_c = \frac{\lambda}{\rho c} \quad (7)$$

dove ρ è la densità, c il calore specifico e λ la conduttività interna.

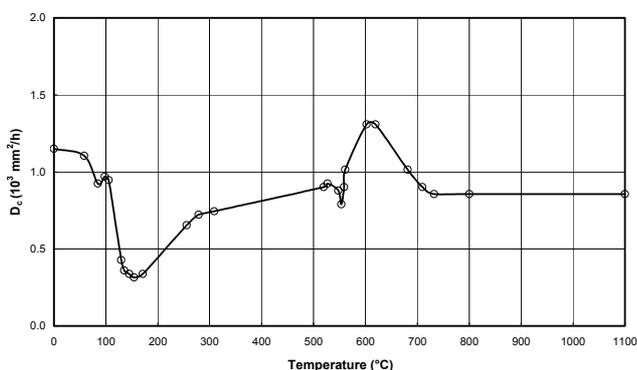


Fig. 7: Diffusività del calcestruzzo [6,7]

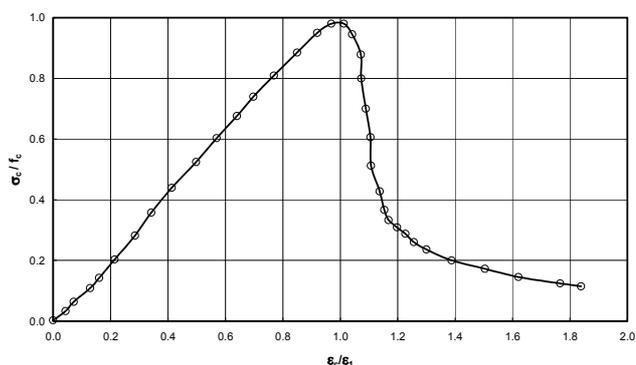


Fig. 8: Curva tensione-def. a 20°C del cls [6,7].

Per quanto riguarda la densità, è stato adottato un valore costante pari a 1900 kg/m³, mentre per il calore specifico un valore pari a 840 J/kg K, come indicato dall'Eurocodice 4 [24] per il calcestruzzo leggero. L'ipotesi di uniforme esposizione al fuoco degli elementi strutturali lungo tutto il loro sviluppo longitudinale fa sì che il regime di propagazione del calore non sia spaziale, ma piano, semplificando di conseguenza anche l'applicazione dell'equazione di Fourier alle sole sezioni trasversali. A causa della simmetria è stata modellata solo metà della sezione trasversale del solaio.

La superficie inferiore della sezione modellata è stata considerata esposta alla curva tempo – temperatura ISO 834. Studi precedenti [2] hanno evidenziato che la temperatura dell'aria all'estradosso della lastra produce effetti trascurabili sulla resistenza al fuoco, mentre la temperatura all'interno dei fori influenza notevolmente la resistenza e deve essere quindi accuratamente modellata. Visto che non si può determinare a priori il valore della temperatura all'interno dei fori, sono state effettuate quattro simulazioni con diverse temperature (100, 200, 300, 400°C).

Le figure 9, 10, 11 e 12 mostrano le differenze tra le mappe termiche dopo 30, 60 e 90 minuti di esposizione al fuoco per le quattro diverse condizioni al contorno.

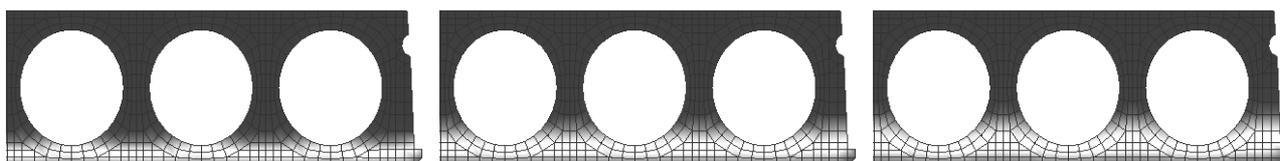


Fig. 9: Mappa termica per la condizione al contorno n. 1 dopo 30, 60 and 90 minuti.

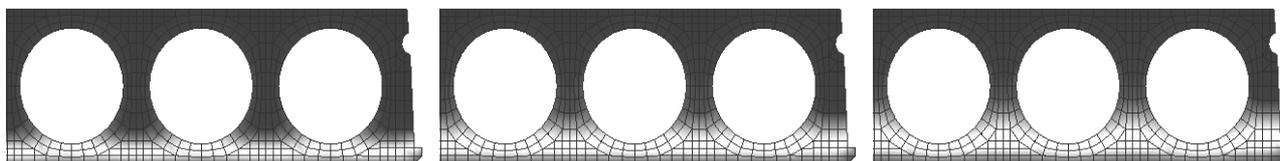


Fig. 10: Mappa termica per la condizione al contorno n. 2 dopo 30, 60 and 90 minuti.

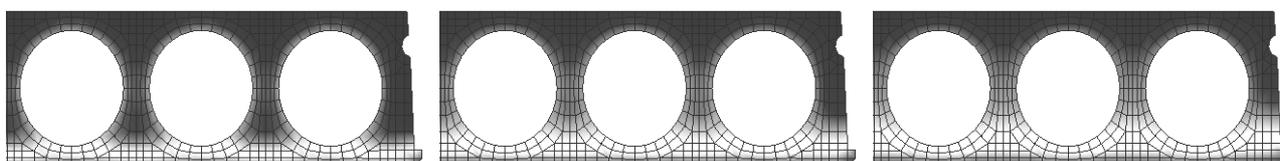


Fig. 11: Mappa termica per la condizione al contorno n. 3 dopo 30, 60 and 90 minuti.

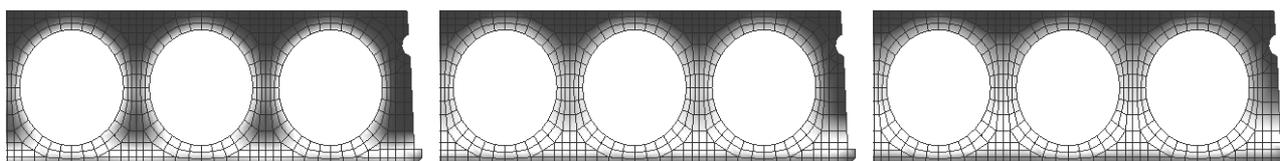


Fig. 12: Mappa termica per la condizione al contorno n. 4 dopo 30, 60 and 90 minuti.

La capacità portante è stata calcolata considerando la pretensione delle lastre, una perdita di tensione di circa il 24% e la degradazione delle proprietà del materiale costituente dovuto all'esposizione all'alta temperatura. Considerando la perdita di tensione sono stati valutati i valori della tensione (σ_{op}) della deformazione (ϵ_{op}). Considerando la conservazione delle sezioni piane, si assume un diagramma di primo tentativo definito dalla posizione dell'asse neutro dal valore della curvatura. La forza di compressione corrispondente C_1 che agisce sul calcestruzzo è stata determinata dalla legge tensione-deformazione fornita dai risultati delle prove sperimentali riportate in [7,8]. La legge tensione-deformazione per il calcestruzzo leggero ad alta resistenza è riportata nella figura 6. Per determinare la forza di trazione, si è determinato il valore della deformazione totale nei trefoli:

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{op} + \epsilon_1 \quad (8)$$

dove ϵ_{op} è la deformazione dei trefoli a tempo infinito e ϵ_1 è l'incremento di deformazione corrispondente all'applicazione del momento esterno. La tensione corrispondente a tale calore di deformazione è stata ottenuta dall'Eurocodice 2 [26]. La condizione $C_1 = T_1$ indica che il diagramma di deformazione di tentativo è corretto e che il momento interno può essere calcolato come:

$$M = C_1 \cdot z = T_1 \cdot z \quad (9)$$

con z pari al braccio delle forze interne. Se $C_1 \neq T_1$, si deve ripetere il calcolo assumendo un diverso valore dell'asse neutro fino a raggiungere l'equilibrio. Ripetendo questa procedura per diversi valori della curvatura si può costruire il diagramma momento-curvatura, il cui massimo valore può essere considerato come il valore ultimo del momento flettente per il tempo corrispondente di esposizione al fuoco (Fig. 13). E' stato ripetuto questo procedimento per vari tempi di esposizione al fuoco per le quattro differenti condizioni al contorno. I risultati sono riassunti nella fig. 14, insieme al valore del momento esterno applicato. Sono evidenziati i tempi di collasso per la prima e la seconda prova al forno.

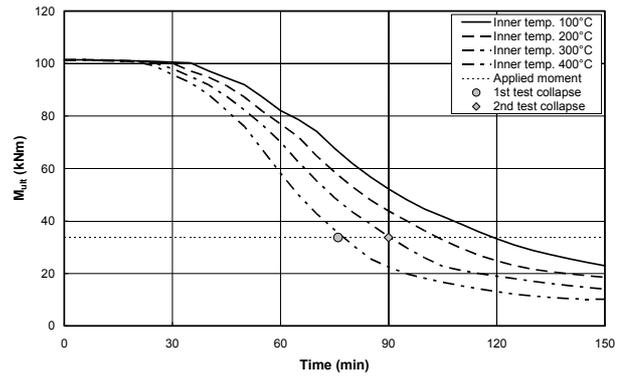
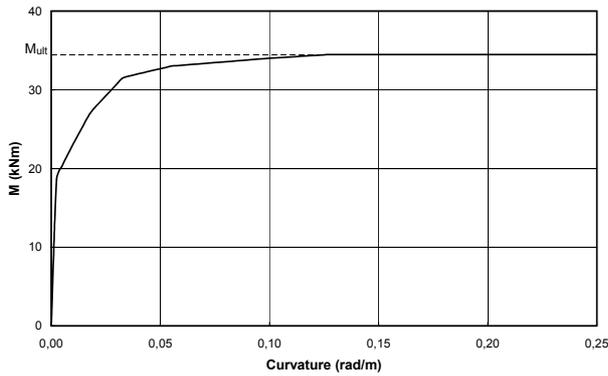


Fig. 13: Esempio di Diagramma Mom. – Curvatura.

Fig. 14: Mom. ult. per diverse condizioni al contorno.

5.0 COMMENTI SUI RISULTATI SPERIMENTALI E ANALITICI

Confrontando i risultati sperimentali con quelli analitici, si osserva una buona corrispondenza dei valori delle temperature ottenuti. Il confronto tra risultati sperimentali e analitici nel calcestruzzo mostra migliori risultati nei casi di temperatura interna dei fori assunta pari a 100 e 200 °C.

Da questo punto di vista, va sottolineata l'influenza dell'acqua contenuta nel calcestruzzo. Ad esempio, le termocoppie n. 5, 7, 19 e 21 per diversi minuti durante la prima e la seconda prova hanno registrato una temperatura costante di circa 100 °C, pari alla temperatura di ebollizione dell'acqua, evento che non è prevedibile dal modello adottato per l'analisi numerica del campo termico. Inoltre tale evidenza indica la presenza di acqua, responsabile del fenomeno dello spalling.

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante, il confronto tra dati sperimentali e analitici presenta varie difficoltà. Nella prima prova al fuoco, è avvenuta una diminuzione della capacità portante del solaio per il verificarsi dello spalling, eventualità difficilmente simulabile in un modello analitico. Nella seconda prova al forno, inoltre, il collasso è avvenuto per il raggiungimento della velocità limite di deformazione: non si può confrontare tale risultato con i valori numerici di momento flettente ultimo, anche se nel caso della temperatura interna dei fori di 200 °C il valore limite viene raggiunto dopo 90 minuti, lo stesso tempo ottenuto nella prova sperimentale.

6.0 CONCLUSIONI

Il presente lavoro riguarda il confronto tra modellazione analitica e prove sperimentali di lastre di solaio alveolare realizzate in calcestruzzo precompresso leggero ad alte prestazioni.

Le prove hanno mostrato che l'esposizione delle lastre di calcestruzzo a un ambiente asciutto, dopo una fase di indurimento preliminare abbastanza lunga, riduce notevolmente la quantità di acqua libera nei pori del cemento, riducendo così il rischio di spalling. In questo caso è stato rilevato un buon comportamento strutturale degli elementi esposti al fuoco, confrontabile con quelli confezionati utilizzando calcestruzzo di peso e prestazioni normali. D'altra parte, quando avviene lo spalling, la diminuzione della capacità portante può essere così rilevante da provocare il collasso per valore del carico esterno ben al di sotto di quelli teorici. Le prove sulle lastre non caricate ha mostrato una notevole diminuzione della capacità resistente residua (circa il 50%) dopo il raffreddamento, se confrontata con i valori teorici.

Il confronto tra le simulazioni numeriche e sperimentali ha mostrato che il modello numerico utilizzato nello studio descritto può essere applicato in maniera affidabile per valutare i campi termici e la capacità portante delle lastre alveolari se si utilizzano nell'analisi proprietà meccaniche e termiche dei materiali realistiche e se durante la prova al fuoco non avviene nessun fenomeno di spalling.

BIBLIOGRAFIA

1. R. Felicetti, P. G. Gambarova, A. Meda *L'alta temperatura nei calcestruzzi ad alte ed altissime prestazioni – La meccanica della Frattura nel Calcestruzzo ad Alte Prestazioni*, Brescia, 16 Novembre 2001

2. M. Breccolotti, A.L. Materazzi, *Fire behaviour of HPLWC hollow core slabs: full scale furnace tests and numerical modelling*, Workshop on: Fire design of concrete structures: What now? What next?, *fib* Task Group 4.3, Milan, Italy, Dec. 2 - 4, 2004.
3. A. Van Acker *Shear resistance of prestressed hollow core floors exposed to fire* – *Structural Concrete*, Vol. 4, N. 2, 2003, pp.65-74.
4. J. Chang, A. H. Buchanan, R. Dhakal, P. J. Moss *Analysis of hollowcore concrete floor slabs under fire* – Fourth International Workshop "Structures in fire" – Aveiro, Portugal, May 2006
5. A.L. Materazzi, M. Zappia, A. D'Alessandro, M. Breccolotti “*Valutazione del Comportamento al fuoco dei solai per edifici di cemento armato: confronto tra metodo tabellare, sperimentale ed analitico*” – Pisa Ottobre 2004
6. *Il Solaio Alveolare – Produzione e impieghi*, Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi (1998).
7. Fellingner GHH. *Shear and Anchorage Behaviour of Fire Exposed Hollow Core Slabs*, Delft University Press, 2004.
8. Felicetti R., Gambarova PG, Silvia M, Vimercati M. Thermal Diffusivity and Residual Strength of HPLWC Exposed to High Temperature. *Proc. of the 6th Int. Symp. on Utilization of HSC/HPC*, Leipzig, Germany, June 2002, 935-948.
9. Felicetti R., Gambarova PG. High-Performance Light-Weight Concrete: Material and Sectional Properties during and after Fire. *Proc. Int. Conf. on Advances in Concrete and Structures – ICACS 2003*, Xuzhou, China, September 2003.
10. Sullivan P.J.E., Sharshar R. Performance of concrete at elevated temperatures (as measured by the reduction in compressive strength)”, *Fire Technology*, August 1992
11. Hertz K. Heat induced Explosion of Dense Concretes”, Report No. 166, Institute of Building Design, Technical University of Denmark, 1984
12. Hertz K. Danish investigations on Silica Fume Concrete at Elevated Temperatures”, ACI 1991 Spring Convection, Boston, MA, March 1991.
13. Hammer T.A. High-Strength Concrete Phase 3, Compressive Strength and E-Modulus at Elevated Temperatures”, SP6 Fire Resistance, Report 6.1, SINTEF, Structures and Concrete, SFT70 A95023, February, 1995.
14. Hansen P.A., Jensen J.J. High-Strength Concrete Phase 3, Fire Resistance and Spalling Behaviour of LWA Beams”, SP6 – Fire Resistance, report 6.3, SINTEF NBL-Norwegian Fire Research Laboratory, STF25 A95004, March 1995.
15. Sullivan P.J.E. Deterioration and explosive spalling of high strength concrete at elevated temperature, International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, Cannes, France, 16-17 October 2000.
16. R. Lenzi, *Resistenza al fuoco delle strutture*, EPC Libri (2004)
17. Circolare n. 91 del 14.09.1961, Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile.
18. UNI 9502, Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, Maggio (2001).
19. UNI EN 1363 - 1 Prove di resistenza al fuoco. Requisiti generali. Luglio 2001
20. L. Corbo *Prevenzioni incendi* – ETAS libri, Milano 1995
21. M. Collepardi, *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, HOEPLI Milano (1991).
22. G. Comini, S. Del Giudice, R.W. Lewis, O.C. Zienkiewicz, Finite element solution on non-linear heat conduction with special reference to fase change, *Int. J. Num. Methods Engng.* Vol. 8 (1974).
23. O.C. Zienkiewicz, *The finite element method*, McGraw-Hill London (1977).
24. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design, prEN 1994-1-2, 2003.
25. Iding R., Bresler B., Nizamuddin Z., *Fires T3 - A Computer Program For The Fire Response Of Structures*, University of California at Berkeley, 1977.
26. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, prEN 1992-1-2, 2004.