

ANALISI SPERIMENTALE DELL'ADERENZA TRA CALCESTRUZZO E BIOCOSPOSITI

Maria Antonietta Aiello¹, Marianovella Leone¹

1 Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione, Università del Salento, Lecce

SOMMARIO

La crescente esigenza in ambito strutturale di garantire livelli di sicurezza più elevati tanto a breve quanto a lungo termine, sia per le nuove costruzioni sia per le costruzioni esistenti, che sempre più numerose manifestano segni di degrado e di inadeguatezza rispetto alle prestazioni attese e, d'altra parte, lo sviluppo di nuovi materiali, hanno condotto verso tecnologie che si affiancano o, in alcuni casi, sostituiscono quelle tradizionali. In questo ambito si inquadrano i materiali compositi fibrinforzati, in particolare i bio-compositi e i compositi a base di fibre di acciaio che rappresentano attualmente un settore grande interesse sebbene ancora poco esplorato. Nel presente lavoro verranno presentati i primi risultati ottenuti nell'ambito di una ricerca più ampia mirata a studiare l'aderenza tra il calcestruzzo e i sopracitati rinforzi, mediante prove sperimentali di taglio non simmetrico. In particolare, i tests condotti sono relativi ad elementi rinforzati con fibre di basalto, lino, canapa e acciaio. I risultati sperimentali ottenuti, in termini di carico ultimo, tensione massima di aderenza, lunghezza di trasferimento, modalità di rottura saranno analizzati e discussi, oltre che confrontati con quelli relativi all'utilizzo di compositi più tradizionali.

SUMMARY

In research in the field of retrofitting and/or repairing existing civil structures civil is focus on new type of reinforcing technique that can be apply in place of the traditional ones. In fact, the request of more high safety levels in both short and long term for both new and existing construction are getting to the develop of new materials. In this field the fiber reinforced polymers (FRP)s are a good candidates and in particular, the bio-composites and the steel fiber reinforced polymer (SFRP) represent an emerging topic. In this work, that represent a part of a wider research project, the bond between the above FRP (basalt, hemp, flax and steel fiber with epoxy resin) and concrete was studied by means single face shear test For comparison the same test was conducted on specimens reinforced with CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). The experimental results, in terms of ultimate load, maximum bond stress, transfer length and kind of failure were analyzed and discussed.

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito dell'adeguamento e ripristino delle strutture esistenti è ormai ampiamente consolidato l'impiego di materiali compositi a matrice polimerica. Infatti, oltre ad esserne contemplato l'utilizzo anche nelle recenti norme tecniche italiane sulle costruzioni [1], le linee guida del CNR [2] costituiscono un valido riferimento per i progettisti sia in ambito nazionale sia in ambito internazionale.

La peculiarità più spiccata di detti materiali è probabilmente quella di poter essere progettati in funzione delle esigenze strutturali e prestazionali che devono soddisfare e, quindi, evidenziano una forte versatilità rispetto ai materiali tradizionali, per i quali il controllo a posteriori ha il solo scopo di garantirne l'accettazione. Negli ultimi anni, di contro, sta crescendo una forte preoccupazione per l'impatto ambientale di tali materiali durante tutto il loro ciclo di vita.

Conseguentemente, cresce anche l'interesse verso le bio-fibre (lino, canapa, basalto, juta, ecc) e le fibre in acciaio, oltre

che verso i bio-polimeri. Le bio-fibre, oltre a presentarsi vantaggiose per la loro riciclabilità hanno anche basso costo, facile reperibilità, non tossicità, bassa conducibilità termica, elettrica ed acustica e proprietà meccaniche buone. Le fibre di acciaio, invece, hanno il vantaggio della buona compatibilità ed aderenza sia con matrici organiche sia inorganiche; presentano un comportamento più duttile e rendono più agevoli connessioni ed ancoraggi.

Indipendentemente dalla tipologia di rinforzo, l'applicazione su costruzioni esistenti non può prescindere dalla valutazione dell'aderenza tra il rinforzo medesimo ed il substrato. E', infatti, noto che il comportamento di interfaccia rinforzo-substrato è sicuramente un aspetto fondamentale nell'analisi del comportamento strutturale poiché influenza sia lo stato limite ultimo e quindi la capacità portante degli elementi strutturali rinforzati, sia il comportamento allo stato limite di esercizio, poiché l'aderenza governa la fessurazione e la deformazione. Ad oggi numerosi studi in letteratura sono

disponibili sul comportamento di interfaccia di elementi in calcestruzzo rinforzati con materiali compositi tradizionali (nastri in fibra di vetro e carbonio), [3], [4], [5] e [6] mentre ancora molti pochi o del tutto assenti i lavori relativi ai compositi costituiti da bio-fibre ed a quelli con fibre in acciaio.

Nel presente lavoro è analizzato il comportamento di interfaccia di elementi in calcestruzzo rinforzati con nastri unidirezionali in fibre naturali e di acciaio, a matrice epossidica. In particolare le tipologie di rinforzo analizzate sono state: nastri unidirezionali in fibra di acciaio (SFRP: Steel Fiber Reinforced Polymer), fibra di canapa (HFRP: Hemp Fiber Reinforced Polymer) e fibra di lino (FFRP: Flax Fiber Reinforced Polymer) e una rete bidirezionale bilanciata in fibre di basalto (BFRP: Basalt Fiber Reinforced Polymer). Inoltre, a solo scopo comparativo le prove sono state condotte anche su campioni rinforzati con nastri in fibra di carbonio. Lo studio è stato condotto tramite prove di taglio non simmetrico dalle quali è stato possibile valutare il carico ultimo di delaminazione, la tensione massima di aderenza e la lunghezza di trasferimento. L'analisi ha avuto come obiettivo quello studiare i meccanismi di trasferimento degli sforzi all'interfaccia tra i sopracitati compositi ed il calcestruzzo al fine di evidenziarne le possibili differenze rispetto ai compositi tradizionali. I risultati ottenuti sono riportati e discussi nel presente lavoro.

2 PROGRAMMA SPERIMENTALE

La campagna sperimentale, presentata nell'ambito del presente lavoro, ha avuto come obiettivo la valutazione del comportamento di interfaccia di elementi in calcestruzzo rinforzati esternamente con FRP di nuova generazione (acciaio, basalto, canapa e lino). A tale scopo sono stati testati 18 campioni mediante prova di taglio non simmetrico, al variare della tipologia di rinforzo.

2.1 Set-up sperimentale

In Figura 1 è riportata la geometria dei campioni testati.

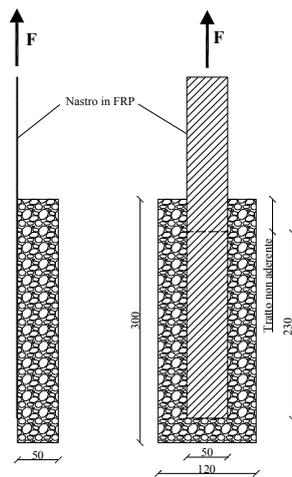


Figura 1: Campioni testati

Il provino (250x120x50 mm) è costituito da un prisma in calcestruzzo su cui è incollato il nastro in FRP per una lunghezza di aderenza di 230mm. Sul provino stesso è stata

creata una zona non aderente, di lunghezza pari a circa 40 mm, la cui funzione è quella di individuare con esattezza la zona di misura. Il sistema di afferraggio del provino alla macchina di prova è stato eseguito tramite un telaio in acciaio progettato "ad hoc"; mentre la forza di trazione è stata applicata al campione mediante il nastro che, nella zona di ammorzamento alla macchina di prova, è stato rinforzato con piastre in acciaio. In Figura 2 sono riportate le foto del provino posizionato nella macchina di prova prima dell'esecuzione del test.



Figura 2: Set-up di prova.

Le prove sono state eseguite alla velocità di 0,3 mm/min in una macchina universale a controllo di spostamento. All'aumentare del carico sono state misurate le deformazioni lungo il rinforzo con l'ausilio di estensimetri elettrici opportunamente incollati sia nella zona aderente sia in quella non aderente dell'FRP. A tal proposito in Figura 3 sono riportati gli schemi utilizzati, diversi in funzione del tipo di rinforzo considerato.

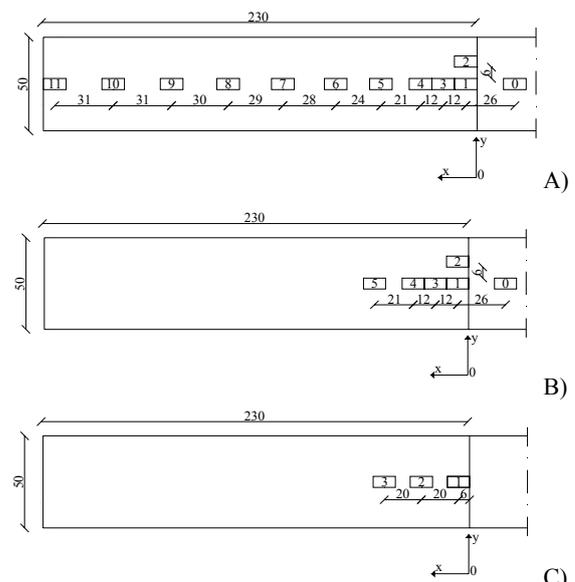


Figura 3: Schema estensimetri: A) provini rinforzati con SFRP; B) provini rinforzati con BFRP, HFRP e FFRP; C) provini rinforzati con CFRP

Inoltre, sono stati posizionati dei clip-gauges per la misura dello scorrimento relativo rinforzo-substrato all'estremo caricato e all'estremo libero del rinforzo.

2.2 Parametri analizzati

Il programma sperimentale è stato definito al fine di valutare l'influenza del tipo di fibra utilizzata come rinforzo sul comportamento all'interfaccia. In particolare, sono state condotte prove su campioni rinforzati con nastri unidirezionali in fibra di carbonio in fibra di acciaio, fibra di canapa e fibra di lino e una rete bidirezionale bilanciata in fibre di basalto.

In Tabella 1 è riportato il programma sperimentale oggetto del presente lavoro. Nel seguito i provini saranno identificati tramite una lettera che definisce la tipologia del rinforzo (C=CFRP, S=SFRP, B=BFRP, H=HFRP, F=FFRP) seguita da un numero che, invece, indica la prova nella sequenza dei tests condotti.

Tabella 1: Programma sperimentale

Tipologia di rinforzo	Numero di prove
CFRP	2
SFRP	4
HFRP	4
FFRP	4
BFRP	4

2.3 Proprietà dei materiali

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo sono state valutate sperimentalmente mediante prove standard [7], [8]. In particolare è stata misurata la resistenza a compressione (f_c) su tre cubi di lato 150 mm e la resistenza a trazione indiretta (f_t) su tre cilindri di diametro pari a 150 mm e altezza di 300 mm. I valori medi ottenuti sono stati $f_c=54,58$ MPa e $f_t=4,08$ MPa.

I materiali compositi fibrorinfrozati a matrice polimerica utilizzati nel presente lavoro sono stati applicati utilizzando la tecnica della laminazione manuale. In particolare, in accordo con le indicazioni del produttore, è stata usata come adesivo una resina maggiormente viscosa per l'applicazione dei rinforzi in fibra di vetro, acciaio, canapa, lino e basalto, mentre una meno viscosa per i rinforzi in fibra di acciaio. In tutti i casi, l'applicazione del rinforzo è stata subordinata alla stesura sul substrato sia del primer sia del putty.

Le proprietà meccaniche dei rinforzi in FRP (ad esclusione dei BFRP) sono state determinate sperimentalmente mediante prove di trazione, [9]. I risultati ottenuti in termini di resistenza a trazione (f_{tu}), deformazione a rottura (ϵ_{ru}) e modulo elastico (E_f) sono riportati nella Tabella 2, insieme ai valori della rigidità assiale ($t \cdot E_f$). Detta grandezza è stata valutata riferendosi ad un'area resistente calcolata considerando lo spessore delle sole fibre.

Tabella 2: Risultati sperimentali delle prove di trazione sui rinforzi in FRP

	f_{tu} (MPa)	ϵ_{ru} (%)	E_f (GPa)	$t \cdot E_f$ (GPa·mm)
CFRP	2596,81	1,20	222,54	37,16
SFRP	2832,11	1,22	234,03	53,12
BFRP*	1735,00	1,93	90,00	4,77
HFRP	447,31	2,32	19,41	3,01
FFRP	265,29	1,70	15,67	3,04

*dati forniti dal produttore

3 RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Considerazioni preliminari

La tensione di aderenza, è stata valutata utilizzando le letture sperimentali della deformazione lungo la lunghezza di aderenza. In particolare, l'equazione di equilibrio nell'ipotesi di distribuzione uniforme della tensione di aderenza tra due estensimetri consecutivi, posti a distanza Δx_i , fornisce:

$$\tau(x) = E_f \cdot t \cdot \frac{\Delta \epsilon_i}{\Delta x_i} \quad (1)$$

dove $\tau(x)$ rappresenta la tensione di aderenza tra due estensimetri consecutivi; E_f e t il modulo elastico e lo spessore del rinforzo in FRP, rispettivamente, e $\Delta \epsilon_i$ la differenza di deformazione misurata tra i due estensimetri.

Lo scorrimento relativo rinforzo-substrato è stato valutato tramite l'integrazione delle deformazioni lungo la lunghezza di aderenza. Precisamente: considerando un intervallo infinitesimo dx , trascurando la deformazione del substrato cementizio e imponendo l'ipotesi di compatibilità della deformazioni, si ottiene:

$$s(x) = s(0) + \int_0^{L_b} \epsilon_f dx \quad (2)$$

dove $s(x)$ rappresenta lo scorrimento lungo la lunghezza di aderenza, $s(0)$ lo scorrimento all'estremo caricato, ϵ_f la deformazione nel rinforzo in FRP e L_b la lunghezza di aderenza.

L'equazione (2) nel caso di valori discreti diviene:

$$s = \sum_{i=1}^n \epsilon_i \Delta x_i \quad (3)$$

dove n è il numero dei punti di misura delle deformazioni lungo la lunghezza di aderenza.

Nella discussione dei risultati sperimentali sarà escluso il campione B_3 poiché, per problemi di acquisizione elettronica, non è stato possibile elaborare i dati.

3.2 Modalità di crisi

In Tabella 3 sono riportate le modalità di crisi registrate per tutti i campioni testati.

I campioni rinforzati con fibre naturali hanno avuto una rottura prematura per trazione delle fibre. Detto risultato, in relazione alle fibre di canapa e lino, è da attribuire all'elevata deformabilità delle stesse. Infatti, il basso valore di rigidità assiale del rinforzo, (Tabella 2), non ha permesso il trasferimento della tensione di trazione dalla macchina di prova al campione. Ciò è confermato dai valori di deformazione letti dall'estensimetro incollato nella zona non aderente ($\epsilon_{est,0}$, Figura 3A/B) del rinforzo che hanno raggiunto quelle ultime dell'FRP, (Tabella 3).

Tabella 3: Risultati sperimentali: modalità di crisi, deformazioni massime sulla parte di nastro non aderente

Provino	Modalità di rottura	$\epsilon_{est,0}$ (%)
C_1	Delaminazione coesiva	--
C_2	Delaminazione coesiva	--
S_1	Delaminazione adesiva/coesiva	0,82
S_2	Delaminazione adesiva	0,72
S_3	Delaminazione adesiva	0,65
S_4	Delaminazione adesiva/coesiva	1,00
B_1	Rottura fibre	0,88
B_2	Rottura fibre	1,71
B_4	Rottura fibre	0,78
H_1	Rottura fibre	1,88
H_2	Rottura fibre	2,45
H_3	Rottura fibre	2,61
H_4	Rottura fibre	2,21
F_1	Rottura fibre	2,02
F_2	Rottura fibre	1,45
F_3	Rottura fibre	2,18
F_4	Rottura fibre	1,62

Relativamente ai provini rinforzati con fibre di basalto, la modalità di crisi registrata è, probabilmente, legata al contemporaneo effetto dell'elevata deformabilità delle fibre e ad imperfezioni presenti sul rinforzo come confermato dai valori di deformazione registrati sul nastro aderente. Infatti, solo nel caso del campione B_2, il valore sperimentale di $\epsilon_{est,0}$ (1,71%) raggiunge valori prossimi a quello di rottura (1,93%); mentre rimane al di sotto per gli altri due campioni, (0,88% e 0,78%). Essendo, in questo caso, il rinforzo costituito da rete bidimensionale tra un filamento ed il successivo potrebbero essersi creati dei vuoti di resina che hanno indotto una distribuzione delle tensioni non uniforme sul rinforzo con la conseguente rottura prematura dello stesso.

Infine, di difficile interpretazione sembra essere la delaminazione adesiva registrata per due campioni in fibra di acciaio (S_2 e S_3), Figura 4.



Figura 4: Delaminazione adesiva – S_3

Come ampiamente riscontrato in letteratura [3], [10], [11], [15] la crisi per aderenza avviene nel substrato cementizio

essendo quest'ultimo meno resistente a taglio rispetto alle comuni resine epossidiche. Probabilmente, la crisi osservata per le sopracitate prove è legata ad una non adeguata modalità di applicazione del rinforzo. Le ulteriori indagini sperimentali, attualmente in corso, consentiranno di comprendere meglio il meccanismo di trasferimento degli sforzi fra nastri in fibra di acciaio e calcestruzzo,

3.3 Meccanismo di trasferimento degli sforzi rinforzo-substrato

I risultati sperimentali medi in termini di tensione massima di aderenza (τ_{max}) e carico ultimo (F_u) sono riportati in Tabella 4, unitamente ai coefficienti di variazione ottenuti.

Tabella 4: Risultati sperimentali medi

Provino	F_u (kN)	τ_{max} (MPa)
C_1	21,30	12,69
C_2	20,69	13,53
Media	21,00 (2,05%)	13,11 (4,53%)
S_1	21,42	6,80
S_2	18,73	5,51
S_3	17,02	4,57
S_4	26,19	7,40
Media (S_1, S_4)	23,81 (14,16%)	7,10 (5,98%)
B_1	2,1	2,74
B_2	4,09	5,28
B_4	1,85	3,11
Media	--	--
H_1	2,83	4,01
H_2	3,69	6,83
H_3	3,93	6,36
H_4	3,32	5,86
Media	3,44 (13,92%)	5,77 (21,43%)
F_1	3,07	--
F_2	2,20	--
F_3	3,32	2,61
F_4	2,46	2,43
Media	2,76 (18,85%)	2,52 (5,05%)

Il valore di tensione massima di aderenza fa riferimento, nel caso di bio-composito, alla tensione valutata (equazione (1)) tra la deformazione teorica del nastro non aderente (determinata dividendo il carico per l'area resistente) e quella registrata all'estremo caricato (valore medio della deformazione letta dagli estensimetri "1" e "2" in Figura 3). Mentre, nel caso rinforzi in acciaio e carbonio fa riferimento alla media delle tensioni massime di aderenza calcolate lungo la lunghezza di aderenza (dall'estremo libero a quello caricato e per un tratto di circa 100 mm nel caso di rinforzi in fibre di SFRP e di circa 50 mm nel caso di rinforzi in CFRP). Precisamente oltre alla τ_{max} valutata come nel caso dei bio-compositi sono state determinate anche le tensioni tra le deformazioni registrate dagli estensimetri successivi ($\epsilon_{est,3}$, $\epsilon_{est,4}$, $\epsilon_{est,5}$, $\epsilon_{est,6}$, $\epsilon_{est,7}$ di Figura 3A e $\epsilon_{est,1}$, $\epsilon_{est,2}$, $\epsilon_{est,3}$ di Figura 3C); i valori ottenuti sono stati, infine, mediati.

Nel seguito, nel caso dei campioni rinforzati con fibre in acciaio verrà fatto riferimento alla media dei campioni S_1 ed S_4, mentre nel caso di quelli rinforzati con fibre in basalto ai soli dati sperimentali del campione B_2. Le autrici ritengono, a tal proposito, non significati i risultati ottenuti per i campioni S_2, S_3, B_1 e B_4 poiché probabilmente condizionati dalla modalità di applicazione del rinforzo nel caso dei campioni "S" e dalle imperfezioni presenti sui campioni nel caso di quelli "B" che hanno causato le rotture premature sopra esposte.

Confrontando il carico ultimo al variare del tipo di rinforzo, per i soli campioni rinforzati con fibre di acciaio e carbonio, appare evidente come detto valore aumenti all'aumentare della rigidità assiale del rinforzo (Tabella 2).

Per i campioni rinforzati con fibre naturali non è possibile, invece, formulare considerazioni analoghe poiché, come prima detto, il carico ultimo registrato nelle prove di aderenza è prossimo a quello ultimo di trazione del rinforzo.

Per i soli campioni rinforzati con fibre in acciaio e carbonio, è stato valutato il carico massimo di delaminazione in accordo con quanto proposto nelle linee guida CNR DT 200/2004

[2]:

$$F_{max} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_f} \quad (4)$$

in cui b_f = larghezza del rinforzo, Γ_f = energia di frattura valutabile secondo la seguente relazione:

$$\Gamma_f = k_G \cdot k_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}} \quad (5)$$

in cui: k_G è un valore da calibrare sperimentalmente, il documento [2] propone un valore medio pari a 0,064; k_b è un parametro geometrico che può essere valutato, in accordo con

le linee guida come $k_b = \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1$, b è la larghezza del

substrato, f_{ck} ed f_{ctm} sono il valore caratteristico della resistenza del substrato a compressione ed a trazione. Nel caso in esame sono stati utilizzati i valori medi poiché trattasi di un confronto con risultati sperimentali.

Applicando la relazione (4) è stato calcolato il valore di previsione del carico ultimo che per entrambi i rinforzi risulta essere cautelativo rispetto a quello sperimentale: 17,35 kN nel caso di rinforzo in SFRP e 14,51 kN per i rinforzi in CFRP. La previsione suggerita nel bollettino CNR [2], per la valutazione del carico ultimo di delaminazione, che come noto nasce per modellare il comportamento di interfaccia di elementi in calcestruzzo rinforzati con materiali non metallici sembrerebbe, sulla base di quanto ottenuto nel presente lavoro, candidarsi anche ad essere utilizzata nel caso di rinforzi metallici. Sono, tuttavia, necessarie ulteriori indagini sperimentali in tale direzione oggi considerato che nella letteratura tecnica sono limitati i risultati relativi a rinforzi in SFRP.

Analizzando in Tabella 4 i valori della tensione massima di aderenza, calcolata per i campioni rinforzati con fibre di carbonio e acciaio, si evidenzia che, sebbene i risultati siano ripetibili per i campioni simili, la differenza tra i valori ottenuti per i due diversi tipi di rinforzo (13,11 MPa nel caso di rinforzi in CFRP e 7,10 MPa nel caso di rinforzi in SFRP)

non è di immediata interpretazione, Infatti, sono diversi i lavori disponibili in letteratura [2], [11], [12], [13] e [14], in cui si riporta che la tensione massima di aderenza dipende esclusivamente dalle proprietà meccaniche del substrato. I risultati ottenuti sono, con elevata probabilità, strettamente connessi alla procedura utilizzata per la loro determinazione. In altre parole, essendo la tensione massima di aderenza una misura locale, fortemente dipendente dal punto di misura lungo la lunghezza di aderenza, necessita di una procedura codificata per la sua valutazione. Infatti, mentre le misure di tipo globale (es: carico ultimo), risentendo in maniera minore dei metodi di misura, permettono un confronto analitico-sperimentale più agevole, la tensione massima di aderenza, variando notevolmente da punto a punto di misura, è subordinata alla definizione preliminare di procedimenti standard.

I risultati in termini di tensione massima di aderenza ottenuti per i campioni rinforzati con bio-compositi devono essere analizzati considerando l'effettivo meccanismo di trasferimento degli sforzi che si è instaurato tra FRP e substrato. I nastri in bio-composito mostrano, infatti, una rigidità assiale circa dieci volte più piccola di quella dei rinforzi analizzati (Tabella 2); ciò ha comportato che durante la prova si è avuta un'elevata deformazione del rinforzo nella zona non aderente a scapito del meccanismo di trasferimento delle tensioni all'interfaccia FRP-calcestruzzo, che ha portato alla crisi per trazione del rinforzo.

Nelle Figura 5, Figura 6 sono riportati gli andamenti delle deformazioni lette dagli estensimetri lungo il nastro al variare della loro posizione rispetto all'estremo caricato (Figura 3), per diverse percentuali del carico massimo. Le due figure fanno riferimento ai campioni S_1 e H_1.

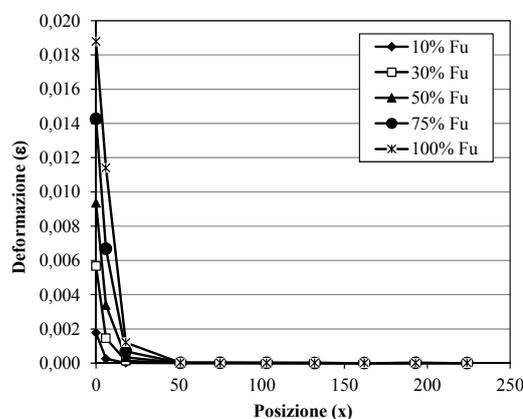


Figura 5: Andamento deformazione-posizione al variare del carico: campione H_1

Analizzando la Figura 5 appare evidente come la zona di nastro aderente interessata al meccanismo di trasferimento degli sforzi sia molto limitata, attestandosi intorno a valori minori di 50 mm dall'estremo caricato. Al contrario, nel caso di rinforzi in fibra di acciaio (Figura 6), detta zona risulta marcatamente maggiore, intorno a 100mm. Inoltre, nel caso del rinforzo S_1 le curve cambiano forma all'aumentare del carico, rimanendo esponenziali solo per bassi valori ultimo dello stesso. Infine, nella curva deformazione-posizione rappresentativa del carico di rottura (100% Fu) si nota che la deformazione del nastro, in corrispondenza degli estensimetri

posizionati all'estremo caricato (valore medio di $\epsilon_{est,1}$ e $\epsilon_{est,2}$ di Figura 3) ha un valore più piccolo rispetto a quella misurata dagli estensimetri successivi ($\epsilon_{est,3}$ di Figura 3): lungo la lunghezza di aderenza c'è una migrazione delle tensioni di interfaccia dall'estremo libero a quello caricato.

Al contrario nel caso del campione H_1 le curve rimangono esponenziali fino a rottura, Figura 6.

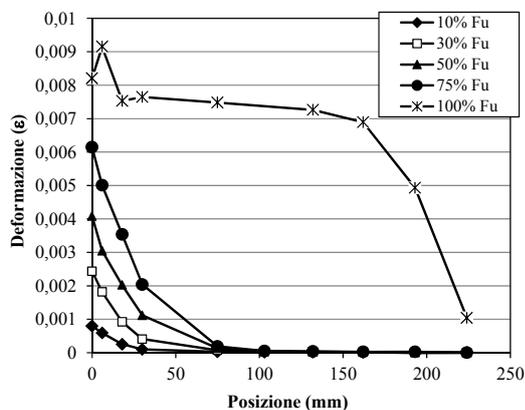


Figura 6: Andamento deformazione-posizione al variare del carico: campione S_1

Nelle Figura 7, Figura 8 sono riportati gli andamenti della tensione massima di aderenza al variare del carico applicato, per i campioni S_2 e F_4. Le tensioni massime sono state calcolate applicando la relazione (1). In particolare, il provino di Figura 7 è stato strumentato con lo schema di Figura 3-a, mentre quello di Figura 8 con lo schema di Figura 3-b. La notazione utilizzata per identificare le curve specifica, con il pedice della lettera "τ", gli estensimetri la cui deformazione è stata utilizzata nella relazione (1).

Il confronto tra le due Figure evidenzia, ancora una volta, come il meccanismo di trasferimento degli sforzi all'interfaccia sia completamente diverso tra i campioni rinforzati con fibre di acciaio e quelli rinforzati con fibre di lino. Infatti, dalla Figura 7 emerge come per bassi valori del carico la tensione di aderenza, valutata nelle vicinanze dell'estremo caricato (curva $\tau_{3,4}$), cresce all'aumentare della forza applicata, fino al raggiungere un picco, a cui segue una fase decrescente repentina. Contemporaneamente, la tensione di aderenza calcolata utilizzando le deformazioni lette dagli estensimetri posizionati in adiacenza ai precedenti (curva $\tau_{4,5}$) inizia a crescere. Detto fenomeno si ripete in maniera progressiva per le curve rappresentative delle tensioni massime di aderenza valutate in zone della lunghezza di aderenza sempre più vicine all'estremo libero. In generale, la fase discendente della tensione di aderenza indica la perdita di aderenza in quella zona e, contemporaneamente, la fase ascendente nella regione immediatamente successiva, denota il trasferimento del carico lungo la lunghezza di aderenza. Questo fenomeno avviene progressivamente fino al completo distacco del rinforzo dal calcestruzzo.

Il fenomeno appena descritto non si evidenzia, invece, nel caso del campione F_4 (Figura 8) in cui si nota un ramo ascendente solo per la tensione $\tau_{media\ 1/2,3}$, con buona approssimazione, di tipo esponenziale. Le altre curve, rappresentative delle tensioni valutate nelle zone adiacenti

all'estremo caricato, mostrano valori pressoché nulli, a conferma dell'assenza di trasferimento di carico lungo la zona aderente.

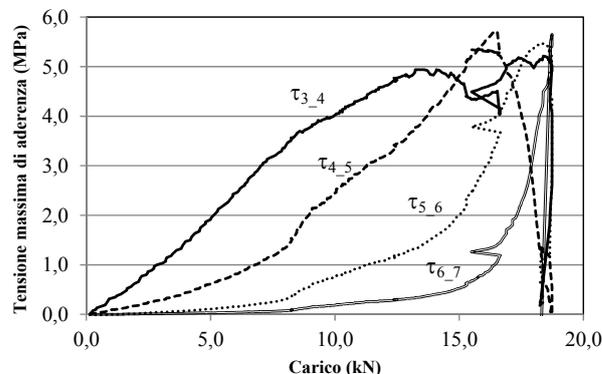


Figura 7: Curve tensione di aderenza-carico: campione S_2

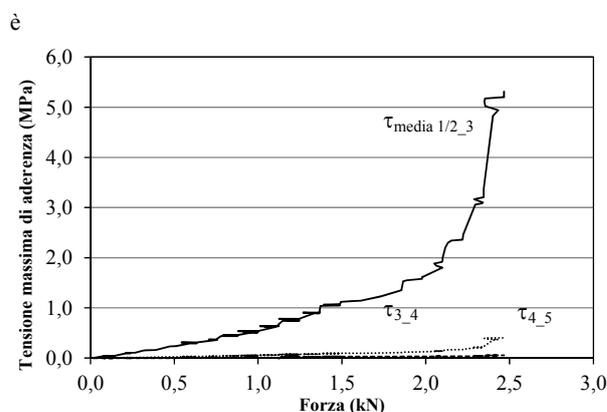


Figura 8: Curve tensione di aderenza-carico: campione F_4

Sulla base di quanto osservato per i campioni rinforzati con fibre naturali, sembrerebbe che le loro proprietà meccaniche ne limitano significativamente l'efficacia. Tuttavia, nel presente lavoro detti compositi sono stati applicati su un substrato con proprietà meccaniche relativamente elevate. Sono, a tal proposito, attualmente in corso prove analoghe su altre tipologie di substrato, in particolare laterizi, pietra naturale e calcestruzzo con basse proprietà meccaniche.

3.4 Lunghezza iniziale di trasferimento

Per i provini testati, ad eccezione di quelli rinforzati con nastri in fibra di carbonio, è stata valutata la lunghezza di trasferimento iniziale (L_t). In particolare, facendo riferimento alle curve deformazione-posizione, è stata considerata come tale la distanza dall'estremo caricato (origine dell'asse delle ascisse, Figura 3) al punto il cui la deformazione si annulla. Detta distanza è stata determinata per valori di carico non superiore al 50% di F_u (10%, 30% e 50%) ed i valori ottenuti mediati. I risultati sono riportati in Tabella 5. I campioni rinforzati con nastri in fibra di carbonio sono stati esclusi poiché il set-up degli estensimetri (Figura 3C) non ha permesso la stima di detto parametro. Con buona approssimazione e in accordo con [3] e [15] si può ritenere che

per questa tipologia di rinforzo il valore di L_t sia superiore a 46mm.

Tabella 5: Lunghezza iniziale di trasferimento: valori sperimentali (L_t), previsione suggerita in [2] (L_{t_th})

Provino	L_t (mm)	L_{t_th} (mm)	Provino	L_t (mm)	L_{t_th} (mm)
S_1	156,08		B_1	26,67	
S_2	143,77		B_2	58,19	
S_3	116,48	80,68	B_4	47,26	24,17
S_4	189,98				
Media	151,58 (20,11%)		Media	--	
H_1	49,7		F_1	37,01	
H_2	40,61		F_2	41,66	
H_3	33,82	19,20	F_3	30,45	19,30
H_4	40,34		F_4	33,70	
Media	41,12 (15,87%)		Media	35,71 (13,41%)	

I valori riportati in Tabella 5 evidenziano come la lunghezza iniziale di trasferimento aumenti all'aumentare della rigidità assiale del rinforzo. Infatti, in accordo con [2], L_t risulta essere proporzionale alla radice quadrata della rigidità effettiva del rinforzo, secondo la seguente relazione:

$$L_t = \sqrt{\frac{E_f l_f}{2 \cdot f_{ctk}}} \quad (6)$$

Tuttavia, come riportato in Tabella 5, la previsione suggerita in [2] sottostima il valore sperimentale. Considerata la limitata letteratura tecnica disponibile su tale tipologia di rinforzi, risulta necessario ampliare la campagna sperimentale al fine di poter condurre un'analisi più accurata.

3.5 Curve tensione di aderenza-scorrimento

Come preannunciato nel paragrafo 2.1, gli scorrimenti relativi rinforzo-substrato sono stati misurati sperimentalmente utilizzando dei clip-gauges. Dal confronto con i valori ricavati applicando la relazione (2) è emersa la non significatività delle misure sperimentali, conseguentemente nel seguito si farà riferimento ai soli valori di scorrimento calcolati applicando la relazione analitica. Detta problematica, comune agli studiosi del settore, sottolinea l'elevata difficoltà nella misura sperimentale degli scorrimenti relativi rinforzo-substrato nelle prove di aderenza e quindi l'impossibilità di avere una misura diretta del legame di aderenza. Inoltre, il calcolo degli scorrimenti in maniera indiretta (relazione (2)) presuppone la strumentazione completa del rinforzo lungo la lunghezza di aderenza e quindi, per i test condotti nell'ambito del presente lavoro, l'utilizzo dello schema di Figura 3A. Nel caso dei due campioni rinforzati con nastri in carbonio (per i quali si è utilizzato il set-up di Figura 3C) non è stato possibile determinare lo scorrimento con la formula analitica.

In Figura 9 è riportata la curva tensione di aderenza scorrimento per il campione S_1.

Dalla curva si vede come, in analogia ai rinforzi non metallici [2], [12], l'andamento del legame di aderenza possa essere sostanzialmente approssimato ad una bilatera. Si può individuare, infatti, un ramo crescente della curva fino al raggiungimento del picco di tensione di aderenza, superato il

quale si registra un decadimento; in entrambi i casi appare rappresentativo un andamento lineare.

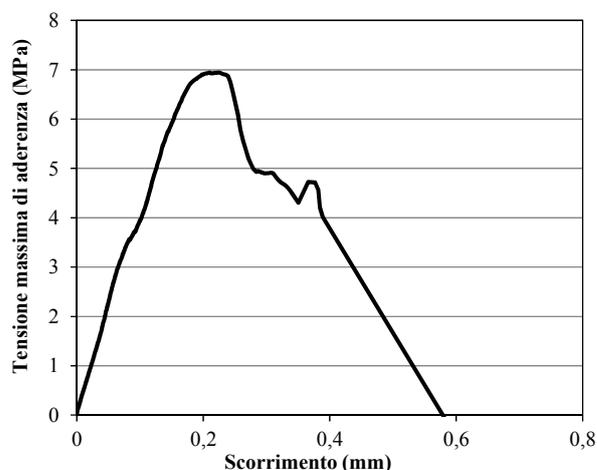


Figura 9: tensione di aderenza-scorrimento: S_1

Si ribadisce, tuttavia, la necessità di ulteriori campagne sperimentali mirate ad analizzare il comportamento di interfaccia tra SFRP e calcestruzzo.

4 CONCLUSIONI

Il presente lavoro sperimentale si inquadra nell'ambito di un progetto più ampio avente come obiettivo quello di studiare il comportamento di interfaccia di elementi in calcestruzzo e muratura rinforzati sia con bio-compositi (nastri in canapa, lino e basalto immersi in matrici epossidiche e cementizie) sia di rinforzi metallici. In particolare, in questa prima fase, sono state condotte prove di taglio simmetrico, al variare della tipologia di rinforzo, considerando nastri unidirezionali in fibra di carbonio, acciaio canapa e lino e rete bidirezionale in fibra di basalto. Lo studio condotto consente di trarre le prime considerazioni, di seguito riportate:

- La modalità di trasferimento degli sforzi è fortemente influenzata dalla tipologia di rinforzo. In particolare, i bio-compositi, a causa della loro bassa rigidità assiale, hanno evidenziato, durante la prova, una elevata deformazione nella zona non aderente a scapito del meccanismo di trasferimento degli sforzi all'interfaccia; ciò ha causato la crisi per trazione del rinforzo stesso. Ad ogni modo nel presente lavoro, detti bio-compositi, sono stati applicati su un substrato di buone proprietà meccaniche; diversi una maggiore efficacia di detti rinforzi potrebbero essere apprezzata con applicazioni su substrati meno performanti, come i laterizi, la pietra naturale o il calcestruzzo di basse proprietà meccaniche.
- I risultati sperimentali ottenuti per i campioni rinforzati con fibre di acciaio in termini di carico ultimo, tensione massima di aderenza, lunghezza di trasferimento e modalità di crisi, evidenziano come gli SFRP si candidano ad essere utilizzati come rinforzo per gli elementi strutturali. Tuttavia, sono necessarie ulteriori indagini sperimentali, anche in considerazione dei pochissimi risultati ad oggi reperibili in letteratura tecnica, nell'ottica di fornire indicazioni di carattere generale.

- La relazione fornita nelle linee guida del CNR [2] per la valutazione del carico ultimo di delaminazione sembrerebbe, sulla base dei risultati ottenuti nel presente lavoro, stimare in maniera adeguata il valore del carico ultimo anche nel caso di rinforzi metallici (SFRP). Le stesse considerazioni non possono essere ripetute nel caso della relazione per la valutazione della lunghezza iniziale di trasferimento. Ad ogni modo, come prima specificato, è necessaria una campagna sperimentale più ampia per poter trarre delle conclusioni di carattere più generale.

RINGRAZIAMENTI

Le autrici ringraziano la Fidia s.r.l. Technical Global Service per la fornitura dei materiali di rinforzo, e la Fices s.p.a. per la fornitura del calcestruzzo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) D.M. 14/01/2008
- [2] CNR DT 200 (2004) "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati" ROMA – CNR 13 luglio 2004 – rev. 7 ottobre 2008
- [3] M.A. Aiello e M. Leone (2008), "Interface analysis between FRP EBR system and concrete". Composites Part B: Engineering, Elsevier Vol. 39B, No.4, pp. 618-626
- [4] Mazzotti ., Savoia M., Ferracuti B. (2009) "A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints" Construction and Building Materials 23, pp. 1529-1537.
- [5] Chen JF, Yang ZJ, Holt GD (2001). "FRP or steel plate-to-concrete bonded joints: effect of test methods on experimental bond strength. Steel Comp Struct: Int J;1(2):231-44
- [6] Toutanji H, Ortiz G. (2001) "The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members". Compos Struct; 53:457-62.
- [7] UNI EN 12390-3 (2003). "Testing hardened concrete – Compression strength of test specimens"
- [8] UNI EN 12390-6 (2002). "Testing hardened concrete – Tensile splitting strength of test specimens"
- [9] ASTM D 3039/D (2008) "Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials"
- [10] Brosens K. (2001) "Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete structures" Ph.D Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Facolteit Toegepaste Wetenschappen, Department Burgerlijke Bouwkunde, Heverlee, Belgiul
- [11] Nakaba K., Kanakubo T., Furuta T., Yoshizawa H. "Bond behaviour between Fiber Reinforced polymer Laminates and concrete" ACI Structural Journal, V.98, No 3, May-June, 2001, American Concrete Institute, pp. 359-367.
- [12] CEB-FIP Task Group 9.3. fib (2001) "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures" Comité Euro-International du Béton Bulletin 14,
- [13] Ulaga T., Vogel T., Meier U. (2003) "Bilinear stress-slip bond model: theoretical background and significance" Proceeding of the sixth International Symposium on FRP Reinforcement for concrete structure (FRPRC-6), July, Ed. K.H. Tan, pp. 153-162
- [14] Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P. and Jiang J.J. (2004) "Bond-slip model for FRP sheet/plate-to-concrete interfaces" Proceeding of the second international conference advanced polymer composites for structural applications in construction, University of Surrey, Guildford, UK, April, pp.152-161
- [15] M. Leone, M. Stijn and M.A. Aiello, (2009) "Effect of elevated service temperature on bond between FRP EBR system and concrete. Composites: Part B 40 85-93

CARATTERIZZAZIONE TERMO-MECCANICA DI MALTE CEMENTIZIE AD ALTE PRESTAZIONI ESPOSTE ALL'ALTA TEMPERATURA

Patrick Bamonte, Pietro G. Gambarova, Alireza Nafarieh

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Recenti proposte normative in merito alle pareti tagliafuoco a blocchi cementizi o di laterizio hanno riproposto il tema del comportamento all'alta temperatura delle malte cementizie, che in strati sottili non devono essere l'anello più debole della muratura, né per la trasmissione del calore, né per la resistenza meccanica, né per la trasmissione del calore, e neppure per l'ermeticità (integrità, tenuta), tutte caratteristiche comprese nell'acronimo REI. Tuttavia pressoché inesistente è la documentazione tecnico-scientifica sul comportamento delle malte sia all'alta temperatura, che in condizioni residuali (dopo il raffreddamento). Il presente studio è un primo passo verso la caratterizzazione termo-meccanica delle malte in condizioni residuali. Vengono studiate tre malte, di cui una di riferimento (M5, malta "bastarda", $f_c \geq 5$ MPa) e due ad alte prestazioni/alta resistenza (M10 e M15, rispettivamente con $f_c \geq 10$ e ≥ 15 MPa), dopo ciclo termico a 200, 400 e 600°C. In generale il decadimento meccanico risulta essere molto simile a quello del calcestruzzo ordinario (EC 2), sia per la compressione che per la trazione indiretta per flessione, mentre la diffusività termica è sensibilmente minore.

SUMMARY

Some recent technical documents on fire walls made of either cementitious blocks or clay bricks are bringing to the stage the thermo-mechanical behaviour of the mortars, whose thin layers should not be the weakest link in a wall system, in terms of heat transfer, mechanical strength, and integrity (REI rating). Information on mortars decay at high temperature, however, can hardly be found in the technical-scientific literature. This study is a first step towards the thermo-mechanical characterization of mortars in residual conditions (i.e. past a cycle at high temperature). Three mortars are investigated. The first (M5) is an ordinary mortar ("reference" mortar, $f_c \geq 5$ MPa), while the second and the third are high-performance/high-strength mortars ($f_c \geq 10$ MPa and $f_c \geq 15$ MPa, respectively). All mortars are tested past a high-temperature cycle at 200, 400 and 600°C. On the whole, the mechanical decay turns out to be very close to that of ordinary concrete (EC 2), both in compression and in indirect tension by bending, while the thermal diffusivity is markedly lower.

1. INTRODUZIONE

Gli ultimi anni hanno visto la crescente attenzione della comunità scientifica, degli enti normatori ed anche dell'opinione pubblica verso la tematica della sicurezza strutturale in presenza di alta temperatura, e – più specificamente – in condizioni di incendio. A ciò hanno sicuramente contribuito alcuni eventi tragici e luttuosi, come il crollo delle torri gemelle del World Trade Center di New York (2001), dove l'incendio scaturito dall'impatto dei due aeromobili ha sicuramente contribuito al venir meno della capacità portante degli elementi strutturali, e dunque al crollo dei due grattacieli.

Tale evento deve però essere considerato eccezionale, sia per la causa scatenante, sia per il numero di morti inusitatamente alto. Nella maggior parte dei casi, un incendio intacca in misura più o meno trascurabile gli elementi strutturali, e il pericolo per le persone deriva più dal fumo, che

non dal danneggiamento della struttura portante.

Nell'ottica della salvaguardia della vita umana, e prescindendo dal comportamento strutturale "tout court", è fondamentale comprendere l'importanza del concetto di "compartimentazione", ossia la possibilità di circoscrivere l'incendio ad uno spazio opportunamente limitato, evitando che esso si propaghi a spazi adiacenti sotto forma di fiamme, fumo e calore. Da un certo punto di vista, l'obiettivo della compartimentazione è quello di estendere al campo della *Fire Engineering*, o Ingegneria del Fuoco, il concetto ben noto di "robustezza strutturale", ovvero l'insieme dei provvedimenti atti ad evitare che gli effetti di un certo evento accidentale siano sproporzionati rispetto all'evento stesso.

La compartimentazione viene in genere conseguita attraverso elementi strutturali a sviluppo bidimensionale, come possono essere solette, pareti, muri (portanti e non), ovvero da elementi non strutturali (porte, finestre). Per tutti questi elementi, la capacità di compartimentazione consiste nel

mantenimento di due requisiti fondamentali per un'assegnata durata di incendio (Buchanan, 2009 [1]):

- E = Ermeticità (= tenuta, integrità): l'elemento deve mantenersi integro e garantire così una funzione di compartimentazione (= separazione) nei confronti di fumo e fiamme;
- I = Isolamento: l'elemento deve limitare la trasmissione di calore, dal lato esposto all'incendio al lato non esposto, al fine di evitare il propagarsi della combustione.

Ai suddetti due requisiti si aggiunge – come si dirà nel seguito – quello fondamentale della Resistenza (R).

La valutazione della tenuta E non può prescindere da prove sperimentali: si deve infatti verificare la capacità dei materiali che costituiscono l'elemento, di non permettere il passaggio di fumo. E' inoltre necessario che, sotto l'effetto dell'incendio, non si verifichino nell'elemento fessurazioni tali da comportare la propagazione del fumo e delle fiamme. A questi aspetti della tenuta, che potremmo definire "intrinseci", ovvero connessi ai materiali che costituiscono l'elemento strutturale, se ne affiancano altri, che potremmo definire "estrinseci", e che dipendono invece dal contesto strutturale: sotto l'effetto della temperatura elevata, e delle conseguenti dilatazioni termiche, il materiale deve permettere all'elemento in prova di mantenere un'adeguata connessione con gli altri elementi strutturali (travi e pilastri), in modo da evitare che si creino passaggi per le fiamme e il fumo in corrispondenza delle zone di interfaccia.

La valutazione dell'isolamento I viene eseguita sulla base del campo termico all'interno dell'elemento. Un criterio per garantire la capacità di isolamento (UNI EN 1992-1-2, 2005 [2]) consiste, per esempio, nel fare in modo che sul lato non esposto all'incendio, la variazione di temperatura rispetto a quella ambientale non ecceda i seguenti valori:

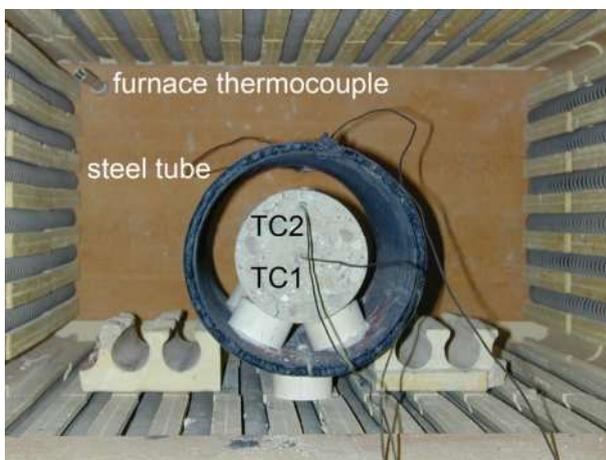
- incremento della temperatura media inferiore a 140°C;
- incremento massimo (locale) della temperatura inferiore a 180°C.

A questi due requisiti si aggiunge poi la resistenza R, che è un prerequisito – come si è detto – fondamentale: se infatti venisse a mancare la capacità portante di un elemento, inevitabilmente si perderebbero sia la sua tenuta, che la sua capacità di isolante. Tuttavia, il mantenimento della resistenza viene richiesto solo per gli elementi cosiddetti portanti, che sono chiamati a sopportare ingenti sollecitazioni oltre al peso proprio; in particolare, nella definizione di muro portante

gioca un ruolo determinante la presenza di sollecitazioni flettenti e taglianti, dovute, per esempio, al vento od al sisma. E' opportuno allora osservare che in condizioni di incendio, in virtù delle ingenti dilatazioni e curvature termiche, anche il peso proprio acquisisce componenti flettenti e taglianti, e dunque la suddivisione tra muratura portante e non portante tende a perdere di significato con l'alta temperatura. La resistenza viene generalmente valutata determinando preventivamente il campo termico all'interno dell'elemento strutturale, per effetto della curva temperatura-tempo prevista in normativa, e atta a simulare le condizioni ambientali in presenza di incendio. La distribuzione di temperatura così ottenuta consente di valutare il decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali in ogni punto dell'elemento. Sulla base di tale decadimento, è possibile, attraverso i metodi di calcolo analitici previsti dalla normativa, quantificare il corrispondente decadimento della capacità portante, e verificarne la compatibilità con il carico previsto sulla struttura in condizioni di incendio.

Tra gli elementi più diffusi per conseguire la compartimentazione, soprattutto nel campo delle costruzioni industriali, vi sono i cosiddetti muri tagliafuoco: essi consistono in elementi verticali realizzati dalla sovrapposizione tra blocchi forati (generalmente in calcestruzzo vibrocompresso o laterizio), intervallati con giunti orizzontali e verticali di malta. La capacità di compartimentazione dei muri tagliafuoco è in parte dovuta alle caratteristiche dei materiali (calcestruzzo/laterizio e malta), che, per loro natura, sono dei buoni isolanti termici, e in parte alla speciale forma forata dei blocchi. Tuttavia, la grande varietà dei prodotti disponibili sul mercato rende necessaria un'attenta valutazione delle effettive capacità di compartimentazione di ogni tipologia di muro tagliafuoco, ed in particolare pone il problema della valutazione di tale capacità a partire dalle caratteristiche dei singoli materiali che lo costituiscono.

Lo scopo della presente memoria è di illustrare la caratterizzazione termo meccanica di tre malte commerciali (di classe M5, M10, M15), al fine di valutarne la compatibilità per la realizzazione di murature tagliafuoco con mattoni forati in calcestruzzo o in laterizio, e di confrontare il comportamento residuale delle malte con quello del calcestruzzo ordinario [1-3,5]. Le considerazioni sulla compatibilità saranno formulate sulla base delle risultanze sperimentali ottenute sulle malte, il cui comportamento meccanico e termico è stato oggetto di indagini sperimentali



(a)



(b)

Figura 1 - (a) Provino cilindrico strumentato con due termocoppie (TC1 e TC2), posto nel forno elettrico per riscaldamento fino a 900°C finalizzato alla valutazione della diffusività termica (il tubo metallico – “steel tube” – ha il compito di rendere più omogeneo il campo termico attorno al provino); e (b) provini prismatici all'interno del forno elettrico, appena prima del ciclo termico con temperatura massima di 600°C.

condotte presso il Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano. Tale indagine dimostra che, per una tipologia di muratura standard, le malte possono avere un comportamento al fuoco uguale o migliore di quello del materiale di cui sono costituiti i blocchi.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

La caratterizzazione termo-meccanica ha riguardato tre malte a prestazione garantita, indicate nel seguito con M5, (resistenza caratteristica a compressione superiore a 5 MPa), M10 (resistenza caratteristica a compressione superiore a 10 MPa) e M15 (resistenza caratteristica a compressione superiore a 15 MPa), in accordo con la normativa vigente. La malta M5, pur essendo fibrinforzata, può essere considerata sufficientemente rappresentativa delle malte ordinarie di pari classe (quali – ad esempio – una malta bastarda), cui fare riferimento nell'indagine sulle altre due a prestazioni più elevate. Per le caratteristiche generali delle tre malte si veda la Tabella 1.

La caratterizzazione meccanica si è resa necessaria per completare le prove eseguite dal produttore, atte a verificare le caratteristiche chimico-fisico-meccaniche delle tre malte; a titolo di esempio, da prove precedenti, il coefficiente di assorbimento capillare e la resistenza di aderenza al supporto sono risultati di $0.37 \text{ kg}/(\text{m}^2 \times \text{min}^{0.5})$ e 1.20 MPa nel caso della malta M15, contro $0.65 \text{ kg}/(\text{m}^2 \times \text{min}^{0.5})$ e 0.75 MPa nel caso della M5, e $0.70 \text{ kg}/(\text{m}^2 \times \text{min}^{0.5})$ e $\approx 0.35 \text{ MPa}$ nel caso di una tipica malta bastarda.

La caratterizzazione termo-meccanica (resistenza a compressione, resistenza a trazione in flessione su 3 punti, modulo elastico secante, massa volumica e diffusività termica) sono funzionali alla formulazione di considerazioni sulla resistenza meccanica (R) e sulla capacità di isolamento (I) di una muratura avente giunti realizzati con le suddette malte. Un discorso a parte deve essere fatto per la ermeticità o tenuta (E), per cui non è possibile prescindere da prove al vero condotte su moduli di muratura, da integrare con valutazioni numeriche [7].

I cilindri per le prove di compressione e per la valutazione del modulo elastico secante sono stati 24 ($\varnothing \times h = 80 \times 160 \text{ mm}$), cui si sono aggiunti 3 provini per la valutazione della diffusività termica ($\varnothing \times h = 100 \times 300 \text{ mm}$). Per questi tre ultimi, sono state predisposte delle casserature speciali, ciascuna con dotazione di due termocoppie già disposte in posizione opportuna, in modo cioè che – dopo il getto della malta – le termocoppie fossero già in posizione: l'una prossima alla superficie del cilindro di malta, e l'altra sull'asse del cilindro stesso.

Tutti i cilindri sono stati stagionati per almeno 28 giorni presso il luogo ove è avvenuto il getto in condizioni quasi sigillate (in quanto all'interno delle rispettive casserature costituite da tubi di materiale plastico privi di fondo e di coperchio), alla temperatura di 20-25°C ed umidità relativa pari a 60-70%. Successivamente, si è provveduto a tagliare

alla giusta lunghezza e a spianare i provini, in modo da garantire la planarità ed il parallelismo delle facce estreme.

Al fine di appurare l'influenza del processo di maturazione sulle prestazioni meccaniche, sono stati sottoposti a prova di compressione altri 6 cilindri, mantenuti in camera umida sino al raggiungimento dei 28 giorni di età.

In Figura 1a è riportata la fotografia di un provino posto nel forno elettrico a controllo PID (proporzionale-integro-differenziale) della velocità di riscaldamento; il provino è uno dei tre con termocoppie per la misura delle temperature superficiale ed assiale, al fine di valutare la diffusività termica. Il provino è inserito in un tubo di acciaio, che garantisce l'uniformità del campo termico. Il parametro di controllo del forno è la temperatura interna del tubo di acciaio.

La resistenza a trazione indiretta per flessione è stata misurata su provini prismatici di dimensione $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ (Figura 1b [8]), e i due monconi risultanti dalla rottura di ogni prisma sono stati poi assoggettati a prova di compressione. È opportuno osservare che, analogamente ai 6 cilindri supplementari utilizzati per le prove di compressione, anche i provini prismatici sono stati maturati in camera umida per almeno 28 giorni prima di essere assoggettati alle prove meccaniche.

3. CARATTERIZZAZIONE TERMICA

La diffusività è il parametro che controlla la trasmissione del calore per conduzione, ed ha il significato fisico di rapporto fra calore trasmesso e calore accumulato nel materiale (a maggiore diffusività termica corrisponde minore potere isolante, e viceversa). Essa viene definita come $D = \lambda/(c \rho)$, ove λ è la conducibilità termica, c è il calore specifico e ρ è la massa volumica. La sua misura ha richiesto – come già si è detto – la preparazione di un cilindro per ogni tipo di malta, strumentato con due termocoppie atte a misurare la temperatura superficiale e la temperatura sull'asse, e collocate nella sezione mediana del cilindro stesso (Figura 1a). A partire dalle due temperature misurate è possibile calcolare il valore della diffusività, supponendo che essa abbia un andamento costante a tratti, e che la velocità di riscaldamento sia costante.

Ognuno dei 3 cilindri strumentati è stato riscaldato lentamente da 20°C a 900°C, in modo da permettere – ad intervalli regolari – di misurare le temperature fornite dalle due termocoppie. Come si può osservare in Figura 2a, nell'intervallo 200-550°C le tre malte hanno denotato valori pressoché costanti della diffusività termica e prossimi a 0.25-0.35 mm^2/s , molto minori di quelli normalmente riscontrati nel calcestruzzo ordinario (si veda in Figura 2a la banda grigia, che rappresenta l'intervallo di valori di conducibilità indicato in normativa [2]).

Si può dire che rispetto alla curva media del calcestruzzo ordinario, la diffusività termica delle tre malte sia circa del 30-35% inferiore: tale circostanza rappresenta un fattore molto positivo in vista dell'applicazione strutturale delle malte stesse, in quanto in murature con blocchi di calcestruzzo o mattoni riposanti su letti di malta non è certo la malta a

Calce, cemento ed aggregato siliceo (0-4 mm)	secondo EN 13139
Cloro solubile	$\leq 0.05\%$
Massa volumica allo stato fresco	2000 kg/m^3
Massa volumica allo stato asciutto	1850 kg/m^3
Conducibilità termica allo stato asciutto	0.80-0.90 $\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$

Tabella 1 - Caratteristiche generali delle malte esaminate.

causare ponti termici. Si sottolinea come tale buona caratteristica di isolamento delle malte sia propria anche delle malte M10 ed M15, che si confermano tanto isolanti quanto le malte ordinarie rappresentate dalla malta M5.

Si osservi che i vistosi picchi negativi a 150-200°C e a 550-580°C corrispondono (a) al passaggio dell'acqua contenuta nei pori dallo stato liquido allo stato di vapore (il rapporto acqua/cemento nelle malte raggiunge valori di poco inferiori all'unità, rispetto agli usuali valori 0.45-0.60 nel calcestruzzo ordinario), e (b) al cambiamento di regime cristallino (da α a β) del quarzo contenuto nella sabbia. Ambedue questi fenomeni sono endotermici e quindi si manifestano con assorbimento di calore (a temperatura pressoché costante), il che comporta picchi positivi nel calore specifico, e picchi negativi nella diffusività termica.

Si noti che al di sotto di 100-150°C il metodo usato non permette una valutazione affidabile della diffusività termica (in quanto il riscaldamento del provino è ancora caratterizzato da un forte transitorio), mentre al di sopra di 800°C il fenomeno della calcinazione (con dissociazione del carbonato di calcio in ossido di calcio ed anidride carbonica a partire da circa 700°C) danneggia talmente il materiale da rendere assai dubbi i valori calcolati per la diffusività termica.

4. PERDITA DI MASSA VOLUMICA ALL'ALTA TEMPERATURA

Al termine dei cicli termici di cui si dirà al punto successivo, ciascun provino è stato pesato, per valutarne la massa e quindi la perdita della massa volumica (densità) alle varie temperature di riferimento.

Come si può vedere in Figura 2b, la perdita di massa volumica è pressoché la stessa per le tre malte (ogni punto è la media di due misure sperimentali). Rispetto al calcestruzzo ordinario, la perdita è però maggiore (a 600°C, la perdita è prossima al 12% per le malte e al 5% per il calcestruzzo).

La spiegazione più ovvia sta nel maggior contenuto d'acqua delle malte (il rapporto acqua/cemento può superare il 90%, a fronte di contenuti simili di cemento [9]). Ad esempio, per massa volumica apparente di 1900 kg/m³, contenuto di cemento di 350 kg/m³ e contenuto di acqua di 280 kg/m³ ($a/c = 0.80$, compresa l'acqua contenuta nell'aggregato), assumendo che l'acqua combinata sia pari al 22% del peso di cemento (77 kg) e che l'acqua libera nei micropori sia quindi $280 - 77 = 203$ kg, si può ritenere che a 400°C tutta l'acqua libera sia stata espulsa (203 kg), il che comporta un calo di massa volumica di $203/1900 = 10.7\%$, valore assai prossimo a

quello misurato. (Si noti che nelle normali condizioni di maturazione molta acqua viene persa nel passaggio dallo stato fresco allo stato indurito – attorno a 100-150 kg/m³ – il che qui non è avvenuto essendo stati i provini maturati in condizioni quasi sigillate; si noti anche che già a partire da 100-150°C l'acqua combinata tende ad essere espulsa, del che non è stato tenuto conto nelle precedenti valutazioni).

Si osservino anche le diverse densità iniziali, variabili da 1982 kg/m³ (M15) a 1866 kg/m³ (M10) ed a 1758 kg/m³ (M5).

5. RESISTENZA A COMPRESSIONE DOPO RISCALDAMENTO AD ALTA TEMPERATURA

La caratterizzazione è stata eseguita su provini cilindrici (diametro ≈ 80 mm ed altezza ≈ 160 mm) consegnati al Politecnico in numero di 24, la cui prova in compressione è stata eseguita sia in condizioni vergini (materiale non riscaldato, $T = 20^\circ\text{C}$), sia dopo ciclo termico a $T = 200, 400$ e 600°C .

I cicli termici sono sempre consistiti in un lento riscaldamento fino alla temperatura di riferimento ($\Delta T/\Delta t = 1^\circ\text{C}/\text{minuto}$), seguito da un periodo di riposo alla stessa temperatura (120 minuti) e da un ancor più lento raffreddamento ($\Delta T/\Delta t = -0.25^\circ\text{C}/\text{minuto}$) fino alla temperatura ambiente (20°C). In tal modo è stata garantita l'uniformità del campo termico in ogni istante del ciclo termico e sono quindi stati evitati gradienti termici tali da provocare l'insorgere di pericolose autotensioni.

Le prove sono avvenute in condizioni "residuali", cioè dopo raffreddamento dalla temperatura di riferimento alla temperatura ambiente (Figura 3). Come è noto, in tali condizioni la resistenza a compressione dei materiali cementizi è minore (del 15-25% e più) di quella "a caldo".

Sono stati provati 2 cilindri per ogni temperatura di riferimento e per ogni malta; tale numero (da considerarsi come un "minimo invalicabile") è risultato sufficiente in virtù della eccellente ripetibilità delle prove a tutte le temperature di riferimento e per tutte le tre malte.

Le prove sono state condotte in controllo di spostamento (attraverso il controllo dello spostamento relativo fra i piatti di carico), a carico crescente con velocità di 2.5 $\mu\text{m}/\text{s}$ (fino al picco del carico), e a carico decrescente con velocità di 5.0 μm fino al 50% del carico di picco, e di 10.0 μm per carico inferiore e decrescente fino alla rottura per schiacciamento.

In Figura 4a sono riportati i risultati delle prove a compressione su cilindro. La malta M15 dimostra di avere le prestazioni migliori a tutte le temperature, e di avere – a

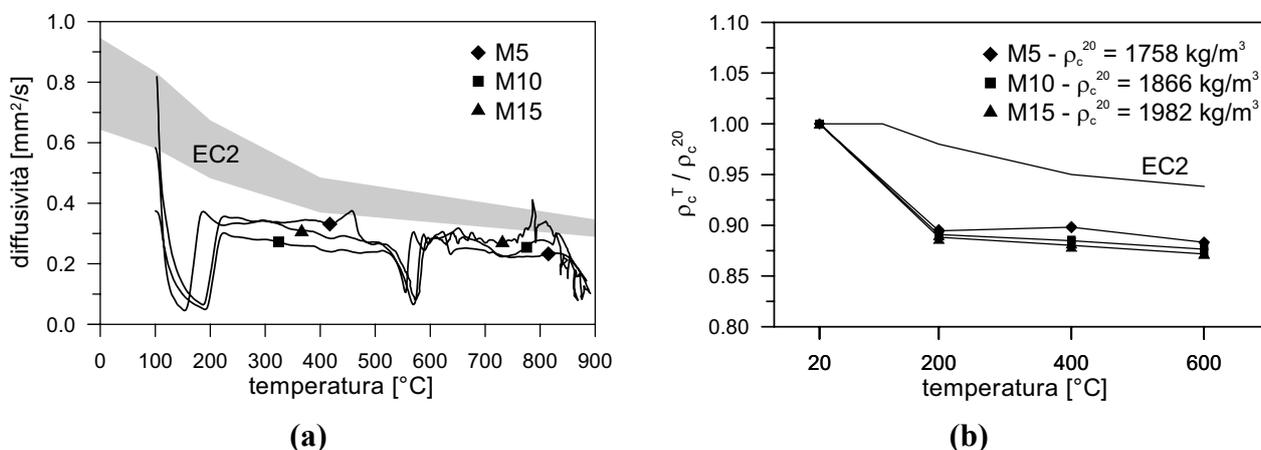


Figura 2 - (a) Diagrammi della diffusività termica in funzione della temperatura (la banda grigia rappresenta il calcestruzzo ordinario, secondo le espressioni introdotte in EC2 per massa volumica, calore specifico e conducibilità termica in funzione della temperatura); e (b) diagrammi normalizzati della massa volumica in funzione della temperatura e diagramma fornito da EC2 per calcestruzzo ordinario.

600°C – resistenza residua più che doppia rispetto alla malta M5, qui considerata come malta di riferimento.

Si noti che le resistenze misurate a 20°C sono in linea con quelle attese ($R_c = 17, 14$ e 8 MPa), purché si tenga conto dei seguenti fattori:

- la resistenza R_c delle malte è normalmente misurata su cubi (lato 40 mm), per cui nel passaggio dalla resistenza misurata su cilindro f_c a quella misurata su cubo R_c occorre tener conto del rapporto $f_c/R_c = 0.80-0.85$, il che comporta un incremento del 18-25% della resistenza cilindrica;
- i provini usati nelle prove sulle malte, essendo di piccole dimensioni (cubi di lato 40 mm), sono caratterizzati da un non trascurabile “effetto dimensionale”; secondo tale effetto, la resistenza risulta maggiore nel caso di provini piccoli rispetto a quella misurata su provini di dimensioni maggiori (80-160 mm nei cilindri provati in questa campagna sperimentale); si può ritenere pertanto che a causa dell’effetto dimensionale la resistenza su provini di dimensioni 80-160 mm sia almeno del 10-15% inferiore a quella misurata su provini di dimensioni 40 mm; quindi, per passare alla equivalente resistenza su provini piccoli, la resistenza cilindrica misurata va incrementata almeno del 10-15%;
- la maturazione in cassaforma – pur essendo avvenuta in condizioni quasi sigillate – non permette di raggiungere i valori di resistenza corrispondenti alla maturazione in ambiente controllato ($T = 22^\circ\text{C}$ e U.R. $\approx 95\%$); pertanto, la resistenza cilindrica misurata va incrementata almeno del 10-15%.

Molto significativo è il confronto in Figura 4b, ove si vede come le tre malte abbiano un decadimento meccanico molto prossimo a quello del calcestruzzo ordinario (rappresentato dalla banda grigia; occorre tenere presente che la banda grigia

si riferisce alla resistenza “a caldo”, mentre le curve sperimentali si riferiscono alla resistenza “residuale”, del 15-25% minore, come già si è detto).

Frequente (e ben documentato in letteratura) è l’aumento della resistenza a compressione fino a 250-300°C, che però è di scarso interesse pratico.

Il decadimento della resistenza a compressione simile a quello di un calcestruzzo ordinario è un fatto altamente positivo, in quanto esclude che in una muratura in blocchi di calcestruzzo i letti di malta siano “l’anello debole” della catena resistente, e ciò a qualunque temperatura.

Tale affermazione è sicuramente valida, se si limita l’attenzione alla sola resistenza nei confronti di sforzi normali, agenti cioè in direzione ortogonale ai giunti di malta orizzontali, e immaginando che il comportamento del sistema giunto-mattone sia costituito dal comportamento dei due materiali disposti “in serie”. Le numerose evidenze sperimentali hanno altresì mostrato come la capacità portante di una muratura sia limitata anche dalla complessa interazione tra la malta dei giunti ed i mattoni, ben interpretata dal modello di Hilsdorf [10]: all’interno di una muratura soggetta a sforzi di compressione, i giunti di malta tenderebbero ad espandersi in direzione trasversale, trovando l’opposizione dei mattoni; la malta verrebbe pertanto a trovarsi in condizioni di compressione triassiale (generalmente favorevole per i “conglomerati”, o più in generale per i materiali “ad attrito interno”), mentre i mattoni si troverebbero in uno stato di trazione-compressione, che potrebbe causarne la rottura per spacco. E’indubbio che una parola definitiva sul comportamento in compressione di una muratura all’alta temperatura dovrebbe tenere conto opportunamente di tutti questi fenomeni; si deve peraltro osservare, come esistano assai poche evidenze sperimentali sul possibile andamento del coefficiente di contrazione trasversale in funzione della



(a)



(b)



(c)

Figura 3 - Apparato sperimentale: (a) pressa elettro-meccanica INSTRON da 100 kN capace di eseguire prove in trazione/compressione in controllo di spostamento, deformazione o carico (si osservino i 3 DD1 resistivi con base 50 mm per la misura della deformazione assiale e per la determinazione del modulo elastico); (b) unità di controllo della pressa e di acquisizione-dati; e (c) provino strumentato.

temperatura, anche per i calcestruzzi (un raro esempio si trova in [11]).

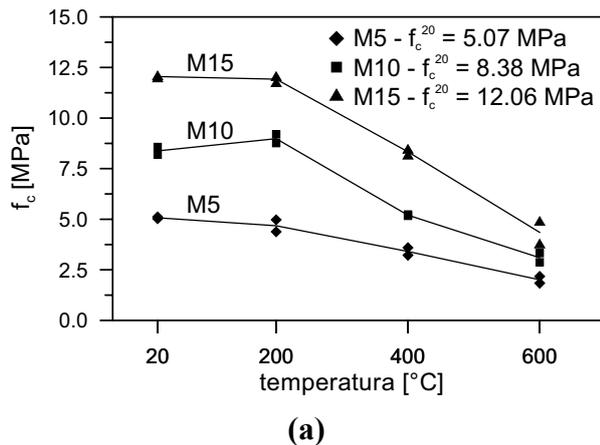
A completamento delle prove effettuate su cilindri maturati in condizioni quasi sigillate ma non standard, sono state eseguite – come già è stato detto – prove su ulteriori 6 cilindri maturati in camera umida. Tali prove, limitate a 20°C (cioè con provini in condizioni vergini), sono state effettuate in controllo di carico, ad una velocità di 0.5-1.0 MPa/s, conformemente alle indicazioni normative. I risultati (non riportati in questo lavoro) mostrano come la maturazione in camera umida permetta di raggiungere valori del tutto congruenti con le resistenze cubiche attese di 17, 14 e 8 MPa.

6. MODULO ELASTICO DOPO RISCALDAMENTO AD ALTA TEMPERATURA

Il modulo elastico è stato valutato a partire dalle curve tensione-deformazione, come modulo “secante”, per valori tensionali compresi fra il 30 ed il 50% della resistenza (= tensione di picco della curva tensione-deformazione), Figura 5a.

I valori a 20°C sono molto bassi rispetto a quelli di un calcestruzzo ordinario, come d'altra parte è noto per le malte (nel nostro caso si va dal 44% della malta M5 al 60% della malta M15, valutando il modulo elastico del calcestruzzo ordinario con la formula presente in MC 90: $E_c = 11000 \times f_c^{0.3}$, ove f_c ed E_c sono misurati in MPa).

La malta M15 si dimostra ancora la migliore fino a 400°C,



per poi coincidere con la malta M10. Sempre a 400°C, rispetto alla malta di riferimento M5 la malta M15 ha modulo elastico residuo del 100% superiore.

Le suddette considerazioni vengono confermate dai diagrammi normalizzati (Figura 5b), ove si dimostra come fino a 400°C il decadimento del modulo della malta M15 sia il minore, per poi allinearsi con quello delle altre due malte. Comunque fino a 200°C il decadimento del modulo elastico secante delle tre malte risulta addirittura inferiore a quello del calcestruzzo ordinario, rappresentato dalla banda grigia riportata in Figura 5b, mentre per temperature più elevate le tre malte presentano un decadimento perfettamente in linea con il calcestruzzo ordinario.

7. RESISTENZA A TRAZIONE E RESISTENZA A COMPRESSIONE CUBICA

Come ricordato in precedenza, la resistenza a trazione indiretta per flessione è stata misurata su provini prismatici di dimensione 40 × 40 × 160 mm, sottoposti ad un carico concentrato in corrispondenza della mezzeria, secondo la procedura indicata dalla normativa UNI EN 1015-11. I due monconi risultanti dalla rottura di ogni prisma sono stati poi assoggettati a prova di compressione, tramite una piastra di dimensioni 40 × 40 mm, consentendo in questo modo la misura della resistenza cubica.

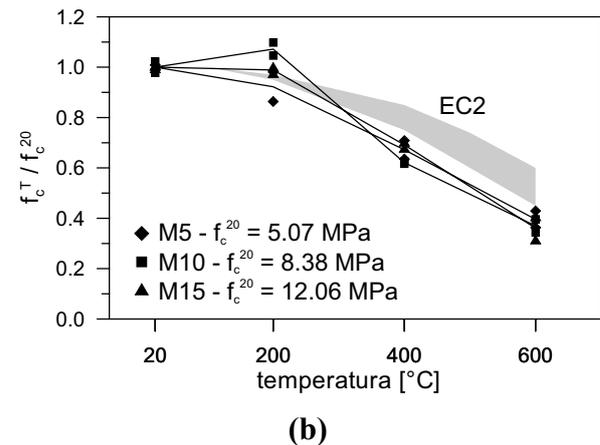


Figura 4 - (a) Diagrammi della resistenza a compressione cilindrica; e (b) diagrammi normalizzati della resistenza a compressione cilindrica in funzione della temperatura.

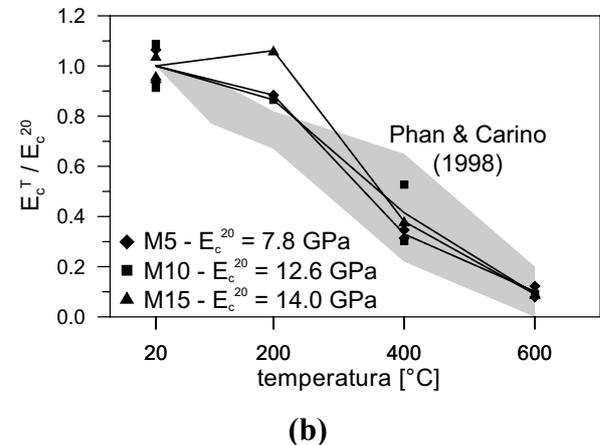
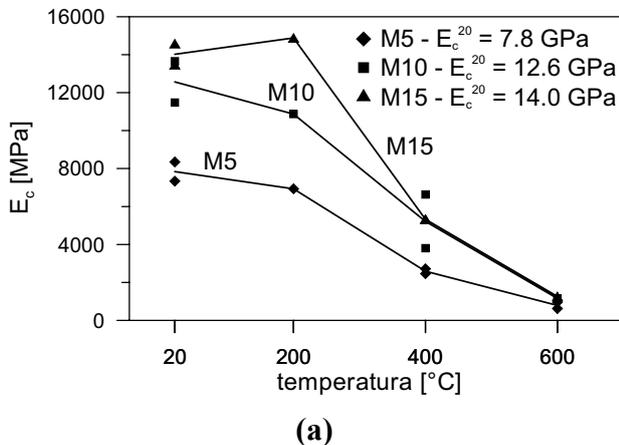
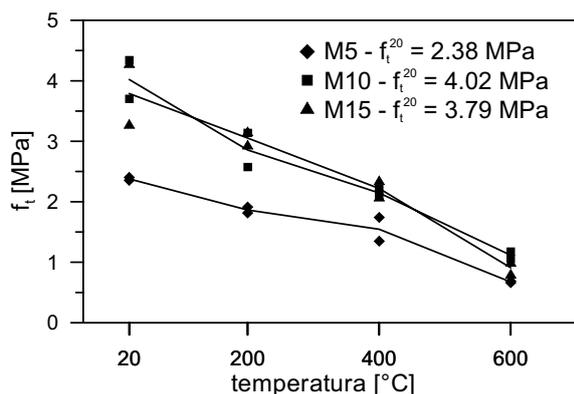
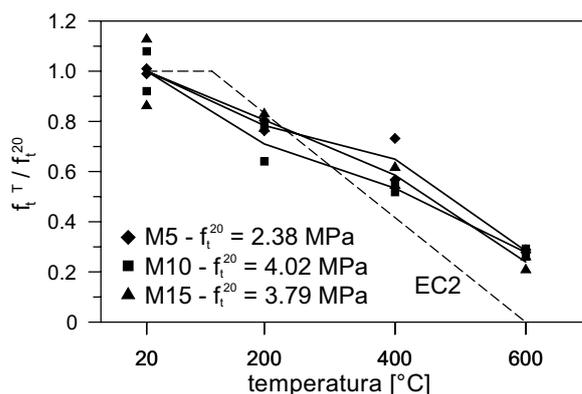


Figura 5 - (a) Diagrammi del modulo elastico secante in funzione della temperatura; e (b) diagrammi normalizzati del modulo elastico secante in funzione della temperatura.

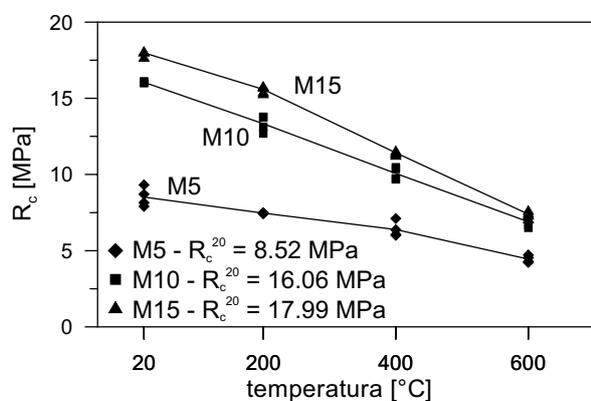


(a)

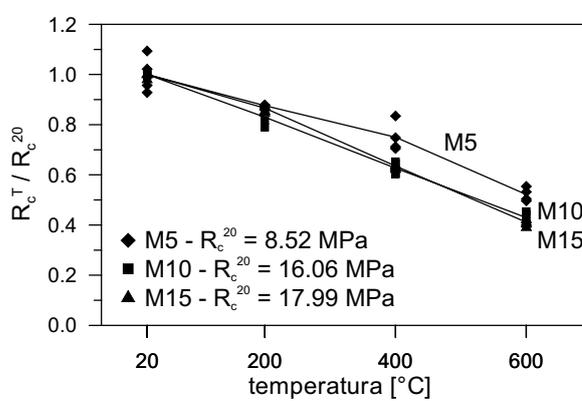


(b)

Figura 6 - (a) Diagrammi della resistenza a trazione indiretta per flessione in funzione della temperatura; e (b) diagrammi normalizzati della resistenza a trazione indiretta per flessione in funzione della temperatura.



(a)



(b)

Figura 7 - (a) Diagrammi della resistenza a compressione (misurata su cubetti); e (b) diagrammi normalizzati della resistenza a compressione (misurata su cubetti) in funzione della temperatura.

I risultati relativi alla resistenza a trazione indiretta per flessione (Figura 6a) confermano in parte quanto già osservato in compressione (Figura 4a), ma denotano anche la virtuale coincidenza della malte di migliori caratteristiche (M10 e M15). In Figura 7b è mostrato il decadimento normalizzato della resistenza a trazione indiretta, confrontato con le prescrizioni fornite dall'Eurocodice 2 per la resistenza a trazione "a caldo" di calcestruzzi ordinari. Si noti come, analogamente al caso delle resistenze a compressione, le malte tendano a comportarsi in maniera simile ad un tipico calcestruzzo. Le maggiori differenze si riscontrano al di sopra dei 200°C: le malte sembrerebbero essere meno sensibili all'alta temperatura, ma ciò potrebbe anche essere dovuto alla modalità di misura della resistenza a trazione indiretta che, a differenza della resistenza a trazione diretta, comporta significative redistribuzioni tensionali sulla sezione più sollecitata del provino, con un conseguente aumento della resistenza a trazione "apparente" (calcolata, cioè, assumendo una distribuzione lineare delle tensioni sulla sezione).

I risultati di resistenza a compressione cubica sono mostrati in Figura 7. Anche in questo caso, si conferma come la maturazione in camera umida sia benefica ai fini delle prestazioni dei materiali, che mostrano infatti resistenze medie a 20°C ($R_c^{20} = 18, 16$ e 8.50 MPa) perfettamente in linea o addirittura superiori ai valori attesi ($R_c = 17, 14$ e 8 MPa). Quanto al decadimento in funzione della temperatura, esso

risulta pressoché perfettamente lineare per M15 ed M10, con valori a 600°C pari all'incirca alla metà dei valori in condizioni vergini, mentre la malta M5 risulta leggermente meno sensibile al danneggiamento termico al di sopra dei 200°C. In questo caso non è possibile effettuare un confronto diretto con le curve da normativa, poiché la resistenza cubica misurata su provini 40×40 mm risente in maniera significativa dell'effetto dimensionale già citato, e dell'attrito tra provino e piastre della pressa. In ogni caso, il decadimento misurato risulta in linea con quello valutato sui provini cilindrici.

8. CONCLUSIONI

Le prove condotte sulle malte tre malte di classe M5, M10 ed M15 hanno dimostrato le buone caratteristiche fisico-meccaniche delle tre malte ad alta temperatura ($T \leq 600^\circ\text{C}$), con riferimento alla diffusività termica, alla resistenza a compressione cilindrica e cubica, ed al modulo elastico secante.

In particolare:

- Le tre malte hanno mostrato diffusività termica complessivamente più bassa di quella del calcestruzzo ordinario (dal 25 al 40% in meno), il che indica per le tre malte un forte potere isolante; pertanto, in pareti in blocchi

di calcestruzzo le malte in questione non costituiranno mai un ponte termico.

- Le due malte più prestanti (M10 ed M15) hanno denotato caratteristiche di resistenza residuale a compressione decisamente migliori di quelle della malta M5, a tutte le temperature, ma in termini relativi tutte e tre le malte hanno mostrato resistenza residuale a compressione molto simile a quella del calcestruzzo ordinario fino a 600°C; pertanto, in pareti a blocchi di calcestruzzo le malte in questione non rappresenteranno mai, a qualunque temperatura, l'anello debole della catena resistente (queste considerazioni prescindono dal complesso stato tensionale triassiale che si genera nei relativamente sottili strati di malta fra blocco e blocco).
- Anche per il modulo elastico secante residuale le due malte più prestanti si comportano meglio della malta M5, a tutte le temperature; tuttavia, in termini relativi il decadimento del modulo elastico è simile nei tre casi, ed è inferiore a quello del calcestruzzo ordinario alle temperature basse (al di sotto dei 200°C), mentre a seguito di esposizione a temperature più elevate, le malte presentano decadimenti del tutto in linea con il calcestruzzo ordinario. Resta però il fatto che il modulo elastico delle tre malte nelle condizioni vergini è molto più basso di quello del calcestruzzo ordinario, come è ben noto; tuttavia, nel caso della malta M15 il modulo elastico raggiunge – a 20°C – il 60% di quello del calcestruzzo ordinario di corrispondente resistenza; tale elevata frazione (60%) favorisce la compatibilità cinematica fra strati di malta e blocchi di calcestruzzo o mattoni.
- Anche in termini di resistenza residuale a trazione indiretta, il comportamento delle tre malte appare in linea con quello “a caldo” di un tipico calcestruzzo.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare la Società VAGA del Gruppo MAPEI, che ha finanziato la campagna di prove, ed in particolare l'Ing. Emanuele Della Pasqua e il Dr. Enrico Parmini per la preziosa assistenza.

I provini sono stati preparati con le malte FibroMalta (M5), MaltaBLOK (M10) e HR15 (M15).

BIBLIOGRAFIA

- [1] BUCHANAN, A. – (2002), *Progetto delle strutture resistenti al fuoco*, Hoepli, Milano, 436 pp. (Edizione italiana aggiornata agli Eurocodici a cura di Pietro Gambarova e Roberto Felicetti).
- [2] UNI EN 1992-1-2 – (2005), *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio*, UNI – Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano, 97 pp.
- [3] FELICETTI, R. e GAMBAROVA, P.G. – (1998), Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes, *ACI Materials Journal*, Vol. 95, No. 4, July-August 1998, pp. 395-406.
- [4] PHAN, L. e CARINO, N. – (1998), Review of Mechanical Properties of HSC at elevated Temperature, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 10, No. 1, pp. 58-64.
- [5] BAMONTE, P., GAMBAROVA, P.G. e MEDA, A. – (2008), Today's Concretes Exposed to Fire – Test Results and Sectional Analysis, *Structural Concrete*, Vol. 9, No. 1, March 2008, pp. 19-30.
- [6] Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”.
- [7] DAL LAGO, A. – (2002), Problematiche di Realizzazione di Muri Tagliafuoco e di Pannelli Rei 120 – 180, Atti del 14° Congresso C.T.E. Mantova, 7-8-9 Novembre 2002.
- [8] UNI EN 1015-11 – (2007), *Metodi di prova per malte per opere murarie – Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*, UNI – Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano, 10 pp.
- [9] NEVILLE, A.M. – (2008), *Properties of Concrete*, pubblicato da Dorling Kindersley per conto di Pearson Education (South Asia), 844 pp.
- [10] HILSDORF, H. – (1965), Die Bestimmung der Zweiachsigen Festigkeit des Betons, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 173, Beuth Verlag (Berlino, Germania).
- [11] BAMONTE, P. e GAMBAROVA, P.G. – (2010), Thermal and Mechanical Properties at High Temperature of a Very High-Strength Durable Concrete, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 22, No. 6, pp. 545-555.

REALIZZAZIONE DI UN GETTO MASSIVO SENZA RIPRESE

Gabriele Bertagnoli¹, Giuseppe Mancini¹, Francesco Tondolo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

Il secondo getto di calcestruzzo al mondo per dimensioni è stato realizzato a Torino nel settembre 2010. Esso costituisce la platea di fondazione della Torre per uffici Intesa San Paolo. Si tratta di un parallelepipedo quasi perfettamente regolare di dimensioni in pianta di 43.6x63.7m avente spessore 4.3m per un totale di quasi 12000m³ di getto. Se si considerano solamente i getti eseguiti con calcestruzzo preconfezionato in stabilimento e trasportato in sito con betoniere questo diventa il primo getto al mondo per dimensioni.

L'opera è stata compiuta con un getto in una unica fase della durata di 100 ore che ha richiesto un impegno di uomini e mezzi operando in continuità nell'intero arco giornaliero. E' stato utilizzato un calcestruzzo autocompattante (SCC) appositamente studiato per questo intervento.

Nella presente memoria sono descritti lo studio, le scelte progettuali e le verifiche che hanno reso possibile il primato, nonché gli indubbi vantaggi di tipo economico, ambientale e prestazionale che tale scelta ha comportato.

SUMMARY

The second reinforced concrete casting in the world for casting dimensions was realized in Turin (Italy) during September 2010. It constitutes the foundation raft of the high rise building that will guest the offices of Intesa San Paolo bank. The foundation is an almost regular rectangular prism 43.6m wide by 63.7m long and 4.3m thick. The total volume of concrete is about 12000m³.

The casting was realized in a single phase of about 100 hours working with men and means in continuously on the entire day. A self-compacting concrete (SCC) especially designed for the occasion was used. If only the castings realized with ready-mix concrete prepared in concrete mixing plant and delivered to the working sites with concrete truck mixers are considered, the Intesa San Paolo foundation becomes the first casting in the world for dimensions.

The study, the design choices and the solutions that made possible this record are described in the present work together with the clear improvement of engineering performance and both economic and environmental advantages achieved.

1. INTRODUZIONE

Lo studio del comportamento termo-meccanico delle strutture in calcestruzzo armato è un argomento che in generale interessa quelle opere massive che richiedono notevoli quantità di materiale per essere realizzate. Strutture massive sono ad esempio dighe, opere di sostegno in generale ma anche strutture di fondazione quale quella oggetto del presente lavoro. Tali elementi esplicano la loro funzione strutturale grazie alla grande estensione e alla enorme massa.

La durabilità di tali opere è messa a rischio dal formarsi di fenomeni fessurativi indotti dalla geometria stessa dell'elemento strutturale nonché dalla procedura di costruzione. Poiché, come ampiamente noto, lo sviluppo di calore dovuto al fenomeno di idratazione della pasta cementizia induce un aumento di temperatura anche notevole nel caso di getti massivi e quindi deformazioni e queste a loro volta determinano tensioni che possono indurre fessurazioni.

Peraltro il fenomeno è ulteriormente complicato dal fatto che tali deformazioni si manifestano durante le prime fasi di maturazione del calcestruzzo durante le quali si assiste ad una progressiva modifica dei parametri meccanici coinvolti.

Ad incrementare la complessità dello studio intervengono

anche i fenomeni reologici quali il ritiro ed il fluage. Questi fenomeni assieme alla loro stessa evoluzione contribuiscono a rendere imprevedibile il punto e il momento in cui le eventuali fessurazioni avranno luogo.

Ne deriva che per poter analizzare efficacemente tale fenomenologia è necessaria un'analisi strutturale raffinata, di tipo non lineare, che tenga conto della fessistica di getto e soprattutto dell'evoluzione dei parametri prima citati.



Figura 1. Esecuzione del getto

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'oggetto dell'analisi è la platea di fondazione della Torre Intesa S.Paolo, in costruzione a Torino. La platea ha dimensioni 43.6x63.7x4.3m per un totale di 11943m³ di getto.

La struttura è un monolito a forma di parallelepipedo (con alcune irregolarità dovute alla presenza delle fosse ascensore e di una piccola risega su uno dei due lati longitudinali). Nel modello a elementi finiti è stata inoltre schematizzata una porzione del terreno circostante lo scavo, con annessi diaframmi, fino ad una distanza di 8m dai bordi della platea stessa. Tale scelta è giustificata dalla necessità di simulare correttamente l'interazione termica tra il getto ed il terreno circostante, essendo il primo in grado di scaldare una notevole massa del secondo. Uno schema del modello è mostrato in Figura 2.

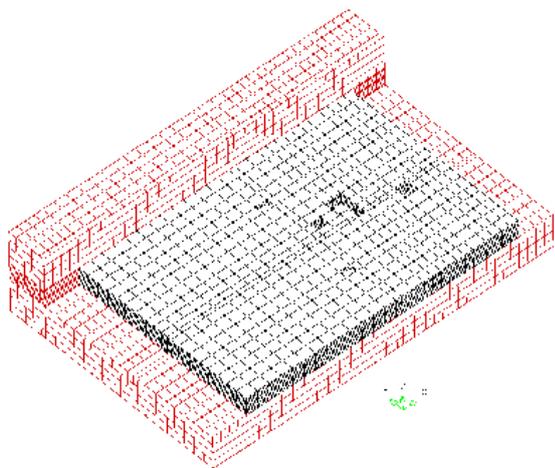


Figura 2. Modello della platea

Il getto ha una durata teorica di 100 ore (4 giorni e 4 ore). Nel modello numerico sono state ipotizzate 10 fasi costruttive, ciascuna corrispondente alla realizzazione di uno strato di calcestruzzo di 43cm. Ogni fase dura 10 ore. La presa, l'indurimento, l'evoluzione dei parametri meccanici e i processi reologici del calcestruzzo sono differenti nei 10 strati in funzione del tempo di getto, della temperatura raggiunta, del grado di reazione e della geometria variabile del getto (raggio idraulico).

La platea è realizzata con un unico getto in opera con il calcestruzzo denominato "Calcestruzzo C28/35 SCC per la platea di fondazione", qualificato da Unical Laboratorio di Ricerca e Sviluppo - Settimello (FI), la cui composizione è di seguito riportata:

- CEM 32.5N IV/A-P formulato "ad hoc" per questa commessa in quantità massima di 370kg/m³ (con macinazione particolarmente grossa);
- micronizzato calcareo ultrafine;
- aggregati frantumati da giacimento alluvionale con litologie alpine con diametro massimo <20mm;
- superfluidificante policarbossilico formulato "ad hoc" (<2kg/m³);
- additivo ritardante per lo sviluppo modulato dell'idratazione (con dosaggio variabile in funzione delle condizioni atmosferiche rilevate durante il getto).
- rapporto a/c <0.55

Le prestazioni richieste a questo calcestruzzo sono:

- slump flow ≈750mm;
- J-ring al getto ≈730mm;
- tempo di V-funnel al getto ≈6s;
- massimo incremento di temperatura in condizioni adiabatiche ≤32°C

- inizio fase di presa/riscaldamento ≥12h;
- picco di presa/riscaldamento ≈60h;
- R_{ck} (a 60gg) ≥35MPa;
- R_{cm} (a 3gg) ≤15MPa;

La rappresentazione grafica semplificata dell'evoluzione della consistenza del calcestruzzo in condizioni isoterme di maturazione è mostrata in Figura 3.

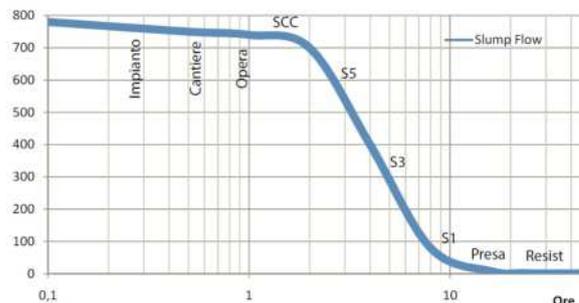


Figura 3. Consistenza del calcestruzzo

Tale materiale è stato analizzato e classificato per quanto riguarda:

- sviluppo del calore di idratazione in condizioni adiabatiche
- sviluppo delle resistenze a compressione e a trazione nel tempo
- sviluppo del modulo elastico nel tempo
- ritiro
- fluage con carichi a 2,3 e 7gg.

3. DESCRIZIONE DELL'ANALISI

Gli obiettivi del presente lavoro sono:

- la valutazione della possibilità di formazione di fessure nell'opera in oggetto durante le fasi di cantiere e nei mesi immediatamente successivi;
- la stima dell'eventuale ampiezza di dette fessure;
- la modifica dell'armatura in modo che l'apertura delle fessure, ove presenti, non sia superiore a w_k=0.10mm per ottenere un manufatto il più compatto possibile, limitando la permeabilità della struttura e garantendo una vita utile di progetto di 100 anni.

I fenomeni fessurativi di cui trattasi sono da imputare agli stati coattivi generati dalle azioni permanenti (peso proprio), dal comportamento reologico del calcestruzzo, dalla successione delle fasi di costruzione, dal calore generato dalla reazione di idratazione e da eventuali altre deformazioni impresse.

Per cogliere tali aspetti si è modellata la struttura in oggetto con il codice ad elementi finiti non lineare DIANA 9.3 [1].

Tramite la simulazione ad elementi finiti si è percorso il periodo di tempo corrispondente alle fasi costruttive della platea, seguito da un periodo di ulteriori 200 giorni con le premesse di seguito riportate:

1. in tale lasso di tempo la reazione di presa di tutti i getti ha concluso il proprio periodo di rapido transitorio iniziale e si è assestata su un andamento asintotico;
2. le proprietà meccaniche del materiale si sono assestate su valori anche superiori ai valori di progetto;
3. i fenomeni reologici si sono stabilizzati sull'andamento ben noto e documentato in bibliografia [2];
4. il comportamento reologico differenziale tra il primo e l'ultimo getto è praticamente esaurito.

I fenomeni fisici che sono stati modellati sono di seguito elencati:

1. sviluppo di calore legato all'idratazione della pasta cementizia, sua diffusione all'interno delle strutture e

dispersione dello stesso verso l'ambiente circostante: sviluppo di una analisi di flusso termico lineare in regime transitorio;

2. stati di coazione non congruenti dovuti al combinarsi dei fenomeni reologici (ritiro e fluage) e delle deformazioni termiche di idratazione;
3. comportamento non lineare del calcestruzzo con possibilità di fessurazione di tipo diffuso ("smeared");
4. variazione delle proprietà meccaniche (resistenza a compressione e a trazione, modulo elastico) dell' impasto cementizio durante il processo di maturazione.

Si è effettuata un'analisi non lineare, idonea a tener conto degli effetti di interazione dei fenomeni sopra elencati ed articolata in due fasi.

Nella prima parte si è calcolato lo sviluppo di calore dovuto all'idratazione del calcestruzzo in funzione del tempo, la sua diffusione nello spazio e il conseguente andamento delle temperature all'interno della struttura.

Si è quindi proceduto con la seconda parte dell'analisi, in cui si sono studiati gli effetti delle deformazioni termiche e del comportamento reologico dei materiali sull'intera struttura sempre seguendo l'evoluzione costruttiva.

Per la modellazione della struttura sono usati elementi tridimensionali (di tipo brick) a 20 nodi in grado di cogliere gli aspetti di non linearità meccanica del calcestruzzo con modelli a fessurazione diffusa o "smeared". Anche le armature sono considerate diffuse o spalmate in layers opportunamente collocati nella struttura. La soluzione è di tipo "al passo" nel tempo, e segue le fasi di getto attivando in successione le parti di struttura con il procedere della loro realizzazione.

Il terreno circostante lo scavo ed i diaframmi adiacenti la platea e realizzati in precedenza sono stati modellati con elementi brick tridimensionali a cui è stato associato un comportamento elastico lineare. Rigidezze variabili del fondo scavo sono state considerate per ottenere una deformata sotto l'effetto del peso proprio compatibile con le indicazioni fornite dagli studi geotecnici.

Tra la platea e le pareti dello scavo sono state modellate superfici di interfaccia di tipo attritivo. Il coefficiente di attrito tra magrone e platea e diaframmi è stato assunto pari a 1.

4. MODELLAZIONE TERMO-MECCANICA DEL CALCESTRUZZO

4.1 Caratterizzazione della miscela scelta

Il comportamento termo-meccanico del calcestruzzo durante le fasi di idratazione e di presa è un fenomeno altamente non-lineare in cui interagiscono tra loro numerosi fenomeni.

Alcuni di questi fenomeni, come il ritiro e la produzione di calore endogeno, hanno sempre carattere negativo nei riguardi della fessurazione. Basso calore di idratazione prodotto lentamente è sempre più favorevole di alto calore di idratazione prodotto velocemente; inoltre deformazioni di ritiro ridotte e debolmente variabili nel tempo producono minori effetti coattivi.

L'evoluzione delle proprietà meccaniche ed il fluage in funzione della temperatura raggiunta hanno forte influenza mutua e non monotona.

Risulta quindi impossibile definire a priori se l'effetto di ogni singolo fenomeno è in un dato istante a favore di sicurezza o meno nei confronti della fessurazione, ma anche determinare degli andamenti cautelativi per le grandezze di cui non si posseggono risultanze sperimentali:

- resistenza a trazione a 1, 3, 7, 28gg;
- modulo elastico a 1, 3, 7, 28gg;
- ritiro;

- deformazioni viscosse di creep;

Soltanto la conoscenza dei valori corretti di questi parametri consente una simulazione numerica attendibile. Gli effetti della variazione di un singolo parametro non sono determinabili a priori.

In carenza di dati sperimentali si è quindi deciso di procedere assumendo per le quattro grandezze sopra elencate le leggi di variazione nel tempo che sono proposte dalla bibliografia più referenziata, quale il Model Code 90 CEB-FIP.

4.2 Reazione di idratazione del calcestruzzo e calore prodotto

La reazione di presa ha normalmente inizio tra 45 e 60 minuti dalla posa in opera e si completa prima di 12 ore. In questa fase il conglomerato cementizio passa dallo stato fluido allo stato solido. Il calcestruzzo SCC scelto per l'opera in oggetto inizia la reazione di presa circa 12 ore dopo il getto grazie ad una speciale taratura di additivi ritardanti che consentono di gettare calcestruzzo "fresco su fresco".

L'indurimento ha inizio subito dopo la presa e prosegue indefinitamente nel tempo.

Le modalità con cui avviene l'idratazione del calcestruzzo dipendono dal tipo di cemento usato e dal rapporto acqua/cemento, dalla temperatura, dal grado di idratazione stesso, dall'ampiezza della superficie di contatto tra le fasi reagenti.

Più alta è la temperatura, più veloce sarà la reazione; più avanti si è nel processo di idratazione, meno calore verrà prodotto.

Per i vari cementi, invece, le caratteristiche di reazione dipendono dal mix-design (contenuto di clinker, loppa, pozzolane, ceneri volanti...) e dalla macinazione o finezza.

In via generale si può osservare che cementi con alto contenuto di clinker e/o macinati più finemente tenderanno a reagire più velocemente e con maggiore produzione di calore.

La quantità di calore prodotto e il suo sviluppo nel tempo è ricavata per i diversi cementi dall'analisi di prove adiabatiche eseguite su malte appositamente confezionate, in cui, per una data massa di cui è nota la capacità termica, è misurata nel tempo l'evoluzione della temperatura e di conseguenza il calore prodotto.

Nota l'andamento delle temperature nella prova adiabatica (vedi Figura 4) si può procedere al calcolo dello sviluppo di calore prodotto secondo i modelli proposti da Reinhardt et al. [3] e da De Shutter [4] e adottati in DIANA [1].

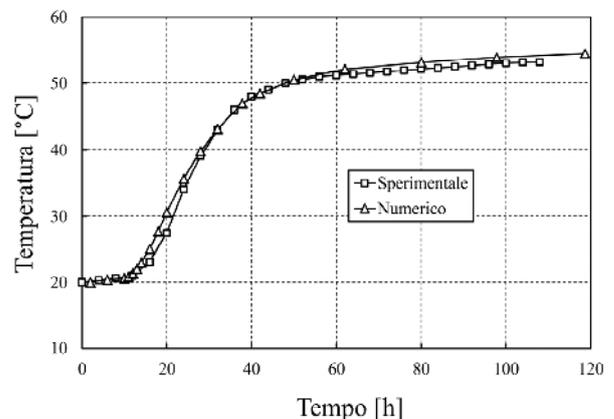


Figura 4. Temperatura adiabatica

La produzione di calore per unità di volume è descritta in funzione di due variabili: la temperatura e il grado di reazione. Questa seconda variabile viene definita come segue:

$$r = \frac{Q(t,r)}{Q_{\max}} \quad (1)$$

dove Q_{\max} [J/m³] è il calore di idratazione totale a reazione conclusa e $Q(t,r)$ è il calore prodotto sino al tempo t e sviluppabile come segue:

$$Q(t,r) = \int_0^t q(\tau,r) d\tau \quad (2)$$

dove $q(\tau,r)$ è la produzione di calore per unità di tempo, che può essere descritta disaccoppiando le due variabili grado di reazione e tempo, come segue:

$$q(\tau,r) = q_r(r) \cdot q_T(T) \quad (3)$$

dove:

$q_r(r)$ è la potenza generata in funzione del grado di reazione

$q_T(T)$ è la potenza generata in funzione della temperatura

Ovvero:

$$q(\tau,r) = q_{\max} \cdot q_{r,norm}(r) \cdot q_T(T) \quad (4)$$

dove:

q_{\max} è il massimo valore di $q(r)$

$q_{r,norm}(r)$ è la potenza generata in funzione del grado di reazione normalizzata a 1

$q_T(T)$ è la frazione di potenza generata in funzione della temperatura

La frazione $q_T(T)$ può essere espressa come segue:

$$q_T(T) = e^{-\frac{c_a(T,r)}{T+273}} \quad (5)$$

dove:

$c_a(T,r)$ è la costante di Arrhenius, che può anche essere definita in funzione della temperatura e del grado di reazione. Nella presente analisi si è scelto per il calcestruzzo il valore costante di 6000°K in accordo con la bibliografia [1]

T è la temperatura in gradi Celsius.

La frazione $q_r(r)$ dipende dal tipo di mix-design usato e deve essere derivata per i diversi calcestruzzi dall'analisi di prove adiabatiche, in cui, per una data massa di calcestruzzo reagente di cui è nota la capacità termica, è misurata nel tempo l'evoluzione della temperatura e di conseguenza il calore prodotto.

Durante le procedure di definizione del comportamento termico di una miscela, la funzione $Q(t,r)$ è nota dalle analisi adiabatiche di laboratorio, mentre $q_r(r)$ è la funzione incognita che si desidera ottenere.

Per via iterativa, tramite simulazioni numeriche della reazione di idratazione della prova adiabatica si è raggiunta una buona approssimazione dei risultati sperimentali con i seguenti parametri:

- temperatura iniziale del getto 20°C;
- calore finale prodotto al termine della reazione $Q_{\max} = 7.49E7 \text{ J/m}^3$; tale valore è inferiore al calore sviluppato dalle miscele comuni che raggiungono comunemente $Q_{\max} = 1.00E8 \text{ J/m}^3$
- massimo gradiente di produzione di calore $q_{\max} = 4.97E11 \text{ J/(m}^3 \cdot \text{s)}$

4.3 Diffusione del calore

Durante il fenomeno di presa e indurimento del calcestruzzo le reazioni chimiche di idratazione del cemento

generano calore in quanto sono esoterme (vedi paragrafi seguenti).

Tale calore si diffonde nel getto, aumenta la temperatura e si disperde nell'ambiente.

L'aumento di temperatura può dare origine a deformazioni impresse dannose per la qualità del getto e necessita quindi di essere studiato con accuratezza.

Per l'analisi della diffusione del calore si è scelto il modello classico dell'equazione di Fourier presente in letteratura. L'equazione differenziale di Fourier per unità di volume è presentata di seguito:

$$q + \frac{dg}{dt} = q_v \quad (6)$$

i termini dell'equazione (6) sono di seguito elencati.

Il flusso di calore q è dato dalla equazione (7)

$$q = -k(T,t) \nabla T \quad (7)$$

dove:

$k(T,t)$ è la conducibilità termica che può essere funzione della temperatura T , del tempo t , oppure come nel nostro caso del grado di reazione di idratazione r ;

∇T è il gradiente della temperatura.

L'energia prodotta per unità di tempo nell'unità di volume considerata è:

$$\frac{dg}{dt} \quad (8)$$

Il calore immagazzinato q_v è dato dalla equazione (9)

$$q_v = -c(T,t) \frac{dT}{dt} \quad (9)$$

dove:

$c(T,t)$ è la capacità termica che può essere funzione della temperatura T , del tempo t oppure, come nel nostro caso, del grado di reazione r ;

$\frac{dT}{dt}$ è la variazione di temperatura del getto nel tempo.

Lo scambio di calore tra i corpi solidi, per esempio tra la struttura, il cassero e l'atmosfera, avviene coinvolgendo i tre fenomeni della conduzione, convezione e dell'irraggiamento.

Convenzionalmente, e in via semplificativa, tale sovrapposizione di meccanismi, in cui il fenomeno convettivo è preponderante, viene modellata con una conducibilità termica equivalente K_i [J/(s m² °K)].

I valori di tale conducibilità sono forniti, per diverse condizioni ambientali dalla norma UNI 7357-74 [5]. Valori analoghi sono forniti in presenza di aria ferma da Sikoku [6] (9.3÷12.8) e in ambiente esterno dall'ICOLD [7-8].

Si è quindi scelto il valore di conducibilità termica equivalente per l'ambiente di laboratorio pari a 9 J/(s m² °K). Per la condizione di cantiere si è invece scelto il valore di 20 J/(s m² °K).

Si sono usati casseri in legno con spessore $s=24$ mm. La conducibilità termica del legno è stata assunta pari a 0.14 W/(m°C). Si ottiene così per le tavole spesse 24mm una conducibilità di $K_c=5.83 \text{ W/}^\circ\text{C}$. Combinando in serie questo valore con la conducibilità equivalente dell'atmosfera in ambiente aperto, $K_i=20 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$, si ottiene una conducibilità equivalente totale $K_{i,tot}=4.52 \text{ W/(m}^2\text{°C)}$.

Per il terreno saturo si sono adottati i seguenti parametri termici: conducibilità 2.1 J/(s m² °K/m), capacità 2.4E3 J/(m³ °K). Per il terreno secco si sono adottati i seguenti parametri termici: conducibilità 0.4 J/(s m² °K/m), capacità 1.4E3 J/(m³ °K).

4.4 Variazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo durante la presa

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo subiscono variazioni di notevole entità durante la reazione di presa, in quanto il calcestruzzo passa da consistenza fluida a solida.

Nei modelli di calcolo usato il calcestruzzo è sempre stato considerato come un solido, le cui caratteristiche meccaniche sono molto basse all'inizio della reazione di idratazione e aumentano al crescere del grado di reazione.

La variazione delle resistenze a compressione e a trazione e del modulo elastico è stata modulata seguendo gli approcci proposti dal MC90 [2], da Carino [9], da Breguel [10] e da De Shutter [11].

La necessità di disporre di curve che definissero le proprietà meccaniche in funzione del grado di reazione a partire da un tempo $t=0$, coincidente con il getto della struttura, ci ha portato a definire delle nuove relazioni tarate sulla bibliografia precedentemente presentata.

La resistenza a compressione della miscela, misurata secondo UNI 12390/3 [12] su coppie di cubi 15x15x15 cm lasciati maturare in condizioni isoterme a 20°C, è presentata nelle Figure 5 e 6 (indicatori triangolari). I valori sperimentali, disponibili fino a 28gg sono stati integrati con una proiezione numerica a tempo infinito in funzione del grado di reazione raggiunto a 28gg.

Per la modellazione numerica della resistenza cubica a compressione si è usata la relazione (10) con i parametri di seguito elencati:

$$\frac{R_c(r)}{R_c(r=1)} = \lambda_c \cdot r^2 + (1 - \lambda_c) \cdot r^{\alpha_c} \geq c_c \quad (10)$$

dove: $R_c(r=1) = 59 \text{ MPa}$

$$c_c = R_c(r=1)/100 = 59/100 = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = 0.5 \quad \alpha_c = 10$$

Per evitare instabilità numeriche si è limitato il valore minimo della resistenza a compressione a $c_c=1/100$ del valore a $t=\infty$.

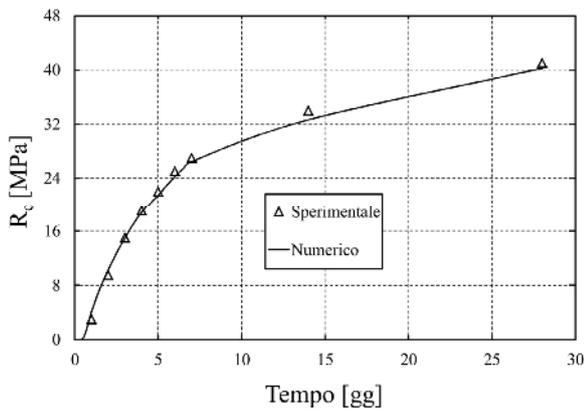


Figura 5. Evoluzione della resistenza a compressione in funzione del tempo

L'evoluzione della resistenza a trazione della miscela, misurata secondo UNI 12390/3 su coppie di cilindri 15x30 cm lasciati maturare in condizioni isoterme a 20°C, è presentata nelle Figure 7 e 8 (indicatori triangolari). I valori sperimentali, disponibili fino a 28gg sono stati integrati con una proiezione numerica a tempo infinito in funzione del grado di reazione raggiunto a 28gg.

Per la modellazione numerica della resistenza a trazione si è usata la relazione (11) con i parametri di seguito elencati:

$$\frac{f_{ct}(r)}{f_{ct}(r=1)} = \lambda_{ct} \cdot r^2 + (1 - \lambda_{ct}) \cdot r^{\alpha_{ct}} \geq c_{ct} \quad (11)$$

dove: $f_{ct}(r=1) = 4.45 \text{ MPa}$

$$c_{ct} = f_{ct}(r=1)/100 = 4.45/100 = 0.045 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{ct} = 0.87 \quad \alpha_{ct} = 10$$

Per evitare instabilità numeriche si è limitato il valore minimo della resistenza a trazione a $c_{ct}=1/100$ del valore a $t=\infty$.

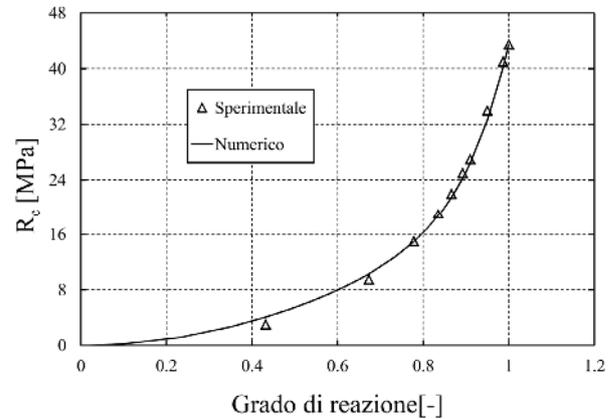


Figura 6. Evoluzione della resistenza a compressione in funzione del grado di reazione

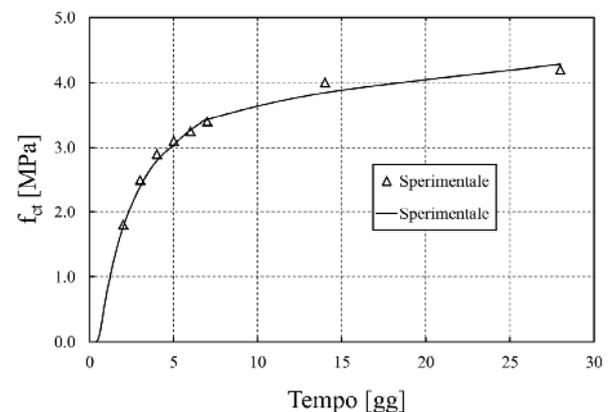


Figura 7. Evoluzione della resistenza a trazione in funzione del tempo

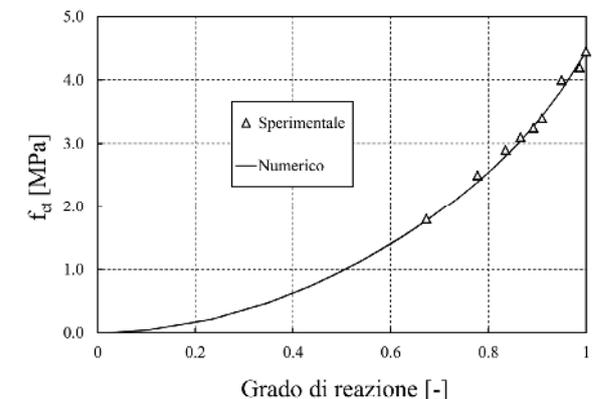


Figura 8. Evoluzione della resistenza a trazione in funzione del grado di reazione

L'evoluzione del modulo elastico della miscela, misurato secondo UNI 6556 [13] su coppie di cilindri 15x30 cm lasciati maturare in condizioni isoterme a 20°C, è presentata in Figura 9 e 10 (indicatori triangolari). I valori sperimentali, disponibili fino a 28gg sono stati integrati con una proiezione numerica a tempo infinito in funzione del grado di reazione raggiunto a 28gg.

Per la modellazione numerica della resistenza a trazione si è usata la relazione (11) con i parametri di seguito elencati:

$$\frac{E_c(r)}{E_c(r=1)} = \lambda_E \cdot r^2 + (1 - \lambda_E) \cdot r^{\alpha_E} \geq c_E \quad (12)$$

dove: $E_c(r=1) = 31150 \text{ MPa}$

$$c_E = E_c(r=1)/100 = 31150/100 = 312 \text{ MPa}$$

$$\lambda_E = 0.30 \quad \alpha_E = 3.30$$

Per evitare instabilità numeriche si è limitato il valore minimo del modulo elastico a $c_E=1/100$ del valore a $t=\infty$.

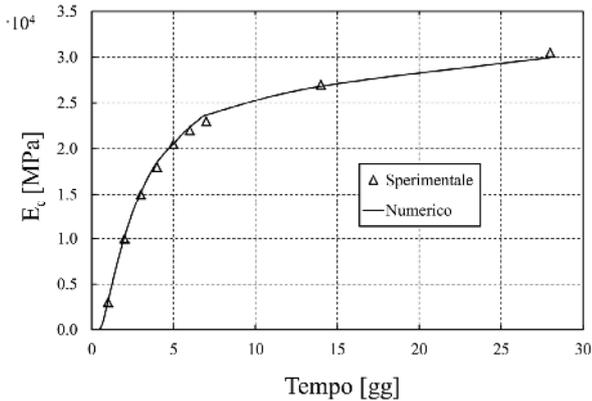


Figura 9. Evoluzione del modulo elastico in funzione del tempo

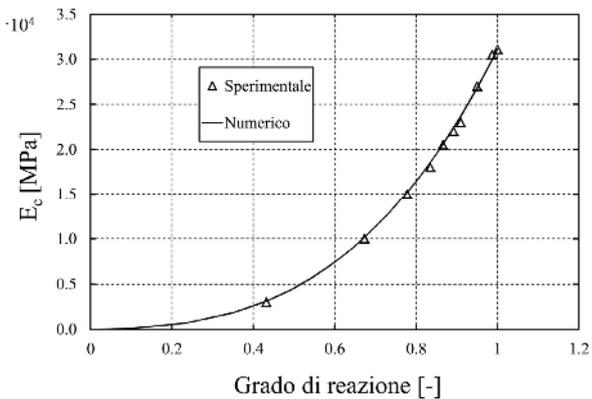


Figura 10. Evoluzione del modulo elastico in funzione del grado di reazione

4.5 Ritiro

Il ritiro igrometrico della miscela, misurato secondo UNI 11307 [14] su terna di prismi 10x10x50 cm, è presentato Figura 11.

La modellazione del ritiro è stata condotta in accordo con il MC90. I valori dei coefficienti da introdurre nella formulazione del MC90 per fittare i dati di laboratorio sono presentati in Tabella 1.

Tabella 1 – Coefficienti ritiro

Descrizione	Coefficiente	Valore	Unità di misura
8 x presa rapida, 5 x normale, 4 x presa lenta tempo in giorni a cui ha inizio il ritiro	β_{sc}	9	-
resistenza a compressione a 28 gg	f_{cm28}	34	MPa
Umidità relativa	RH	50	%

I parametri non specificati in tabella dipendono dalle condizioni in cui si esegue la prova in laboratorio: temperatura (20°C), forma e dimensioni dei provini.

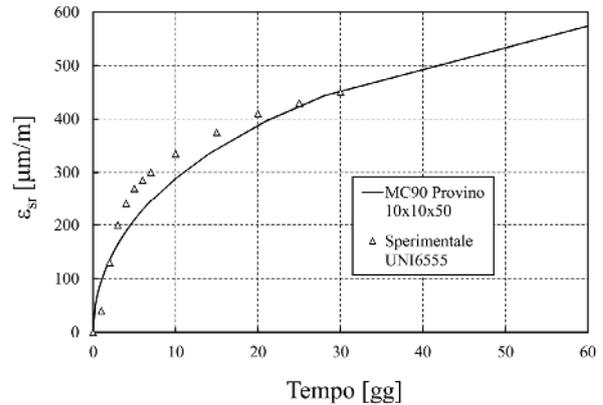


Figura 11. Ritiro campione di laboratorio

Le curve di ritiro usate come input per i 10 strati costituenti le 10 fasi di getto teoriche della platea oggetto di analisi sono state quindi ottenute tenendo conto del raggio idraulico dell'elemento reale. I valori numerici di tali curve sono riportati nella Figura 12.

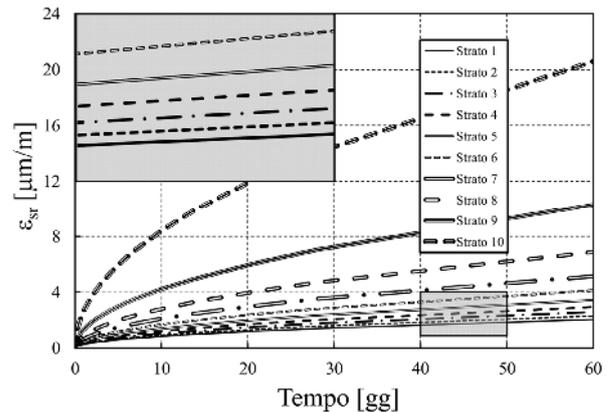


Figura 12. Ritiro degli strati fondazione

4.6 Fluage

La modellazione del fluage è stata condotta in accordo con la formulazione classica secondo l'espressione (13) per variazioni di tensione continue.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) \cdot \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (13)$$

La funzione fluage $J(t, \tau)$ può essere implementata come serie di Dirichlet (eq. 14), che può essere interpretata fisicamente come una catena di Kelvin (vedi Figura 13).

$$J(t, \tau) = \sum_{\alpha} \frac{1}{E_{\alpha}(\tau)} \left(1 - \exp\left(-\frac{t - \tau}{\lambda_{\alpha}}\right) \right) \quad (14)$$

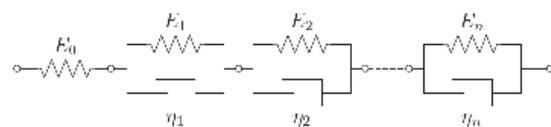


Figura 13. Catena di Kelvin

Un confronto tra i dati di fluage misurati in laboratorio, quelli stimati con il MC90 nelle medesime condizioni ed il fitting delle catene di Kelvin sui dati di laboratorio è presentato nella figura 14.

I parametri delle catene di kelvin per i dieci strati di platea corrispondenti alle dieci fasi di getto sono stati tarati sui dati sperimentali disponibili per i provini di laboratorio opportunamente scalati per tener conto delle dimensioni del getto.

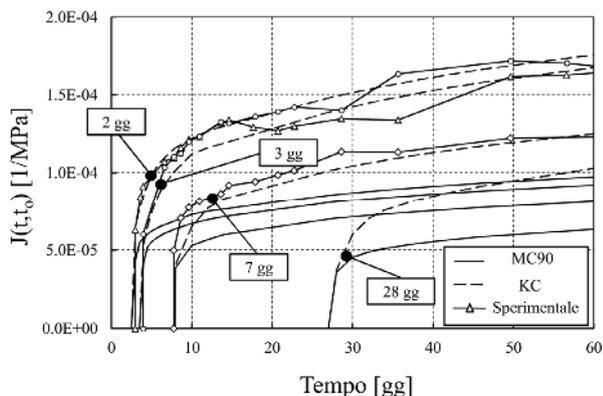


Figura 14. Curve di fluage provini di laboratorio

5. CONFRONTO TRA I RISULTATI DELLA SIMULAZIONE NUMERICA E I DATI MISURATI IN SITU

La simulazione numerica ha consentito di mappare nel tempo un andamento delle temperature in tutti i punti della platea. Per verificare la bontà della previsione numerica sono state annegate nel getto numerose termocoppie, che hanno rilevato in continuo la temperatura per 120 giorni.

Tali termocoppie sono disposte su colonne verticali, costituite ciascuna da cinque sensori posti a diversa quota.

L'intradosso della platea si trova a -25.2m, mentre l'estradosso è a -20.8m rispetto al piano campagna. I sensori sono a -25.1, -24.3, -23.5, -22.7, -21.9m, essendo equispaziati a 80cm di distanza.

Il confronto tra le predizioni numeriche ed i valori reali di temperatura misurati in situ è mostrato in figura 15 per tre colonne di termocoppie le cui posizioni all'interno del getto sono di seguito individuate:

- C01 – a metà del lato trasversale casserato a 1.5m dal cassero;
- C02 – a circa 1/3 del lato longitudinale adiacente ai diaframmi a 0.5m dal diaframma;
- C03 – prossima al centro del getto;

Dall'analisi dei dati presentati in figura 15 si possono trarre le seguenti conclusioni:

1. La temperatura massima (circa 60°C) si ottiene tra 5 e 10gg dall'inizio del getto nei punti più interni e alle quote comprese tra -22.5m e -21.5m. Non è quindi raggiunta verticalmente in mezzera del getto bensì poco più in alto poiché i getti superiori nascono a contatto dei getti inferiori già caldi e assorbono più calore.
2. Le temperature iniziano a scendere dopo i primi 10gg dall'inizio del getto. La discesa è più veloce negli strati superiori, che dissipano meglio il calore e più lenta in quelli inferiori che sono meglio isolati.
3. La dispersione di calore avviene in maniera più rapida in prossimità del lato trasversale casserato, rispetto a quello longitudinale "contro terra".

4. A 1.5m dal cassero sono necessari circa 60gg affinché la temperatura del getto scenda al valore di temperatura ambiente di inizio getto (circa 15°C). A 0.5m dai diaframmi sono necessari 120gg per ottenere lo stesso risultato, in mezzo al getto ne servono 140.

Dal confronto tra i dati reali e le predizioni numeriche si possono trarre le seguenti conclusioni:

1. La crescita di temperatura è più rapida nel getto reale che nella simulazione numerica. Questo fenomeno è dovuto al fatto che il getto reale è avvenuto in 80 ore rispetto alle 100 previste nell'analisi numerica. L'innalzamento di temperatura avviene quindi prima di quanto non fosse simulato.
2. I picchi di temperatura sono più elevati nel getto reale che nella simulazione numerica. Si possono trovare tre motivazioni a questo fenomeno:
 - a. La maggior velocità con cui è stato realizzato il getto (vedi punto 1) ha favorito l'innalzamento della temperatura di picco.
 - b. Il calcestruzzo fornito in sito aveva probabilmente un calore di idratazione leggermente più alto rispetto a quello testato in laboratorio.
 - c. La temperatura ambiente oscillava tra i 20°C diurni e i 15°C notturni, mentre l'analisi numerica era impostata su una temperatura costante di 15°C
3. La dissipazione di temperatura in corrispondenza della colonna C01 è più lenta nel modello numerico rispetto a quello reale. Si possono trovare due motivazioni a questo fenomeno:
 - a. Il coefficiente di scambio termico liminare attraverso il cassero e l'aria usato nell'analisi è basato sulla sola bibliografia è troppo basso.
 - b. La temperatura ambiente è andata progressivamente calando a causa del procedere dell'autunno. Il getto è stato realizzato tra il 24 e il 28 settembre e nei mesi successivi la temperatura media è scesa rispetto al valore costante di 15°C usato nell'analisi.
4. La migliore concordanza tra numerico e sperimentale è stata ottenuta sullo strato più basso, che è meno influenzato dallo scambio termico con l'atmosfera ed è a contatto con il terreno saturo dell'acqua di falda. La falda è stata infatti portata artificialmente a -25.2m durante il getto per ottenere una maggiore dissipazione di calore verso il basso.
5. Si può quindi asserire che la simulazione numerica ha colto il fenomeno fisico per quanto riguarda l'aspetto termico in modo soddisfacente sia dal il punto di vista della distribuzione spaziale delle temperature che della loro variazione nel tempo.

A seguito dell'analisi termica si è condotta l'analisi meccanica non lineare, che ha consentito di determinare le tensioni, le deformazioni e la formazione delle fessure.

Per validare tale analisi sono stati posizionati all'interno del getto quindici estensimetri a corda vibrante, variamente disposti ed allineati.

Il confronto tra le deformazioni predette dall'analisi e quelle misurate in situ è presentato per tre estensimetri campione in figura 16. I tre estensimetri (E01, E02, E03) sono posizionati lungo il lato longitudinale della platea a quota -25.1m (in corrispondenza dell'armatura inferiore) a circa 3m dal diaframma.

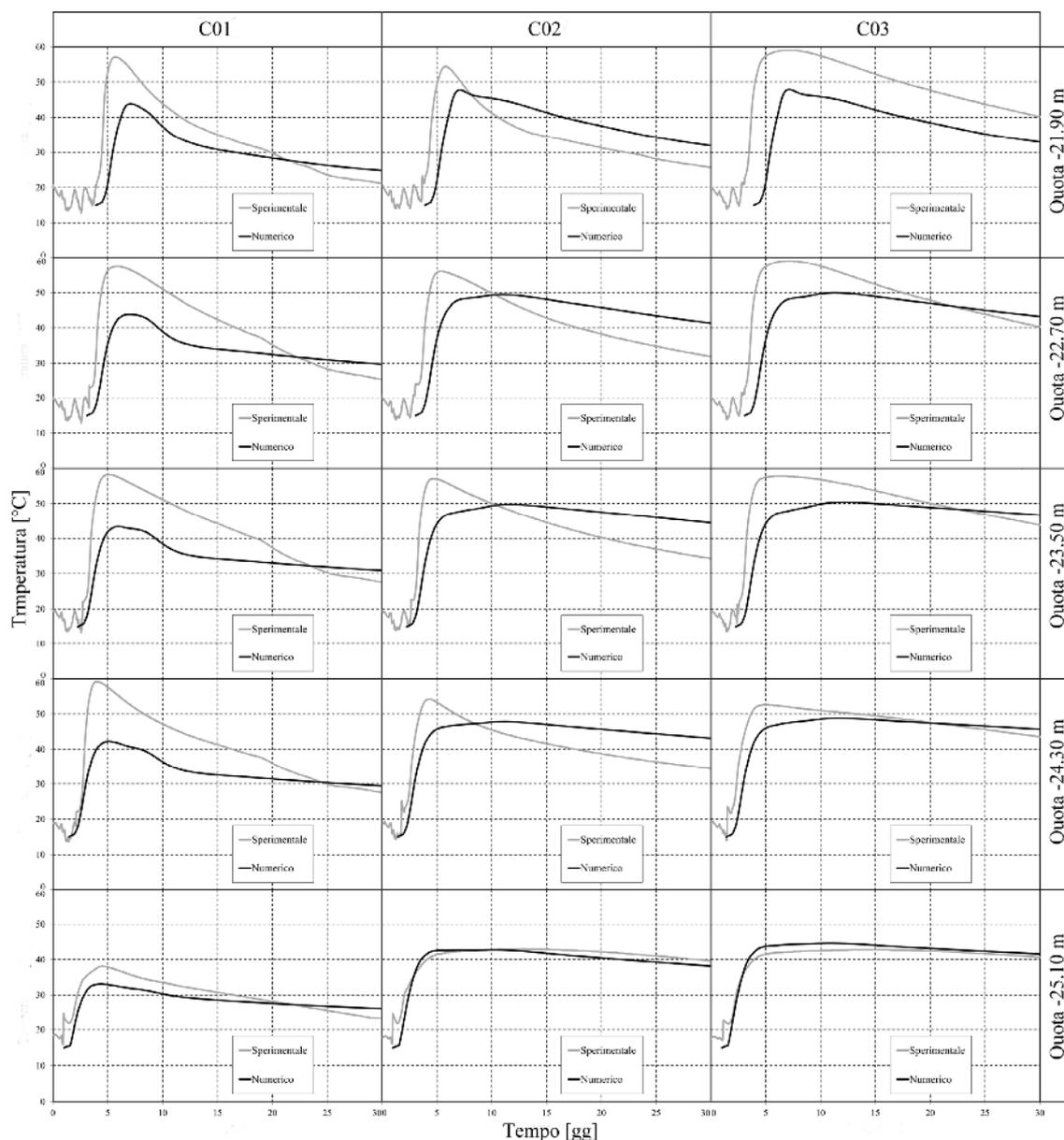


Figura 15. Confronto tra temperature misurate in situ e predette dall'analisi

Si può osservare come si siano registrate deformazioni di espansione nei primi cinque giorni a seguito del getto corrispondenti all'espansione termica (vedi figura 15 a quota -25.1m). Segue poi una marcata contrazione nei 10-15 giorni successivi a causa del raffreddamento, dell'aumento della rigidità e dell'effetto combinato del fluage. Diventa quindi visibile l'effetto del fluage, che combinato con il raffreddamento residuo causa lo scarico deformativo che da 20 a 140 gg porta gli estensimetri a registrare una deformazione quasi nulla.

Le curve ottenute numericamente sono in buon accordo con i dati sperimentali in quanto rilevano lo stesso comportamento, con andamento temporale molto simile e valori dello stesso ordine di grandezza.

E' necessario precisare che il tipo di analisi presentato risente di enormi incertezze nella modellazione dei dati di ingresso in quanto le rigidità e le resistenze del calcestruzzo variano di due ordini di grandezza durante l'analisi stessa. I parametri relativi al comportamento reologico del materiale

sono inoltre estrapolati dalle prove di laboratorio sia per quanto riguarda i raggi idraulici sia nel campo dei tempi (il fluage per tempi di carico inferiori a due giorni non è noto ed è quindi ipotizzato per estrapolazione).

Alla luce di tali precisazioni i risultati che si ottengono dall'analisi meccanica devono essere considerati come indicativi di un fenomeno e lungi dal poter essere considerati precisi. Si possono individuare tendenze, "dimensioni" dei fenomeni, zone di probabile fessurazione, tempi a cui la fessurazione è probabile che avvenga, ma non è al momento realistico guardare ai risultati considerando più di una cifra significativa.

Le figure 17 e 18 mostrano i due principali fenomeni fessurativi che l'analisi ha permesso di individuare. Il primo (figura 17) è caratterizzato da fessure verticali che nascono sulla faccia trasversale della platea (casserata) lungo lo spessore della stessa. Queste fessure nascono alla base della platea per effetto dell'attrito con il magrone e si sviluppano alla fine del getto, crescono nei 15 giorni successivi per poi

smorzarsi e richiudersi per effetto del fluage nei mesi successivi.

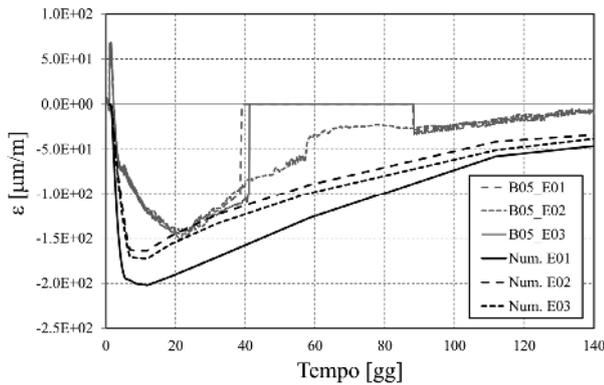


Figura 16. Confronto tra deformazioni predette e misurate

Il secondo fenomeno fessurativo (figura 18) interessa i due fianchi longitudinali della platea (in aderenza ai diaframmi). Le fessure sono verticali, inclinate di 45° rispetto al fianco della platea e concentrate negli spigoli. Sono dovute ad un fenomeno di “impuntamento” della platea stessa per effetto della deformazione flessionale dovuta ai gradienti termici.

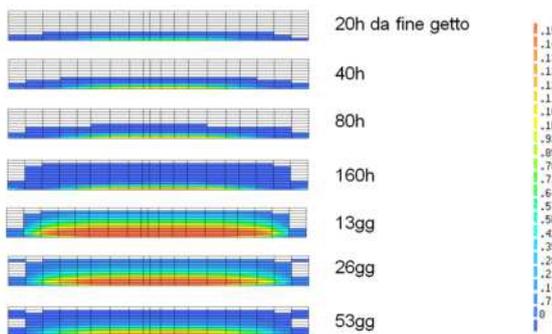


Figura 17. Ampiezza delle fessure verticali sul lato trasversale (casserato)

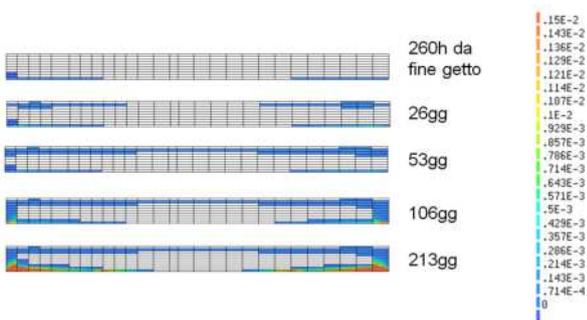


Figura 18. Ampiezza delle fessure verticali sul lato longitudinale (contro diaframmi)

Per ovviare a questo secondo problema è stato interposto tra i diaframmi e la platea uno strato di materiale impermeabilizzante, che riduce l'attrito ed è stata aggiunta armatura inclinata di 45° negli angoli.

Le figure 19 e 20 rappresentano due sezioni orizzontali della platea effettuate a -25m e a -21.5m ed evidenziano la direzione e la profondità delle fessure.

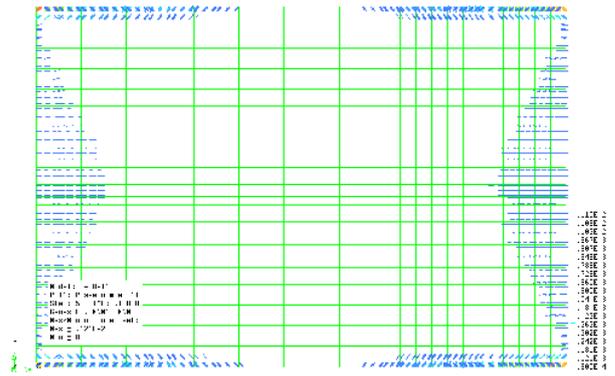


Figura 19. fessurazione della base della platea a 200gg dalla fine del getto

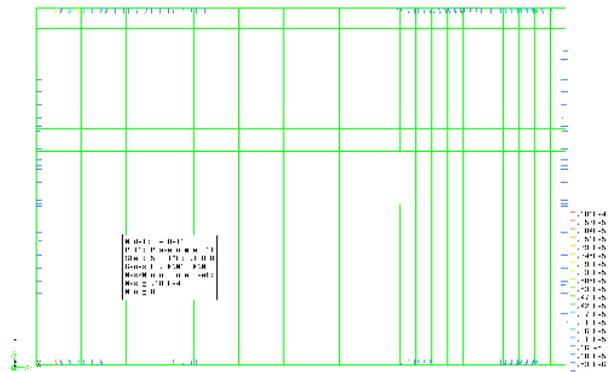


Figura 20. fessurazione dell'estradosso della platea a 200gg dalla fine del getto

6. CONCLUSIONI

La presente memoria espone lo studio che ha accompagnato la realizzazione del secondo getto più grande al mondo nel 2010. Tale studio è stato sviluppato con il fine di indagare il comportamento termo-meccanico del getto per garantire la qualità del manufatto e controllare i fenomeni fessurativi.

Attraverso la sinergia di competenze diverse quali il know how dei tecnologi del calcestruzzo, la logistica e l'esperienza del General Contractor e il background teorico dell'Università si è potuto ottenere un risultato di eccellenza sotto molteplici aspetti.

Si è realizzata un'opera di qualità e durabilità superiore a quanto previsto dal progetto originario che prevedeva l'uso di calcestruzzo tradizionale e la realizzazione del getto in fasi con numerose riprese.

Si è ottenuto un indubbio vantaggio economico riducendo i tempi di getto da tre mesi a quattro giorni e risparmiando 1800t di armatura, che sarebbero state necessarie per cucire le riprese di getto.

Si è potuto evitare di vibrare la massa di calcestruzzo riducendo il disagio che tale operazione avrebbe comportato in un'area densamente abitata quale il centro cittadino.

Tale risultato è stato possibile individuando una miscela di calcestruzzo “taylor-made” per l'occasione, realizzando un'accuratissima caratterizzazione termo-meccanica della stessa, ed eseguendo uno studio di fattibilità delle fasi di cantiere.

Un'analisi f.e.m. non lineare ha simulato il getto con lo scopo di individuare le criticità dell'evento.

Un sofisticato sistema di monitoraggio annesso al getto ha reso possibile seguire in tempo reale l'evoluzione delle temperature e delle deformazioni in un elevato numero di

punti. Le misurazioni effettuate durante il getto sono quindi state confrontate con i risultati dell'analisi f.e.m. validando l'utilità di quest'ultima quale strumento atto a coadiuvare la scelta di fattibilità e a suggerire correzioni da apportare alla disposizione delle armature e ad altri parametri inerenti il getto quali il tipo di casseri, la durata del curing, le condizioni al contorno.

7. RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare per la collaborazione e la disponibilità manifestata durante ogni fase del progetto e della realizzazione dell'opera:

- Laboratorio Centrale di Ricerca e Sviluppo Unical di Settimello (FI) ed in particolare il sig. Marco Francini.
- La società Torre s.c.a.r.l. costituita da Rizzani de Eccher S.p.A. di Pozzuolo del Friuli (UD) e da Implenia Ltd. Di Dietlikon (Svizzera) in qualità di General Contractor.
- Gd Test s.r.l. di Torino per il sistema di monitoraggio e l'acquisizione dati in situ.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Diana 9.3 User's Manual – Material Library – 25 April 2008
- [2] CEB Bulletin d'Information n° 213/214, CEB-FIP Model Code 1990, May 1993, Thomas Thelford ed., ISBN 0 7277 1696 4.
- [3] Reinhardt H. W., Blaauwendraad J., Jongendijk J., Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties, International conference on concrete at early ages, Volume 1, Avril 1982, Editions Anciens ENPC, ISBN 2-85978-038-6, pp 211-218.
- [4] De Shutter G., Hydratation and temperature development of concrete made with blast furnace slag cement, *Cement and Concrete Research*, 29, 1999, pp 143-149
- [5] Uni 7357-74 Calcolo del fabbisogno termico per il riscaldamento degli edifici 1974
- [6] Sikoku Electric Power Corp., A study on the preventive measure of early age crack-ing in a mass concrete. Technical report, 1964.
- [7] Commission Internationale des Gran Barrages (ICOLD), Thermal analysis of a RCC Dam Body During Construction, 7th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams September 24-26 2003 Bucharest Romania.
- [8] EN 1992-1-1; Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings; April 2003
- [9] Carino N.J., Maturity functions for concrete, International conference on concrete at early ages, Volume 1, Avril 1982, Editions Anciens ENPC, ISBN 2-85978-038-6, pp 123-128.
- [10] Breguel K. Van, Developement of temperature and properties of concrete as a func-tion of the degree of Hydratation, International conference on concrete at early ages, Volume 1, Avril 1982, Editions Anciens ENPC, ISBN 2-85978-038-6, pp 179-185.
- [11] De Shutter G., Taerwe L., Degree of hydratation based description of mechanical properties of early age concrete, *Materials and Structures*, 29, 1996, pp.335-344.
- [12] UNI 12390/3; Prove sul calcestruzzo indurito – Parte 3: Resistenza alla compressione, 2009, pp. 34.
- [13] UNI 6556; Prove sui calcestruzzi. Determinazione del modulo elastico secante a compressione, 1976, pp.4.
- [14] UNI 11307; Prova sul calcestruzzo indurito – Determinazione del ritiro, 2008.

RINFORZO DI NODI TRAVE-PILASTRO CON INCAMICIATURA IN CALCESTRUZZO FIBRO-RINFORZATO AD ELEVATE PRESTAZIONI

Consuelo Beschi¹, Alberto Meda², Paolo Riva³, F. Simonelli⁴

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente, Università di Brescia

2 Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di "Tor Vergata", Roma

3 Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università di Bergamo

4 ENCO srl

SOMMARIO

In questa memoria è presentata una tecnica innovativa per il rinforzo di strutture in c.a. esistenti, basata sull'applicazione di una camicia in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni. Scopo della ricerca è lo studio dell'efficacia di questa tecnica per l'adeguamento sismico. Sono presentati i risultati di una prova sperimentale su un nodo trave-pilastro in scala reale: il campione è stato sottoposto, in una prima fase, ai carichi statici di esercizio e successivamente ad azioni cicliche di ampiezza crescente fino a collasso. La prova ha dimostrato che, con l'applicazione di una camicia in HPFRC, è possibile incrementare significativamente la capacità flessionale del pilastro e la resistenza del nodo trave-pilastro, raggiungendo inoltre un adeguato livello di duttilità.

SUMMARY

The possibility of strengthening existing R/C structures with a new technique based on the application of a High Performance Fiber Reinforced Concrete jacket is investigated herein, with the aim of studying the effectiveness of this technique for seismic retrofitting. The results of a beam-column joint full scale test simulating the behavior of existing beam-column joints are presented. The specimen have been subjected first to static loads and after to cyclic actions with increasing amplitude, up to failure. The tests demonstrated that, with the application of a high performance jacket, it was possible to remarkably increase the bearing capacity of the columns and the resistance of the beam column joints, reaching also an adequate level of ductility.

1. INTRODUZIONE

Le indagini diagnostiche effettuate su numerosi edifici sull'intero territorio nazionale a seguito dall'emanazione delle recenti normative sismiche, hanno mostrato come in passato si siano spesso utilizzati calcestruzzi di scarsa qualità, con resistenze a compressione dai 10 ai 15 MPa [1]. Di conseguenza, per questi edifici, non solo nascono problemi di verifica nei confronti dei carichi verticali, ma, quando si passa a una verifica di tipo sismico, diventa essenziale provvedere ad interventi di adeguamento o miglioramento.

In quest'ambito, lo sviluppo di una tecnica innovativa di semplice messa in opera, che permetta il rinforzo degli elementi strutturali, risulta di sicuro interesse.

Differenti tecniche sono solitamente proposte per l'adeguamento sismico di strutture esistenti in c.a. [2-5]. Per quanto concerne il rinforzo dei pilastri, la possibilità di adottare incamiciature in c.a. è spesso presa in considerazione, in particolare nel caso in cui gli elementi siano realizzati con calcestruzzi di bassa resistenza. Le incamiciature tradizionali, tuttavia, presentano un inconveniente, dal momento che lo spessore della camicia è governato dal copriferro. Questo porta spesso a spessori dell'incamiciatura superiori a 70-

100 mm [2], con un conseguente aumento delle dimensioni delle sezioni e quindi della massa e della rigidità degli elementi, richiedendo particolare attenzione nella valutazione della risposta della struttura rinforzata nei confronti delle azioni sismiche.

Per l'adeguamento delle strutture in c.a. sono state recentemente proposte diverse tecniche di rinforzo, tra le quali, ad esempio, rinforzi con FRP. Tuttavia, fasciature in FRP sono utili per aumentare la duttilità, ma non del tutto idonee quando sia richiesto un notevole incremento della resistenza degli elementi [3,4].

Recentemente è stata messa a punto una nuova tecnica di rinforzo basata sull'utilizzo di incamiciature in calcestruzzo ad alte prestazioni fibrorinforzato [6,7].

La tecnica proposta consiste nell'applicare agli elementi strutturali, una camicia in HPFRC di spessore contenuto entro i 30-40 mm. Prima dell'applicazione si procede alla sabbatura della superficie di calcestruzzo, allo scopo di ottenere una rugosità di 1-2 mm, sufficiente a non richiedere l'utilizzo di adesivi chimici, grazie alle buone proprietà di aderenza dell'HPFRC [6].

Il materiale utilizzato per il rinforzo è caratterizzato da un comportamento incrudente a trazione associato a un'elevata

resistenza a compressione e grande capacità deformativa, se confrontato con i tradizionali calcestruzzi fibrorinforzati.

In questa memoria sono presentati i risultati di una prova sperimentale su un nodo trave-pilastro in scala 1:1 rinforzato con la tecnica proposta.

La prova effettuata si inserisce nell'ambito dell'intervento di adeguamento di un edificio di edilizia scolastica localizzato nel Comune di Zagarolo (Roma). Numerose indagini in situ, effettuate allo scopo di definire i dettagli strutturali e le resistenze di calcestruzzo e acciaio d'armatura, hanno mostrato come il calcestruzzo utilizzato avesse una resistenza media di 11 MPa e come fosse necessario provvedere ad un intervento di rinforzo.

I risultati ottenuti da analisi numeriche non lineari sull'edificio hanno evidenziato come la struttura non fosse in grado di sostenere la combinazione sia di carichi statici che di carichi sismici, in accordo con la normativa italiana [8,9]. Il progetto dell'intervento di adeguamento prevedeva il rinforzo dei pilastri e dei nodi trave-pilastro mediante applicazione di una camicia in HPFRC di 40 mm di spessore e il rinforzo delle travi all'estradosso con strisce in FRP, per aumentarne la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Vista la scelta di utilizzare questa innovativa tecnica di intervento, il progetto è stato sottoposto alla valutazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che ha richiesto la realizzazione di due prove sperimentali su elementi in scala 1:1 rappresentativi di un pilastro e di un nodo trave-pilastro dell'edificio oggetto di intervento. Le prove sono state effettuate presso l'Università degli Studi di Bergamo, con lo scopo, oltre che di valutare il buon funzionamento dal punto di vista strutturale, anche di dimostrare l'applicabilità tecnologica di un getto di spessore così limitato.

Ai campioni è stato inizialmente applicato il carico assiale risultante dalle analisi e successivamente un carico ciclico orizzontale di ampiezza crescente fino a rottura. I risultati

della prova sul nodo pilastro-fondazione sono riportati in [10,11].

Le prove hanno mostrato l'efficacia della tecnica proposta e hanno consentito di ottenere le necessarie autorizzazioni per la realizzazione di questo intervento pilota.

2. PROVE SPERIMENTALI

2.1 Preparazione dei campioni di prova

Il campione di prova è caratterizzato da un pilastro di sezione 300x300 mm nella parte superiore e 400x400 mm in quella inferiore e da una trave di sezione di 300x600 mm. L'altezza del pilastro è pari a 3.55 m e la lunghezza della trave pari a 5 m. La geometria del campione è rappresentata in Figura 1.

La resistenza dell'acciaio di armatura e del calcestruzzo, nonché i dettagli costruttivi, sono rappresentativi delle costruzioni in c.a. realizzate in Italia negli anni 60. Nella parte superiore del pilastro sono previste 6 barre longitudinali $\phi 12$, nella parte inferiore 8 barre $\phi 12$, mentre nella trave sono stati utilizzati 3 $\phi 12$ al lembo inferiore e 4 $\phi 12$ al lembo superiore.

Le staffe, di diametro 8 mm, sono state disposte a un interasse pari a 300 mm in tutto il campione. Per quanto riguarda le staffe disposte all'interno del nodo, secondo una pratica costruttiva tipica degli anni 60.

Le caratteristiche dei materiali sono riportate in Tabella 1. Una volta eseguito il getto degli elementi, si è proceduto, dopo 14 giorni di maturazione, alla sabbiatura delle superfici del campione, al fine di garantire l'aderenza tra il calcestruzzo originario e il getto del rinforzo. Per quanto riguarda le travi, prima dell'applicazione delle strisce in FRP, è stata effettuata la rasatura delle superfici all'estradosso e la stesura dell'adesivo. Le strisce in FRP sono state piegate a 90° e incollate per circa 15 cm al pilastro, così da essere inglobate nel successivo getto della camicia in HPFRC (Figg. 2a,b).

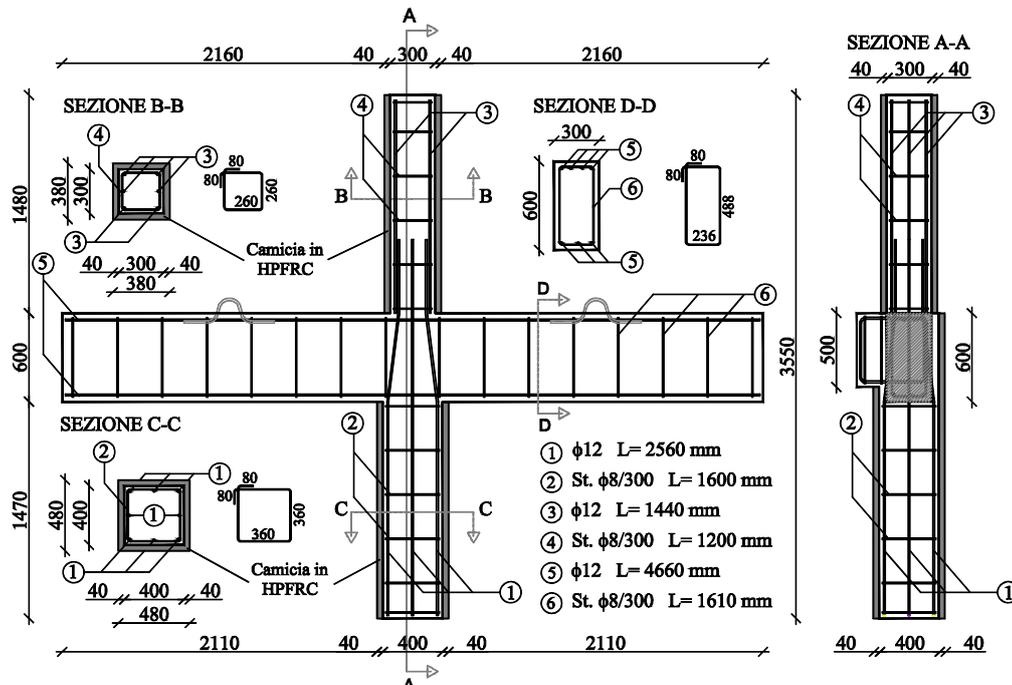


Figura 1 – Geometria del campione di prova

Il getto della camicia, di spessore pari a 40 mm, è stato realizzato utilizzando un calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni autocompattante, avente le caratteristiche meccaniche riportate in Tabella 1 (Fig. 3). Per quanto riguarda le strisce in FRP, le principali caratteristiche del materiale adottato sono un elevato modulo elastico e una resistenza a trazione di circa 3000 MPa (Tabella 1).



(a)



(b)

Figura 2 – Preparazione del campione: (a) Stesura dell'adesivo sulla superficie di estradosso delle travi; (b) Applicazione dell'FRP



Figura 3 – Getto della camicia in HPFRC

Tabella 1 – Caratteristiche dei materiali

CALCESTRUZZO		
Resistenza a compressione media	17	MPa
ACCIAIO ARMATURA		
Resistenza a snervamento media	486	MPa
Resistenza a rottura media	587	MPa
HPFRC		
Resistenza a compressione	130	MPa
Resistenza a trazione	6	MPa
Modulo elastico	42	GPa
Lunghezza delle fibre	15	mm
Diametro equivalente delle fibre	0.18	mm
Volume delle fibre	1.5%	
FRP		
Resistenza a trazione	300	MPa
Modulo elastico a trazione	400	GPa
Deformazione a rottura	1.1%	
Spessore dei fogli	0.220	mm
Densità	1.8	g/cm ³
Peso	420	g/cm ²

2.2 Banco di prova

La prova sul nodo trave-pilastro è stata fatta utilizzando il banco rappresentato in Figura 4. Il banco è stato progettato in modo da sviluppare vincoli a cerniera alla base e in sommità al pilastro e vincoli a carrello alle estremità delle travi, così che il campione fosse rappresentativo della parte di un telaio multipiano compresa tra i suoi punti d'inflexione e soggetto ad azioni orizzontali.

Il carico assiale, pari a 140 kN, in accordo con la combinazione di progetto per il pilastro all'interno dell'edificio, è stato applicato utilizzando due martinetti idraulici. Per ottenere la combinazione di taglio e momento nel nodo sotto i carichi di esercizio, prima del carico ciclico orizzontale, sono state applicate alle estremità delle travi due forze verticali pari a 24 kN.

Successivamente, è stato imposto un carico ciclico orizzontale in sommità al pilastro, utilizzando un martinetto elettro-meccanico fissato alla parete di contrasto del laboratorio.

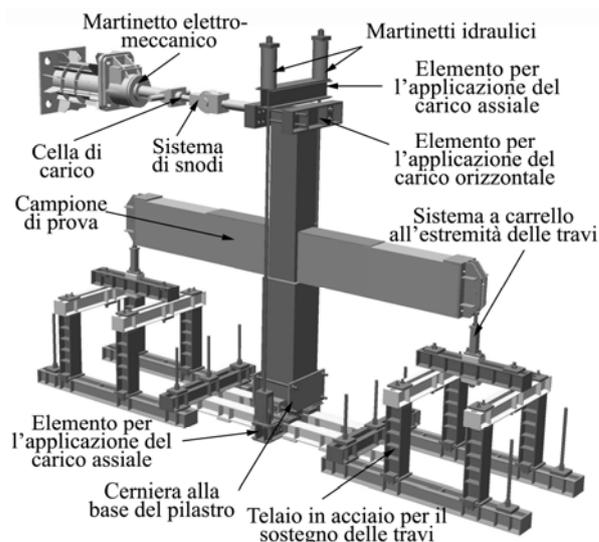


Figura 4 – Banco di prova

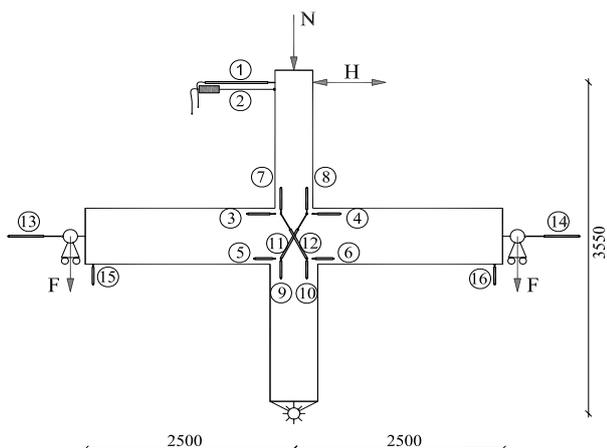


Figura 5 – Schema della strumentazione utilizzata

2.3 Strumentazione

Per la misura degli spostamenti orizzontali, sono stati posizionati in sommità al pilastro, in corrispondenza del punto di applicazione del carico, un potenziometro a filo e una molla (POS 1 e 2 in Fig. 5). Le rotazioni relative tra le travi e il pilastro sono state misurate con una serie di strumenti potenziometrici (POS 3-4-5-6 in Fig. 5) e le rotazioni delle due metà del pilastro sono state misurate con i potenziometri in POS 7-8-9-10. Inoltre, sono stati previsti due strumenti (POS 13 e 14 in Fig. 5) per la misura degli spostamenti orizzontali delle estremità delle travi e due strumenti (POS 15 e 16) per la misura degli spostamenti verticali.

Il carico orizzontale è stato misurato utilizzando una cella di carico, posizionata nel sistema di snodi tra il martinetto e la testa del pilastro, mentre i carichi verticali in testa alle travi sono stati monitorati attraverso barre filettate strumentate avvitate alle piastre di estremità.

2.4 Storia di carico

In una prima fase il campione è stato sottoposto a una combinazione di forze tale da simulare i carichi di esercizio agenti sul nodo. Successivamente è stato applicato il carico orizzontale imponendo cicli di spostamento di ampiezza crescente fino al collasso.

La storia di carico utilizzata nella prova è rappresentata in Figura 6; la prova è stata effettuata imponendo uno spostamento orizzontale in sommità al pilastro.

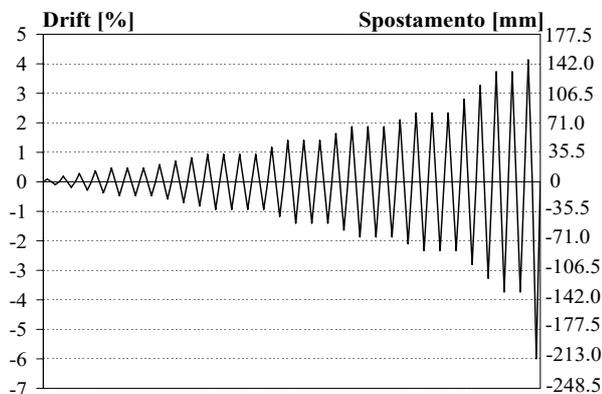


Figura 6 – Storia di carico

Sono stati eseguiti trentadue cicli di ampiezza crescente, fino a raggiungere uno spostamento massimo pari a 147 mm in una direzione e 212 mm nella direzione opposta. Per valori di drift pari allo 0.5%, 1%, 1.5%, 2% e 2.5%, sono stati effettuati tre cicli. Successivamente, sono stati applicati cicli con incremento di drift pari allo 0.5% fino a rottura.

2.5 Risultati sperimentali

I risultati, in termini di diagramma carico–spostamento orizzontale del punto di applicazione del carico, sono mostrati in Figura 7.

Dal grafico di Figura 8 si osserva che il comportamento del nodo si è mantenuto stabile fino a un drift dello 0.95%, in corrispondenza del quale è stato osservato nel campione un danneggiamento limitato. Si sottolinea che la forza orizzontale raggiunta per un drift dello 0.95% è comunque più elevata della forza di progetto allo Stato Limite Ultimo, come è risultato dalle verifiche sull'edificio rinforzato.

In corrispondenza di un drift pari allo 0.5%, compatibile con le richieste della normativa per lo Stato Limite di Danno [12], è stata osservata nella camicia in HPFRC alla base della parte superiore del pilastro una singola fessura capillare.

Durante il ciclo all'1% di drift, si è riscontrata una rotazione localizzata all'estremità di una delle travi, contemporaneamente alla delaminazione delle strisce in FRP all'estradosso delle travi stesse. Come conseguenza, i cicli successivi sono caratterizzati da un pronunciato pinching.

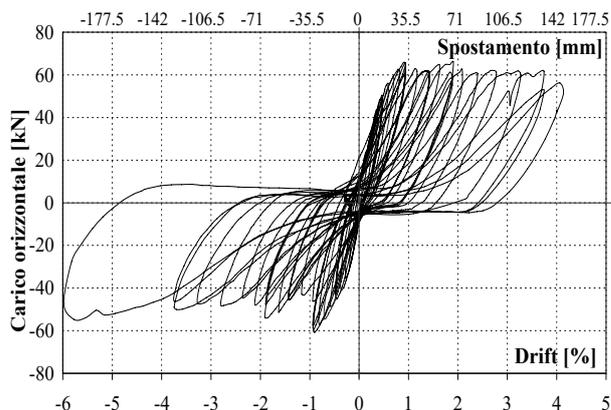


Figura 7 – Diagramma carico orizzontale – spostamento

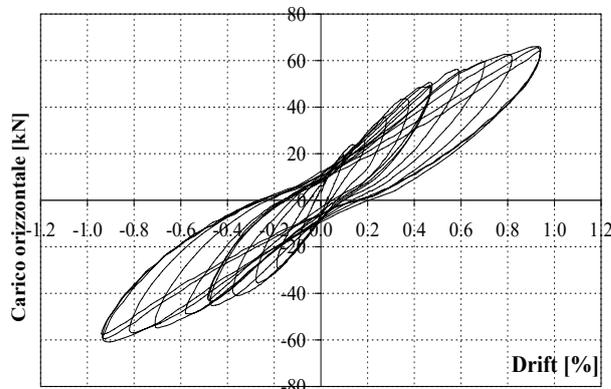


Figura 8 – Diagramma carico orizzontale – spostamento fino a un drift dell'1%

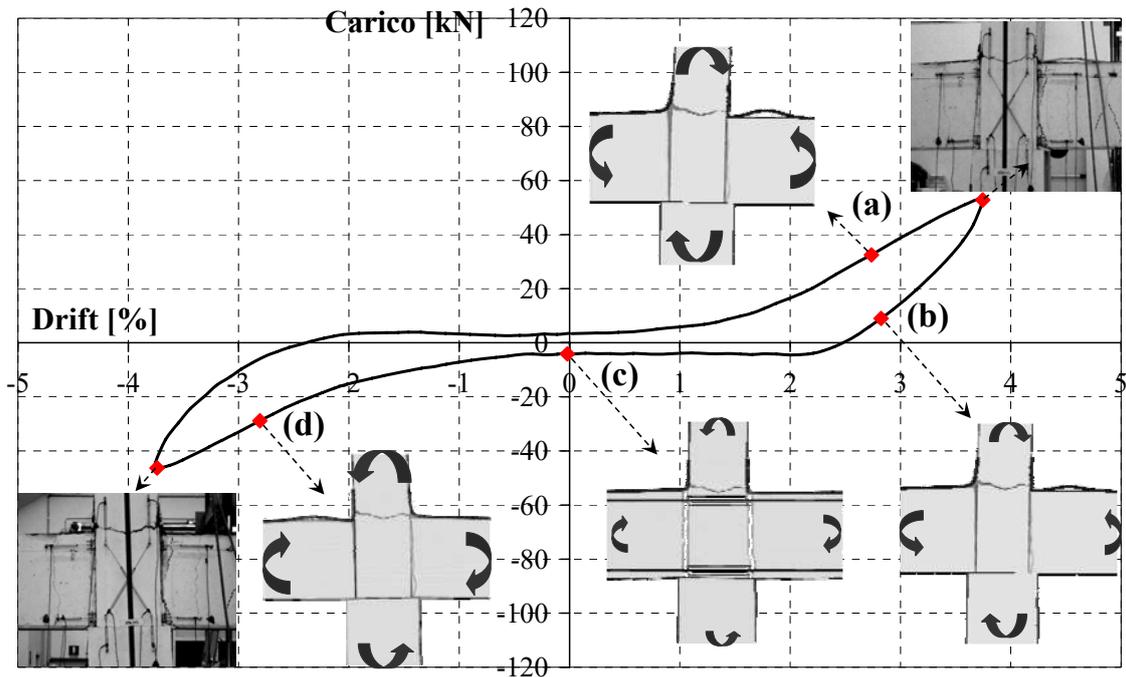


Figura 9 – Meccanismo responsabile del fenomeno del pinching nei cicli a spostamento elevato

Il meccanismo osservato è descritto in Figura 9: a causa della delaminazione dell'FRP, i fogli nella fase di compressione presentano un pronunciato imbozzamento (punto a); invertendo il carico, il lato teso dell'FRP si scarica rapidamente, mentre quello precedentemente compresso rimane inattivo (punto b); nella parte centrale del ciclo entrambi i fogli sono inattivi e si ha lo scorrimento delle armature con conseguente rigidità nulla (punto c); successivamente il lato teso dell'FRP si carica portando a un recupero di rigidità (punto d). In aggiunta al meccanismo appena descritto, è stata osservata la formazione di una singola fessura all'interfaccia trave-pilastro, completamente aperta per gran parte del ciclo (punto c di Fig. 9), con conseguente scorrimento delle barre longitudinali di armatura.

La parte superiore del pilastro ha raggiunto il collasso per un drift del 4% (142 mm), come mostrato in Figura 10.

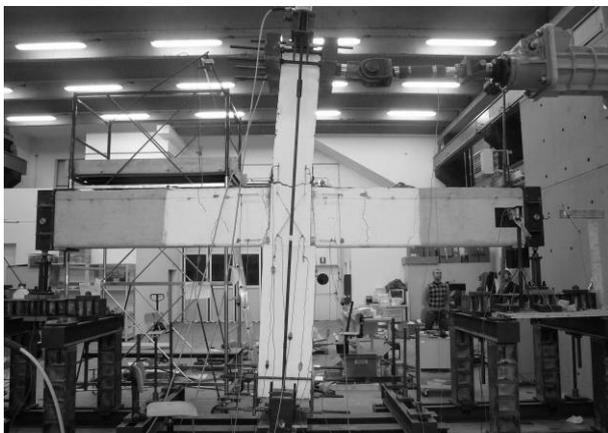
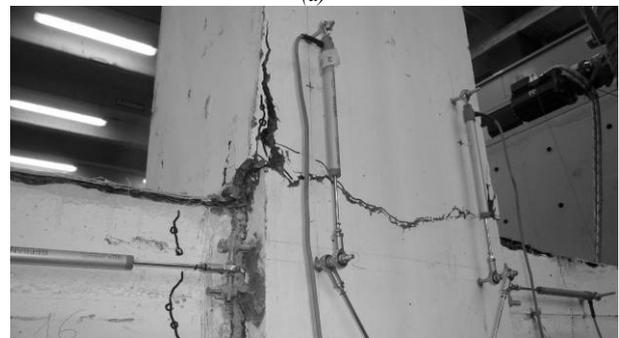


Figura 10 – Campione di prova per un drift del -4%

La rottura del campione è stata causata dalla delaminazione delle strisce in FRP, che ha portato al distacco della camicia in HPFRC e dalla conseguente rottura del calcestruzzo della camicia nella parte superiore del nodo (Figg. 11a,b). La prova è stata conclusa in corrispondenza di un drift del 6%.



(a)



(b)

Figura 11 – (a) Delaminazione dell'FRP nelle travi; (b) Distacco della camicia in HPFRC



Figura 12 – Quadro fessurativo del nodo nella parte posteriore

Il quadro fessurativo al termine della prova non ha evidenziato un danneggiamento evidente sulla superficie del nodo, mentre qualche fessura si è sviluppata nella parte posteriore del nodo in corrispondenza dell'innesto con il moncone di calcestruzzo rappresentativo della trave trasversale (Fig. 12)

A prova conclusa, la camicia in HPFRC nel nodo è stata rimossa per verificare le condizioni del calcestruzzo originario. Come mostrato in Figura 13, il nucleo interno di calcestruzzo è risultato seriamente danneggiato. E' possibile, inoltre, osservare che le armature longitudinali si sono spostate durante il getto del campione. Questa anomalia, che spesso si verifica anche nella realtà, giustifica qualche incongruenza e asimmetria nella risposta osservata durante la prova.



Fig.13 – Danneggiamento all'interno del nodo dopo la rimozione della camicia in HPFRC

3. ANALISI DEI RISULTATI

I risultati presentati nel seguente paragrafo mostrano come la resistenza degli elementi rinforzati sia notevolmente più alta di quella degli elementi originari e come una stima sufficientemente accurata della resistenza delle sezioni possa essere effettuata con semplici metodi di verifica.

Per quanto riguarda la verifica del pilastro, sono stati disegnati i diagrammi di interazione M-N, prima e dopo l'applicazione della camicia in HPFRC.

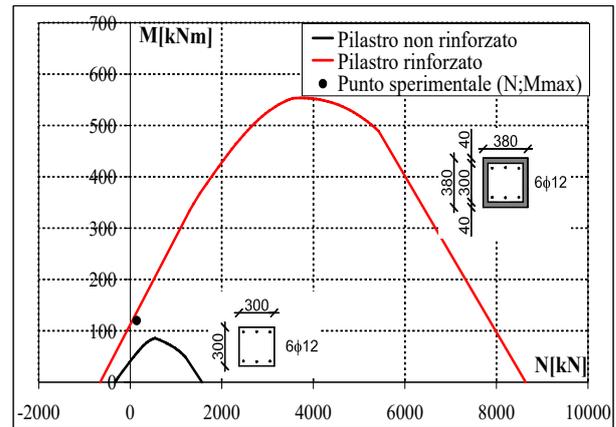


Figura 14 – Diagramma M-N per la sezione della parte superiore del pilastro

Per la sezione non rinforzata, il diagramma M-N è stato calcolato seguendo il classico approccio semplificato: ipotesi di Navier-Bernoulli; resistenza a trazione del calcestruzzo nulla; perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo; compressione nel calcestruzzo modellata utilizzando uno stress-block rettangolare [13].

Per l'HPFRC sono state adottate le stesse ipotesi. Inoltre, poiché il materiale è caratterizzato da un comportamento incrudente a trazione, è stata presa in considerazione la resistenza a trazione del calcestruzzo fibrorinforzato, assumendo una distribuzione degli sforzi costante, una deformazione ultima a trazione pari all'1% e perfetta aderenza tra la camicia in HPFRC e il substrato [14]. Le curve sono state tracciate considerando per i materiali i valori medi delle resistenze, anziché i loro valori di progetto, come prescritto dalle norme.

In Figura 14 è rappresentato il diagramma M-N per la sezione rinforzata, confrontata con quella originaria per la parte superiore del pilastro, con l'indicazione del punto sperimentale corrispondente a un momento flettente massimo pari a 120 kN per un'azione assiale di circa 140 kN. È possibile osservare un notevole aumento della resistenza, grazie all'applicazione della camicia in HPFRC.

È stata inoltre svolta una valutazione del momento ultimo delle travi prima e dopo l'applicazione delle strisce in FRP, considerando l'FRP elastico lineare fino a rottura, come specificato in [15].

Adottando per i materiali i valori medi delle resistenze, il momento ultimo è pari a 121 kNm per la sezione originaria e 216 kNm per la sezione rinforzata. Nel calcolo del momento ultimo della sezione rinforzata, è stata assunta una deformazione ultima a trazione dell'FRP ridotta, pari allo 0.66%, per tenere in conto l'effetto della delaminazione [15].

In accordo alla normativa italiana [9], la verifica della resistenza del nodo trave-pilastro non rinforzato può essere svolta secondo l'Equazione 1 di seguito riportata:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

dove A_g = sezione del pilastro; V_n = taglio totale agente nel nodo; N = azione assiale nel pilastro.

Il taglio nel nodo si calcola come differenza tra la forza di

tiro nell'armatura della trave e il taglio nella parte superiore del nodo, come indicato nell'Equazione 2:

$$V_n = (A_{s,sup} - A_{s,inf}) \cdot f_{yd} - V_{sd} \quad (2)$$

dove $A_{s,sup}$ = area dell'armatura al lembo superiore della trave; $A_{s,inf}$ = area dell'armatura al lembo inferiore della trave; f_{yd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura; V_{sd} = taglio sollecitante nella parte superiore del nodo.

Per il campione rinforzato, l'Equazione 1 può essere modificata, per tenere in conto il contributo alla resistenza a trazione della camicia in HPFRC, nel modo seguente:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq \frac{0.3\sqrt{f_{ck}} \cdot A_g + \frac{f_{tk,HPFRC}}{\gamma_{HPFRC}}}{A_T} \quad (3)$$

dove: $f_{tk,HPFRC}$ = resistenza a trazione dell'HPFRC; γ_{HPFRC} = coefficiente di sicurezza per l'HPFRC; $A_T = A_g + A'_g$ con A_g = area della sezione del pilastro non rinforzato e A'_g = area della camicia in HPFRC applicata al pilastro.

Per il campione della prova sperimentale, le resistenze del campione originario e di quello rinforzato sono state valutate adottando i valori medi per i materiali e un coefficiente di sicurezza unitario per l'HPFRC.

Il taglio totale agente nel nodo è stato calcolato applicando i principi della Gerarchia delle Resistenze, come segue:

$$V_n = \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_2}{z_2} - V_C \quad (4)$$

dove M_1 e M_2 sono i momenti resistenti delle travi, come mostrato in Figura 15; z_1 è pari a $0.9d$ per la sezione originaria e $0.9h$ per la sezione rinforzata, con h = altezza della sezione; z_2 è pari a $0.9d$ in entrambi i casi.

Il taglio nel pilastro è definito come segue:

$$V_C = (M_1 + M_2) \cdot \frac{L}{L'} \cdot \frac{1}{H} \quad (5)$$

dove L = luce della trave; L' = luce netta della trave; H = altezza del pilastro.

Considerando il campione della prova sperimentale, per il nodo non rinforzato, il taglio nel pilastro V_C è pari a 65 kN e il taglio totale agente nel nodo V_n è pari a 358 kN. Con un carico assiale di 140 kN, lo sforzo nel nodo, calcolato secondo l'Equazione 1, è pari a 3.27 MPa, ben superiore alla resistenza del nodo, pari a 1.14 MPa. Il nodo nelle condizioni originarie non è pertanto verificato.

Per il nodo rinforzato, il taglio nel pilastro V_C è pari a 94 kN e il taglio totale agente nel nodo V_n è pari a 468 kN. Con un carico assiale di 140 kN, lo sforzo nel nodo, calcolato secondo l'Equazione 3, è pari a 2.92 MPa, poco minore della resistenza del nodo, pari a 2.97 MPa. In questo caso, la verifica di resistenza per il nodo è soddisfatta.

Per provare la validità di questa formulazione, è presentato un confronto con i risultati sperimentali. A questo scopo si assume come M_1 il massimo valore del momento negativo nella trave durante la prova, pari a 187 kNm, come M_2 il corrispondente valore positivo dalla parte opposta del nodo, pari a 76 kNm e come V_C il taglio nel pilastro, pari a 53 kN. Applicando l'Equazione 3, lo sforzo nel nodo è pari a 2.67 MPa, minore della resistenza del nodo, pari a 2.97 MPa. Il risultato è in accordo con l'evidenza sperimentale, dal momento che il nodo non ha mostrato evidenti segni di danneggiamento durante la prova.

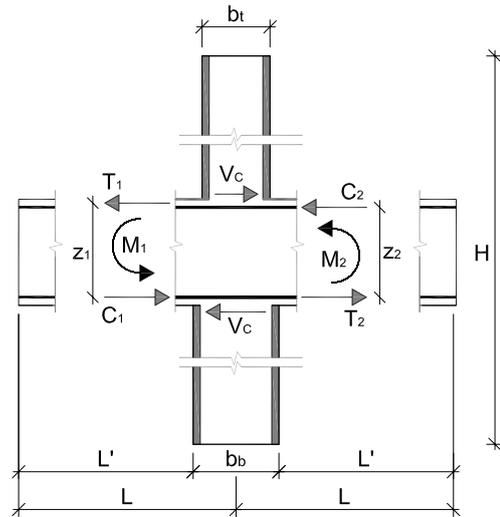


Figura 15 – Forze per il calcolo della resistenza del nodo

4. CONCLUSIONI

La prova sperimentale presentata ha dimostrato l'efficacia della tecnica di rinforzo proposta, basata sull'applicazione di una camicia in HPFRC. I risultati hanno mostrato che con un'incamiciatura in HPFRC è possibile incrementare la resistenza del pilastro e del nodo trave-pilastro, raggiungendo contemporaneamente un adeguato livello di duttilità.

La tecnica proposta risulta adatta per il rinforzo di strutture esistenti in c.a. caratterizzate da calcestruzzi di bassa resistenza e da basse percentuali di armatura.

Inoltre, la possibilità di applicare una camicia di spessore limitato, non altera sostanzialmente la rigidità degli elementi strutturali che può diventare rilevante quando la distribuzione delle rigidità della struttura originaria non può essere modificata in modo significativo.

Infine, è importante sottolineare che l'uso di un calcestruzzo ad elevate prestazioni autocompattante permette di ottenere superfici particolarmente lisce e regolari, eliminando la necessità di utilizzare intonaci di finitura, con un ovvio vantaggio in termini di riduzione della variazione della geometria degli elementi.

5. RINGRAZIAMENTI

Un particolare ringraziamento va al comune di Zagarolo (Roma), proprietario dell'edificio, per il supporto economico e alla ditta Tecnochem Italiana s.p.a., produttrice del calcestruzzo ad elevate prestazioni utilizzato.

Infine, si ricorda che il presente lavoro fa parte della ricerca all'interno del progetto Re-LUIS 2009-2012.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. FERRINI, N. SIGNORINI, P. PELLICCIA, F. PISTOLA, V. PRESTIFILIPPO, G. SABIA, (2008) - Risultati delle campagne d'indagine svolte dalla Regione Toscana per la valutazione della resistenza del calcestruzzo di edifici esistenti in cemento armato. Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a. Roma, 29-30 maggio 2008.

- [2] Fib Bulletin n. 24 (2003) - Seismic assessment of reinforced concrete buildings.
- [3] Fib Bulletin n. 32 (2006) - Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs.
- [4] Fib Bulletin n. 35 (2006) - Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs, with emphasis on seismic applications.
- [5] Fib Report 1991 - Repair and strengthening of concrete strengthening of concrete structures. Guide to good practice.
- [6] G. MARTINOLA, A. MEDA, G.A. PLIZZARI AND Z. RINALDI (2007) - An application of high performance fiber reinforced cementitious composites for R/C beams strengthening, FRAMCOS 6, Catania (Italy), 18–21 June 2007.
- [7] L. MAISTO, A. MEDA, G.A. PLIZZARI AND Z. RINALDI (2007) - R/C beams strengthening and repair with high performance fiber reinforced concrete jacket, 4th International Conference on the Conceptual Approach to Structural Design, Venezia (Italy), 27–29 June, 2007.
- [8] DM 2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni, 14 gennaio 2008.
- [9] Circolare n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni, 2 febbraio 2009.
- [10] C. BESCHI, A. MEDA AND P. RIVA (2009) - Rinforzo di pilastri con incamiciature ad elevate prestazioni, XIII Convegno ANIDIS, Bologna, 28/06-2/07/2009.
- [11] C. BESCHI, A. MEDA AND P. RIVA (2009) - High Performance Fiber Reinforced Concrete Jacketing in a Seismic Retrofitting Application, ATC & SEI conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, San Francisco 9-11/12/2009.
- [12] EN 1998-1-1 (2004) - EUROCODE 8: Design structures for earthquake resistance, part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- [13] EN 1992-1-1 (2004) - EUROCODE 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [14] CNR-DT 204 (2006) - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato, Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- [15] CNR-DT 200 (2004) - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Consiglio Nazionale delle Ricerche.

IL COMPORTAMENTO A FLESSIONE DI TRAVI IN CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE ARMATO, PRESOLLECITATO E A SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Sara Cattaneo¹, Francesca Giussani¹, Franco Mola¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Si presenta l'analisi sperimentale del comportamento flessionale in esercizio e allo stato limite ultimo di travi in calcestruzzo autocompattante (SCC) armato e presollecitato e travi miste acciaio – SCC, mediante prove di flessione su quattro punti. I risultati ottenuti hanno mostrato che le indicazioni dell'Eurocodice 2 relative al calcestruzzo tradizionale (NVC) forniscono buoni risultati sia per la valutazione della resistenza allo stato limite ultimo che per la costruzione del diagramma momento curvatura. Al contrario, le indicazioni normative non permettono di descrivere correttamente il comportamento fessurativo delle travi in SCC. Si propone quindi l'introduzione di alcuni coefficienti correttivi, onde mantenere il metodo di calcolo utilizzato per gli elementi in NVC.

SUMMARY

The experimental analysis of the flexural behaviour at serviceability and ultimate limit states of self-compacting concrete (SCC), beams is presented. Reinforced and prestressed SCC beams and composite steel - SCC beams were subjected to four point bending tests. The obtained results showed that the Eurocode 2 prescriptions related to traditional concrete (NVC) provide good results for the evaluation of the ultimate strength and for the construction of the bending moment – curvature diagram. On the contrary, the code prescriptions do not allow to successfully describe the cracking behaviour of SCC beams. It is therefore proposed to introduce some correction factors in order to maintain the method of calculation used for NVC structural elements.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni il calcestruzzo autocompattante trova sempre maggiore campo di applicazione [1], sebbene rimangano privi di definizione e prescrizione normativa alcuni aspetti riguardanti la caratterizzazione del materiale, i riferimenti normativi, il controllo di qualità ([2]÷[4]). Numerosi ricercatori ([5]÷[9]) hanno studiato il problema dell'applicazione ai calcestruzzi autocompattanti dei codici normativi riferiti ai calcestruzzi tradizionali vibrati.

Le proprietà fisico-chimiche del calcestruzzo SCC [10] influenzano anche quelle allo stato indurito, in special modo l'aderenza che risulta significativamente incrementata [11]. Ne consegue che il comportamento meccanico di elementi strutturali SCC non può essere in linea di principio definito attraverso formulazioni tipiche per calcestruzzi ordinari (NVC) e ciò specificatamente per quelle prestazioni che sono maggiormente condizionate dalla aderenza acciaio-calcestruzzo.

Allo scopo di approfondire la conoscenza della correlazione fra le proprietà allo stato fresco del calcestruzzo SCC ed il comportamento meccanico di elementi strutturali costituiti dal medesimo materiale, nel presente studio si prendono in considerazione vari tipi di travi in calcestruzzo autocompattante e precisamente travi in calcestruzzo armato ordinario e presollecitato e travi miste acciaio – SCC, analizzandone per via sperimentale il comportamento flessionale allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo mediante prove di flessione su quattro punti. Si presenta inoltre un confronto tra i risultati sperimentali e le prescrizioni fornite dall'Eurocodice 2 [12] in termini di momento resistente ultimo, diagramma momento – curvatura, spaziatura e apertura delle fessure.

2 PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Materiali

Il calcestruzzo autocompattante utilizzato nelle prove ha una resistenza cubica di progetto R_{ck} di 35 MPa. La miscela è costituita da cemento CEM R42.5 II/A-LL, aggiunta calcarea, superfluidificante acrilico, dimensione massima degli aggregati 15 mm, rapporto aggregati/finissimo pari a circa 2.2, rapporto acqua/cemento 0.5, rapporto acqua/finissimo 0.28.

Tabella 1 Proprietà allo stato fresco

Slump-Flow		J-Ring	V-Funnel
Diametro [mm]	Tempo T_{50} [s]	Diametro [mm]	Tempo [s]
765	1.7	755	6.1



Figura 1 Armatura delle travi presollecitate (a), miste acciaio-calcestruzzo (b), armate (c)

Le proprietà allo stato fresco, determinate come indicato dalla normativa italiana (UNI 11040 [13], 11041 [14], 11042 [15], 11045 [16]), sono riportate in Tabella 1, mentre le

caratteristiche meccaniche riscontrate a 95 giorni sono: resistenza cubica media $R_{cm}=51.32$ MPa, modulo elastico $E_c=35653$ MPa.

La stessa fornitura di calcestruzzo è stata utilizzata per il getto di sei travi (due armate, due presollecitate e due miste acciaio-calcestruzzo, mostrate in *Figura 1*).

2.2 Travi in calcestruzzo autocompattante armato

La sezione trasversale e le armature delle due travi in SCC armato (denominate RC1, RC2) sono riportate in *Figura 2*. Le armature longitudinali e a taglio sono rispettivamente (6+6) $\phi 14$ e staffe $\phi 10$ a passo 10 cm. Per indagare il comportamento di aderenza, le barre ad una estremità non sono state piegate. La tensione di snervamento dell'acciaio è $f_{ym} = 536.6$ MPa.

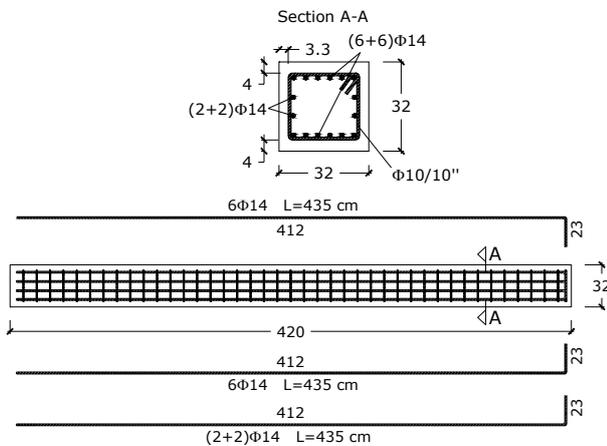


Figura 2 Travi in SCC armato (RC1 ed RC2)

2.3 Travi in calcestruzzo autocompattante presollecitato

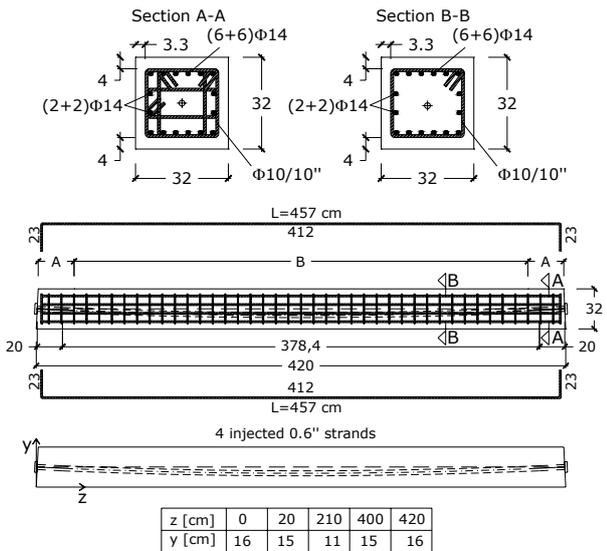


Figura 3 Travi in SCC presollecitato (PC1 e PC2)

Le due travi in SCC presollecitato testate (PC1 e PC2) contengono un cavo scorrevole parabolico con eccentricità massima in mezzeria di 5 cm, costituito da 4 trefoli (area $A_p=165$ mm², resistenze caratteristiche a trazione $f_{ptk} = 1818$ MPa, $f_{p(0.1)k} = 1545$ MPa, $f_{p(1.0)k} = 1600$ MPa). L'armatura lenta è la stessa del caso precedente (*Figura 3*). La presollecitazione è stata applicata a 14 giorni.

2.4 Travi in calcestruzzo autocompattante presollecitato

Infine, le due travi miste acciaio-SCC (SC1 ed SC2) sono costituite da un profilato metallico HEA160 annegato nel calcestruzzo. La trave SC2 è anche stata dotata di connettori a taglio costituiti da pioli $\phi 20$ ogni 25 cm. Le tensioni di snervamento e di rottura dell'acciaio erano rispettivamente 362 MPa e 500 MPa.

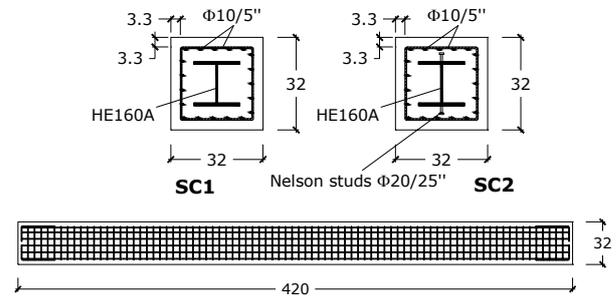


Figura 4 Travi miste acciaio-SCC presollecitato (SC1 ed SC2)

2.5 Assetto sperimentale

Si sono effettuate prove di flessione su quattro punti su 6 travi (2 armate, 2 presollecitate e 2 miste), a parità di dimensioni geometriche e di schema da carico (rapporto luce di taglio/altezza utili della sezione $a/d \approx 4.7$), come mostrato in *Figura 5*.

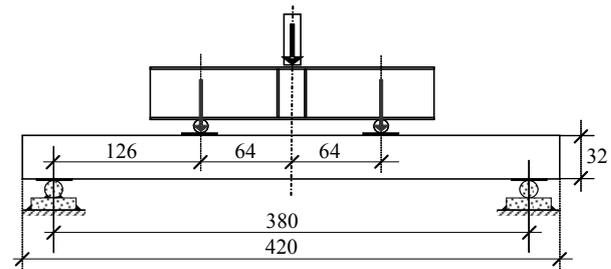


Figura 5 Configurazione della prova di carico

Le prove sono state eseguite con un martinetto idraulico MTS da 1000 kN in controllo di spostamento, fino a rottura.

Gli spostamenti sono stati misurati con trasduttori di spostamento ± 5 mm, due orizzontali posti in mezzeria al lembo teso e compresso, quattro nella zona di trasmissione del carico verso gli appoggi (*Figura 6*), tre al lembo inferiore della trave per misurare gli spostamenti verticali della mezzeria e delle sezioni di applicazione del carico e, per le travi miste, si è posizionato un trasduttore in una sezione di estremità per misurare lo scorrimento del profilato metallico.

Sono stati disposti anche alcuni strain gauges lungo le

barre longitudinali della trave RC2 per la misura del ritiro e delle deformazioni dell'acciaio durante la prova di carico.



Figura 6 Configurazione della prova e strumenti di monitoraggio

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Tutte le travi sono state caricate fino a rottura, sempre associata allo schiacciamento del calcestruzzo compresso. La curvatura in mezzeria è stata calcolata sia a partire dai risultati dei trasduttori orizzontali, sia dagli spostamenti verticali della mezzeria e delle sezioni di carico, assumendo una legge di spostamento parabolica tra le sezioni di carico. Ad oggi, il progetto e la verifica delle strutture in SCC si esegue in accordo alle stesse normative utilizzate per i calcestruzzo tradizionali. Tuttavia la diversa composizione della miscela dei calcestruzzo autocompattanti (maggiore volume di fini e ridotta quantità di aggregati grossi) è associata ad una microstruttura più densa che può dar luogo a comportamenti strutturali diversi [10].

Per tale motivo, si presenta una analisi comparativa dei risultati sperimentali e teorici, valutati secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 [12].

Si adottano le seguenti ipotesi:

- Legge costitutiva elastoplastica ideale, con $E_s=200000$ MPa, $f_{yd}=f_{ym}=536.6$ MPa per le armature e 362 MPa per l'acciaio da carpenteria;
- Legge non lineare per il calcestruzzo, come segue:

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} ; 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu1} ; \eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} ; k = 1.05 E_{cm} \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (1)$$

in cui $f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} = 42.59$ MPa, con $R_{cm} = 51.32$ MPa; $\epsilon_{c1} = 0.7 \cdot f_{cm}^{0.31} = 2.24\text{‰}$; $\epsilon_{cu1} = 3.5\text{‰}$; $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33979$ MPa

Per calcolare il momento di fessurazione, lo stato di sforzo causato dal ritiro è stato determinato in accordo con il CEB Model Code 90 [17], assumendo $RH=60\%$, $h_0=160$ mm (h_0 è lo spessore nominale $=2A_c/u$, con A_c area della sezione in calcestruzzo, u perimetro esposto all'atmosfera). Al tempo di carico $t = 95$ giorni, la deformazione da ritiro ϵ_{sh} vale

$$\epsilon_{sh}(t, t_{sh}) = \epsilon_{sh}(t, \bar{t}_{sh}) - \epsilon_{sh}(t_{sh}, \bar{t}_{sh}) = -125.9 \cdot 10^{-6} \quad (2)$$

dove $\bar{t}_{sh}=1$ giorno e $t_{sh}=3$ giorni sono i giorni di inizio del ritiro e dei suoi effetti strutturali. Lo sforzo $\sigma_{c,sh}$ nel calcestruzzo si ottiene con la seguente equazione

$$\sigma_{c,sh}(t) = \epsilon_{sh}(t, t_0) E_s A_s / (A_c + \alpha'_c A_s) ; \alpha'_c = (1 + \chi\phi) E_s / E_{cm} \quad (3)$$

con A_s area totale dell'acciaio, χ , ϕ coefficienti di invecchiamento e viscosità.

Introducendo i valori numerici, assumendo $\chi(95,3)=0.8$, $\phi(95,3)=1.91$, in accordo con il CEM MC90 [17], si ottiene

$$\sigma_{c,sh}(t) = 0.45 \text{ MPa} ; \alpha'_c = 14.18 \quad (4)$$

3.1 Travi in calcestruzzo autocompattante armato

In Figura 7 si mostra il diagramma momento - spostamento della sezione di mezzeria delle travi RC1 ed RC2. Il maggior valore del momento ultimo mostrato dalla trave RC2 è dovuto ad una maggiore resistenza a trazione delle barre metalliche. In Figura 8 si mostra invece il quadro fessurativo delle travi a fine prova.

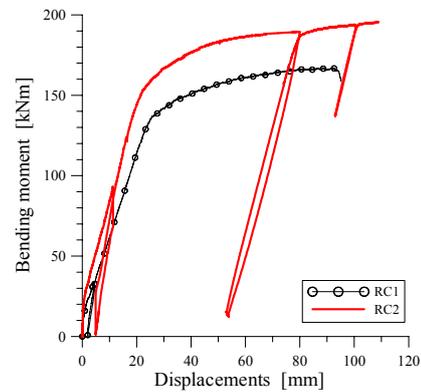


Figura 7 RC1, RC2: diagramma momento - spostamento



RC1



RC2

Figura 8 RC1, RC2: quadro fessurativo alla fine delle prove di carico

I momenti sperimentali di fessurazione (M_{cr}), snervamento (M_y) e ultimo (M_u) sono riportati in , insieme alla freccia ultima (v_u).

Tabella 2 RC1, RC2: momenti di fessurazione, snervamento e rottura e freccia a rottura

	RC1	RC2	Media
M_{cr} [kNm]	24	25	24.5
M_y [kNm]	136	153	144.5
M_u [kNm]	167	196	181
v_u [mm]	78.1	108.9 (*)	-

(*) test interrotto prima della rottura

L'elevata armatura a taglio e l'alta luce di taglio fanno sì che la rottura di entrambe le travi avvenga per schiacciamento del puntone compresso di calcestruzzo vicino alla sezione di applicazione del carico. La fessurazione si è sviluppata nella zona a momento costante, estendendosi successivamente verso gli appoggi. Il calcolo del momento flettente fornisce

$$M_{cr} = (f_{ctm,fl} - \sigma_{c,sh}) W_{inf}^* = (4.08 - 0.45) \cdot 6.21567 = 22.56 \text{ kNm} \quad (5)$$

dove $W_{inf}^* = I^*/y_{inf}$ è il modulo di resistenza della sezione omogeneizzata, la resistenza flessionale a trazione vale $f_{ctm,fl} = \max\{(1.6 - h/1000)f_{ctm}; f_{ctm}\} = 4.08 \text{ MPa}$, con $f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3} = 0.3(f_{cm} - 8)^{2/3} = 3.18 \text{ MPa}$ resistenza a trazione del calcestruzzo.

La Figura 9 mostra i diagrammi momento – curvatura teorici (pedice 'th') e sperimentali (pedice 'exp') per la sezione di mezzeria. La curva teorica sottostima lievemente i momenti di snervamento e ultimo, così come il momento di fessurazione, come osservato anche in [5] e [18]. Secondo questi autori, infatti, i momenti di fessurazione e ultimo di travi in SCC ed NVC sono simili e possono essere calcolati mediante le prescrizioni dei calcestruzzi tradizionali. La rigidità calcolata invece risulta leggermente maggiore di quella sperimentale. Risultati simili si possono osservare in Domone [18] e possono essere spiegati dal più elevato valore teorico del modulo elastico fornito dall'Eurocodice 2 [12].

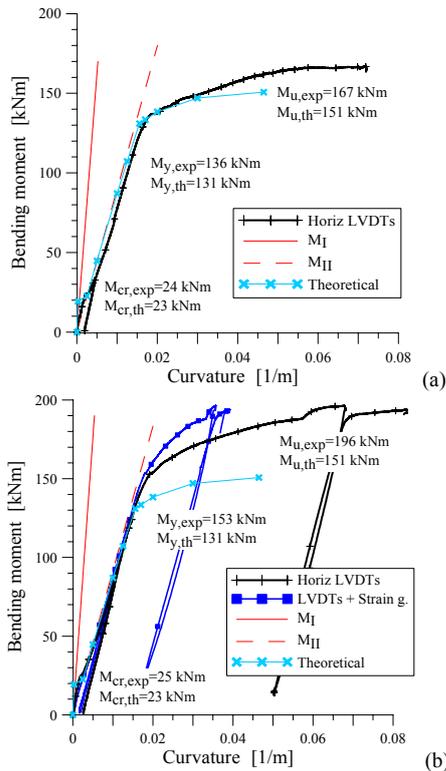


Figura 9 Diagrammi teorici e sperimentali momento – curvatura; (a) trave RC1; (b) trave RC2

E' di grande interesse studiare il comportamento fessurativo delle travi. La formula proposta dall'Eurocodice 2 per il calcolo dell'ampiezza di fessura è

$$w_m = s_{rm} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (6)$$

in cui s_{rm} è la massima distanza tra le fessure, ϵ_{sm} e ϵ_{cm} sono le deformazioni medie nelle armature e nel calcestruzzo; le loro espressioni sono

$$s_{rm} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (7)$$

$$k_3 = 3.4 \quad ; \quad k_1 = 0.8 \text{ (barre ad aderenza migliorata)} \quad ; \quad k_2 = 0.5 \text{ (flessione)} \quad ; \quad k_4 = 0.425 \quad (8)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{\rho_s}{\lambda} \quad ; \quad \rho_s = \frac{A_s}{A_c} \quad ; \quad \lambda = \min\left(2.5(1-\delta); \frac{1-\xi}{3}; \frac{1}{2}\right) \quad (9)$$

dove c è il copriferro, ϕ e A_s sono il diametro e l'area dell'armatura in zona tesa, $\delta = d/h$, $\xi = x/h$ sono rispettivamente l'altezza effettiva della sezione e la posizione dell'asse neutra in forma adimensionale.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - \frac{k_t f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \right] = \frac{\sigma_s - \sigma_{s,cr}}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (10)$$

in cui α_e è il rapporto E_s/E_{cm} , σ_s e $\sigma_{s,cr}$ sono gli sforzi nell'armatura tesa calcolati assumendo rispettivamente una sezione fessurata soggetta al momento di progetto e una sezione non fessurata soggetta al momento di fessurazione:

$$\sigma_{s,cr} = k_t \cdot f_{ctm} \frac{\lambda}{\rho_s} \left(1 + \alpha_e \frac{\rho_s}{\lambda} \right), \quad k_t = 0.6 \text{ (carico istantaneo)} \quad (11)$$

Nel caso in esame, si ha $c=50 \text{ mm}$, $\phi=14 \text{ mm}$, $\lambda=0.248$, $\rho_s=0.009$, $f_{ctm}=3.18 \text{ MPa}$, $\alpha_e=5.61$, $\sigma_{s,cr}=63.28 \text{ MPa}$. Facendo riferimento ai momenti sperimentali di snervamento (rispettivamente 136 kNm and 153 kNm), per la trave RC1 risulta $\sigma_s=541 \text{ MPa}$, $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=0.00239$, mentre per la trave RC2 si ha $\sigma_s=609 \text{ MPa}$ (a conferma della maggiore tensione di snervamento), $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=0.00273$.

La ampiezza e la distanza delle fessure sono riportate in Tabella 3.

Tabella 3 Ampiezze e distanze delle fessure

RC1		RC2	
Sperimentale	Teorico	Sperimentale	Teorico
80	234.7	60	234.7
0.32	0.56	0.20	0.64

Si può notare che sia le ampiezze delle fessure che la loro spaziatura osservate nelle prove sperimentali sono decisamente minori di quelle calcolate secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2, come messo in evidenza anche da altri autori ([5], [19], [18]). La ragione di tale comportamento è la migliore aderenza che si sviluppa tra acciaio e calcestruzzo autocompattante [11].

3.2 Travi in calcestruzzo autocompattante presollecitato

Le due travi presollecitate sono state provate fino al

collasso, avvenuto, come nel caso precedente, per schiacciamento del calcestruzzo. I risultati sono mostrati in *Figura 10*, relativamente al diagramma momento – spostamento, e in *Tabella 4*, dove si riportano i valori dei momenti di fessurazione, snervamento e rottura e la freccia associata al momento ultimo.

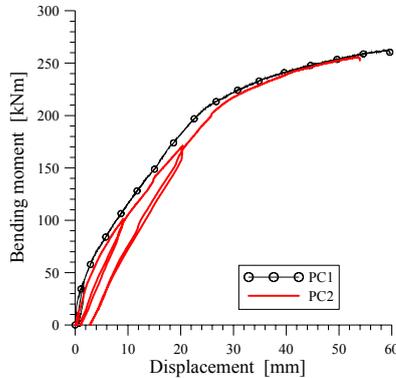


Figura 10 PC1, PC2: diagramma momento - spostamento

Tabella 4 PC1, PC2: momenti di fessurazione, snervamento e rottura e freccia a rottura

	PC1	PC2	Media
M_{cr} [kNm]	40	45	42.5
M_y [kNm]	216	224	220
M_u [kNm]	262	256	259
v_u [mm]	59.3	53.6	-

Il quadro fessurativo (mostrato in *Figura 11*) è simile a quello delle travi in SCC armato in termini di sviluppo temporale, dislocazione e geometria delle fessure, pur osservandosi nella zona di taglio un angolo ridotto tra le fessure ed il piano orizzontale per gli effetti della presollecitazione.

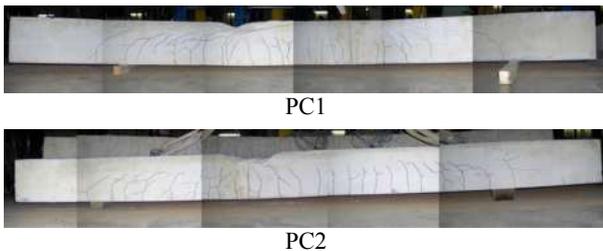


Figura 11 PC1, PC2: quadro fessurativo alla fine delle prove di carico

La forza applicata all'atto della presollecitazione era $P_{0i}=780$ kN. Tenendo conto delle perdite istantanee dovute al rilassamento a breve termine, all'attrito e al rientro degli ancoraggi, la forza iniziale di presollecitazione a 14 giorni risulta $P_0=618.64$ kN.

Per determinare la variazione temporale del tiro nel cavo dovuto alle deformazioni differite del calcestruzzo, considerando $t_p=14$ il tempo di applicazione della presollecitazione e $t_0=95$ giorni quello di applicazione del carico e assumendo che, solo per la valutazione degli effetti del ritiro, il cavo sia presente a partire da $t_{sh}=3$ giorni, le

deformazioni di viscosità (ϵ_{cc}) e ritiro (ϵ_{sh}) a 95 risultano rispettivamente

$$\epsilon_{cc}(95,14) = \phi(95,14) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = 1.39 \cdot \frac{(-6.60)}{33979} = -270 \cdot 10^{-6} \quad (12)$$

$$\epsilon_{sh}(95,3) = [\epsilon_{sh}(95,1) - \epsilon_{sh}(3,1)] \frac{A_c}{A^{**}} = -92.6 \cdot 10^{-6} \quad (13)$$

con

$$\sigma_c = \frac{-P_0}{A_c + \alpha_c A_{s,tot} + \alpha_{ep} A_p} - \frac{P_0 e^2}{I_c + \alpha_c I_{s,tot} + \alpha_{ep} I_p} = -6.60 \text{ MPa} \quad (14)$$

e dove $A^{**} = A_c + \alpha'_c A_{s,tot} + \alpha'_{ep} A_p$, $\alpha_{ep} = E_{sp}/E_c$, $\alpha'_{ep} = E_{sp}/E'_c$, I_c , $I_{s,tot}$, I_p sono i momenti di inerzia di calcestruzzo, acciaio e acciaio da presollecitazione.

La variazione della forza di presollecitazione al tempo di esecuzione delle prove risulta quindi

$$\Delta P(95,14) = \frac{A_p E_{sp} [\epsilon_{cc} + \epsilon_{sh}]}{1 + \frac{E_{sp} A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{e^2}{i^2}\right) [1 + 0.8\phi(95,14)]} = -42.39 \text{ kN} \quad (15)$$

con $i^2 = I_c^2 / A_c^2 = h^2 / 12$.

La forza di presollecitazione a $t=95$ risulta infine

$$P(95,14) = P_0 + \Delta P = 576.25 \text{ kN} \quad (16)$$

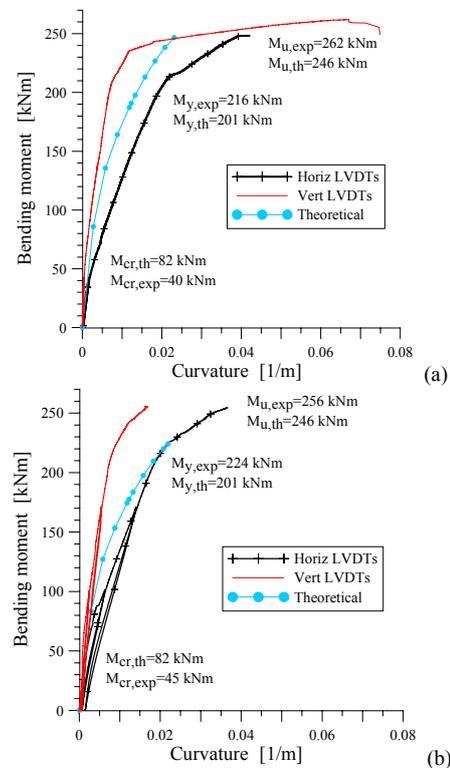


Figura 12 Diagrammi teorici e sperimentali momento – curvatura; (a) trave PC1; (b) trave PC2

Per la valutazione del momento ultimo, si considerano i valori sperimentali delle resistenze e rigidzze dei materiali, della deformazione ultima del calcestruzzo, ottenuta dalla curvatura ultima della trave RC1 ($\epsilon_{cu,exp}=4.6\%$) e la deformazione iniziale del cavo di presollecitazione ($\epsilon_{p0}=P_0/(E_{sp} A_p)=618640/(195000 \cdot 660)=4.80\%$). Si ottiene così $M_{u,t}=247$ kNm, molto simile ai valori sperimentali (Tabella 4).

Il momento di fessurazione, decisamente superiore rispetto al valore sperimentale, vale invece

$$M_{cr} = \left(f_{ctm,fl} - \sigma_{c,sh} + \frac{P}{A_c + \alpha_c A_{s,tot} + \alpha_{cp} A_p} \right) W_{inf}^* + Pe = 81.65 \text{ kNm} \quad (17)$$

dove lo sforzo nel calcestruzzo provocato dal ritiro, trascurando la distanza tra i baricentri della trave in calcestruzzo e degli elementi metallici (circa 1 cm) e considerando il contributo del cavo di presollecitazione, vale

$$\sigma_{c,sh}(t, t_{sh}) = -\epsilon_{sh}(t, t_{sh}) \frac{E_s A_{s,tot} + E_{sp} A_p}{A^*} = 0.56 \text{ MPa} \quad (18)$$

I confronti tra i diagrammi sperimentali e teorici momento – curvatura delle travi PC1 e PC2 sono riportati rispettivamente in Figura 12 a e b, mostrando un buon accordo.

3.3 Travi miste acciaio – calcestruzzo autocompattante

Il comportamento sperimentale delle travi miste acciaio – SCC è riportato in termini di diagramma momento – spostamento in Figura 13. Come nei casi precedenti, il collasso di entrambe le travi è avvenuto per rottura del calcestruzzo compresso.

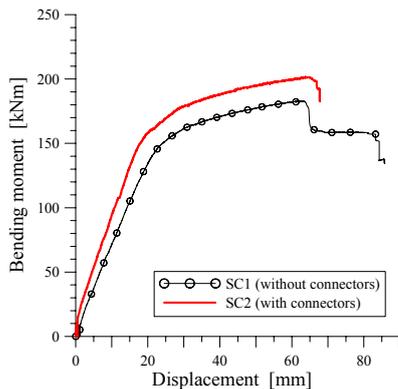


Figura 13 SC1, SC2: diagramma momento - spostamento

Le fessure si sono sviluppate a partire dalla zona di momento costante, diffondendosi successivamente nelle zone laterali, mantenendosi pressoché verticali, come mostrato in Figura 14.

In Tabella 5 si riportano i valori dei momenti di fessurazione (M_{cr}), snervamento (M_y) e rottura (M_u) e la freccia a rottura (v_u).



PC1 (senza connettori)



PC2 (con connettori)

Figura 14 SC1, SC2: quadro fessurativo alla fine delle prove di carico

Tabella 5 SC1, SC2: momenti di fessurazione, snervamento e rottura e freccia a rottura

	PC1	PC2	Media
M_{cr} [kNm]	25	16	20.5
M_y [kNm]	150	160	155
M_u [kNm]	183	202	192.5
v_u [mm]	62.8	56.4	-

I risultati mostrano un'ottima collaborazione tra acciaio e calcestruzzo autocompattante, anche in assenza di connettori a taglio, almeno fino al momento di snervamento, come appare chiaramente dagli scorrimenti relativi registrati tra il profilato metallico e la sezione in calcestruzzo riportati in Figura 15. Questo fatto è dovuto sia alla elevata armatura di confinamento, sia alle buone caratteristiche di aderenza acciaio – calcestruzzo.

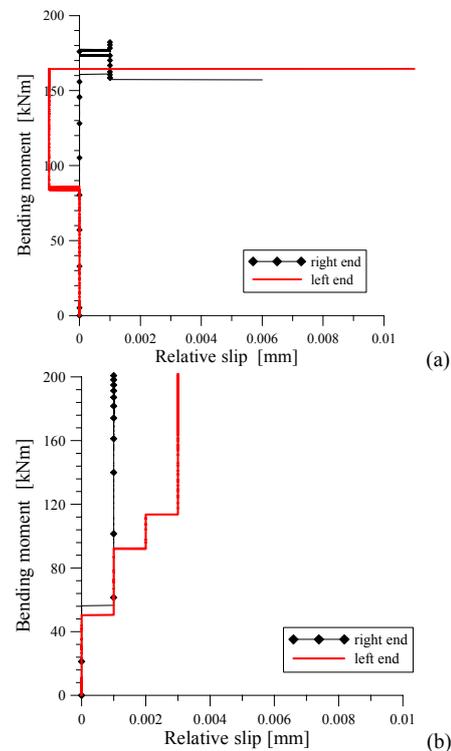


Figura 15 Diagrammi momento – scorrimento relativo; (a) trave SC1, senza connettori; (b) trave SC2, con connettori

Il momento di fessurazione risulta leggermente inferiore a

quello sperimentale:

$$M_{cr} = (f_{ctm,fl} - \sigma_{c,sh}) W_{inf}^* = (4.08 - 0.72) \cdot 6.52728 = 21.9 \text{ kNm} \quad (19)$$

Per la valutazione dello sforzo nel calcestruzzo $\sigma_{c,sh}$ dovuto al ritiro, si è utilizzata l'eq. (3), introducendo l'area totale di acciaio (armature e profilo metallico, $A_s = 1100 + 3877 = 4977 \text{ mm}^2$).

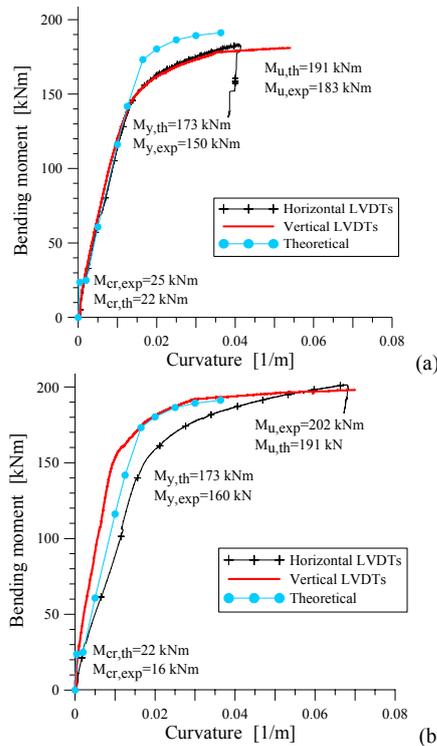


Figura 16 Diagrammi teorici e sperimentali momento – curvatura; (a) trave SC1, senza connettori; (b) trave SC2, con connettori

In Figura 16 si mostrano i diagrammi momento – curvatura teorici e sperimentali. Le leggi teoriche, calcolate assumendo perfetta aderenza acciaio – calcestruzzo, descrivono con precisione il comportamento sperimentale della trave SC2, dotata di connettori a taglio, e della trave SC1, sprovvista di tali connettori, fino al momento di snervamento, momento in cui inizia lo scorrimento relativo tra i due elementi. Tale scorrimento provoca una leggera diminuzione (10% circa) del valore del momento ultimo della trave SC1.

3.4 CONFRONTO CON LE FORMULAZIONI DI EC2

Le differenti caratteristiche meccaniche del calcestruzzo autocompattante rispetto al calcestruzzo tradizionale vibrato modificano il comportamento strutturale di elementi in SCC sia in esercizio che allo stato limite ultimo.

Relativamente al comportamento in esercizio, considerando che il comportamento strutturale nei confronti dello stato limite di fessurazione è fortemente correlato alle caratteristiche del legame di aderenza che si sviluppa fra

acciaio e calcestruzzo, si propone di introdurre nelle formule dell'Eurocodice 2 alcuni coefficienti correttivi, onde mantenere anche per gli elementi in SCC il metodo di calcolo utilizzato per gli elementi in NVC. In particolare, modificando i coefficienti k_1 e k_3 direttamente collegati all'aderenza e all'influenza del copriferro, assumendo $k_1 = 0.4$, $k_3 = 1$ [8], si ottengono i risultati riportati in Tabella 6, che descrivono con adeguata precisione il comportamento fessurativo degli elementi.

Tabella 6 Ampiezze e distanze delle fessure calcolate con i coefficienti correttivi

Sperimentale	RC1		RC2	
	Teorico	Sperimentale	Teorico	Sperimentale
80	82.4	60	82.4	
0.32	0.20	0.20	0.23	

Relativamente al comportamento a rottura, si è osservato che la capacità portante di elementi in SCC è leggermente maggiore rispetto a quella di analoghi elementi in NVC e, al contempo, la stima teorica della portanza risulta inferiore rispetto a quella sperimentale. E' infatti generalmente noto che la resistenza a compressione di elementi in SCC sia maggiore rispetto a quella di progetto e che il rapporto tra la resistenza cilindrica e quella cubica sia maggiore che nei calcestruzzi vibrati. A tal proposito, in [20] si è mostrato come un SCC progettato per avere $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$ sia equivalente ad un NVC con $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$. Inoltre secondo gli studi effettuati in [21] e [18], per una resistenza $R_c \approx 40 \text{ MPa}$ si può assumere $f_c = 0.85 \cdot R_c$.

Da quanto detto, per il calcestruzzo in oggetto si potrebbe assumere come resistenza cilindrica caratteristica a compressione $\bar{f}_{ck} = 0.85 \cdot 40 = 34 \text{ MPa}$, invece che $f_{ck} = 0.83 \cdot 35 = 29.05 \text{ MPa}$.

Per valutare la convenienza di considerare questo incremento delle proprietà meccaniche di elementi in SCC all'interno delle prescrizioni normative, si calcolano i momenti resistenti delle travi testate adottando le seguenti resistenze:

- Caso 1 – NVC:
 $f_{yd} = f_{y,exp} = 536.6 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 0.85 \frac{0.83 R_{ck}}{1.5} = 16.46 \text{ MPa} ; R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- Caso 2 – SCC:
 $f_{yd} = f_{y,exp} = 536.6 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 0.85 \frac{0.85 \bar{R}_{ck}}{1.5} = 19.27 \text{ MPa} ; R_{ck} = 35 \text{ MPa}$

I risultati sono riportati in Tabella 7.

Tabella 7 Momenti ultimi sperimentali e teorici

Travi	$M_{u,EC2(1)}$	$M_{u,EC2(2)}$	$M_{u,exp}^{(*)}$	$\gamma_{(1)} = \frac{M_{u,exp}}{M_{u,EC2(1)}}$	$\gamma_{(2)} = \frac{M_{u,exp}}{M_{u,EC2(2)}}$
RC	135	138	167	1.24	1.21
PC	166	180	259	1.56	1.44

(*) Per le travi RC il momento ultimo sperimentale è quello della trave RC1 perché la tensione di snervamento delle barre della trave RC2 era più elevato; per le travi PC si considera il valor medio.

Sebbene il collasso di tutte le travi sia avvenuto per rottura

del calcestruzzo compresso, l'effetto dell'incremento della resistenza del calcestruzzo è trascurabile, come mostrato dai coefficienti $\gamma_{(1)}$ e $\gamma_{(2)}$ di *Tabella 7*. Infatti il maggior contributo al coefficiente di sicurezza è legato alle barre di armatura che presentano in genere tensioni di snervamento f_y decisamente maggiori di quelle prescritte ($f_{yk} = 450$ MPa).

Si può concludere che le indicazioni dell'Eurocodice per la determinazione della portanza a flessione di travi in NVC possano essere adottate per il progetto di travi in SCC.

4 CONCLUSIONI

L'analisi teorica e sperimentale portata a termine per studiare il comportamento di travi in calcestruzzo autocompattante (armate, presollecitate e miste) ha portato alle seguenti conclusioni.

Il comportamento strutturale in termini di diagrammi momento – curvatura e momento – spostamento possono essere adeguatamente descritti considerando le effettive proprietà dei materiali. La maggior resistenza del SCC ha un'influenza ridotta sul valore del momento ultimo per il notevole contributo dell'acciaio.

Il fenomeno fessurativo differisce invece in maniera significativa dalle prescrizioni dell'Eurocodice 2 a causa della maggior resistenza di aderenza del SCC rispetto al NVC. Le minori aperture di fessura e spaziature tra le fessure suggeriscono un incremento nella durabilità delle strutture in SCC. In ogni caso, i parametri sulla aderenza dovrebbero essere corretti.

Si conclude quindi che l'applicazione agli SCC dell'Eurocodice 2 così come definito per i calcestruzzi tradizionali sia sempre a favore di sicurezza in termini di stati limite ultimi, fornendo fattori di sicurezza analoghi a quelli relativi a elementi in NVC, mentre agli stati limite di esercizio si richiedono ulteriori ricerche per una miglior calibrazione dei parametri di aderenza.

BIBLIOGRAFIA

[1] DOMONE, P. L. (2006). Self-compacting concrete: an analysis of 11 years of case studies. *Cem. Concr. Comp.*, vol. 28, pp. 197-208.

[2] ACI 237R-07 (2007), *Self-Consolidating Concrete*, American Concrete Institute, Farmingthorn Hills, 30 pp.

[3] RILEM State of the Art report of RILEM TC174-SCC (2000), *Self-Compacting Concrete*, Report 23, Å. Skarendhal and O. Petersson, eds, 154 pp.

[4] CATTANEO, S., GIUSSANI, F., MOLA, F. (2008). *In situ quality control of Self-Compacting Concrete*. In 3rd North American Conf. on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete, 10-12 November, Chicago.

[5] SONEBI, M., TAMINI, A. K., BARTOS, P. J. M. (2003). Performance and Cracking Behavior of Reinforced Beams Cast with Self-Consolidating Concrete. *ACI Mat. J.*, vol. 100, n. 6, pp. 492-500.

[6] DAS, D., KAUSHIK, S.K., GUPTA, V. K. (2005). Shear resistance of self-compacting concrete (SCC). In Proc of SCC 2005 Conf. Center for Advanced Cement Based Materials, USA Northwestern University.

[7] PAULTRE, P., KHAYAT, K. H., CUSSON, D., TREMBLAY, S. (2005), Performance of Self-Consolidating Concrete Used in Confined Concrete Columns. *ACI Struct. J.*, vol. 102, n. 4, pp. 560-568.

[8] CATTANEO S., MOLA F., ROSATI G. (2007). Shear strength in self-compacting reinforced concrete beams. In 4th Int. Conf. on The Conceptual Approach to Structural Design, Venice, Italy.

[9] GALANO, L., VIGNOLI, A. Strength and Ductility of HSC and SCC Slender Columns Subjected to Short-Term Eccentric Load *ACI Struct J* 2008, vol. 105, n. 3, 259-269.

[10] TRAGARDH, J. (1999). Microstructural features and related properties of self-compacting concrete. In Proc of the first Int. RILEM Symp, pp. 175-186.

[11] CATTANEO, S.; ROSATI, G. (2009). Bond between steel and self-consolidating concrete: experiments and modeling. *ACI Struct. J.*, vol. 106, n 4, pp. 530-540.

[12] EUROCODE 2 (2004). Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1.

[13] UNI 11040 (2003). Self compacting concrete - Specification, characteristics and checking. Milan.

[14] UNI 11041 (2003). Testing fresh self compacting concrete - Determination of free flow and time flow. Milan.

[15] UNI 11042 (2003). Testing fresh self compacting concrete - Determination of flow time in V-funnel. Milan.

[16] UNI 11045 (2003). Testing fresh self compacting concrete - Determination of confined flowability in J-ring. Milan.

[17] CEB/FIP. Model code 1990 (1993). Design code. London: Thomas Telford.

[18] DOMONE, P.L. (2007). A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete. *Cem. Concr. Comp.*, vol. 29, pp. 1-12.

[19] CHOULLI Y., MARÌ A.R., CLADERA A. (2008). Shear behaviour of full-scale prestressed I-beams made with self compacting concrete. *Mat. Struct.*, vol. 41, pp. 131-141.

[20] CATTANEO, S., MOLA, F. Assessing the quality control of self consolidating concrete properties, *ASCE J. Constr. Eng. Manage.*, under review.

[21] SCHIESSL A, ZILCH K. (2001). The Effects of the Modified Composition of SCC on Shear and Bond Behaviour. In: Ozawa K., Ouchi M. editors. *Proceedings II RILEM Int. Symposium on Self-Compacting Concrete*, Kochi Univ. of Technology, Japan: COMS Engineering Corporation, p. 501-506.

ELEMENTI IN CALCESTRUZZO CONFINATI CON FRCM ANALISI SPERIMENTALE PER CARICHI MONOTONICI

Piero Colajanni¹, Fabrizio De Domenico¹, Antonino Recupero¹, Nino Spinella¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Messina

SOMMARIO

Vengono presentati i risultati di prove sperimentali su provini di calcestruzzo rinforzati con fibre di materiale composito, soggetti a compressione monotonica fino alla rottura. In particolare si è sperimentato l'impiego degli FRCM (*Fiber Reinforced Cementitious Matrix*), in cui le fibre di rinforzo sono immerse in una matrice cementizia. I risultati ottenuti dimostrano che il confinamento eseguito con questi materiali conferisce agli elementi di calcestruzzo un significativo aumento di capacità portante e di duttilità, sebbene le percentuali di fibra impiegate non abbiano consentito di ottenere comportamenti costantemente incrudenti fino a rottura. In particolare le curve tensione-deformazione ottenute evidenziano una brusca perdita di rigidità del provino al raggiungimento della resistenza massima, seguita da una successiva ripresa di rigidità dovuta all'azione cerchiante delle fibre, le quali consentono di non avere ulteriori perdite di resistenza fino alla rottura

SUMMARY

Results of tests performed on reinforced concrete specimens confined with a fiber composite material subjected to monotonic compression up to collapse are shown. More precisely, specimens confined with a composite materials, namely FRCM (*Fiber Reinforced Matrix Cementitious*), in which the reinforcing fibers are embedded in a cement matrix had been tested. The results show that the confinement performed produces a noticeable increment in strength and ductility of concrete elements, even if the mechanical ratios of fiber herein considered were not able to ensure an hardening behavior up to rupture. The obtained stress-strain curves show a sharp loss of stiffness of the specimens after the attainment of the peak load, followed by a stiffness recovery due to the fiber confinement action, which ensures the absence of other loss of strength up to rupture.

1. INTRODUZIONE

L'impiego dei materiali compositi nell'ambito della riabilitazione strutturale è una pratica ormai consolidata. I polimeri fibrorinforzati (FRP) sono ormai utilizzati da oltre un decennio nell'adeguamento sismico di telai in cemento armato (c.a.) e trovano larga diffusione negli interventi di confinamento di elementi strutturali, finalizzati all'incremento della capacità deformativa del materiale.

In letteratura sono presenti diversi modelli (di origine analitica o sperimentale) che si propongono di formulare una previsione della legge sforzo-deformazione degli elementi confinati in modo più o meno accurato [1-3]. L'elevato numero di sperimentazioni condotte su campioni di calcestruzzo confinati con FRP ha consentito anche la stesura di direttive tecniche [4] da utilizzare nella progettazione degli interventi di rinforzo. Il confinamento eseguito mediante la fasciatura di elementi in calcestruzzo con FRP permette di ottenere un aumento di capacità portante ed una maggiore duttilità dell'elemento strutturale.

Tuttavia, si è accertata l'esistenza di problemi legati all'uso degli FRP [5], riconducibili principalmente alle seguenti cause:

- cattiva resistenza alle alte temperature;
- coefficienti di dilatazione termica incompatibili con quello

del calcestruzzo;

- difficile applicabilità su supporti umidi;
- richiesta di manodopera specializzata per la preparazione dei supporti e l'incollaggio con resine epossidiche.

E' infatti noto che la temperatura di transizione vetrosa dell'adesivo epossidico è di circa 50 °C, mentre quella della matrice è pari a circa 150-200 °C. In caso d'incendio queste temperature vengono superate in pochi minuti creando una delaminazione delle strisce di FRP ed uno sfaldamento del composito. Inoltre, le resine epossidiche non catalizzano in presenza di acqua ed esibiscono perdite significative di prestazioni in determinate condizioni igrometriche.

A parziale soluzione di questi problemi, recentemente è stato proposto l'impiego di sistemi di rinforzo con fibre immerse in matrice cementizia (FRCM), in grado di ridurre i suddetti inconvenienti grazie alla forte compatibilità della matrice con la fibra ed il calcestruzzo, senza un'eccessiva perdita di prestazioni grazie alla notevole resistenza delle fibre impiegate. Inoltre, il rinforzo con FRCM consente di ottenere una resistenza alle alte temperature identica a quella del supporto ed è applicabile anche su superfici umide.

L'applicazione di tale sistema è caratterizzata da un'estrema facilità di posa in opera e di manipolazione per cui non richiede l'impiego di manodopera particolarmente

specializzata.

Il confinamento si realizza applicando sulla superficie esterna dell'elemento in calcestruzzo uno o più strati di fibra e malta cementizia la cui miscela è appositamente progettata, in ordine alterno, in modo da ottenere un sistema continuo di rinforzo con l'elemento strutturale.

L'applicazione del carico di compressione centrato determina una contrazione assiale dell'elemento e, contemporaneamente, una dilatazione trasversale contrastata dalla pressione laterale di confinamento esercitata dal rinforzo. Un sistema confinante a base di FRCM ha un comportamento elastico fino alla rottura e, pertanto, è in grado di esercitare una pressione laterale sempre crescente all'aumentare della dilatazione radiale dell'elemento, fino alla rottura. Diversamente avviene, invece, con il confinamento operato dalle armature trasversali in acciaio che, una volta snervate, producono una pressione costante durante l'intera storia di carico.

I dati relativi all'uso di FRCM presenti in letteratura, nonché gli interventi eseguiti su strutture reali sono ancora molto pochi [6-15]. L'esiguo numero di sperimentazioni sugli FRCM non consente di formulare adeguati modelli analitici in grado di predire la risposta in termini di resistenza e deformazione ultime sotto l'azione dei carichi esterni.

A tal fine è stata recentemente condotta una campagna di prove sperimentali presso il laboratorio di strutture dell'Università di Messina, i cui risultati sono riportati in [6]. In questo lavoro vengono presentati i risultati di una successiva campagna di prove eseguite su quindici provini di calcestruzzo ordinario di resistenza medio-bassa, dei quali undici rinforzati con FRCM.

2. CONFINAMENTO CON FRCM: RECENTI LAVORI SPERIMENTALI

Tra le sperimentazioni con gli FRCM, quelle eseguite da Ombres [10-12] sul confinamento di elementi in calcestruzzo sono relative a sistemi di rinforzo simili a quelli utilizzati nel presente lavoro. In particolare, in [11] è stata effettuata un'indagine su provini di forma cilindrica con diametro di 150 mm e altezza pari a 300 mm, oltre che su provini di forma prismatica con sezione quadrata o rettangolare, confinati con un sistema di rinforzo costituito da rete di fibra di carbonio (X-MESH C10) e malta cementizia (M25).

La strumentazione di misura utilizzata era costituita da tre trasduttori in direzione assiale e tre in direzione trasversale. Le curve sperimentali ottenute da Ombres per i provini cilindrici sono riportate in Figura 1: le prime rilevate su una base di lettura di 300 mm, le seconde rappresentative delle variazioni di lunghezza/diametro del provino.

Dall'esame dei suddetti diagrammi si evince come l'effetto del confinamento produca un significativo incremento di resistenza ed un considerevole incremento di deformazione ultima, con un comportamento post-picco di tipo *hardening*, più o meno pronunciato ed in funzione della quantità di fibra impiegata. In particolare, la curva relativa ai provini fasciati con quattro avvolgimenti presenta un marcato incrudimento, continuo fino a deformazioni prossime a quelle di rottura, mentre nelle altre due curve si nota un tratto *hardening* meno marcato seguito da un progressivo decadimento della resistenza, con ramo *softening* di grande ampiezza.

Altri test sono stati condotti di recente da Ombres [12] utilizzando un sistema di rinforzo costituito da fibre di PBO (X-Mesh Gold) e malta cementizia (X-Mesh M750), analoghe a quelle utilizzate nella sperimentazione oggetto della presente memoria. I provini cilindrici portati fino a rottura avevano un diametro di 152 mm e altezza compresa tra 290 mm e 295 mm. In questo caso la strumentazione di misura era costituita da tre trasduttori in direzione assiale e nove trasduttori in direzione trasversale. I relativi diagrammi carico-spostamenti

sono riportati in Figura 2.

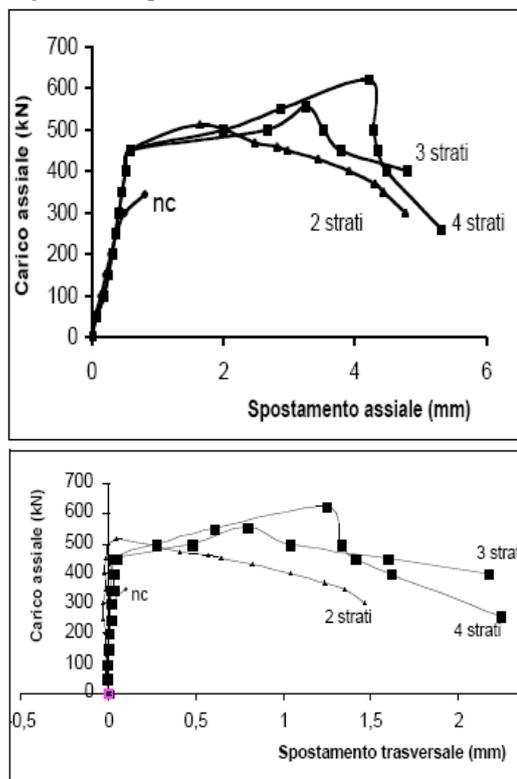


Figura 1 – Curve sperimentali ottenute da L. Ombres [11]

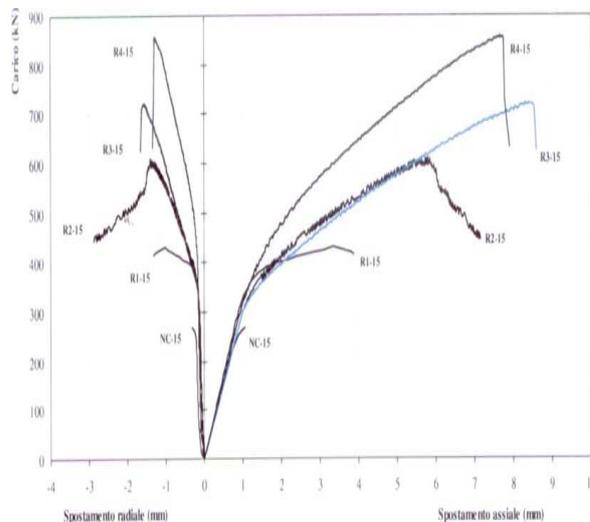


Figura 2 – Curve sperimentali ottenute da L. Ombres [12]

In entrambe le sperimentazioni si evince un significativo aumento delle resistenze e delle deformazioni ultime dei provini cilindrici, in funzione del numero di strati di rinforzo. Tuttavia, nelle curve di Figura 2, il legame carico-spostamenti è diverso da quello ottenuto nella precedente sperimentazione ed esibisce un tratto continuo, sempre incrudente fino alla rottura, con pendenze nettamente superiori. Viene inoltre fatto rilevare che la pendenza del secondo tratto delle curve, pressoché lineare, è identica per tutti i provini, e quindi indipendente dal quantitativo di fibra di rinforzo. Inoltre, la forma dei diagrammi ricorda le curve relative a provini confinati con FRP, presenti in letteratura [1].

3. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Durante la campagna sperimentale oggetto di questo lavoro, sono stati confezionati sette provini cilindrici in

calcestruzzo con diametro pari a 200 mm, altezza eguale a 420 mm e otto campioni a sezione quadrata di lato 200 mm e altezza 425 mm, utilizzando casseforme in materiale plastico ad alta resistenza per i campioni cilindrici e casseforme in polistirolo per i provini prismatici, utilizzando un adeguato liquido disarmante. Gli spigoli dei provini a sezione quadrata sono stati smussati, con raggio di curvatura pari a 20 mm, come suggerito dalle più recenti direttive tecniche [4], prevedendo casseforme appositamente progettate e realizzate.

La miscela di calcestruzzo utilizzata per il getto è stata progettata in relazione alla classe di resistenza voluta (C25/30). Le tre classi granulometriche di aggregato che sono state utilizzate avevano un diametro massimo di 16 mm. Si è proceduto fissando il rapporto acqua/cemento (A/C) pari a 0.57, in funzione della resistenza di progetto e la quantità d'acqua in relazione al grado di lavorabilità della miscela (S4). Infine, si sono determinate le percentuali in peso degli inerti all'interno del fuso di Fuller. La composizione finale di un metro cubo di calcestruzzo è risultata la seguente: 350 kg di cemento di tipo Portland 32.5; 200 litri di acqua; 1.010 kg di sabbia fine (diametro 0-2 mm), 915 kg di sabbia (diametro 2-8 mm) e 754 kg di inerte più grosso (8-16 mm).

Dopo la scasseratura dei provini si è provveduto a regolarizzare le superfici delle basi mediante cappatura con malta cementizia colabile ed autolivellante ad alta resistenza.

E' stato quindi applicato il rinforzo in FRCM su cinque cilindri di calcestruzzo e su sei campioni a sezione quadrata così da poter confrontare i risultati dei campioni confinati con quelli ottenuti da test analoghi realizzati sugli elementi privi di rinforzo. La rete di fibra di carbonio utilizzata, denominata PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo, Fig. 3), ha ottime caratteristiche meccaniche di resistenza a trazione (5.8 GPa) ed allungamento a rottura (2.1 %) secondo quanto dichiarato dal produttore. La matrice cementizia impiegata per il confinamento è una malta inorganica che, impastata con acqua, assume una consistenza plastica idonea ad essere applicata sulla superficie del provino che viene precedentemente bagnata fino a rifiuto.

La procedura per la posa in opera del rinforzo prevede l'applicazione di uno strato di malta, dello spessore di circa 3 mm, nel quale si annega la rete di PBO avendo cura di avvolgere l'intera superficie laterale e garantire una sovrapposizione di circa 250 mm (Figg. 4-5). Quindi si applica un secondo strato di malta di uguale spessore per ricoprire completamente la rete di rinforzo. Se si prevede l'applicazione di altri strati di rinforzo si procede come descritto in precedenza, utilizzando un'unica striscia di rete di PBO della lunghezza necessaria per il numero di avvolgimenti previsto, alternando l'applicazione della malta ad ogni strato e garantendo una larghezza di sovrapposizione dell'ultimo avvolgimento di almeno 250 mm.

Nella sperimentazione oggetto del presente lavoro sono stati applicati due o tre avvolgimenti di fibra sui provini cilindrici ed i pilastri prismatici a base quadrata in modo da valutare l'incremento di resistenza e duttilità al variare della percentuale geometrica di rinforzo. La fasciatura con fibre di PBO è stata interrotta ad una distanza di circa 15 mm dalle basi dei provini in modo da non alterare la superficie di applicazione del carico. Le caratteristiche geometriche dei campioni sottoposti a prova di compressione sono indicate nella Tabella 1, dove è riportata anche la percentuale geometrica di fibra.

I codici Q0-NC e C0-NC rappresentano due coppie di campioni non confinati, rispettivamente di forma prismatica e cilindrica, sottoposti a prova di schiacciamento per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, risultanti dalla media di due provini.

Le caratteristiche meccaniche della fibra di PBO e della malta sono specificate in Tabella 2.



'Figura 3 - Rete di PBO'



'Figura 4 - 'Applicazione di malta e fibra sul provino'



'Figura 5 - Fasi dell'applicazione di malta sul provino cilindrico.'

Tabella 1- Caratteristiche geometriche dei provini.

Codice provino	H (mm)	D-L (mm)	n° strati di PBO	ρ (%)
Q0-NC	425	200	0	0.000
Q2-2S	425	200	2	0.175
Q4-2S	425	200	2	0.175
Q6-2S	425	200	2	0.175
Q1-3S	425	200	3	0.263
Q3-3S	425	200	3	0.263
Q5-3S	425	200	3	0.263
C0-NC	420	200	0	0.000
C2-2S	420	200	2	0.182
C4-2S	420	200	2	0.182
C6-2S	420	200	2	0.182
C1-3S	420	200	3	0.273
C5-3S	420	200	3	0.273



Figura 6 - Set up di prova e acquisizione dati per i provini cilindrici'



Figura 7 - Set up di prova e acquisizione dati per provini a sezione quadrata

4. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le prove di schiacciamento sono state condotte a controllo di spostamento utilizzando una pressa della Controls da 4000 kN in dotazione al Laboratorio di Materiali e Strutture dell'Università di Messina. Per la misura degli spostamenti sono stati disposti tre compressimetri solidali con il provino e collegati con la consolle di acquisizione Advantest 9, provvista di 8 canali. La base di misura dei compressimetri è pari a 100 mm. Inoltre, in aggiunta sono stati installati sei comparatori digitali millesimali della Mitutoyo (mod. 543-250 B) con base di misura compresa tra 0.00 e 12.70 mm. Di questi, tre sono stati impiegati per misurare gli spostamenti in direzione assiale controllando l'avvicinamento tra le piastre della pressa, mentre altri tre sono stati disposti in direzione radiale per misurare gli spostamenti trasversali, durante la prova dei soli provini cilindrici (Figg. 6, 7).

I valori degli spostamenti dei comparatori sono stati acquisiti mediante la centralina Mitutoyo, mod. DMX 16C.

Tutte le prove sono state condotte a controllo di spostamento, con velocità di 0.15 mm/min, applicando un precarico di 40 kN per 60 secondi, al fine di limitare le imprecisioni delle misure derivanti da eventuali irregolarità in corrispondenza delle superfici di contatto tra piastra della macchina e testa del provino.

Allo stesso modo si è proceduto per la determinazione delle proprietà meccaniche dei due campioni prismatici a base quadrata, le cui grandezze sono indicate in corrispondenza del codice Q0-NC (Tabella 3).

5. RISULTATI SPERIMENTALI

I due cilindri privi di rinforzo sono stati provati inizialmente per la valutazione del modulo elastico (E_{c0}) e successivamente portati a rottura al fine di determinare la

resistenza (f_{c0}). I risultati ottenuti dalle due prove sono stati mediati e rappresentati con il codice C0-NC in Tabella 3.

Tabella 2- Proprietà del sistema fibra-malta fornite dal produttore.

Caratteristiche del PBO	
Densità (g/cm ³)	1.56
Resistenza a trazione (GPa)	5.80
Modulo elastico (GPa)	270
Allungamento a rottura (%)	2.15
Caratteristiche della rete	
Peso delle fibre di PBO nella rete (gr/m ²)	88
Spessore equiv. di tessuto secco in direzione dell'ordito (mm)	0.0455
Spessore equiv. di tessuto secco in direzione della trama (mm)	0.0115
Carico di rottura dell'ordito per unità di larghezza (kN/m)	264.0
Carico di rottura della trama per unità di larghezza (kN/m)	66.5
Peso della rete (supporto + fibre PBO) (g/m ²)	Da 110 a 126
Caratteristiche della matrice inorganica	
Consistenza (UNI EN 13395-1)	175
Peso specifico malta fresca (g/cm ³)	1.55 ± 0.05
Resa Kg/m ² /mm (prodotto secco)	1.210 – 1.270
Resistenza a compressione (UNI EN 196 – 1) (MPa)	≥ 15.0 (a 28gg)
Resistenza a flessione (UNI EN 196 – 1) (MPa)	> 2.0 (a 28gg)
Modulo elastico secante (UNI EN 13412) (MPa)	≥ 6000 (a 28gg)

Successivamente si sono eseguite le prove di rottura a compressione sui seguenti campioni di calcestruzzo:

- tre provini cilindrici rinforzati con due strati di fibra (C2-2S, C4-2S, C6-2S);
- due provini cilindrici fasciati con tre strati, indicati con C1-3S e C5-3S (tabella 3);
- tre campioni a sezione quadrata rinforzati con due strati di PBO (Q2-2S, Q4-2S, Q6-2S).
- tre campioni a sezione quadrata fasciati con tre strati di PBO (Q1-3S, Q3-3S, Q5-3S).

Nelle Figure 8, 9 e 10 sono riportati i risultati sperimentali ottenuti, rispettivamente in termini di curve tensione-deformazione assiale (Figg. 8, 9) e tensione-deformazione radiale (Fig. 10) per tutti i campioni testati.

Si precisa che le curve tensione-deformazione assiale sono state ottenute mediando le misure dei tre compressimetri solidali con il provino fino al picco di tensione, mentre si è rappresentata la media delle misure dei tre comparatori millesimali nel ramo post picco, in quanto dopo il picco di tensione si verificano micro fratture dello strato esterno di malta, dislocate in modo casuale sulle superfici dei campioni, che hanno inizialmente alterato le letture, e successivamente provocato il parziale distacco dei compressimetri. La misura delle deformazioni trasversali è, invece, il risultato della media dei valori acquisiti dai tre comparatori millesimali disposti in senso radiale.

Nella Tabella 3 sono riportati in forma sintetica i valori misurati delle grandezze di interesse. In particolare, si sono indicati con E_{c0} , f_{c0} , ϵ_{c0} rispettivamente il modulo elastico, la resistenza massima e la corrispondente deformazione assiale

del calcestruzzo non confinato; con f_{cc} e ε_{cc} la resistenza

Tabella 3- Risultati sperimentali

Codice provino	f_{cc} (MPa)	ε_{cc} ‰	f_{ccu} (MPa)	ε_{ccu} ‰
Q0-NC	$E_{c0}=23$ Gpa; $f_{c0} = 25.53$ MPa; $\varepsilon_{c0} = 2.06$ ‰		9.29	4.12
Q2-2S	30.05	2.24	24.85	11.27
Q4-2S	28.61	2.93	26.96	5.39
Q6-2S	26.07	3.75	24.22	6.96
Media Q 2 strati	28.24	2.97	25.34	7.87
Q1-3S	32.29	2.17	30.35	8.62
Q3-3S	30.15	2.56	28.70	12.75
Q5-3S	32.41	1.88	27.85	16.62
Media Q 3 strati	31.61	2.20	28.96	12.66
C0-NC	$E_{c0}=21$ Gpa; $f_{c0} = 24.37$ MPa; $\varepsilon_{c0} = 1.89$ ‰		22.10	2.15
C2-2S	30.82	2.17	29.18	11.02
C4-2S	33.73	1.81	27.29	12.72
C6-2S	28.94	2.10	28.98	11.80
Media C 2 strati	31.16	2.02	28.48	11.84
C1-3S	33.27	2.35	32.69	9.16
C5-3S	32.39	2.36	25.27	14.88
Media C 3 strati	32.83	2.35	28.98	12.02

massima e la deformazione assiale corrispondente dei provini fasciati, in corrispondenza del picco di tensione; con f_{cu} e ε_{cu} la tensione ultima in corrispondenza della rottura del campione e la corrispondente deformazione assiale ultima.

Nella Tabella 4 sono indicate alcune grandezze significative desunte dai risultati sperimentali. In particolare, si riportano i rapporti tra le tensioni di picco e le deformazioni ultime ricavate rispettivamente in condizioni confinate e non confinate. Nelle ultime due colonne sono riportate le deformazioni radiali medie per i provini cilindrici misurate alla rottura (ε_{rc}) normalizzate rispetto alle corrispondenti deformazioni assiali, e le deformazioni medie di rottura delle fibre di PBO (ε_f) rese adimensionali rispetto al valore previsto dalle specifiche tecniche fornite dal produttore ε_{fu} della fibra di PBO. Dall'esame dei risultati sperimentali si evince un incremento della resistenza massima dei campioni rinforzati, pari a circa il 19% nei provini cilindrici rinforzati con due avvolgimenti di fibra ed al 33% nei campioni cilindrici fasciati con tre strati di PBO.

L'incremento di deformazione ultima è certamente significativo per tutti i provini a sezione circolare. I provini a sezione quadrata presentano, invece, valori della portanza e della deformazione ultima più bassi rispetto ai campioni cilindrici a causa della prematura rottura della fibra in corrispondenza degli spigoli. Tale incremento è dell'ordine del 10% per i campioni con due strati di rinforzo e del 23% per quelli con tre strati di PBO. La duttilità dei provini a sezione quadrata fasciati con due strati di fibra è risultata minore rispetto a quella degli altri campioni sperimentati, raggiungendo un valore medio della deformazione ultima di 0.787%, rispetto ad un valore prossimo al 1.2% per le altre tre configurazioni, cui corrispondono valori della duttilità ($\varepsilon_{rcu}/\varepsilon_{cu}$) pari a 3.82 e di poco superiore a 6 rispettivamente.

Tabella 4 - Valori significativi desunti dai risultati sperimentali

Codice provino	f_{cc}/f_{c0}	$\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{c0}$	$\varepsilon_{rcu}/\varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_f/\varepsilon_{fu}$
Q0-NC	1.00	2.00	\	\
Q2-2S	1.18	5.47	\	\
Q4-2S	1.12	2.61	\	\
Q6-2S	1.02	3.38	\	\
Media Q 2 strati	1.10	3.82		
Q1-3S	1.26	4.18	\	\
Q3-3S	1.18	6.19	\	\
Q5-3S	1.27	8.06	\	\
Media Q 3 strati	1.23	6.14		
C0-NC	1.00	1.13	\	\
C2-2S	1.27	5.83	1.50	0.77
C4-2S	1.12	6.73	1.13	0.66
C6-2S	1.19	6.24	1.83	1.00
Media C 2 strati	1.19	6.26		
C1-3S	1.34	4.84	\	\
C5-3S	1.33	7.87	1.47	0.81
Media C 3 strati	1.33	6.36		

6. MODALITA' DI ROTTURA E COMMENTI DEI RISULTATI

L'esame del comportamento dei provini durante la prova e la forma delle curve tensione-deformazione, simili per tutti i provini testati, consentono di formulare alcune considerazioni.

Nel primo ramo ascendente, fino al picco di tensione, si è verificato un progressivo sgretolamento del nucleo di calcestruzzo confinato; inizialmente le curve mostrano che non si verifica un significativo incremento di rigidità; appena il calcestruzzo inizia a fessurarsi, l'effetto cerchiante delle fibre diventa rilevante, ed il provino manifesta una minore perdita di rigidità rispetto al corrispondente elemento non confinato; la differenza di comportamento è tanto più significativa quanto è maggiore la quantità di fibra impiegata per il confinamento.

Raggiunto il picco di resistenza, si riscontra una brusca perdita di rigidità del provino, seguita da una successiva ripresa di rigidità dovuta all'azione cerchiante delle fibre, che consentono di non avere ulteriori perdite di resistenza fino a rottura. Il comportamento è risultato pertanto diverso da quello osservato nelle prove sperimentali effettuate da Ombres [12], per le quali è opportuno ricordare che l'elevato numero di strati di rinforzo impiegati, tecnologicamente possibile grazie alle contenute dimensioni geometriche dei provini in calcestruzzo, ha permesso di conferire un elevato grado di confinamento agli elementi testati.

Negli elementi oggetto di questo lavoro, il "ritardo" del manifestarsi dell'azione cerchiante potrebbe comunque essere dovuto alle caratteristiche peculiari del sistema di rinforzo con FRCC in cui si verifica, verosimilmente, un iniziale scorrimento relativo tra matrice e fibra il quale impedisce al PBO di esplicare immediatamente la pressione di confinamento sulla superficie laterale del provino.

Soltanto dopo che si è verificata una fessurazione significativa la fibra è in grado di conferire adeguato confinamento al materiale; si rileva quindi un successivo tratto *hardening*, più o meno marcato in funzione della quantità di fibra impiegata; l'elemento si deforma in modo duttile sino alla fessurazione e conseguente rottura dello strato esterno della malta di

confinamento con strappo delle dello strato esterno delle fibre. Tutti i campioni cilindrici testati hanno mostrato simili modalità di rottura, manifestatasi a causa del tranciamento della fibra di PBO.

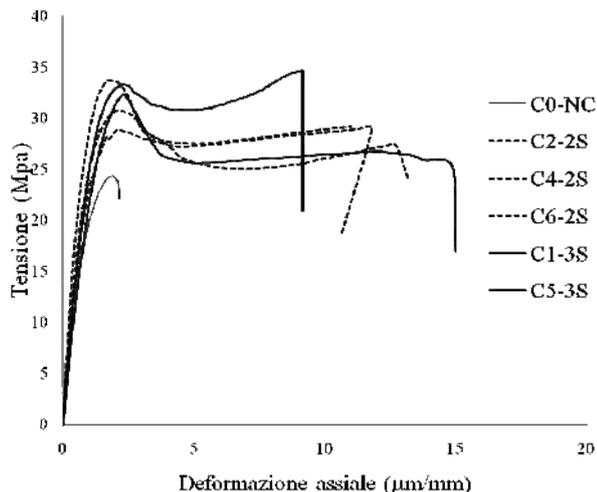


Figura 8- Curve sperimentali per campioni cilindrici

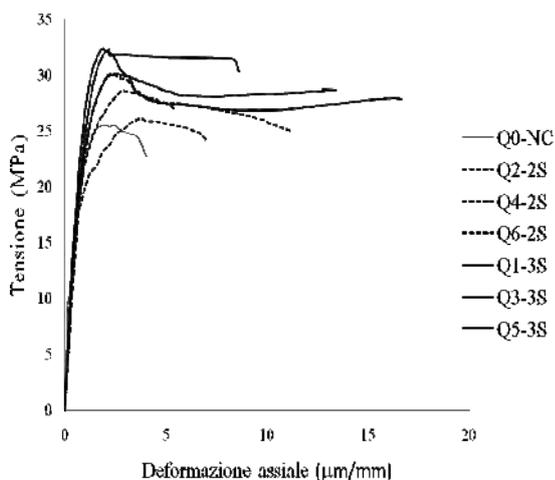


Figura 9 - Curve sperimentali per campioni a sezione quadrata

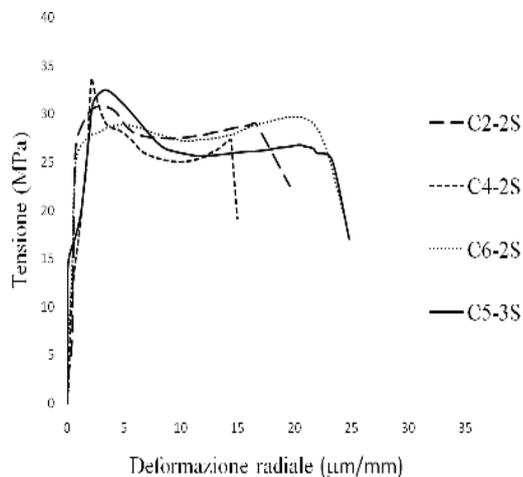


Figura 10- Curve sperimentali per campioni cilindrici

Si rileva, tuttavia, che i valori stimati della deformazione a rottura della fibra sono risultati compatibili con quella massima dichiarata dalla ditta produttrice realizzando, pertanto, un adeguato sfruttamento delle capacità del rinforzo e confermando la bontà delle prove eseguite. Tale comportamento, non ottenuto nella prima campagna di prove riportate in [6], è stato reso possibile garantendo un valore della lunghezza di sovrapposizione dell'ultimo strato di PBO, pari a circa 250 mm. Si è così potuto prevenire la prematura rottura per scollamento della fibra in tale zona, che aveva caratterizzato la rottura dei provini nella precedente campagna di prova.

La tensione nel ramo post picco è risultata sempre maggiore o uguale alla resistenza del calcestruzzo non confinato. Va tuttavia evidenziato che lo spessore complessivo del sistema malta cementizia-fibra cresce all'aumentare del numero di strati (nella sperimentazione effettuata si passa da spessori di circa 9-10 mm in presenza di due strati a spessori di 12-13 mm in presenza di tre strati); si forma, pertanto, un involucro abbastanza rigido esternamente al provino in cui il contributo offerto dalla malta cementizia diventa rilevante. Assumendo per la malta utilizzata caratteristiche meccaniche simili a quelle del calcestruzzo impiegato e considerando uno spessore medio di 3 mm per ogni strato di malta applicato, l'incremento dell'area resistente degli elementi confinati è pari a circa il 25% per i campioni fasciati con tre strati di rinforzo ed al 19% per i provini con due livelli di PBO. Tali valori sono prossimi all'incremento di resistenza evidenziato al picco delle curve sforzo - deformazione riportati in Tabella 4.

Nei campioni a base quadrata la rottura si è manifestata sempre in corrispondenza degli spigoli, dove si registra una notevole concentrazione di tensione malgrado si sia provveduto a smussare gli angoli con raggio di curvatura di 20 mm (Figg. 11, 12 e 13).

7. CONCLUSIONI

Sono stati presentati i risultati di prove sperimentali su provini di calcestruzzo, rinforzati con fibre di materiale composito PBO immerso in matrice inorganica (FRCM), soggetti a compressione monotonica fino alla rottura. I test, eseguiti a controllo di spostamento su provini con sezione di forma cilindrica e prismatica a base quadrata, sono stati condotti presso il laboratorio di Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Messina.

I campioni di calcestruzzo confinati hanno mostrato un significativo incremento di capacità portante e di duttilità rispetto al corrispondente elemento non confinato, sebbene le percentuali di fibra impiegate non abbiano consentito di ottenere comportamenti sempre incrudenti fino a rotture. In particolare le curve tensione-deformazione ottenute hanno evidenziato una brusca perdita di rigidità del provino al raggiungimento della resistenza massima, seguita da una successiva ripresa di rigidità dovuta all'azione cerchiante delle fibre, che consentono di non avere ulteriori perdite di resistenza fino a rottura. Tale "ritardo" nel manifestarsi dell'azione cerchiante potrebbe essere dovuto alle caratteristiche peculiari del sistema di rinforzo con FRCM in cui si verifica, verosimilmente, un iniziale scorrimento relativo tra matrice e fibra che impedisce al PBO di esplicare immediatamente la pressione di confinamento sulla superficie laterale del provino.

I risultati sperimentali conseguiti incoraggiano ad indagare in modo massivo le prestazioni degli elementi rinforzati con FRCM al fine pervenire ad una formulazione analitica in grado di predirne il comportamento costitutivo sotto l'azione di carichi monotonic.



Figura 11 - Rottura provino cilindrico C2-2S



Figura 12 - Rottura provino a sezione quadrata Q2-2S'



Figura 13 - Rottura provino cilindrico C1-3S



Figura 14 - Rottura provino a sezione quadrata Q3-3S

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la RUREDIL SpA, nella persona del Dott. Mantegazza, per aver fornito le fibre MESH GOLD utilizzate per la realizzazione della campagna sperimentale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] L. DE LORENZIS, R. TEPFERS (2003) Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with Fiber - Reinforced Polymer Composites. *Journal of Composites For Construction*, ASCE, Vol. 7 N° 3, 2003.
- [2] G. CAMPIONE, P. COLAJANNI, L. LA MENDOLA, N. SPINELLA (2007) - Ductility of Reinforced Concrete Members Externally Wrapped with Fiber-Reinforced Polymer Sheets. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 11 N° 3, 2007.
- [3] G. MONTI (2003) - Seismic upgrade of reinforced concrete columns with FRP - *Teheran, 22 luglio 2003*.
- [4] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE (2004) - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento mediante l'utilizzo dicompositi fibrorinforzati-materiali, strutture di c.a. e c.a.p., strutture murarie. DT /200, 2004.
- [5] DI TOMMASO A., FOCACCI F., MANTEGAZZA G., GATTI A. (2007) - FRM versus FRP composite sto strengthen RC beams: a comparative analysis. *Proceedings of the International Symposium FRPRCS-8*, Patras, 2007.
- [6] DE DOMENICO F., MAUGERI N., SPINELLA N. (2010) - Risultati sperimentali di cilindri in c.a. rinforzati con FRM e soggetti a compressione monotonica - *Atti del 18° Congresso CTE - Brescia*, 11, 12 e 13 Novembre 2010.
- [7] DI TOMMASO A., FOCACCI F., MANTEGAZZA G. (2004) - Rinforzo a flessione di travi in calcestruzzo armato con rete di carbonio e matrice cementizia. *Atti Convegno AICAP 2004*.
- [8] OMBRES L. (2009) - Failure modes in reinforced concrete beams strengthened with PBO Fiber Reinforced Cementitious Mortar (FRM). *Proceedings of the International Symposium FRPRCS-9*, Sydney, 2009.
- [9] TRIANTAFILLOU T.C, PAPANICOLAOU, C.G., ZISSIMOPOULOS, P., LAOURDEKIS, T. (2006) - Concrete confinement with Textile Reinforced Mortar jackets, *ACI Materials Journal*, Vol. 103, No 1, pp. 28-37, 2006.

- [10] OMBRES L. (2007) - Confinement effectiveness in concrete strengthened with Fiber reinforced cement based composite jackets. *Proceedings of the International Symposium FRPRCS-8*, Patras, 2007.
- [11] OMBRES L.(2006) - Influenza del sistema di rinforzo sul confinamento di elementi compressi in calcestruzzo rinforzato con FRP (Fiber Reinforced Polymers) 16° - *Congresso C.T.E. Parma*, 9-10-11 novembre 2006.
- [12] OMBRES L. (2010) - Calcestruzzo confinato con compositi a matrice cementizia (PBO FRCM): sperimentazione e modellazione, 18° *Congresso C.T.E. Brescia*, 11, 12 e 13 Novembre 2010
- [13] EL MAADDAWAY. (2009) - Strengthening of eccentrically loaded reinforced concrete columns with fiber-reinforced polymer wrapping system: experimental investigation and analytical modeling. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 11, No 1, pp.42-49, 2009.
- [14] R. CAIAZZA; RECUPERO A.; C.D. SCILIPOTI (2006) - Collasso di Travi in c.a. per Taglio e Utilizzo di FRCM per l'Adeguamento. *CRASC'06 - Convegno Nazionale - Università degli Studi di Messina* 20-22 Aprile 2006.
- [15] DE CASO Y BASALO F. J., MATTA F., NANNI A. (2009) - Fiber Reinforced Cementitious Matrix for Infrastructure Rehabilitation - *Composites & Polymers 2009*, American Composites Manufacturers Association, January 15-17, 2009-Tampa, FL USA.

IMPIEGO COMBINATO DI ADDITIVI CHIMICI CON MACRO-FIBRE DI PLASTICA PER PAVIMENTAZIONI PRIVE DI RETE METALLICA E SENZA FESSURE

Mario Collepari¹, Francesca Simonelli¹, Emanuela Croce¹

¹ Enco, Engineering Concrete, Ponzano Veneto, (TV), info@encosrl.it

SOMMARIO

Sono stati studiati prima in laboratorio e poi in prove di campo (lastre lunghe 8 m, larghe 40 cm e spesse 60 mm) calcestruzzi con additivi superfluidificanti policarbossilici (PCS), additivi antiritiro (SRA basati sulla diminuzione della tensione superficiale dell'acqua, e fibre di plastica in polipropilene (PPF). Successivamente con alcuni di questi calcestruzzi sono stati realizzati veri e propri pavimenti industriali senza annegare la rete metallica elettrosaldata con grossi benefici applicativi durante la posa in opera. L'obiettivo di questo studio è quello di eliminare le fessure indotte dal ritiro igrometrico per effetto delle tensioni di trazione provocate dalla diversa UR sulla superficie e sotto il pavimento. Le lastre sono state intenzionalmente scelte con una geometria favorevole alla fessurazione (lunghe, strette e sottili) per rendere più severe le prove di campo.

Questi sono i risultati sul ritiro igrometrico misurato in laboratorio e sperimentato nelle prove di campo sulle lastre dei calcestruzzi contenenti separatamente PCS, SRA, PPF rispetto al calcestruzzo di riferimento senza alcun additivo o fibra:

- a) il PCS riduce notevolmente l'acqua di impasto e, a parità di rapporto acqua/cemento fa aumentare il rapporto inerte/cemento con un benefico decremento del ritiro in laboratorio; tuttavia questa riduzione del ritiro non è sufficiente ad eliminare completamente le fessure nella lastra.
- b) anche l'additivo SRA, aggiunto senza alcuna modifica nella composizione del calcestruzzo, riduce il ritiro in laboratorio, riduce il numero e lo spessore delle fessure ma non le elimina completamente.
- c) l'aggiunta di macro-fibre di plastica in PPF non modifica il ritiro misurato in laboratorio ma riduce lo spessore e la lunghezza delle fessure.

Accoppiando due prodotti (PCS + SRA; PCS + PPF, SRA + PPF), la situazione migliora in termini di minor ritiro misurato in laboratorio e di fessure più sottili e corte nelle lastre delle prove di campo.

Solo impiegando la terna dei prodotti (PCS + SRA + PPF) la situazione cambia radicalmente perché si registra un ritiro trascurabile e la completa assenza di fessure nelle lastre.

Il lavoro è stato completato realizzando un pavimento industriale senza rete elettrosaldata gettando un calcestruzzo con i tre componenti sopra menzionati e non registrando alcuna fessura dopo mesi di monitoraggio ancorché non fosse stata applicata alcuna stagionatura umida della superficie.

SUMMARY

Concrete with separate and combined additions of polycarboxylate superplasticizer (PCS), shrinkage-reducing admixture (SRA), and polypropylene fibers (PPF) were examined first in laboratory and then in field tests to study their influence on cracking of concrete slabs (8 m long, 0.4 m wide and 60 mm thick). Slump of the fresh mixtures, shrinkage measurements, and compressive concrete strength were also carried out. In some cases flexural stress-strain curves were recorded.

When SRA, PCS and PPF were used separately the following results were obtained in laboratory and field tests:

- a) PCS reduced the drying shrinkage with respect to the control mixture due to reduction in the amounts of mixing water and cement content at given water-cement ratio and slump level; however, cracking occurred in both concrete slabs although to a lower extent in the presence of PCS;
- b) SRA reduced the drying shrinkage with respect to the control mixture, but it was not capable of completely removing the cracks in the concrete slab;
- c) PPF did not change the drying shrinkage of the specimens, but they reduced the width of the opening and the length of the cracks in the slabs.

The combined use of SRA with PCS or PPF with PCS again improved the performance in terms of lower shrinkage and less cracks, but crack-free concrete slabs were not achieved in the field tests.

Only through a combination of all the three ingredients (SRA, PCS and PPF) a crack-free concrete slab was successfully achieved in the field tests.

Finally, some concrete mixtures were used to carry out crack-free industrial concrete floors with or without the metallic wire-mesh and in the absence of any wet curing.

1. INTRODUZIONE

I calcestruzzi per i pavimenti industriali prevedono l'impiego di una rete elettrosaldata che dovrebbe essere piazzata correttamente a un terzo dello spessore dalla sommità della lastra. Il ruolo di questa rete è quello di contenere l'ampiezza delle fessure provocate dal ritiro igrometrico sulla superficie della lastra esposta all'aria soprattutto in assenza di una stagionatura umida iniziale. Tuttavia, durante la lavorazione la posizione della rete può essere spostata dal camminamento degli operai e dal transito delle autobetoniere in fase di scarico del calcestruzzo. In tal caso il ruolo della rete elettrosaldata è di fatto annullato.

Lo scopo di questo lavoro è stato quello di produrre un calcestruzzo per pavimenti industriali privo di fessure, senza l'impiego di una rete elettrosaldata e in assenza di una stagionatura umida. Per raggiungere questo scopo è stato impiegato un additivo riduttore di ritiro (SRA, acronimo di *Shrinkage-Reducing Admixture*), con e senza l'impiego di un additivo PCS (superfluidificante policarbossilico), in presenza e in assenza di macro-fibre in polipropilene (PPF).

Al fine di comprendere il contributo derivante da ciascun componente nel ridurre il ritiro igrometrico e le conseguenti fessure, sono stati prodotti tre calcestruzzi ciascuno dei quali conteneva un solo componente aggiuntivo (PPF o PCS o SRA) e sono stati confrontati con un calcestruzzo di riferimento privo di ogni aggiunta.

In una seconda fase della ricerca, il calcestruzzo con un minor contenuto di acqua di impasto per la presenza del PCS è stato combinato con le fibre PPF oppure con l'additivo SRA. E' stato anche esaminato il comportamento dell'additivo SRA con le fibre PPF in assenza del riduttore di acqua PCS.

In una terza fase è stato studiato un calcestruzzo, con tutti e tre i componenti (PCS+SRA+PPF), il quale è stato utilizzato per produrre un pavimento in presenza e in assenza di una rete elettrosaldata, con e senza una stagionatura umida.

2. PARTE SPERIMENTALE: MATERIALI E METODI

E' stato impiegata un cemento di tipo CEM II/A-V 42.5 N contenente cemento Portland con 15 % di cenere volante. Una miscela di sabbia (0-4 mm), di ghiaietto (4-16 mm) e ghiaia (16-32 mm) è stata impiegata come inerti. Un additivo superfluidificante a base di una soluzione acquosa di 20 % di policarbossilato è stato dosato allo 0,6 % in massa sul cemento per ridurre l'acqua di impasto del 15 % [1]. Un additivo SRA [2] a base di glicole etilenico è stato impiegato in misura di 4,5 kg per m³ di calcestruzzo. Macro-fibre di PPF lunghe 30 mm con un diametro di 0,95 mm mostrate in Fig.1 sono state utilizzate in misura di 3,5 kg per m³ di calcestruzzo.

La Tabella 1 mostra la composizione di quattro miscele, tutte con rapporto acqua/cemento (*a/c*) di 0,60, con una lavorabilità pari a 220-240 mm di slump.

Rispetto al calcestruzzo di riferimento (*Control-mix*) nel calcestruzzo con l'additivo superfluidificante (*Super-mix*) è stata diminuita del 15 % sia l'acqua di impasto che il dosaggio di cemento in modo da mantenere costante il rapporto *a/c*; il volume di inerte nel *Super-mix* è stato aumentato per compensare la diminuzione di volume dell'acqua e del cemento; pertanto il rapporto inerte/cemento nel *Super-mix* è maggiore rispetto a quello del *Control-mix* (6,5 contro 5,1). In altre parole il superfluidificante è stato impiegato per ridurre il ritiro igrometrico grazie all'aumento del rapporto inerte/cemento a pari *a/c* [3].

La Tabella 1 mostra anche la composizione del calcestruzzo contenente SRA chiamato (*SRA-mix*) o le fibre in PPF chiamato (*Fiber-mix*) con il rapporto *a/c* di 0,60 e con un

rapporto inerte/cemento di 5,3 molto prossimo a quello del calcestruzzo di riferimento.

Tabella 1 - Composizione dei calcestruzzi

INGREDIENTE (kg/m ³)	Control mix	Super mix	SRA mix	Fiber mix
CEM II A-V 42.5 N*	350	297	345	350
Sabbia (0-4 mm)	915	982	927	910
Ghiaietto (4-16 mm)	395	424	400	393
Ghiaia (16-32 mm)	483	519	490	482
Acqua	210	178	207	210
PCS	----	1.8	----	----
SRA	----	----	4.5	----
PPF	----	----	----	3.5
<i>a/c</i>	0.60	0.60	0.60	0.60
<i>i/c</i> **	5.1	6.5	5.3	5.1
Slump (mm)	230	240	235	220

* CEM II A-V 42.5 N: Cemento con 15 % di cenere volante

** *i/c*: inerte/cemento



Figura 1 – Macro-fibre in polipropilene lunghe 30 mm con diametro di 0,95 mm

Nella Tabella 2 sono mostrate le composizioni dei calcestruzzi con due componenti aggiuntivi (SRA+PCS o SRA+PPF o PCS+PPF) e quella del calcestruzzo con tutti e tre i componenti aggiuntivi (SRA+PCS+PPF). Rispetto al calcestruzzo di riferimento (*Control-mix* in Tabella 1) il rapporto *a/c* è stato mantenuto costante (0,60) unitamente alla consistenza superfluida (slump = 230 mm), mentre il rapporto inerte/cemento è stato fissato a un valore maggiore (6,7) nei calcestruzzi dove era presente l'additivo superfluidificante PCS.

Tabella 2 - Composizione di calcestruzzi con due o tre componenti

INGREDIENTE (kg/m ³)	SRA-Super mix	SRA-fiber mix	SRA-Super-Fiber-mix	Super-Fiber mix
CEM II A-V 42.5 N	290	345	294	300
Sabbia (0-4 mm)	1010	964	990	989
Ghiaietto (4-16 mm)	434	416	427	427
Ghiaia (16-32 mm)	534	510	524	524
Acqua	174	207	176	180
PCS	1.8	----	1.8	1.8
SRA	4.8	4.8	4.8	----
PPF	----	3.5	3.5	3.0
<i>a/c</i>	0.60	0.60	0.60	0.60
<i>i/c</i>	6.8	5.5	6.6	6.5
Slump (mm)	240	220	230	220

In laboratorio è stata determinata la resistenza meccanica a compressione su provini cubici (con lato 150 mm) stagionati a 20 °C in ambiente con umidità relativa maggiore del 95% ed è stato misurato il ritiro igrometrico su provini prismatici (100x100x500 mm) sformati a 1 giorno e conservati a 20 °C in ambiente asciutto con umidità relativa del 55% per sei mesi.

Sono state eseguite prove di campo per controllare l'apparizione di fessure in alcune lastre lunghe 8 m, larghe 400 mm e spesse 60 mm, e lasciate tutte all'aria aperta a parità di condizioni atmosferiche per la temperatura, l'umidità relativa e la velocità del vento. Le lastre erano bloccate alle due estremità cosicché il ritiro all'aria aperta si tramutava in una sollecitazione di trazione capace eventualmente di provocare la fessurazione delle lastre laddove la sollecitazione indotta dal ritiro contrastato superava la resistenza a trazione del calcestruzzo: in questo caso venivano registrate il numero e l'ampiezza delle fessure.

Due pavimenti industriali (ciascuno di 800 m²) sono stati realizzati all'aria aperta con calcestruzzo a consistenza superfluida (slump = 240 mm) con e senza una rete elettrosaldata. Le pavimentazioni sono state entrambe trattate in superficie con uno spolvero indurente a base di cemento e quarzo e protette per 1 giorno dalla pioggia o dal vento con un telo di plastica.

3. RISULTATI

La Fig. 2 mostra i risultati della resistenza meccanica a compressione dei calcestruzzi con la composizione indicata nella Tabella 1. Lo sviluppo della resistenza nel tempo è circa lo stesso per tutti i calcestruzzi perché è stato adottato lo stesso rapporto *a/c* di 0,60: si raggiunge un valore di 5 MPa a 1 giorno, di 25 MPa a 7 giorni, e di 35 MPa a 28 giorni. Risultati simili sono stati ottenuti per i calcestruzzi la cui composizione è mostrata in Tabella 2 e pertanto non sono qui mostrati.

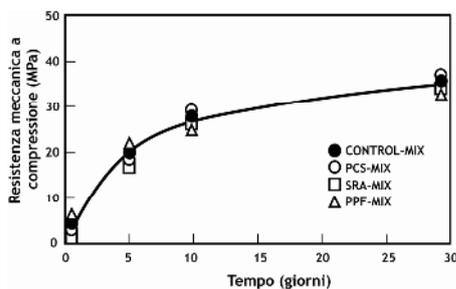


Figura 2 – Resistenza meccanica a compressione dei calcestruzzi mostrati in Tabella 1

La Fig. 3 mostra i risultati del ritiro igrometrico dei calcestruzzi la cui composizione è presentata nella Tabella 1. Il ritiro dell'*SRA-mix* è molto minore di quello del calcestruzzo di riferimento *Control-mix*: la riduzione del ritiro è circa del 50 % a 1 mese e del 40 % a 6 mesi. La riduzione del *Super-mix* rispetto al calcestruzzo di riferimento è di circa 35 % a 1 mese per il maggior rapporto inerte/cemento, mentre il ritiro del calcestruzzo *Fiber-mix* è all'incirca eguale a quello del calcestruzzo di riferimento *Control-mix*. La Fig. 4 indica che il ritiro dei calcestruzzi con due componenti quali l'*SRA-fiber-mix* o il *Super-fiber-mix* diminuisce di circa il 45 % nel periodo di tempo 1-6 mesi rispetto al calcestruzzo di riferimento *Control-mix*. L'aggiunta combinata di SRA e PCS nell'*SRA-super-mix* è ancora più efficace nel ridurre il ritiro igrometrico: la riduzione è del 65 % rispetto al calcestruzzo di riferimento. L'aggiunta delle fibre al calcestruzzo *SRA-super-mix* per ottenere l'*SRA-super-fiber-mix* non provoca un'ulteriore riduzione nel ritiro confermando così che le fibre non modificano il ritiro igrometrico ma solo il comportamento del calcestruzzo nella post-fessurazione.

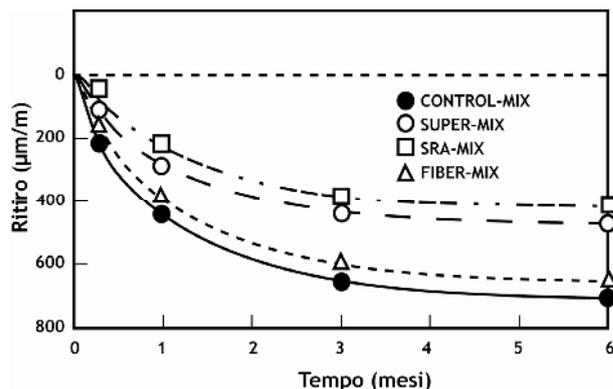


Figura 3 – Ritiro igrometrico in ambiente insaturo con umidità relativa del 55 % di calcestruzzi con un solo componente a confronto del calcestruzzo di riferimento (*Control-mix*)

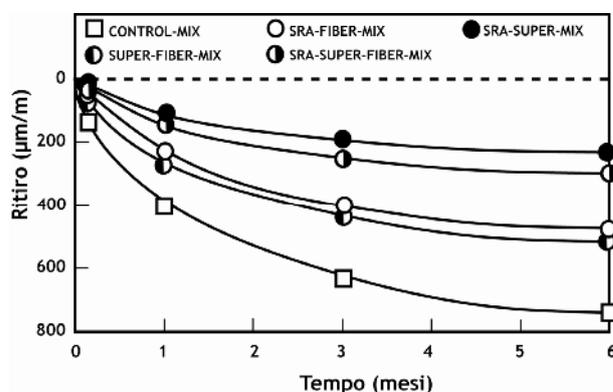


Figura 4 – Fig. 3 – Ritiro igrometrico in ambiente insaturo con umidità relativa del 55 % di calcestruzzi con due o tre componenti a confronto del calcestruzzo di riferimento (*Control-mix*)

Questa influenza delle fibre sul numero delle fessure e sulla loro ampiezza è stata studiata nelle prove di campo sulle lastre di calcestruzzo mostrate nella Fig. 5. I risultati di queste prove sono mostrati nella Tabella 3. Questi risultati indicano che in presenza dell'*SRA* o del *PCS* il numero e l'ampiezza delle fessure indotte dal ritiro igrometrico contrastato sono ridotti per la diminuzione del ritiro come è stato evidenziato in Fig.4. La presenza combinata di *SRA* e *PCS* nell'*SRA-super-mix* riduce ulteriormente il numero di fessure e la loro ampiezza. Solo impiegando tutti e tre i componenti (*SRA*, *PCS*, *PPF*) nell'*SRA-super-fiber-mix* le lastre risultano completamente prive di fessure. Nella Fig. 6 è mostrata l'osservazione visiva di alcune fessure nelle lastre esposte all'aria.

Tabella 3 - Distribuzione delle fessure nelle lastre lunghe 8 m lasciate all'aria in un campo prove e mostrate in Figura 5

MIX	Numero di fessure	Ampiezza massima delle fessure
Control-Mix	5	2.13
Super-Mix	4	1.05
SRA-Mix	2	0.63
SRA-Super-Mix	1	0.20
SRA-Super-Fiber-Mix	0	---



Figura 5 – Campo prove per visionare il comportamento fessurativo su lastre in calcestruzzo lunghe 8 m, larghe 400 mm, e spesse 60 mm



Figura 6 – Comportamento fessurativo del calcestruzzo nelle prove di campo

Sulla base di questi risultati sono stati scelti i due migliori calcestruzzi dal punto di vista del comportamento fessurativo (*SRA-super-mix* e *SRA-super-fiber-mix*) per realizzare due pavimenti industriali la cui protezione è stata limitata a una copertura con un telo di plastica dopo l'applicazione dello spolvero fino a 1 giorno dal getto senza alcuna stagionatura umida o applicazione di agenti stagionanti. Il calcestruzzo senza fibre (*SRA-super-mix*) è stato gettato in presenza di una rete elettrosaldata (Fig. 7), mentre quello con le fibre (*SRA-super-fiber-mix*) è stato gettato senza impiegare la rete elettrosaldata (Fig. 8). I giunti di contrazione sono stati realizzati con maglia quadrata a una distanza di 5 metri l'uno dall'altro quando si è impiegato l'*SRA-super-mix* e questa distanza è stata aumentata a 8 metri quando si è impiegato il calcestruzzo *SRA-super-fiber-mix* con le fibre in PPF in sostituzione della rete elettrosaldata. Inoltre per la messa in opera di questo calcestruzzo non è stato necessario impiegare la pompa ma si è lasciato semplicemente cadere il calcestruzzo con una canaletta dall'autobetoniera che poteva muoversi liberamente per l'assenza della rete elettrosaldata (Fig. 8).

A distanza di 1 anno dal getto nessuna fessura è stata osservata in questi due pavimenti industriali esposti all'aria aperta e al traffico veicolare.



Figura 7 – Getto del calcestruzzo SRA-Super-mix per realizzare un pavimento industriale in presenza di rete elettrosaldata



Figura 8 – Getto del calcestruzzo SRA-super-fiber-mix direttamente dall'autobetoniera per realizzare un pavimento industriale senza rete elettrosaldata

4. CONCLUSIONI

Un pavimento industriale all'aria aperta privo di fessure è stato realizzato con un calcestruzzo a ritiro igrometrico ridotto per la presenza di un additivo SRA a base di glicole etilenico e di un additivo superfluidificante PCS per ridurre l'acqua di impasto e il dosaggio di cemento. Con questa combinazione di additivi è stato ridotto il ritiro igrometrico del 65 % rispetto al calcestruzzo di riferimento a parità di rapporto acqua/cemento (0,60), di lavorabilità (slump circa 230 mm), e di resistenza meccanica a compressione (35 MPa a 28 giorni). Con questo calcestruzzo è stata impiegata una rete elettrosaldata, sono stati eseguiti i giunti di contrazione a una distanza di 5 m, e non è stato eseguita alcuna stagionatura salvo una protezione con telo di plastica impermeabile steso sulla superficie del pavimento dopo l'applicazione dello spolvero indurente e rimosso a 1 giorno dal getto.

L'aggiunta di fibre in polipropilene (lunghe 30 mm e con diametro di circa 1 mm) al calcestruzzo con i due additivi SRA e PCS non ha provocato un'ulteriore riduzione nel ritiro igrometrico del calcestruzzo, ma ne ha incrementato la tenacità cosicché non si sono formate fessure indotte dal ritiro igrometrico. Con questo calcestruzzo è stato possibile realizzare un pavimento all'esterno di circa 800 m² con i seguenti vantaggi:

- rimuovere la rete elettrosaldata;
- gettare rapidamente il calcestruzzo senza impiegare una pompa ma solo una canaletta dall'autobetoniera;
- aumentare la distanza tra i giunti di contrazione fino a 8 m;
- realizzare un pavimento industriale privo di fessure ancorché non sia stata eseguita alcuna stagionatura

limitando la protezione dagli agenti ambientali (pioggia o vento) con un telo di plastica steso sulla superficie dopo aver applicato lo spolvero indurente fino a 1 giorno dal getto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M.COLLEPARDI, (2005) “*Admixtures-Shrinkage Enhancing Concrete Performance*”, 6th International Congress, Global Construction, Ultimate Concrete Opportunities, Dundee, U.K., pp. 217-230.
- [2] M. COLLEPARDI, A. BORSOI, S. COLLEPARDI, J.J. OGOUMAH OLAGOT AND R. TROLI, (2005) “*Effects of Shrinkage Reducing Admixture in Shrinkage Compensating Concrete Under Non-Wet Curing Conditions*”, *Cement and Concrete Composite*, 27, pp. 704-708, 2005.
- [3] A.M. NEVILLE, (1995), “*Properties of Concrete*”, 4th Edition, Longman Group Limited, pp. 429-435, 1995.

CALCESTRUZZI AUTO-COMPATTANTI, A BASSO CALORE, AD ALTA RESISTENZA, E DURABILITÀ A LUNGO TERMINE

Silvia Collepardi¹, Jean-Jacob Ogoumah Olagot¹, Amerigo Palma²

¹ Enco, Engineering Concrete, Ponzano Veneto, (TV), info@encosl.it

² Libero Professionista, Via Ariano Irpino ,41 – 00177 Roma (RM)

SOMMARIO

E' stato studiato un calcestruzzo autocompattante (SCC) per semplificare l'esecuzione di un getto in una piastra di fondazione molto armata, di grosso spessore, esposta ad un ambiente marino.

Sono stati presi in considerazione tre SCC come potenziali candidati a questa struttura basati sull'impiego di cemento Portland sostituito per il 50 % da loppa d'altoforno, da cenere volante o da una miscela (1:1) di queste. Questa sostituzione del cemento Portland ha lo scopo di ridurre il calore di idratazione e il rischio di fessurazione indotto da eccessivi gradienti termici tra nucleo e periferia.

Grazie all'impiego di un superfluidificante di tipo policarbossilico il rapporto acqua/legante è stato mantenuto non superiore a 0,30 nonostante la fluidissima consistenza dell'SCC.

Dal punto di vista reologico il calcestruzzo fresco con loppa appariva più scorrevole degli altri SCC con cenere volante. Il riscaldamento di un cubo di 1 m di lato si è riscaldato al massimo di 30°C a 3 giorni indipendentemente del tipo di sostituzione del cemento.

La resistenza meccanica a compressione alle brevi stagionature è risultata maggiore in presenza di loppa, mentre alle stagionature più lunghe (60-90 giorni) la resistenza risultava maggiore (85 MPa) per l'SCC con loppa e cenere volante.

Il comportamento nei confronti della penetrazione del cloruro di origine marittima è risultato molto basso (3 mm a 1 anno) per l'impermeabilità del calcestruzzo assicurata dal basso rapporto a/c (0,30).

Il ritiro igrometrico all'aria asciutta (UR = 50%) è risultato $450 \cdot 10^{-6}$ nell'SCC con cenere volante ed era del 15% più basso rispetto agli altri due SCC.

SUMMARY

Low-heat, high-strength, and durable self-consolidating concrete (SCC) was needed for a reinforced slab foundation exposed to sea water.

Three SCCs were studied as potential candidates for such a structure: all these concrete mixtures were based on blended cements with Portland cement replaced by 50% of slag and/or fly ash. A polycarboxylate-based superplasticizer was used to manufacture SCC with a water-cementitious materials (w/cm) ratio as low as about 0.30.

Different techniques to characterize the rheology of the fresh mixtures were adopted and indicated that the SCC with slag or slag and fly ash are much more mobile than the corresponding SCC where fly ash alone was used.

The following properties were measured on the concretes in the hardened state: thermal change in quasi-adiabatic conditions, cube compressive strength, drying shrinkage, chloride ions and carbon dioxide penetration in specimens placed without vibration. The maximum temperature increase was about 30°C at 3 days for all the three concretes. The early compressive strength was higher for the slag-concrete than in the other two concretes; however, at longer ages (60-90 days), the maximum strength (over 85 MPa) was recorded with the fly ash-slag concrete.

The penetration of chloride ions and carbon dioxide was very low (3 mm at 1 year) in all the three concretes.

The drying shrinkage of concretes exposed at the open air with RH of 50% at 20°C) was about 15% lower in the fly ash concrete with respect to the other two concretes (about 450 microstrains at 6 months).

1. INTRODUZIONE

Sono stati studiati alcuni calcestruzzi speciali per opere massive in C.A. esposte all'acqua di mare. Ipotizzando che le strutture fossero rinforzate con armature metalliche molto congestionate, sono stati prodotti in laboratorio alcuni calcestruzzi autocompattanti con le seguenti caratteristiche aggiuntive:

- basso calore di idratazione per ridurre le sollecitazioni indotte da gradienti termici;
- alta resistenza meccanica a compressione per scopi strutturali (almeno 55 MPa a 28 giorni);
- durabilità a lungo termine per la severa esposizione all'acqua di mare.

Rispetto a una precedente ricerca [1] in questo settore un SCC più prestazionale è stato studiato per la maggiore resistenza meccanica e la durabilità a più lungo termine. Tre calcestruzzi sono stati esaminati come possibili candidati per questo tipo di struttura tutti basati sull'impiego di cementi di miscela contenenti loppa d'altoforno e/o cenere volante entrambi capaci di rallentare la penetrazione del cloruro dall'acqua di mare all'interno del calcestruzzo [2] e di ridurre lo sviluppo del calore liberato a seguito dell'idratazione del cemento Portland.

Le seguenti caratteristiche sono state studiate: proprietà reologiche dei calcestruzzi freschi; riscaldamento, resistenza meccanica a compressione, durabilità e ritiro igrometrico dei calcestruzzi induriti.

2. PARTE SPERIMENTALE: MATERIALI E METODI

La Tabella 1 mostra le composizioni chimiche delle materie prime: cemento Portland, loppa d'altoforno e cenere volante impiegate per produrre i cementi di miscela denominati cemento d'altoforno (CEM III), cemento pozzolanico (CEM IV) e cemento composito (CEM V) secondo la normativa UNI EN 197-1.

Tabella 1 – Composizione chimica del cemento portland, cenere volante e loppa utilizzati per produrre cementi di miscela

Ossido (%)	Cemento Portland	Cenere volante	Loppa d'altoforno
SiO ₂	21.25	59.94	36.50
Al ₂ O ₃	4.33	22.87	11.67
Fe ₂ O ₃	1.85	4.67	1.01*
TiO ₂	0.13	0.94	0.20
CaO	64.30	3.08	38.95
MgO	1.81	1.55	8.08
SO ₃	3.70	0.35	1.00**
K ₂ O	0.71	2.19	0.42
Na ₂ O	0.17	0.62	0.34
l.o.i.	1.50	3.34	1.28

*come FeO

**come S

La Tabella 2 mostra la composizione dei tre cementi in funzione delle percentuali delle tre summenzionate materie prime tutte macinate alla finezza Blaine di 4000 cm²/g.

Tabella 2 – Composizione dei cementi tutti a una finezza Blaine di circa 4000 cm²/g)

Cemento (Tipo)	Portland (%)	Cenere (%)	loppa (%)	UNI-EN 197-terminologia
Altoforno	50	-	50	CEM III
Pozzolanico	50	50	-	CEM IV
Composito	50	25	25	CEM V

La Tabella 3 mostra la composizione dei tre calcestruzzi SCC caratterizzata da un dosaggio di cemento di miscela di 500 kg/m³ dei quali 250 kg/m³ in forma di cemento Portland e i rimanenti 250 kg/m³ in forma di loppa e/o cenere volante. Il rapporto acqua/cemento adottato è stato 0,30 in tutti i calcestruzzi. Come inerte è stata impiegata una miscela formata mediamente da circa 885 kg/m³ di sabbia (0-4 mm) e da circa 950 kg/m³ di ghiaia (4-16 mm). Il dosaggio di additivo superfluidificante policarbossilico è stato aggiustato in modo da ottenere la stessa lavorabilità e lo stesso rapporto acqua/cemento dei tre calcestruzzi: 0,73% per l'SCC con il CEM III; 1,00% per quello con il CEM V; 1,30 % per quello con il CEM IV; ciò significa che i calcestruzzi con cenere volante richiedono più additivo superfluidificante di quelli con loppa d'altoforno.

Tabella 3 – Composizione dei calcestruzzi tutti con rapporto acqua/cemento di circa 0,30

Cemento (tipo)	Cemento (kg/m ³)	Sabbia (kg/m ³)	Ghiaia (kg/m ³)	Acqua (kg/m ³)	SP* (kg/m ³)
Altoforno	508	893	950	154	3.71
Pozzolanico	498	876	947	149	6.47
Composito	500	879	955	150	5.00

*Superfluidificante policarbossilico

3. RISULTATI

Nei paragrafi che seguono mostrati i risultati sperimentali ottenuti sul calcestruzzo fresco e su quello indurito.

3.1 Proprietà reologiche

Sui tre calcestruzzi allo stato fresco sono state determinate le seguenti misure per caratterizzarne il comportamento reologico [3]: slump-flow, V-funnel, U-box, L-box con barre orizzontali, e L-box con barre verticali. La Figura 1 mostra le attrezzature necessarie per eseguire queste misure.



Figura 1 – Strumenti per la valutazione reologica dell'SCC fresco

I risultati delle prove sono riportati nella Tabella 4 e indicano che, a parità di slump-flow (la misura più adottata soprattutto in cantiere), i calcestruzzi con cementi a base di loppa (CEM III) o loppa e cenere volante (CEM V) sono più mobili dei corrispondenti SCC confezionati con cemento a base solo di cenere volante (CEM IV); questo è confermato dal fatto che questi ultimi calcestruzzi appaiono essere molto più coesivi e viscosi e richiedono pertanto un tempo molto più lungo nel raggiungere il diametro finale dello slump-flow. Anche nelle prove del V-funnel e dell'U-box (Tabella 4) si registra un tempo più lungo per l'SCC contenente solo cenere volante rispetto agli altri SCC dove è presente in tutto o in parte la loppa d'altoforno. Questi comportamenti sono confermati dai risultati ottenuti con L-box ed armature verticali (Tabella 5) e soprattutto con L-box ed armature orizzontali (Tabella 6) che è forse il test più severo per valutare le proprietà di flusso dell'SCC: questi risultati indicano che il calcestruzzo con il cemento d'altoforno (CEM III) e con il cemento composito (CEM V) fluisce molto più rapidamente di quello confezionato con il cemento pozzolanico (CEM IV).

E' degno di nota che nessuno di questi calcestruzzi presenta alcun segno di segregazione sebbene non sia stato impiegato alcun agente coesivizzante.

Tabella 4 – Prove di Slump-flow, V-funnel e U-box per gli SCC

SCC (con cemento)	Slump-flow		U-Box Tempo (sec)	V-funnel Tempo (sec)
	Diametro (mm)	Tempo (sec)		
Altoforno	745	35	15	17
Pozzolánico	740	100	36	40
Composito	750	35	12	15

Tabella 5 – Tempi di svuotamento e differenze di altezza (ΔH) per gli SCC nella prova dell' L-box con le barre verticali

SCC (con cemento)	Tempi (in sec.) per raggiungere:				ΔH (mm)
	200 mm	400 mm	Fine	Riposo	
Altoforno	1	3	5	21	15
Pozzolánico	7	8	15	60	10
Composito	1	3	5	24	0

Tabella 6 - Tempi di svuotamento e differenze di altezza (ΔH) per gli SCC nella prova dell' L-box con le barre orizzontali

SCC (con cemento)	Tempi (in sec.) per raggiungere:				ΔH (mm)
	2 ^a barra	4 ^a barra	Fine	Riposo	
Altoforno	2	7	19	57	70
Pozzolánico	6	12	47	100	100
Composito	2	4	10	60	10

3.2 Riscaldamento del calcestruzzo

Circa 250 litri di calcestruzzo fresco sono stati posti in un contenitore di legno isolato termicamente su tutte le facce con un pannello di polistirolo spesso 40 mm. Con una termocoppia alloggiata nel nucleo del getto si è misurato l'incremento di temperatura che ha raggiunto circa 30°C rispetto alla temperatura iniziale per i calcestruzzi con cemento d'altoforno o composito e circa 28°C per il calcestruzzo pozzolanico con cenere volante.

3.3 Resistenza meccanica a compressione

Nella Fig. 2 sono mostrati i risultati della resistenza meccanica a compressione su provini cubici in funzione del tempo dei calcestruzzi stagionati a 20°C. Alle brevi stagionature (3-21 giorni) la resistenza meccanica è più alta nel calcestruzzo con cemento d'altoforno rispetto a quello con cemento pozzolanico, mentre con il cemento composito si ottengono valori intermedi.

Tutti i calcestruzzi raggiungono il valore di resistenza a compressione di almeno 55 MPa. Alle stagionature più lunghe (60-90 giorni) la resistenza meccanica del calcestruzzo con cemento composito (≈ 85 MPa) è leggermente più alta di quella raggiunta dal calcestruzzo con cemento d'altoforno (≈ 82 MPa) e più alta di quella raggiunta con il cemento pozzolanico (≈ 75 MPa).

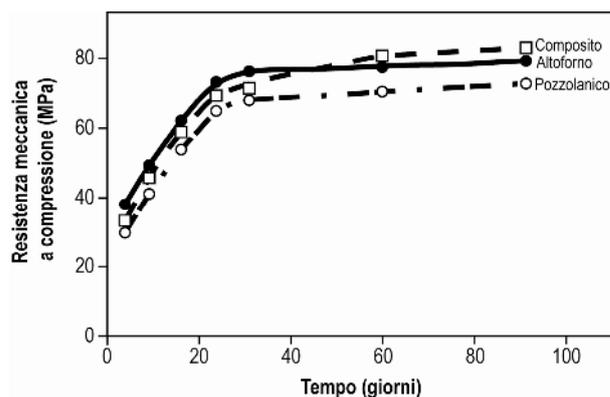


Figura 2 – Resistenza meccanica a compressione dei tre SCC confezionati con cemento d'altoforno, pozzolanico e composito

3.4 Durabilità

Le Figure 3 e 4 mostrano la profondità di penetrazione rispettivamente del cloruro (Cl^-) e dell'anidride carbonica (CO_2) in provini di calcestruzzo stagionati a umido per 7 giorni prima di essere immersi in una soluzione acquosa al 3.5 % di NaCl o all'aria con umidità relativa del 70%. Tutti i risultati indicano che la diffusione del Cl^- (Fig.3) o la penetrazione della CO_2 (Fig. 4) nei calcestruzzi SCC avviene molto lentamente come nei calcestruzzi ordinari [4,5] dove il rapporto acqua/cemento è basso (0,30) come quello adottato in questa ricerca. In particolare la penetrazione del Cl^- nell'SCC con cemento d'altoforno è circa 3 mm e un po' più alta negli altri due SCC. Se si assume una correlazione lineare [2] tra lo spessore penetrato (x) in mm e la radice quadrata del tempo (\sqrt{t}) in $anni^{1/2}$, la diffusione del cloruro può essere rappresentata dalla seguente equazione (1):

$$x = k \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

dove il valore del coefficiente k è circa $3 \text{ mm} \cdot \text{year}^{-1/2}$ e attraverso questo valore può essere estrapolato il tempo impiegato per penetrare un copriferro di 30 mm:

$$t = (x/k)^2 = (30/3)^2 = 10^2 = 100 \text{ anni} \quad (2)$$

La penetrazione della CO_2 avviene ancor più lentamente del Cl^- : circa 1 mm in un anno per tutti i calcestruzzi. Per estrapolazione la penetrazione della CO_2 in un copriferro di 30 mm richiede circa $(30/1)^2 = 900$ anni.

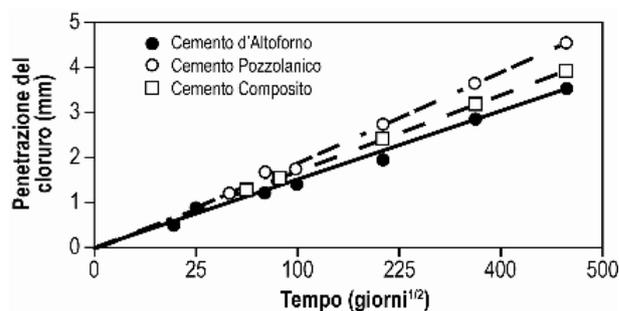


Figura 3 – Penetrazione del cloruro negli SCC confezionati con il cemento d'altoforno, pozzolanico o composito tutti con rapporto acqua/cemento di 0,30

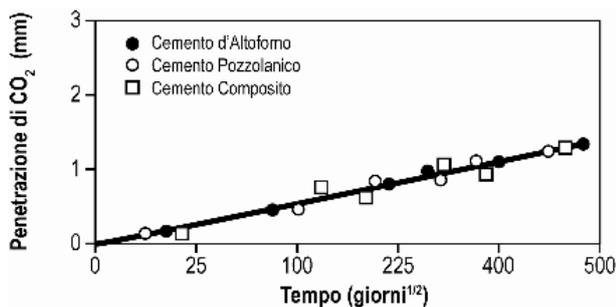


Figura 4 – Penetrazione della CO₂ negli SCC confezionati con il cemento d'altoforno, pozzolanico o composito tutti con rapporto acqua/cemento di 0,30

3.5 Ritiro igrometrico

La Fig. 5 mostra i risultati del ritiro igrometrico di provini di calcestruzzo stagionati a umido per 7 giorni e quindi esposti in un ambiente insaturo di vapore con umidità relativa del 50% a 20°C. I risultati indicano che dopo circa 300 giorni il ritiro è circa 500 µm/m per gli SCC con cemento d'altoforno e molto più basso (circa 300 µm/m) se si impiega cemento pozzolanico con il 50 % cenere volante. Un valore intermedio di ritiro si registra se si impiega il cemento composito a base di loppa e cenere volante.

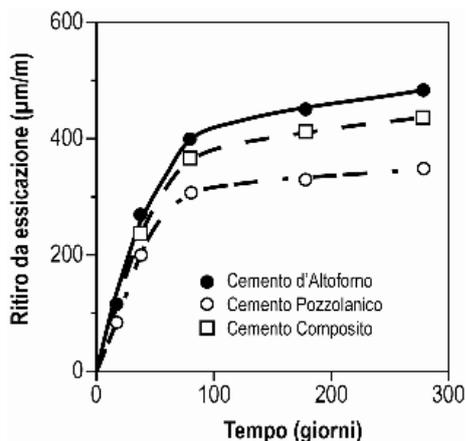


Figura 5 – Ritiro igrometrico degli SCC confezionati con il cemento d'altoforno, pozzolanico e composito esposti a un'umidità relativa del 50 %

4. CONCLUSIONI

I risultati ottenuti in questo lavoro indicano che impiegando leganti dove il cemento Portland è sostituito dal 50 % di loppa d'altoforno o cenere volante o una combinazione delle due, si possono produrre calcestruzzi autocompattanti (SCC) con un bassissimo rapporto acqua/cemento (0,30), caratterizzati da un basso calore di idratazione, un'alta resistenza meccanica a compressione (80-85 MPa a 90 giorni), impermeabili al punto da ridurre a valori trascurabili la penetrazione del cloruro e dell'anidride carbonica, e dotati di un ritiro igrometrico relativamente basso.

Le principali differenze tra gli SCC confezionati con i diversi cementi sono così riassumibili:

- a parità di lavorabilità in termini di slump-flow, il calcestruzzo con il cemento d'altoforno si muove più velocemente, mentre quello con la cenere volante è più coesivo, viscoso e quindi più lento;
- il riscaldamento in condizioni quasi adiabatiche è leggermente minore se si impiega cemento con il 50 % di cenere volante (28°C) e leggermente più alto (30°C) negli altri due SCC;

- la resistenza meccanica alle brevi stagionature è leggermente più alta se si impiega loppa d'altoforno mentre non esistono differenze tra i tre SCC alle lunghe stagionature;
- la penetrazione della CO₂ e del Cl⁻ nel calcestruzzo è molto lenta per l'impiego di loppa e cenere volante e per l'adozione di un basso rapporto acqua/cemento (0,30);
- il ritiro igrometrico è relativamente basso: circa 500 µm/m per l'SCC con loppa d'altoforno e circa 300 µm/m per il cemento pozzolanico con un comportamento intermedio per l'SCC con il cemento composito.

BIBLIOGRAFIA

- [1] TROLI, R., OGOUMAH OLAGOT, J.J., MONOSI, S., AND COLLEPARDI, (2003), M., "Low Heat Development in SCC for Massive Structures", Proceedings of the Seventh CANMET-ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures, Berlin (Germany), pp.103-112.
- [2] COLLEPARDI, M., MARCIALIS, A. AND TURRIZIANI, R., (1972), "Penetration of Chloride Ions in Cement Pastes and in Concretes", Journal of American Ceramic Society, Vol.55, pp 534-535.
- [3] UOMOTO T. AND OZAWA K., (1999), "Recommendation for Self-Compacting Concrete", Japanese Society of Civil Engineers, Shinjyuku, Tokyo, pp.1-70.
- [4] MCGRAWTH, P.F., HOOTON, R.D., (1997), "Influence of Binder Composition on Chloride Penetration Resistance", Proceedings of the Fourth CANMET-ACI International Conference on Durability of Concrete, Sydney (Australia), pp.331-348, Editor V.M. Malhotra.
- [5] BORSOI, A., COLLEPARDI, S., COPPOLA, L., TROLI, R. AND COLLEPARDI, M., (2000), "Superplasticized Concretes with Slag-Fly Ash-Portland Cement", Supplementary papers of the Sixth CANMET-ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures, Nice (France), pp. 93-103.

PROVE ULTRASONICHE SU ELEMENTI IN CALCESTRUZZO RINFORZATI CON RETE IN FIBRA DI PBO

Giovanna Concu¹, Nicoletta Trulli¹, Luisa Pani¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università degli Studi di Cagliari

SOMMARIO

Negli ultimi decenni si è assistito ad un incremento dell'utilizzo dei materiali fibrorinforzati per il consolidamento e il rinforzo di costruzioni nuove ed esistenti, in virtù delle loro eccellenti proprietà fisiche e meccaniche. Purtroppo, la risposta strutturale di questi materiali dipende fortemente dalla loro corretta applicazione, e affinché il rinforzo sia assicurato in maniera ottimale è fondamentale realizzare una perfetta adesione tra rinforzo e substrato. Per queste ragioni un ruolo importante è svolto dal controllo della qualità dell'applicazione del materiale fibrorinforzato mediante l'impiego di metodi di prova non distruttivi (NDT). Il presente lavoro riporta i primi risultati di una campagna sperimentale mirata alla valutazione dell'efficacia della tecnica non distruttiva ultrasonica (UT) ai fini del controllo di qualità dell'applicazione del sistema di rinforzo su substrato in calcestruzzo. Per tale scopo sono stati preparati 15 travetti in calcestruzzo rinforzati con reti in fibra di PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo). Durante l'applicazione del sistema di rinforzo sono state appositamente posizionate nell'interfaccia rinforzo/calcestruzzo delle anomalie realizzate con PTFE, colla e plastica. La sperimentazione ha messo in luce l'utilità della UT nell'ambito dei controlli su menzionati.

SUMMARY

In the last decades externally bonded fiber reinforced materials have been increasingly used for strengthening and retrofitting of both new and existing structures, due to their excellent mechanical and physical properties. Nevertheless, the structural efficiency of the reinforcement is strongly dependent on a proper application and a perfect bond in reinforcement/concrete interface is really important. For this reason an important role is played by the quality control of the reinforcement application by using Non Destructive Techniques (NDT). This paper reports the results of an experimental campaign aimed at verifying ultrasonic testing (UT) reliability in detecting adhesion reinforcement/concrete problems and defects. For this purpose 15 small concrete beams have been prepared and strengthened with PBO (Polyparaphenylenebenzobisoxazole) sheet material. During the application, some artificial defects, realized with PTFE, collect glue and plastic, have been deliberately settled in the reinforcement/concrete interface.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni si è ampiamente diffuso l'impiego dei materiali compositi nell'ingegneria civile in applicazioni relative a strutture di nuova costruzione ed a edifici già esistenti. Una delle possibili applicazioni riguarda gli interventi di consolidamento strutturale tramite materiali fibrorinforzati (FRP) per il recupero di strutture deteriorate o per il loro adeguamento antisismico. La tecnologia maggiormente impiegata consiste nell'applicazione di reti e lamine in fibra di carbonio mediante l'utilizzo di resine epossidiche. Nonostante gli innegabili vantaggi di tale intervento, quali eccellenti proprietà di rigidità e di resistenza [1, 2], elevati rapporti resistenza/peso e rigidità/peso [3], buona durabilità [4] ed elevata resistenza

alla corrosione [6, 7], esistono tuttavia alcune limitazioni legate alla scarsa resistenza al fuoco e ai raggi ultravioletti della resina epossidica. Per ovviare a questi inconvenienti sono sempre più diffusi i compositi FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix), nei quali l'adesione tra il supporto e il rinforzo è affidata ad una speciale malta cementizia che possiede un miglior comportamento alle temperature elevate.

In tutte le tipologie di rinforzo è di fondamentale importanza la corretta applicazione in termini di garanzia di perfetta aderenza tra il substrato e il rinforzo stesso [8]. Per tale motivo, contemporaneamente alla diffusione dei materiali fibrorinforzati si è sviluppata una intensa attività di ricerca sui metodi d'indagine non distruttivi (NDT) in grado di fornire indicazioni sulla qualità del sistema di rinforzo.

Il controllo della qualità è uno strumento di fondamentale importanza, non solo per la verifica della corretta messa in

opera dei materiali fibrorinforzati, ma soprattutto per il monitoraggio degli stessi durante la loro vita d'esercizio. Il legame che si genera nell'interfaccia può essere seriamente compromesso dalla presenza di bolle d'aria, dovute ad una scorretta messa in opera del sistema di rinforzo e a distacchi fra rinforzo e substrato, che possono generarsi in seguito all'applicazione dei carichi e all'esposizione agli agenti atmosferici.

Il presente lavoro riporta i primi risultati di una campagna sperimentale mirata alla valutazione dell'efficacia della tecnica non distruttiva ultrasonica (UT) ai fini del controllo di qualità sopra menzionato.

A tal fine sono stati realizzati numerosi prismi in calcestruzzo rinforzati con una rete in fibra di PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo) con matrice cementizia. I provini sono stati artificialmente alterati sia nel volume sia nell'interfaccia con il rinforzo mediante l'introduzione di anomalie aventi differenti caratteristiche, profondità e dimensione, e sono quindi stati sottoposti ai test ultrasonici. Si è proceduto all'analisi dei segnali ultrasonici mediante lo studio della velocità, dell'ampiezza e delle caratteristiche spettrali, allo scopo di verificare l'efficacia di tali parametri nell'ambito della diagnosi delle strutture fibrorinforzate.

2. CAMPAGNA SPERIMENTALE

2.1 Materiali

Le prove sperimentali sono state condotte su 15 travetti in calcestruzzo aventi altezza pari a 0.60m e base 0.15x0.15m. I travetti sono stati divisi in tre gruppi in funzione della loro resistenza a compressione e dei difetti appositamente imposti all'interno del loro volume. Ogni gruppo è costituito da cinque prismi, le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 1.

Tabella 1 – Descrizione dei provini

Gruppo	Resistenza a compressione	Anomalie imposte
A	30 N/mm ²	Area di dimensione 0.15x0.05x0.2 m riempita con una malta da ripristino
B	35 N/mm ²	Nessun difetto
C	30 N/mm ²	Cavità di dimensione 0.05x0.05x0.6 m

I provini sono stati rinforzati con una rete in fibra di PBO, e nell'interfaccia con il calcestruzzo sono stati posti appositamente tre difetti. Per ogni gruppo, in un provino (A1, B1, C1) è stata realizzata la perfetta aderenza fra il PBO e il calcestruzzo, mentre negli altri quattro sono stati realizzati dei difetti atti a simulare una scorretta applicazione del sistema di rinforzo: un nastro in PTFE, un accumulo di colla e uno spessore in plastica (Fig. 1).

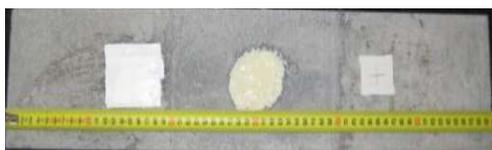


Figura 1 – Difetti nei provini: da sinistra a destra: nastro in PTFE, accumulo di colla, spessore in plastica

2.2 Prove Ultrasoniche

Le prove ultrasoniche sono state eseguite su tutti i provini prima e dopo l'applicazione del rinforzo in fibra di PBO, con lo scopo di verificare le proprietà del calcestruzzo e di valutare l'efficacia del metodo di prova nell'individuare i problemi di adesione fra substrato e PBO e i difetti posti nel volume dei provini stessi.

Il metodo di prova non distruttivo basato sulla propagazione delle onde ultrasoniche è ampiamente utilizzato nell'analisi delle strutture in situ per indagini su una vasta gamma di strutture e infrastrutture, ed in laboratorio per la caratterizzazione dei materiali, in quanto fornisce alcune informazioni legate alle proprietà del materiale con rapidità e con costi relativamente bassi.

Le indagini tramite UT si basano sul principio fisico secondo cui la propagazione delle onde dipende dalle caratteristiche e proprietà del mezzo attraversato. I cambiamenti dei parametri numerici associati alla propagazione dell'onda sono generati da alterazioni delle proprietà fisiche del materiale [9]. L'applicazione più diffusa delle UT consiste nella misura della velocità V delle onde acustiche che si propagano nel mezzo sottoposto ad indagine, ed è condotta preferibilmente applicando la Tecnica di Trasmissione Diretta (DTT), secondo la quale l'onda viene trasmessa attraverso il mezzo da un trasduttore emettitore e viene ricevuta da un secondo trasduttore ricevitore posto in asse col primo sul lato opposto dell'elemento studiato [10]. In questo modo è possibile determinare il tempo T impiegato dall'onda per attraversare la distanza L fra emettitore e ricevitore. La velocità media dell'onda viene quindi determinata come semplice rapporto L/T .

Le UT forniscono informazioni fondamentali per l'indagine sulla stabilità e sulla durabilità delle strutture, in quanto la velocità dell'onda è direttamente correlata ai parametri elastici della struttura stessa. Dalla teoria sulla propagazione delle onde è noto che la velocità dell'onda V è funzione del modulo di elasticità dinamico E_d , del coefficiente di Poisson ν e della densità ρ . Per un materiale omogeneo e isotropo risulta:

$$V = \left[\left(\frac{E_d}{\rho} \right) \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right]^{1/2} \quad (1)$$

La metodologia di prova DTT è affidabile in quanto la direzione di propagazione dell'onda è perpendicolare alla superficie indagata e il segnale attraversa l'intero spessore del provino. Le norme riguardanti la determinazione della velocità dell'onda nelle strutture, come ad esempio la norma Europea EN 12504-4, suggeriscono pertanto l'applicazione di questa metodologia di prova.

Nella campagna sperimentale oggetto del presente lavoro, le UT sono state condotte applicando la metodologia DTT. Sono stati analizzati ed elaborati i dati relativi al tempo di transito T del segnale (Fig. 2) lungo percorsi scelti, tre per ogni lato dei campioni sottoposti a prova, e sono state quindi determinate le relative velocità V .

Un ulteriore parametro analizzato è l'ampiezza A del segnale ricevuto, calcolata come ampiezza massima picco-picco (Fig. 3), al fine di valutarne l'attenuazione rispetto al segnale di ingresso, mantenuto costante per tutte le acquisizioni.

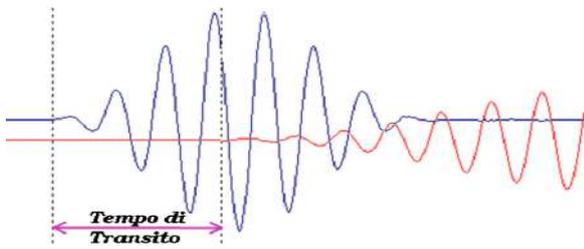


Figura 2 – Valutazione del tempo di transito T del segnale

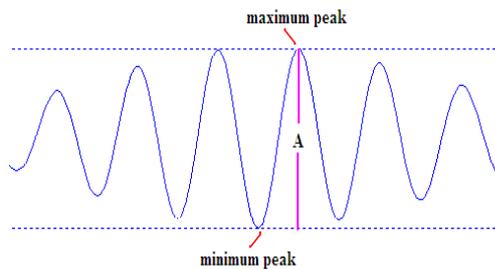


Figura 3 – Valutazione dell'ampiezza A del segnale ricevuto

L'attenuazione dell'ampiezza del segnale, essendo correlata alla potenza dell'onda, consente di ottenere informazioni cruciali sul materiale indagato: l'onda infatti è assorbita o attenuata in modo diverso nei differenti materiali, ed è riflessa dall'interfaccia di materiali differenti, per cui la presenza di difetti e di anomalie modifica indicativamente l'ampiezza del segnale ricevuto [11, 12].

Inoltre, sono stati acquisiti ed elaborati i dati relativi all'ampiezza spettrale AS del segnale, assunta come valore massimo dell'ampiezza nel dominio della frequenza (Fig. 4).



Figura 4 – Valutazione dell'Ampiezza Spettrale AS del segnale ricevuto

2.3 Strumentazione

La strumentazione impiegata per le prove è stata progettata e assemblata dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica dell'Università degli Studi di Cagliari ed è costituita da:

- un generatore di funzioni d'onda arbitrario Velleman Instruments per la generazione del segnale;
- un oscilloscopio digitale Velleman Instruments per la visualizzazione del segnale e per la sua analisi preliminare;

- un paio di trasduttori piezoelettrici (con frequenza di risonanza pari a 54 kHz) per la immissione e la ricezione del segnale;
- un PC, con software dedicato, per l'acquisizione e il trattamento dei segnali.

Al fine di ridurre la dissipazione dell'energia del segnale dovuta alla diversa impedenza acustica dei materiali a contatto e per favorire l'ottimizzazione della trasmissione del segnale attraverso l'interfaccia trasduttore – materiale, si è utilizzato il grasso di vasellina come agente di accoppiamento, mentre, al fine di garantire l'assialità dei trasduttori e le medesime condizioni operative è stato appositamente progettato un sistema di supporto. Nella Figura 5 è mostrato uno schema del set-up strumentale impiegato nelle prove.

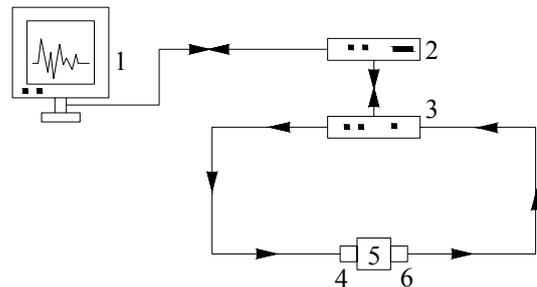


Figura 5 – Set-up strumentale per UT: 1)PC, 2)Generatore del segnale; 3)oscilloscopio. 4,6) trasduttori; 5)travetto

Per sollecitare i provini è stato utilizzato un segnale di breve durata, costituito da sette cicli e mezzo racchiuso in una finestra di Hanning [13]. Il segnale è descritto dalla seguente relazione (2) e mostrato nella Figura 6:

$$y(t) = \frac{1}{2} \sin(2\pi ft) \left[1 - \cos\left(\frac{2}{15} 2\pi ft\right) \right] \quad (2)$$

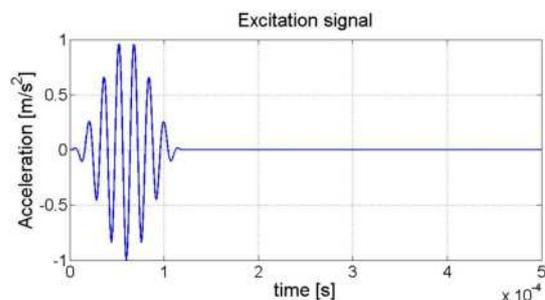


Figura 6 – Segnale impiegato per le prove ultrasoniche

3. RISULTATI

Nella Tabella 2 sono riportati i valori medi del tempo di transito T , della velocità di propagazione V e della sua deviazione standard percentuale SD determinati nei provini prima dell'applicazione del rinforzo.

Dai valori numerici riportati in Tabella 2 è possibile notare che le velocità medie dei gruppi A e B presentano valori simili, mentre il gruppo C mostra un decremento della velocità pari a circa 500 m/s a causa della presenza della cavità che ha determinato un incremento del tempo di transito del segnale ultrasonico.

Tabella 2 – Valori medi determinati nei provini non rinforzati

Gruppo	Tempo di transito [μs]	Velocità [m/s]	SD [%]
A	52.80	2830	6.00
B	53.50	2800	3.80
C	67.80	2270	6.40

La presenza dell'anomalia realizzata con la malta di ripristino nei travetti del gruppo A non ha provocato alcuna alterazione dei tempi di transito e quindi delle velocità, per cui si hanno valori prossimi a quelli del gruppo B.

L'analisi delle deviazioni standard percentuali delle velocità consente di notare come i provini appartenenti al gruppo B presentino valori inferiori, e quindi dati più stabili, rispetto ai gruppi A e C, caratterizzati rispettivamente dalla presenza della malta di ripristino e della cavità.

Nella Tabella 3 sono riportati i valori medi dell'ampiezza del segnale registrato dal trasduttore ricevitore e le relative deviazioni standard percentuali, determinati sempre nei provini prima dell'applicazione del rinforzo.

Tabella 3 – Valori medi determinati nei provini non rinforzati

Gruppo	Ampiezza [V]	SD [%]
A	0.112	63
B	0.079	64
C	0.105	64

Dai valori numerici riportati in Tabella 3 è evidente come la presenza della cavità e della malta di ripristino non sia messa in evidenza da questo parametro. La presenza della cavità non ha determinato, rispetto a quanto osservato dall'analisi delle velocità, una considerevole variazione dell'ampiezza del segnale ricevuto, in quanto l'onda per percorrere la distanza tra il trasduttore emettitore e quello ricevitore ha seguito il percorso che ha opposto la minore resistenza. È lecito quindi pensare che l'onda abbia viaggiato nel calcestruzzo seguendo il percorso indicato in Figura 7.

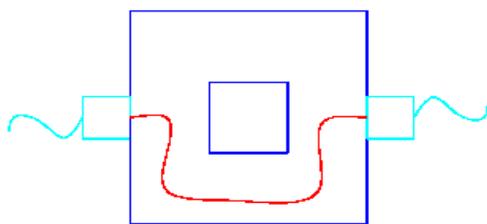


Figura 7 – Percorso seguito dall'onda ultrasonica per propagarsi dal trasduttore emettitore al ricevitore

Il percorso seguito dall'onda ha quindi provocato una considerevole variazione del tempo di transito e quindi della velocità, ma non ha determinato alcuna alterazione dell'ampiezza del segnale ricevuto.

I test mediante UT sono stati quindi condotti dopo l'applicazione del rinforzo in PBO.

Nella Figura 8 è mostrata la distribuzione della velocità media V dei provini appartenenti ai tre gruppi rinforzati con la rete in fibra di PBO.

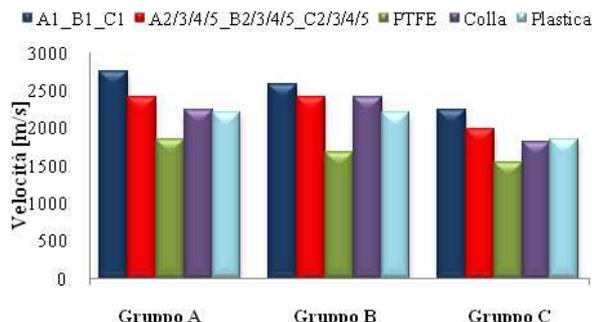


Figura 8 – Distribuzione della velocità media nei travetti rinforzati con la rete in fibra di PBO

Dall'analisi della Figura 8 è possibile notare come le velocità medie dei provini appartenenti ai gruppi A e B presentino valori abbastanza simili, mentre le velocità medie dei travetti appartenenti al gruppo C sono inferiori a causa della presenza della cavità che ha determinato un incremento del tempo di transito del segnale e una conseguente riduzione della sua velocità.

Tutti i difetti posti nell'interfaccia PBO/calcestruzzo sono individuati dall'analisi della velocità, in quanto hanno determinato, rispetto ai provini di riferimento, un considerevole incremento del tempo di transito del segnale e un conseguente decremento della velocità.

Nella Figura 9 è mostrata la distribuzione dell'ampiezza media del segnale ricevuto A per i provini appartenenti ai tre gruppi rinforzati con la rete in fibra di PBO.

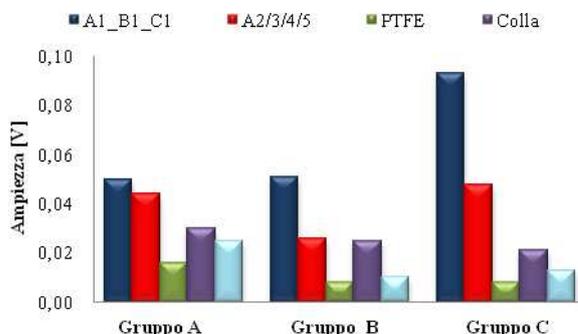


Figura 9 – Distribuzione dell'ampiezza media nei travetti rinforzati con la rete in fibra di PBO

Dall'analisi della Figura 9 è possibile notare come l'ampiezza consenta di individuare la presenza di tutti i difetti di adesione. L'analisi dell'ampiezza è quindi più adatta, rispetto a quella della velocità, per l'individuazione dei difetti e delle anomalie. Tale discorso è però valido da un punto di vista squisitamente qualitativo, a causa della elevata dispersione dei dati dovuta ad una eccessiva sensibilità di questo parametro alle modalità operative e di esecuzione delle prove: una pressione maggiore dei trasduttori sulla superficie dei provini e un quantitativo maggiore del mezzo di accoppiamento possono determinare una notevole variazione dell'ampiezza del segnale ricevuto. Si sottolinea comunque come il valore determinato in corrispondenza delle anomalie di adesione è nettamente inferiore rispetto a quello

determinato nel provino di riferimento caratterizzato dalla perfetta adesione PBO/calcestruzzo.

Nella Figura 10 è mostrata la distribuzione della ampiezza spettrale media AS dei provini appartenenti ai tre gruppi rinforzati con la rete in fibra di PBO.

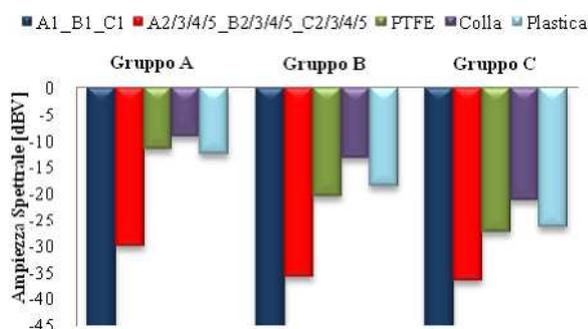


Figura 10 – Distribuzione dell'ampiezza spettrale media nei travetti rinforzati con la rete in fibra di PBO

L'analisi di questo parametro consente di individuare la presenza di tutti i difetti di adesione, ed inoltre la distribuzione è caratterizzata da valori meno dispersi rispetto a quelli determinati per l'ampiezza del segnale ricevuto.

La presenza dei tre difetti di adesione ha determinato una considerevole variazione, rispetto al provino di riferimento caratterizzato dalla perfetta aderenza PBO/calcestruzzo, del valore medio dell'ampiezza spettrale valutata su tutti i provini con i difetti. Il nastro in PTFE, a differenza di quanto osservato nelle precedenti analisi, ha determinato, rispetto agli altri difetti, la minor variazione dell'ampiezza spettrale.

Nelle Figure 11, 12 e 13 sono mostrate, per ciascuno dei gruppi A, B e C rispettivamente, le variazioni percentuali dei parametri V, A e AS valutate nei provini con i difetti rispetto al provino di riferimento. Sono inoltre mostrate le variazioni percentuali, sempre rispetto al provino di riferimento, dei parametri del segnale che si propaga lungo le traiettorie che intercettano i tre difetti.

Dall'analisi delle Figure 11-13 è possibile notare che i travetti con i difetti presentano una variazione notevole dell'ampiezza A e dell'ampiezza spettrale AS e una variazione minima della velocità V. Inoltre, il nastro in PTFE, rispetto all'accumulo di colla e allo spessore in plastica, ha causato la maggiore variazione della velocità e dell'ampiezza e la minore variazione dell'ampiezza spettrale.

4. CONCLUSIONI

Le prove sperimentali descritte nel presente lavoro sono state condotte con l'obiettivo di verificare l'affidabilità delle prove ultrasoniche nell'individuazione di difetti di adesione e di anomalie in elementi in calcestruzzo rinforzati con reti in fibra di PBO. A tale scopo sono stati realizzati 15 travetti in cui sono state appositamente realizzate delle anomalie poste a differenti profondità nei provini e nell'interfaccia tra il sistema di rinforzo e il substrato in calcestruzzo. Le prove ultrasoniche sono state condotte prima e dopo l'applicazione dei sistemi di rinforzo, utilizzando la Tecnica di Trasmissione Diretta.

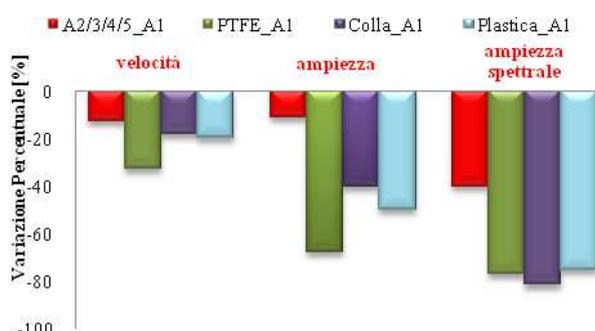


Figura 11 – Variazioni percentuali Velocità, Ampiezza e Ampiezza Spettrale valutate rispetto al provino di riferimento del gruppo A

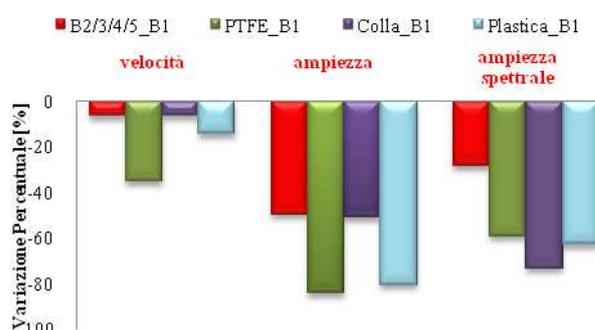


Figura 12 – Variazioni percentuali Velocità, Ampiezza e Ampiezza Spettrale valutate rispetto al provino di riferimento del gruppo B

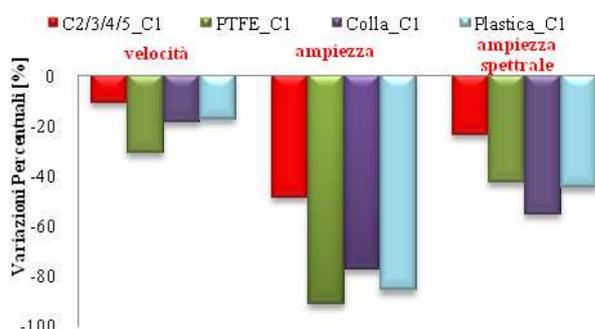


Figura 13 – Variazioni percentuali Velocità, Ampiezza e Ampiezza Spettrale valutate rispetto al provino di riferimento del gruppo C

Dai risultati ottenuti sui provini prima dell'applicazione del rinforzo possono essere tratte le seguenti conclusioni:

- la presenza della cavità nei travetti appartenenti al gruppo C, a differenza di quanto osservato per la malta di ripristino presente nei provini del gruppo A, ha determinato un incremento del tempo di transito e un conseguente decremento delle velocità, data la relazione di proporzionalità inversa esistente tra questi parametri;
- le deviazioni standard percentuali delle velocità dei provini appartenenti al gruppo B sono inferiori a quelle dei gruppi A e C caratterizzati dalla presenza rispettivamente della malta di ripristino e della cavità; ciò suggerisce di estendere l'analisi ultrasonica non solo ai parametri principali, quali velocità e ampiezze, ma anche

alla dispersione delle loro distribuzioni tramite la deviazione standard;

- l'analisi delle ampiezze del segnale ricevuto non ha consentito di mettere in evidenza nessuna delle anomalie. I dati inoltre sono caratterizzati da una elevata dispersione indicativa di una scarsa stabilità del parametro.

Le prove condotte sui provini dei tre gruppi dopo l'applicazione del rinforzo con la rete in fibra di PBO hanno consentito di trarre le seguenti informazioni:

- la velocità media determinata in corrispondenza del difetto realizzato tramite il nastro in PTFE presenta valori inferiori rispetto agli altri difetti, mentre l'accumulo di colla mostra valori prossimi al valore medio determinato nei provini;
- l'analisi dell'ampiezza del segnale consente di mettere in evidenza la presenza di tutti difetti posizionati nell'interfaccia fra il sistema di rinforzo e il calcestruzzo ma il parametro è caratterizzato da una eccessiva dispersione dei dati. L'ampiezza è infatti strettamente legata all'energia trasportata dal segnale, a sua volta sensibilmente influenzata dalle condizioni di trasmissione del segnale stesso;
- l'analisi delle ampiezze spettrali ha consentito di individuare la presenza di tutti i difetti di adesione, ed inoltre ha messo in luce la maggiore stabilità di tale parametro rispetto all'ampiezza misurata nel dominio del tempo;
- l'analisi congiunta dei tre parametri V, A ed AS consente di mettere in evidenza la presenza di tutti i difetti di adesione e fornisce un quadro dettagliato relativo alla qualità dell'applicazione del sistema di rinforzo.

La campagna sperimentale sin qui condotta mette dunque in luce come il metodo di prova ultrasonico e le relative analisi delle velocità, delle ampiezze e delle ampiezze spettrali rappresentino un ottimo strumento di indagine in grado di fornire informazioni sulla presenza di disomogeneità strutturali e utile per l'individuazione di difetti di adesione dei sistemi di rinforzo, realizzati tramite materiale composito, su elementi in calcestruzzo. Inoltre, i risultati finora conseguiti si propongono come un punto di partenza per successivi ed ulteriori approfondimenti di tale applicazione sperimentale.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la Unical S.p.A. di Cagliari e la Ruredil S.p.A. per la cortese fornitura dei materiali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DUTHINH, D., STARNES, M. (2001) – Strengthening of reinforced concrete beams with Carbon FRP, *Composites in Constructions*, Swets and Zeitlinger, Lisse.
- [2] CNR – DT 200 (2004) - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, *CNR*, Roma.
- [3] MALLICK, P.K. (1993) – Fiber-reinforced composites: materials, manufacturing, and design, Marcel Dekker Inc. (eds).
- [4] HOMAN, S.M., SHEIKH, S.A., COLLINS, P., PERNICA, G., DAOUD, J. (2000) – Durability of Fibre Reinforced Polymers used in concrete structures.
- [5] DUTHINH, D., STARNES, M. (2001) – Strengthening of reinforced concrete beams with Carbon FRP, *Composites in Constructions*, Swets and Zeitlinger, Lisse.
- [6] SHERWOOD, E.G., SOUDKI, K.A. (1998) – Repair of corroded RC beams with carbon FRP sheets, *Proceedings of the 5th International Conference on Composites Engineering*, Las Vegas, Nevada.
- [7] HAMILTON, H.R., KUTARABA, M.P., BROWN, J.R. (2007) – Repair of corrosion damaged concrete beams with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites, *Composites Research – Journal of the American Composites Manufactures Association*, Volume 1, Issue 4, 36-46.
- [8] BÜYÜKÖZTÜRK, O., YU, T.Y. (2006) – Understanding and Assessment of debonding failures in FRP-Concrete systems, – *Proceedings of the 7th International Congress on Advanced in Civil Engineering*, Turkey.
- [9] KRAUTKAMER, J., KRAUTKAMER, K. (1990) – Ultrasonic Testing of materials. Springer-Verlag (eds).
- [10] EN 12504-4 (2004) - Testing concrete – Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity.
- [11] NELLIGAN, T. (2007) – An introduction to ultrasonic material analysis. *Olympus NDT*.
- [12] CAMPLIANI, M., CANNAS, B., CAU, F., CONCU G., USAI, M. (2008) – Acoustic NDT on building materials using Features extraction techniques. *Springer Lecture Notes in Computer Science 5073*. O. Gervasi et al. (Eds.). ICCSA 2008. Part II. 582-595.
- [13] JACKSON, L.B. (1995) – Digital Filters and signal Processing. Kluwer Academic Publishers. Boston.

COMPORTAMENTO A TAGLIO DI TRAVI ALTE IN CALCESTRUZZO ARMATO FIBRORINFORZATO

Antonio Conforti¹, Fausto Minelli¹, Estefanía Cuenca², Giovanni Plizzari¹

¹Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente (DICATA), Università di Brescia

²Institut de Ciència i Tecnologia del Formigó (ICITECH), Universitat Politècnica de València, Spagna

SOMMARIO

Il comportamento strutturale di travi in calcestruzzo armato soggette a sollecitazioni taglianti continua ad essere materia di vivace dibattito all'interno della comunità scientifica. Tale aspetto è confermato dalla continua modifica ed evoluzione delle formulazioni sulla resistenza a taglio presenti nelle diverse normative vigenti, che nel futuro prossimo consentiranno anche l'uso di fibre di acciaio come rinforzo a taglio, dato che tale materiale innovativo è ormai oggi ampiamente riconosciuto nelle più importanti normative internazionali. Le fibre di acciaio, infatti, si stanno dimostrando particolarmente efficaci in presenza di sforzi taglianti, come testimoniato sperimentalmente da molti articoli scientifici apparsi su rivista negli ultimi due decenni.

Nella presente memoria vengono presentati e discussi i risultati sperimentali di una serie di prove di taglio su travi alte in calcestruzzo armato fibrorinforzato, senza alcuna armatura trasversale. Sono infatti state testate a taglio nove travi in scala reale con luce di taglio pari a tre volte l'altezza utile, aventi diversa altezza (0.5 m, 1.0 m e 1.5 m) e contenenti una diversa quantità di fibre di acciaio (0, 50 o 75 kg/m³). Da tali test è stato possibile valutare e studiare l'influenza del rinforzo fibroso sull'effetto scala, sulla resistenza ultima a taglio, sul comportamento post-fessurativo, sulla duttilità dell'elemento strutturale e sull'evoluzione e propagazione del quadro fessurativo.

SUMMARY

This paper reports some recent results of an experimental campaign on Fiber Reinforced Concrete (FRC) beams under shear loading tested at the University of Brescia: nine full scale beams, having a height varying from 500 to 1500 mm, were tested for investigating the effect of steel fibers on key-parameters influencing the shear response of concrete members, with special emphasis on FRC toughness and size effect. All tested members were made without conventional shear reinforcement.

Results show that a relatively low volume fraction of fibers can significantly increase the beam bearing capacity and ductility. The latter determines visible deflection and prior warning of impending collapse, which is not possible in plain concrete beams (without transverse reinforcement). The size effect issue is substantially limited and it is observed that, with a fairly tough FRC composite, it is possible to completely eliminate this detrimental effect.

1 INTRODUZIONE

La prima versione pubblicata del Codice Modello 2010, ufficialmente presentata durante il congresso *fib* tenutosi nel giugno 2010 a Washington D.C. [1,2], costituisce senza dubbio una importante svolta per quel che concerne le prescrizioni normative relative al taglio e al punzonamento in strutture in calcestruzzo armato.

Il progetto e la verifica a taglio possono infatti ricondursi a quattro diversi approcci, legati ad altrettanti livelli di approssimazione, in cui è possibile riconoscere l'influenza esercitata da modelli analitici ben noti nel panorama internazionale quali la Teoria dei Campi Complessi Modificata (Modified Compression Field Theory, MCFT [3]) ed il traliccio ad inclinazione variabile.

Ai quattro approcci differenti corrispondono, dal minore al maggiore, livelli di affidabilità e raffinatezza superiori ma, al contempo, procedure di calcolo più sofisticate e complicate.

Una struttura comune lega comunque i primi tre livelli (il quarto fa riferimento ad analisi ad elementi finiti in campo non-lineare), per i quali è necessaria la determinazione di due parametri fondamentali, l'angolo di inclinazione del puntone compresso θ e il coefficiente che tiene in conto del contributo del calcestruzzo k_v (più spesso indicato in letteratura con β).

Il primo e terzo livello di progettazione determinano tali due parametri in base alla MCFT, mentre il secondo si basa sui teoremi della plasticità opportunamente adattati (la scelta dell'angolo θ è infatti limitata dal valore della deformazione longitudinale ϵ_x del lembo teso). Il primo livello assume l'angolo $\theta=36^\circ$, mentre il terzo lo determina in maniera analitica adottando il metodo proposto nella versione attuale della MCFT ($\theta=29^\circ+7000\epsilon_x$).

Il 15 e 16 ottobre 2010, l'Università degli Studi di Brescia ha organizzato un workshop internazionale sulla tematica del taglio e del punzonamento (Recent Developments on Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements [4]), che ha costituito un'importante opportunità di discussione sul nuovo codice modello e sui più recenti sviluppi della ricerca a riguardo. Sono state inoltre analizzate le implicazioni che questo documento porterà nel mondo della progettazione, sia nelle strutture in calcestruzzo ordinario, che in quelle in calcestruzzo armato fibrorinforzato (Fiber Reinforced Concrete, FRC), materiale ampiamente documentato e riconosciuto dal Model Code 2010.

Il comportamento di travi in calcestruzzo armato soggette a sollecitazioni taglianti continua ad essere materia di vivace dibattito all'interno della comunità scientifica.

Molti sono infatti i parametri che influenzano la resistenza a taglio di un elemento in calcestruzzo armato privo di

rinforzo trasversale: la snellezza a taglio, la dimensione dell'elemento (più noto come effetto scala), la presenza o meno di azione assiale (trazione o compressione), la percentuale di armatura longitudinale tesa, la resistenza a compressione del calcestruzzo, le condizioni di carico, le dimensioni degli aggregati, la forma della sezione trasversale e la distribuzione dell'armatura longitudinale all'interno della sezione. Inserire l'influenza di tutti questi parametri in una formulazione che sia applicabile nella progettazione è pertanto alquanto complicato.

L'aggiunta di fibre di acciaio alla matrice cementizia si è dimostrata efficace in termini di aumento di duttilità e resistenza in fase fessurata (definita nel seguito come tenacità) [5], in molteplici applicazioni strutturali e non, quali pavimentazioni industriali [6], pannelli di tamponamento [7] e piccoli elementi prefabbricati.

Molti contributi scientifici, pubblicati negli ultimi 25 anni, hanno sperimentalmente confermato l'efficacia delle fibre come rinforzo a taglio. Le fibre migliorano la capacità portante, la duttilità a taglio e possono sostituire, parzialmente o totalmente, l'armatura trasversale [8]. Questo permette di ridurre la congestione dell'armatura nelle sezioni critiche, in primis nodi trave-colonna nelle applicazioni sismiche. Il rinforzo fibroso può altresì ridurre il tempo e il costo di costruzione, soprattutto in aree in cui il costo del lavoro è significativo e in tutti i casi in cui la disposizione delle staffe è onerosa se non estremamente difficoltosa (si pensino a profili di sezione complessa nella prefabbricazione o a pannelli sottili), risultando spesso non rispettosa dei valori minimi di ricoprimento richiesti.

L'utilizzo delle fibre è inoltre altamente promettente nel campo della prefabbricazione leggera, in cui spesso gli elementi realizzati (canaline di scolo, bocche di lupo, tombini...) necessitano esclusivamente di armatura minima per il controllo della fessurazione e per garantire un livello minimo di capacità portante, duttilità e controllo della fessurazione nel caso di situazioni di carico anomale.

Numerosi studi hanno prodotto interessanti studi sperimentali sul taglio in travi in FRC [9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16], molti dei quali proponendo anche modelli analitici innovativi per il calcolo del taglio resistente. Tuttavia molti di questi studi, pur avendo rappresentato un importante passo per una migliore comprensione del fenomeno fisico, sono caratterizzati da campagne sperimentali molto limitate rispetto ai parametri fondamentali che governano la resistenza al taglio, quali ad esempio la classe del calcestruzzo, la geometria della fibra, il quantitativo e la composizione delle fibre, l'armatura longitudinale e trasversale. I modelli analitici sviluppati sono spesso basati sulla campagna sperimentale singola; infine, molti esperimenti sono relativi a travi con dimensione inferiore ai 500 mm.

La presente memoria presenta i risultati sperimentali di una serie di 9 prove a taglio eseguite su travi in calcestruzzo armato fibrorinforzato senza alcuna armatura trasversale. Sono state realizzate e testate nove travi in scala reale con luce di taglio pari a tre volte l'altezza utile, aventi diversa altezza (0.5 m, 1.0 m e 1.5 m) e contenenti una diversa quantità di fibre di acciaio (0, 50 o 75 kg/m³). Da tali test è stato possibile valutare e studiare l'influenza del rinforzo fibroso sull'effetto scala, sulla resistenza ultima a taglio, sul comportamento post-fessurativo, sulla duttilità dell'elemento strutturale e sull'evoluzione e propagazione del quadro fessurativo.

L'obiettivo principale di questa ed altre campagne sperimentali già pubblicate, consiste nel raffinare la comprensione dei meccanismi resistenti al taglio, al fine di proporre un adeguato modello analitico, che sia rappresentativo del fenomeno fisico e sia, per quanto possibile, generale e comprensivo della maggioranza dei fenomeni principali coinvolti. I primi passi verso questo traguardo sono documentati in Minelli [8], Minelli e Plizzari [17], nel recente documento CNR DT 204 [18] e, come già anticipato, nel first Draft del Model Code 2010 [1,2]

2 GEOMETRIA DEI PROVINI, PROPRIETÀ DEI MATERIALI E SET-UP

Al fine di indagare il comportamento a taglio e studiare il problema dell'effetto scala in elementi in calcestruzzo fibrorinforzato, sono state realizzate e testate nove travi in scala reale aventi luce di taglio pari a tre volte l'altezza utile della sezione. Le travi, senza alcuna armatura trasversale, sono state prodotte con tre differenti quantitativi di fibre (0, 50, 75 kg/m³) e per ciascun quantitativo sono state realizzate tre travi aventi differente altezza: 500 mm (H500), 1000 mm (H1000) e 1500 mm (H1500). Con le sigle "PC", "FRC50" e "FRC75" verranno indicate rispettivamente le travi in calcestruzzo bianco, con 50 e 75 kg/m³ di fibre.

Tutti gli elementi strutturali sono caratterizzati dall'avere una base della sezione trasversale pari a 250 mm e le armature longitudinali disposte con il loro baricentro a 60 mm dal lembo inferiore della sezione, in modo tale che le altezze utili (d) risultino rispettivamente 440, 940 e 1440 mm. In Figura 1 vengono riportate tutte le caratteristiche geometriche delle travi e della tipologia di prova (tra cui anche luce netta e luce di taglio a) con indicazione dell'armatura longitudinale.

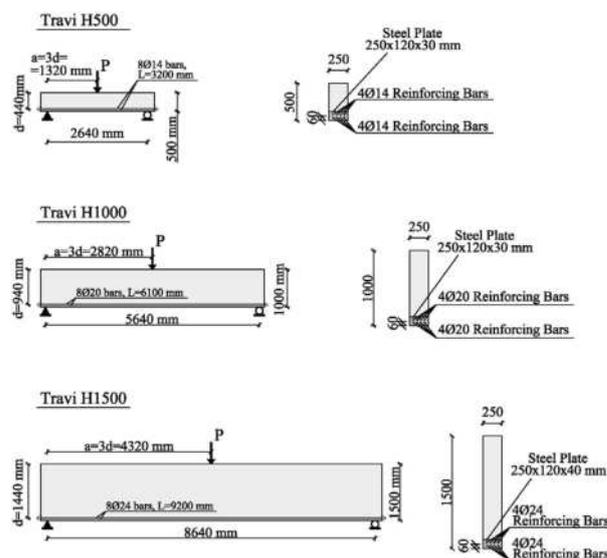


Figura 1: Caratteristiche geometriche delle travi e della tipologia di prova con dettaglio dell'armatura longitudinale e delle piastre d'ancoraggio.

Quest'ultima, per tutte le travi, è stata disposta in due layers ed in modo tale che la percentuale di armatura longitudinale fosse prossima all'1% (per le travi H500 8Ø14

con $f_{ym}=506$ MPa e $f_{im}=599$ MPa, da cui $\rho_s=1.12\%$; per le travi H1000 8 ϕ 20 con $f_{ym}=555$ MPa e $f_{im}=651$ MPa, da cui $\rho_s=1.07\%$; per le travi H1500 8 ϕ 24 con $f_{ym}=518$ MPa e $f_{im}=612$ MPa, da cui $\rho_s=1.01\%$). Per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali agli estremi delle travi sono state predisposte delle apposite piastre di acciaio, come mostrato in Figura 1. Le travi sono state realizzate in tre distinti momenti; in Tabella 1 è riportata la composizione del calcestruzzo che differisce, per ciascun getto, per il quantitativo di fibre e del superfluidificante. In Tabella 2 vengono riportate le principali caratteristiche fisico-meccaniche del calcestruzzo determinate sperimentalmente al momento della prova sui provini confezionati con lo stesso calcestruzzo utilizzato per le travi, tra cui la resistenza media cilindrica a compressione (f_{cm}), la resistenza media cilindrica a trazione (f_{ctm}), il modulo elastico (E_{cm}) e le resistenze residue a flessione (solo per i materiali fibrorinforzati), determinate in accordo alla norma EN 14651 [19] ($f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$).

Le fibre di acciaio utilizzate nella presente ricerca hanno una lunghezza di 50 mm, diametro 0.8 mm (50/0.8) e hanno le estremità uncinata. La scelta di questa tipologia di fibre, diverse dalle 50/1 utilizzate in precedenti prove presso l'Università degli Studi di Brescia, è dettata dal fatto che hanno un rapporto d'aspetto maggiore (62.5 contro 50) e, quindi, sono state considerate potenzialmente più performanti.

Tabella 1: Composizione del calcestruzzo.

Travi	PC	FRC50	FRC75
Cemento	CEM I 42.5R	CEM I 42.5R	CEM I 42.5R
Dosaggio cemento [kg/m ³]	410	410	410
Inerte fine 0/4	94	94	94
Inerte grosso 0/16	1718	1718	1718
Dim. max aggregato [mm]	16	16	16
Fibre [kg/m ³]	0	50	75
Fibre V_f (%)	0	0.64	1
Rapporto acqua-cemento	0.41	0.41	0.41
Superfluidificante [l/m ³]	4.1	4.8	5.7

Tabella 2: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Travi	PC	FRC50	FRC75
f_{cm} [MPa]	38.65	32.07	33.08
f_{ctm} [MPa]	2.98	2.43	2.46
E_{cm} [MPa]	33500	30800	32100
$f_{R,1}$ [MPa]	--	5.44	6.03
$f_{R,2}$ [MPa]	--	5.55	6.09
$f_{R,3}$ [MPa]	--	5.01	6.03
$f_{R,4}$ [MPa]	--	4.50	5.52

Per quanto riguarda le modalità di prova, al fine di monitorare con precisione il comportamento sperimentale anche nei rami instabili, in cui la capacità portante può diminuire, il sistema di carico deve permettere di mantenere un controllo sempre stabile. Un test eseguito in controllo di carico non permette, al contrario, di cogliere i rami discendenti. Per questa ragione nel presente lavoro è stato utilizzato un sistema di prova in controllo di spostamento per

mezzo di un martinetto elettromeccanico da 500 kN (con corsa da 300 mm) per le travi H500 e da 1500 kN (con corsa da 500 mm) per le travi H1000 e H1500, azionati da un motore elettrico la cui velocità è opportunamente regolabile dall'utente. Tutte le prove sono state condotte imponendo una velocità del pistone pari a 0.5 mm/min fino al raggiungimento del carico di prima fessurazione; successivamente è stata ridotta a 0.25 mm/min, ulteriormente diminuita in prossimità di situazione critiche, ovvero nella parte finale della prova.

Tutti i provini sono stati caricati con un sistema a tre punti di carico (con le luci di taglio riportate in Figura 1), come indicato in Figura 2, ed il carico applicato dal martinetto è stato misurato tramite un'apposita cella di carico. Sono inoltre stati previsti degli appositi elementi di controventatura laterale per gli elementi di grandi dimensioni, tali da impedire rotazioni fuori piano del provino.

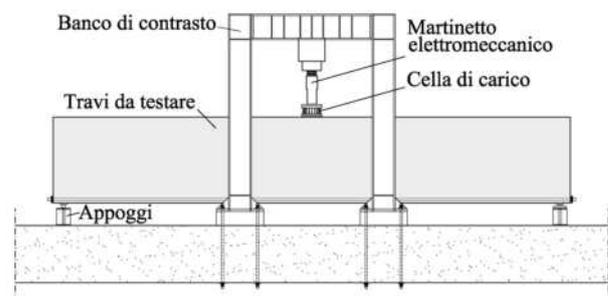


Figura 2: Schema del banco di prova a tre punti di carico utilizzato per tutti gli elementi testati.

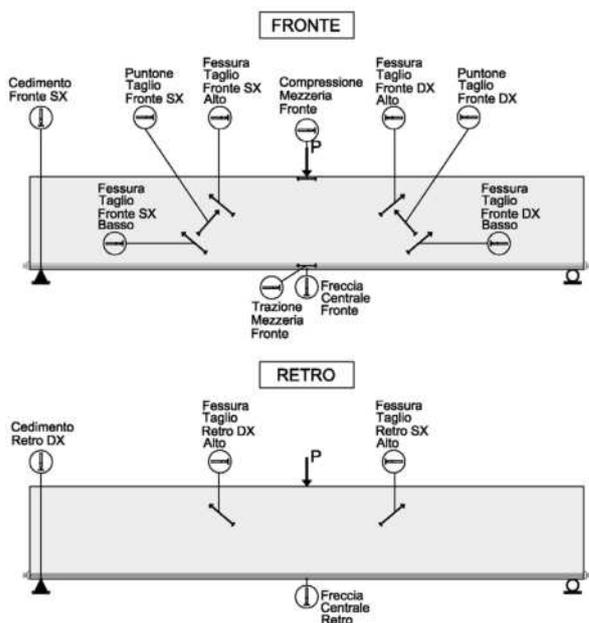


Figura 3: Schema di strumentazione delle travi per la misura delle frecce, dei cedimenti, delle aperture di fessura e dei puntoni di taglio.

La strumentazione, mostrata in Figura 3, ha previsto per tutti i provini l'utilizzo di trasduttori di spostamento induttivi (LVDT) per la misura degli spostamenti verticali della travi (in mezzeria sia sul fronte che sul retro, al lembo inferiore

delle travi) e dei cedimenti agli appoggi. Tutta la restante strumentazione delle travi è costituita da trasduttori di spostamento potenziometrici posizionati in modo tale da poter registrare l'apertura delle fessure di taglio, la deformazione dei puntoni di taglio compressi, l'apertura delle fessure per flessione e la deformazione del corrente compresso per flessione. L'inclinazione degli strumenti potenziometrici è stata scelta pari a 40° e 140° rispetto all'orizzontale, rispettivamente per la misura delle fessure di taglio e delle deformazioni di compressione dei puntoni. Inoltre, la posizione di tali strumenti è stata scelta considerando che la fessura critica di taglio, per i valori di a/d adottati, si forma ad una distanza circa pari all'altezza utile dell'elemento, sia dall'appoggio che dal punto di carico, in accordo con le sperimentazioni precedenti. Si sottolinea che nei provini aventi altezza pari a 500 mm, la fessura di taglio è stata monitorata, per motivi di spazio, tramite un unico strumento per luce di taglio (il layout di Figura 3 si riferisce ai provini H1000 e H1500).

3 SPERIMENTAZIONE E DISCUSSIONE

Tutte le prove sono state condotte applicando spostamenti monotonamente crescenti fino al raggiungimento del carico ultimo, dopo aver eseguito due cicli di assestamento, condotti in campo elastico.

I risultati sperimentali più rilevanti sono riportati in Tabella 3 che mostra la tipologia di collasso; il valore ultimo sperimentale del taglio (V_u) e della tensione di taglio (v_u) (che includono anche il peso proprio dell'elemento strutturale); il momento flettente ultimo calcolato in accordo al nuovo Model Code 2010 ($M_{u,fl}$) ed il rapporto di quest'ultimo con il momento flettente ultimo sperimentale (M_u); la freccia massima in mezzeria all'elemento (δ_u). Si sottolinea come, per gli elementi PC, il momento flettente ultimo è stato determinato in accordo all'EC2, ovvero con armatura snervata e stress-block per il calcestruzzo compresso.

Tabella 3: Principali risultati delle prove sperimentali.

Specimen	Type of failure	V_u [kN]	v_u [MPa]	$M_{u,fl}$ [kNm]	$M_u/M_{u,fl}$ [-]	δ_u [mm]
H500-PC	Shear	116	1.05	254	0.60	3.70
H500-FRC50	Flexure*	240	2.18	285	1.11	34.95
H500-FRC75	Flexure*	235	2.13	293	1.06	9.14
H1000-PC	Shear	188	0.80	1210	0.44	6.26
H1000-FRC50	Shear	272	1.16	1325	0.58	13.61
H1000-FRC75	Shear	351	1.49	1356	0.73	16.78
H1500-PC	Shear	211	0.59	2511	0.36	7.03
H1500-FRC50	Shear	484	1.34	2791	0.75	21.58
H1500-FRC75	Shear	554	1.54	2864	0.84	23.46

*Shear failure mode took place, but maximum flexure load was reached.

Per le travi fibrinforzate, invece, come già fatto osservare, è stato utilizzato l'approccio del nuovo Model Code

2010, che tiene conto del contributo benefico dato dalle fibre anche a flessione, assumendo una resistenza residua costante della porzione di calcestruzzo tesa pari a f_{FTu} , dove $f_{FTu} = f_{R3}/3$.

Tutti e nove le travi testate hanno evidenziato un collasso per taglio, anche se le travi fibrinforzate aventi altezza utile pari a 440 mm hanno raggiunto il carico ultimo flessionale, con un chiaro snervamento delle barre longitudinali e una significativa duttilità per la trave H500 FRC50.

E' possibile osservare in Tabella 3 come la presenza delle fibre abbia notevolmente incrementato la resistenza ultima degli elementi strutturali testati, avvicinando sempre più il rapporto $M_u/M_{u,fl}$ all'unità. Se, ad esempio, prendiamo in considerazione le travi H1500, possiamo affermare come l'introduzione di 50 kg/m³ di fibre di acciaio abbia più che raddoppiato la resistenza ultima a taglio dell'elemento rispetto alla trave in calcestruzzo bianco. Passando poi all'elemento con 75 kg/m³, si è registrato un ulteriore incremento delle resistenza ultima di circa il 10% rispetto alla trave H1500 FRC50. Quanto descritto per le travi H1500 si può osservare anche per gli elementi H500 e H1000.

In Figura 4, Figura 6 e Figura 8 vengono riportate le curve carico-freccia in mezzeria (con l'esclusione del peso proprio) relative rispettivamente alle travi H500, H1000 e H1500; come si può osservare da tali grafici, in tutti gli elementi fibrinforzati si è registrato un significativo incremento della rigidezza post-fessurativa, in quanto la presenza delle fibre riduce l'ampiezza delle fessure e ne consente la trasmissione di sforzi residui di trazione, sia che siano di flessione sia di taglio. Tale aspetto risulta molto importante nel comportamento in esercizio dell'elemento strutturale, in quanto ad una rigidezza maggiore corrisponde una minore deformazione (a parità di carico applicato).

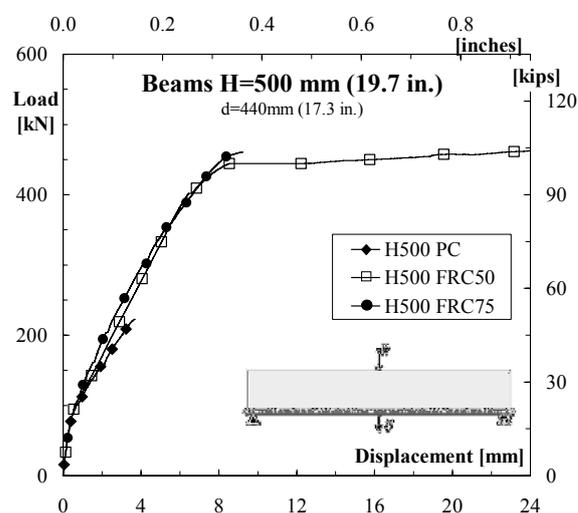


Figura 4: Curva carico-freccia in mezzeria per le travi H500.

Inoltre, l'aggiunta di fibre alla matrice cementizia ha consentito, per tutte le travi, una propagazione e sviluppo stabile delle fessure di taglio, che ha permesso agli elementi fibrinforzati di mostrare un comportamento maggiormente duttile, caratterizzato da una freccia massima in mezzeria due o tre volte maggiore rispetto a quella registrata per la corrispondente trave in calcestruzzo bianco. Lo sviluppo della

fessura critica di taglio si può osservare in Figura 5, in Figura 7 e in Figura 9, rispettivamente per tutte le travi H500, H1000 e H1500. Si noti che, per queste ultime due serie di travi, in Figura 7 e Figura 9 vengono riportate le letture degli strumenti disposti nella porzione superiore della trave (indicati in Figura 3). È facile osservare come, all'aumentare del quantitativo di fibre, migliori il controllo della fessura ed in particolare cresce notevolmente il carico in cui quest'ultima si sviluppa significativamente (si passa dai 204 kN per la trave H1000 PC, ai 456 e 482 kN delle travi H1000 FRC50 e H1000 FRC75). Tale aspetto si è chiaramente evidenziato anche nelle travi H1500 dove si è passati dai 320 kN per la trave H1000 PC, ai 570 e 890 kN delle travi H1000 FRC50 e H1000 FRC75. Altro aspetto significativo riguarda il valore ultimo della fessura critica di taglio, che negli elementi in calcestruzzo bianco raggiunge al massimo 0.25-0.5 mm, contro valori nettamente superiori di 1-3 mm registrati nelle travi in calcestruzzo fibrorinforzato.

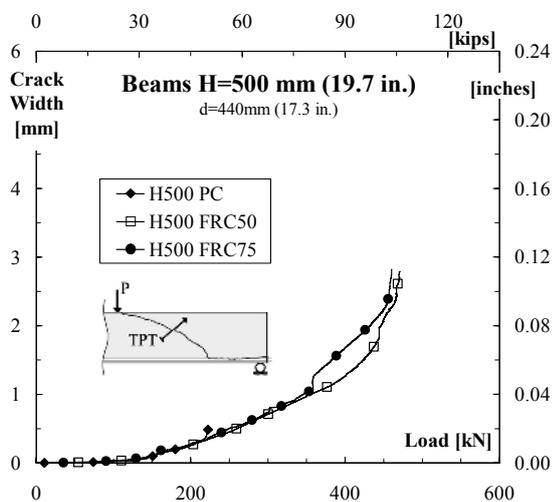


Figura 5: Curva carico-fessura critica di taglio per le travi H500.

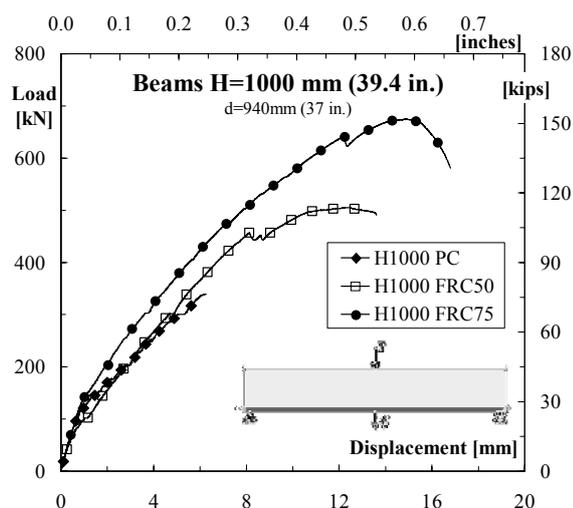


Figura 6: Curva carico-freccia in mezzeria per le travi H1000.

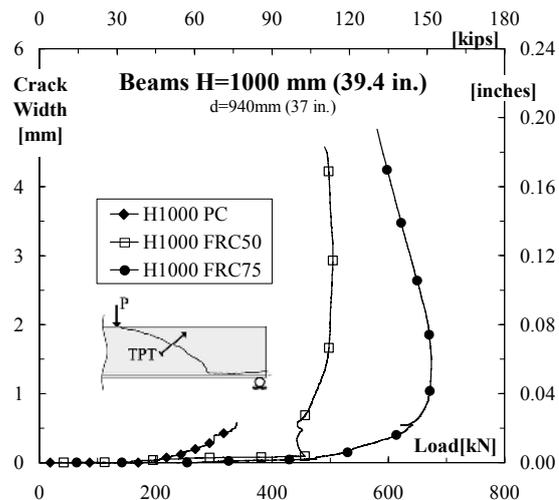


Figura 7: Curva carico-fessura critica di taglio per le travi H1000.

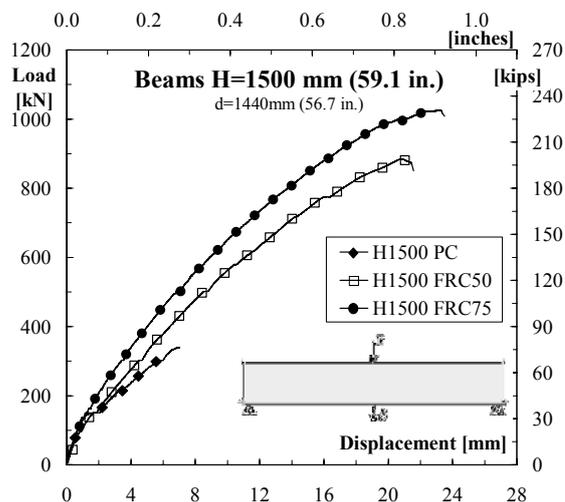


Figura 8: Curva carico-freccia in mezzeria per le travi H1500.

Per tutti gli elementi fibrorinforzati, inoltre, la nascita e lo sviluppo delle fessure di flessione e di taglio sono risultati simili. Successivamente allo sviluppo di fessure per flessione nella porzione centrale dell'elemento, si sono sviluppate numerose fessure di flessione-taglio (nelle luci di taglio), con inclinazione pressoché verticale al lembo inferiore e di 35-45° in corrispondenza dell'asse neutro. Al contrario, per gli elementi in calcestruzzo bianco, il collasso è avvenuto alla comparsa della prima fessura di taglio su uno dei due lati della trave. Tale aspetto si può osservare in Figura 10 e in Figura 11, dove sono stati riportati rispettivamente i quadri fessurativi finali delle travi con altezza utile pari a 940 mm (H1000) e 1440 mm (H1500), con indicazione dello sviluppo delle fessure ai vari livelli di carico. Da questi ultimi si evince nuovamente l'utilità delle fibre nel controllo e nello sviluppo stabile della fessurazione critica a taglio, che ha fatto in modo che si creasse un quadro fessurativo maggiormente omogeneo e distribuito negli elementi fibrorinforzati. La presenza delle fibre ha inoltre garantito la creazione di fessure a passo minore

ma con ampiezza ridotta rispetto agli analoghi elementi in solo calcestruzzo; l'introduzione di fibre nella matrice cementizia potrebbe quindi migliorare la durabilità dell'elemento.

Inoltre, è stato osservato come l'angolo di inclinazione della fessura critica di taglio, ϑ , diminuisca al crescere del quantitativo di fibre per tutte le serie di travi. Ad esempio, ϑ è risultato pari a 44° per la trave H1500 PC e rispettivamente pari a 41° e 38° per gli elementi H1500 FRC50 e H1500 FRC75. Si sottolinea come l'angolo di inclinazione della fessura critica sia stato calcolato nell'intorno dell'asse neutro della trave.

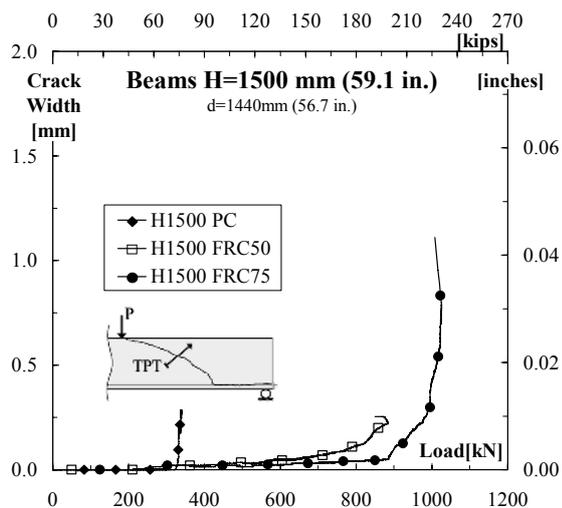


Figura 9: Curva carico-fessura critica di taglio per le travi H1500.

Da quanto descritto risulta evidente come, negli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato, dato il notevole numero di fessure di taglio che si creano, risulta difficile stabilire lungo quale di queste si sviluppi la fessura critica. Infatti, la capacità delle fibre di trasferire elevati sforzi tra le fessure e di stabilizzarle consente una sorta di redistribuzione degli sforzi su successive fessure stabili. Tale meccanismo si può osservare in Figura 12, dove per la trave H1500 FRC50 è indicato il quadro fessurativo finale dell'intero elemento con indicazione numerica della progressiva formazione delle fessure di taglio. In tale elemento è stato possibile osservare sei importanti fessure di taglio mentre il collasso è avvenuto lungo l'ultima fessura apparsa. Negli elementi fibrorinforzati, infatti, dopo la formazione della prima fessura di taglio le fibre consentono la formazione di altre fessure di taglio su entrambi i lati della trave e sempre di più spostate verso gli appoggi. Questo aspetto consente una maggiore duttilità all'elemento strutturale e quindi garantisce preavviso del collasso, grazie al fatto che le prime fessure hanno capacità di continuare a svilupparsi in maniera stabile.

Un'ulteriore caratteristica osservata negli elementi in FRC, dovuta sempre alla capacità delle fibre di garantire una propagazione molto stabile delle fessure (rispetto allo stesso elemento in PC), è la maggiore capacità di trasferire sforzi attraverso i puntoni di taglio, grazie alla resistenza residua a compressione del calcestruzzo fibrorinforzato. A parità di carico, in una trave in FRC si ha un quadro fessurativo con fessure a passo minore ma di minor ampiezza rispetto alla stessa trave in PC; si riduce pertanto l'effetto negativo del

compression softening. In questa situazione il puntone di taglio dovrebbe quindi risultare maggiormente efficiente. In futuro sarà comunque necessario approfondire questo aspetto, anche con delle specifiche indagini sperimentali.

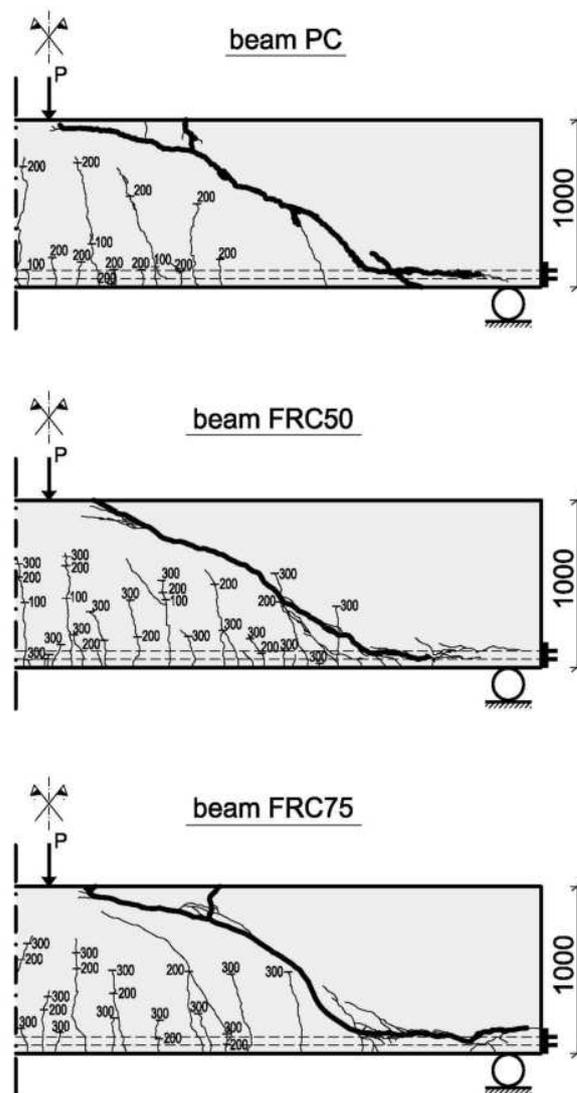


Figura 10: Quadri fessurativi delle travi H1000 con indicazione delle fessure ai vari livelli di carico (in kN).

Al fine di valutare il fenomeno dell'effetto scala in elementi in calcestruzzo fibrorinforzato senza alcuna armatura trasversale, in Figura 13 e in Figura 14 vengono rispettivamente rappresentati v_u (tensione ultima di taglio valutata sperimentalmente) e $v_u/v_{u,fl}$ (rapporto tra la tensione ultima di taglio valutata sperimentalmente e la tensione di taglio a cui corrisponde il collasso flessionale) in funzione dell'altezza utile dell'elemento d . Si noti nuovamente come le travi H500 in FRC abbiano raggiunto la loro capacità ultima flessionale anche se il collasso è avvenuto per taglio. Da tali grafici si può osservare come, all'aumentare dell'altezza utile dell'elemento, diminuisca la resistenza a taglio dello stesso,

con un'eccezione per gli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato. Infatti, sia per le travi H1000 che per quelle H1500 in FRC, si è registrata un'inversione di tendenza, dovuta probabilmente alla capacità delle fibre di favorire la fessurazione a taglio multipla che consente all'elemento strutturale di modificare il meccanismo resistente a taglio

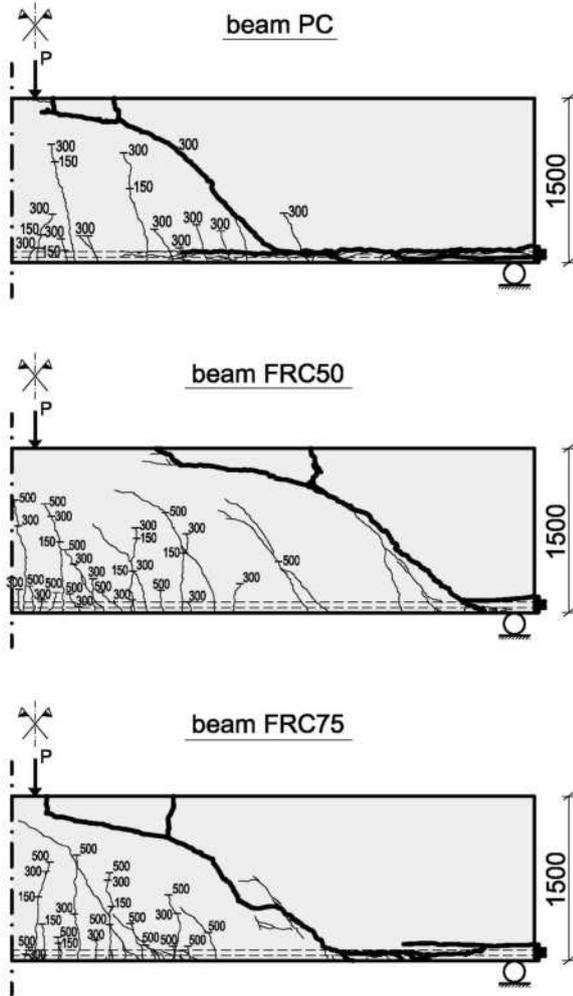


Figura 11: Quadri fessurativi delle travi H1500 con indicazione delle fessure ai vari livelli di carico (in kN).

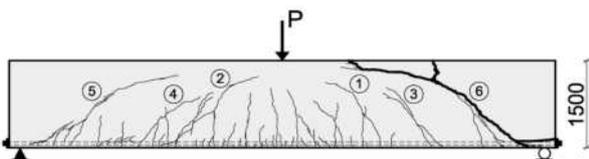


Figura 12: Quadro fessurativo finale della trave H1500 FRC50, con indicazione della progressiva formazione delle fessure di taglio.

In conclusione, possiamo affermare che in travi in calcestruzzo armato senza alcuna armatura trasversale le fibre di acciaio riducono significativamente il problema dell'effetto scala. In Figura 14 si può anche osservare come, al crescere

del quantitativo di fibre (che comporta un incremento di f_{R3}), si riduca sempre più il problema dell'effetto dimensionale.

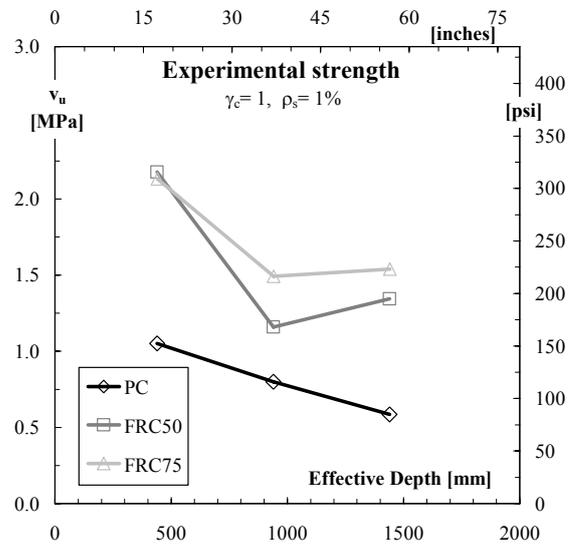


Figura 13: Andamento della tensione ultima di taglio per gli elementi PC, FRC50 e FRC75 al variare dell'altezza utile dell'elemento.

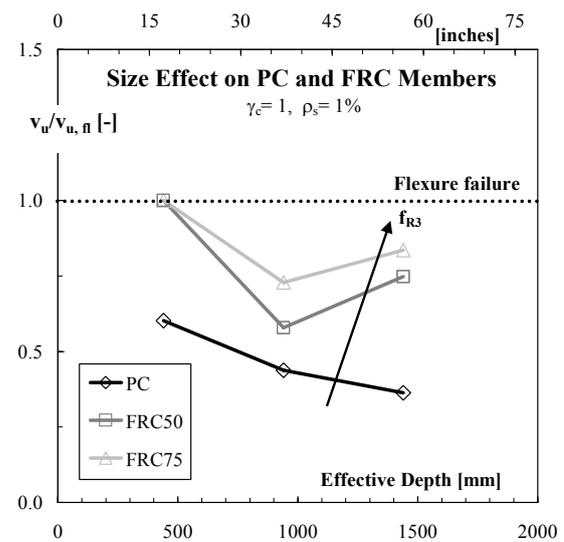


Figura 14: Andamento dell'effetto scala per elementi PC e FRC in funzione del contenuto di fibre.

4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro è stato illustrato lo studio del comportamento a taglio di travi alte in calcestruzzo armato fibrorinforzato senza alcuna armatura trasversale, ponendo particolare attenzione al problema dell'effetto scala in elementi strutturali contenenti come unico rinforzo a taglio fibre di acciaio. In particolare, sono state eseguite nove prove sperimentali di taglio su travi in scala reale aventi altezza pari a 500, 1000, 1500 mm, luce di taglio pari a tre volte l'altezza utile e diversa quantità di fibre di acciaio (0, 50, 75 kg/m³).

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, è possibile concludere che:

- tutti gli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato mostrano un comportamento più duttile rispetto ai corrispondenti elementi in calcestruzzo bianco, con la creazione di un quadro fessurativo finale maggiormente omogeneo e distribuito su entrambe le luci di taglio;

- in travi in calcestruzzo armato senza alcuna armatura trasversale le fibre di acciaio riducono significativamente il problema dell'effetto scala: all'aumentare del quantitativo di fibre tale fenomeno si riduce; inoltre le fessure di taglio risultano più controllate e stabilizzate per carichi crescenti ed il carico ultimo si avvicina maggiormente al carico ultimo flessionale;

- le fibre consentono l'instaurarsi di una fessurazione multipla a taglio stabile, determinando lo sviluppo di un meccanismo resistente a taglio più duttile;

- la presenza di fibre di acciaio migliora il comportamento in esercizio e la durabilità dell'elemento strutturale, in quanto ne incrementa la rigidità post-fessurativa, con la formazione di fessure a passo minore ma con ampiezza più ridotta.

5 RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano le società Calcestruzzi S.p.A. dell'Italcementi Group e la ALFA Acciai s.p.a. di Brescia per aver fornito i materiali per la sperimentazione. Un ringraziamento particolare è rivolto al Prof. Pedro Serna dell'Universitat Politècnica de València, all'istituto ICITECH e al Ministerio de Ciencia e Innovación di Spagna per il progetto BIA2009-12722, agli studenti Carlo Vezzoli e Francesco Bianchi, ai tecnici Augusto Botturi, Domenico Caravaggi e Luca Martinelli, per il prezioso supporto nella discussione, realizzazione, esecuzione ed elaborazione dei dati delle prove.

BIBLIOGRAFIA

- [1] fib Bulletin 55, Model Code 2010 – First complete draft, Volume 1 (chapters 1-6), 318 pages, 2010, ISBN 978-2-88394-95-6.
- [2] fib Bulletin 56, Model Code 2010 – First complete draft, Volume 2 (chapters 7-10), 312 pages, 2010, ISBN 978-2-88394-096-3.
- [3] Vecchio, F.J. and Collins, M.P., 1986, "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Journal*, 83(2) pp. 219-231.
- [4] fib Bulletin 57: Shear and punching shear in RC and FRC elements (Workshop 15-16 October 2010, Salò, Italy), edited by Minelli Fausto and Giovanni Plizzari, ISSN 1562-3610, ISBN 978-2-88394-097-0.
- [5] J. Walraven. (1999) - The evolution of Concrete, *Structural concrete*, 1, 3-11.
- [6] A. Meda, G.A. Plizzari. (2004) - New Design Approach for Steel Fiber-Reinforced Concrete Slabs-on-Ground Based on Fracture Mechanics, *ACI Structural Journal*, 3, 101, 298-303.
- [7] Cominoli L., Failla C., Manzoni M., Plizzari G.A., Riva P. (2006) - Precast panels in Steel Fibre Reinforced Concrete, *Proceedings of The Second Fib Congress*,

Naples, Italy, 5-8 June 2006, abstract on page 448-449, full length paper available on accompanied CD.

- [8] Minelli, F., "Plain and Fiber Reinforced Concrete Beams under Shear Loading: Structural Behavior and Design Aspects", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Brescia, February 2005, pp. 422.
- [9] Imam, M., Vandewalle, L., Mortelmans, F., and Van Gemert, D., "Shear Domain of Fibre-Reinforced High-Strength Concrete Beams", *Elsevier Engineering Structures Journal*, V. 19, No. 9, 1997, pp. 738-747.
- [10] Casanova, P., Rossi, P., and Schaller, I., "Can Steel Fibers Replace Transverse Reinforcement in Reinforced Concrete Beams?", *ACI Material Journal*, V. 94, No. 5, 1997, pp. 341-354.
- [11] Khuntia, M., Stojadinovic, B., and Goel, S., "Shear Strength of Normal and High-Strength Fibre Reinforced Concrete Beams without Stirrups", *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 2, 1999, pp. 282-289.
- [12] Swamy, R.N., Jones, R., and Chiam, A., "Influence of Steel Fibres on the Shear Resistance of Lightweight Concrete T-Beams", *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 1, 1993, pp. 103-114.
- [13] Lim, D.H., and Oh, B.H., "Experimental and Theoretical Investigation on the Shear of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams", *Elsevier Engineering Structures*, V. 21, No. 10, 1999 pp. 937-944.
- [14] Gustafsson, J., and Noghabai, K., "Steel Fibres as Shear Reinforcement in High Strength Concrete Beams", Technical Report, Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, 1999, pp. 1-18.
- [15] Choi, K-K., Park, H-G., and Wight, J., "Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement", *ACI Structural Journal*, V. 104, No 1, 2007, pp. 12-22.
- [16] Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G.J., and Wight, J., "Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement", *ACI Structural Journal*, V. 107, No 5, 2010, pp. 597-606.
- [17] Minelli, F., and Plizzari, G.A., "Steel Fibers as Shear Reinforcement for Beams", *Proceedings of The Second Fib Congress*, Naples, Italy, 5-8 June 2006, abstract on page 282-283, full length paper available on accompanied CD, 2006, pp.12.
- [18] CNR DT 204/2006., "Guidelines for the Design, Construction and Production Control of Fibre Reinforced Concrete Structures", National Research Council of Italy, 2006, pp. 59.
- [19] EN 14651-5: Precast Concrete Products – Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength, Europ. Standard, 2005, pp.20.

VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO ELASTICO DI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON AGGREGATI RICICLATI

Valeria Corinaldesi¹, Giacomo Moriconi²

1 Ricercatrice, Dip.to di Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche - Ancona

2 Professore Ordinario, Dip.to di Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche

SOMMARIO

Questo lavoro presenta una sperimentazione condotta al fine di studiare le proprietà meccaniche ed elastiche di calcestruzzi contenenti aggregato di riciclo. I calcestruzzi con aggregati riciclati sono stati preparati impiegando alternativamente due differenti frazioni di aggregato riciclato (un pietrisco ed un pietrischetto) entrambi costituiti da calcestruzzo proveniente da un impianto di riciclaggio in cui le macerie di calcestruzzo vengono opportunamente selezionate e trattate. Sono state effettuate prove di compressione dopo 28 giorni di stagionatura ed inoltre sono stati valutati il modulo elastico ed il ritiro igrometrico dei calcestruzzi contenenti aggregati in calcestruzzo riciclato. I risultati ottenuti mostrano come sia possibile realizzare calcestruzzi strutturali appartenenti ad una classe di resistenza fino a C32/40 impiegando il 30% di aggregato di riciclo al posto di aggregato ordinario. Inoltre, è stata individuata una correlazione tra modulo elastico e resistenza a compressione del calcestruzzo con aggregato riciclato confrontandola con quelle riportate in letteratura. Infine, sulla base dei risultati di ritiro igrometrico ottenuti si è notato come grazie all'impiego dell'aggregato di riciclo, in particolare il pietrischetto, le deformazioni da ritiro siano minori soprattutto per brevi tempi di stagionatura.

SUMMARY

In this paper an investigation of mechanical behaviour and elastic properties of recycled-aggregate concretes is presented. These concretes were prepared by alternatively using two different (coarse and finer coarse) recycled aggregate fractions both made of recycled concrete coming from a recycling plant in which rubble from demolition is selected and suitably treated. Compression tests were carried out after 28 days of wet curing. In addition, concrete elastic modulus and drying shrinkage were evaluated. Results obtained showed that structural concrete up to C32/40 strength class can be manufactured by replacing 30% natural aggregate with recycled-concrete aggregate. Moreover, a correlation between elastic modulus and compressive strength of recycled-aggregate concrete was found and compared to those reported in the literature. Finally, on the basis of drying shrinkage results, particularly if finer coarse recycled-concrete aggregate is added to the mixture, lower strains due to shrinkage could be detected especially for earlier curing time.

1. INTRODUZIONE

Il tema del riciclaggio delle macerie da demolizione è di evidente attualità ed il loro reimpiego dopo opportuno trattamento come aggregati per la produzione di nuovo calcestruzzo è probabilmente la modalità di riutilizzo più auspicabile dal punto di vista della valorizzazione del rifiuto e della riduzione di impatto ambientale. Sulla scia di un' aumentata sensibilità verso il problema, a livello legislativo anche nel nostro paese sono stati fatti di recente notevoli passi avanti con le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 [1] che prevedono la possibilità di impiego di aggregati grossi in calcestruzzo riciclato ad un dosaggio massimo del 30% sull'inerte totale per il confezionamento di calcestruzzi strutturali, appartenenti ad una classe di resistenza massima pari a C 30/37. La legislazione è tuttavia ancora carente

nell'offrire ai progettisti indicazioni fondamentali circa il comportamento deformativo di tali calcestruzzi sotto l'effetto di una sollecitazione meccanica o ambientale. La mancanza di strumenti progettuali affidabili per la predizione del comportamento in esercizio del calcestruzzo con aggregato di riciclo è probabilmente il motivo che più sta penalizzando la diffusione di tale tecnologia.

Numerosi studi sperimentali hanno tuttavia dimostrato la fattibilità dell'impiego di calcestruzzo riciclato come aggregato grosso per calcestruzzi strutturali [2-9]. In particolare, in questo lavoro ci si è posti l'obiettivo di indagare il comportamento deformativo di calcestruzzi preparati con aggregato grosso in calcestruzzo riciclato dosato al 30% in volume dell'inerte totale. Gli aspetti innovativi della sperimentazione condotta possono essere così riassunti:

- l'aggregato riciclato impiegato nel lavoro proviene da un impianto di riciclaggio reale;
- è stato studiato l'effetto della pezzatura dell'aggregato di riciclo sulle prestazioni dei calcestruzzi confrontando due frazioni ottenute dallo stesso impianto ma con diversa apertura dei vagli;
- il confronto in termini di comportamento elastico tra calcestruzzo con aggregato ordinario e calcestruzzo con aggregati di riciclo è stato condotto anche a parità di classe di resistenza (per esempio C 30/37) anziché solo a pari rapporto acqua/cemento.

2. MATERIALI

Per tutte le miscele è stato impiegato un cemento tipo CEM II/A-L 42.5 R secondo EN-197/1 [10]. La finezza del cemento misurata con metodo Blaine è risultata pari a 0,42 m²/g ed il suo peso specifico relativo pari a 3,05.

Per preparare una serie di miscele di riferimento sono stati opportunamente combinati una sabbia quarzosa (0-5 mm), un pietrischetto (6-12 mm) ed un pietrisco (11-22 mm) da frantumazione di roccia naturale. Quindi sono state impiegate in alternativa due frazioni di aggregato riciclato: una con granulometria paragonabile al pietrischetto (6-12 mm) ed una più grossolana con granulometria paragonabile al pietrisco (11-22 mm). Entrambe le frazioni di aggregato riciclato provenivano da un impianto di riciclaggio reale in cui le macerie di calcestruzzo demolito vengono opportunamente selezionate dopo un controllo di qualità in ingresso (per evitare la contaminazione con sostanze pericolose tipo amianto o gesso) e quindi macinate, separate da acciaio e materiali leggeri, e vagliate. La loro composizione è costituita al 100% da calcestruzzo ma la classe di resistenza del calcestruzzo originale non è nota ed è probabilmente variabile con la fonte di calcestruzzo demolito. Le principali proprietà fisiche delle frazioni di aggregato, valutate secondo la norma UNI EN 1097-6 [11], sono riportate in Tabella 1 e la loro distribuzione granulometrica, valutata secondo la norma EN 933-1 [12], è riportata in Figura 1.

Tabella 1 - Principali proprietà fisiche delle frazioni di aggregato

Frazioni di aggregato	Sabbia	Pietrischetto	Pietrisco	Pietrischetto riciclato	Pietrisco riciclato
Massa volumica relativa (SSA)	2.54	2.56	2.57	2.40	2.42
Assorbimento d'acqua, %	3.5	3.0	3.0	8.8	6.8

Il contenuto di cloruri, solfati e materiale organico nelle frazioni di calcestruzzo riciclato è stato valutato seguendo le procedure raccomandate dalla norma UNI EN 1744-1 (parti 7, 11, 12, 14 e 15) [13] e la presenza di eventuale materiale reattivo agli alcali secondo il metodo raccomandato dalla norma UNI EN 8520-22 [14]. Non è stata rilevata la presenza di sostanze organiche o reattive agli alcali; per quanto riguarda i contenuti di cloruri e solfati essi sono ben al di sotto dei limiti previsti, rispettivamente 0.04 % e 0.15 % (in peso).

Infine è stato impiegato un polimero acrilico carbossilico in soluzione acquosa al 30% di sostanza secca con funzione di additivo riduttore d'acqua.

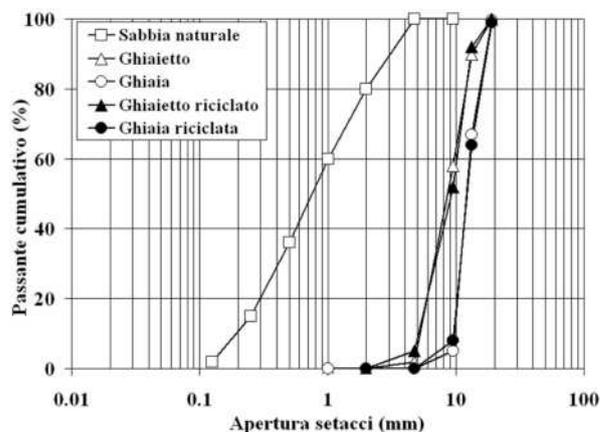


Figura 1 - Distribuzione granulometrica delle frazioni di aggregato

3. PROPORZIONAMENTO DELLE MISCELE DI CALCESTRUZZO

Le ricette relative alle miscele di calcestruzzo di riferimento (RIF) preparate con il 100% di aggregato ordinario, alle miscele contenenti il 30% di pietrischetto riciclato in completa sostituzione del pietrischetto naturale (FR) e alle miscele contenenti il 30% di pietrisco riciclato in completa sostituzione del pietrisco naturale (GR) sono riportate nelle Tabelle 2, 3 e 4.

Tabella 2 - Proporzionamento delle miscele dei calcestruzzi con il 100% di aggregato naturale

Miscela	RIF-0.40	RIF-0.45	RIF-0.50	RIF-0.55	RIF-0.60
Acqua/cemento	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
Acqua, kg	140	153	165	176	186
Cemento, kg	350	340	330	320	310
Sabbia, kg (% in volume)	732 (40)	723 (40)	715 (40)	708 (40)	702 (40)
Pietrischetto, kg (% in volume)	553 (30)	547 (30)	541 (30)	535 (30)	531 (30)
Pietrisco, kg (% in volume)	556 (30)	549 (30)	543 (30)	537 (30)	533 (30)
Superfluidificante, % in peso sul cemento	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4

Le frazioni di aggregato riciclato sono state aggiunte alle miscele di calcestruzzo dopo pre-saturazione con acqua, in condizioni molto prossime a quelle definite come aggregato saturo a superficie asciutta (SSA).

Sono stati adottati 5 diversi rapporti acqua/cemento: 0,40, 0,45, 0,50, 0,55 e 0,60 per ottenere un totale di 15 miscele differenti.

Tutte le miscele hanno mostrato allo stato fresco lo stesso livello di lavorabilità (consistenza superfluida, classe S5 con valori di slump compresi tra 190 e 200 mm), valutata secondo la norma UNI EN 12350-2 [15].

Tabella 3 - Proporzionamento delle miscele dei calcestruzzi con il 30% di pietrischetto riciclato

Miscela	FR-0.40	FR-0.45	FR-0.50	FR-0.55	FR-0.60
Acqua/cemento	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
Acqua, kg	140	153	165	176	186
Cemento, kg	350	340	330	320	310
Sabbia, kg (% in volume)	732 (40)	723 (40)	715 (40)	708 (40)	702 (40)
Pietrischetto riciclato, kg (% in volume)	519 (30)	512 (30)	507 (30)	502 (30)	497 (30)
Pietrisco, kg (% in volume)	556 (30)	549 (30)	543 (30)	537 (30)	533 (30)
Superfluidificante, % in peso sul cemento	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4

Tabella 4 - Proporzionamento delle miscele dei calcestruzzi con il 30% di pietrisco riciclato

Miscela	GR-0.40	GR-0.45	GR-0.50	GR-0.55	GR-0.60
Acqua/cemento	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
Acqua, kg	140	153	165	176	186
Cemento, kg	350	340	330	320	310
Sabbia, kg (% in volume)	732 (40)	723 (40)	715 (40)	708 (40)	702 (40)
Pietrischetto, kg (% in volume)	553 (30)	547 (30)	541 (30)	535 (30)	531 (30)
Pietrisco riciclato, kg (% in volume)	523 (30)	517 (30)	511 (30)	506 (30)	501 (30)
Superfluidificante, % in peso sul cemento	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4

Al fine di ottimizzare la distribuzione granulometrica delle particelle solide nel calcestruzzo, le frazioni di aggregato sono state opportunamente combinate secondo la distribuzione granulometrica ottimale suggerita da Bolomey [16], ottenendo percentuali in volume pari a 40%, 30% e 30% per sabbia, pietrischetto e pietrisco rispettivamente.

È stato sempre aggiunto un additivo superfluidificante a base acrilica ma a dosaggi diversi, a partire da 0,4% fino a 1,2% in peso sul cemento, per ottenere un dosaggio di cemento sempre inferiore a 350 kg/m³, gradualmente decrescente all'aumentare del rapporto acqua/cemento.

4. PREPARAZIONE E STAGIONATURA DEI CAMPIONI

Per ogni miscela sono stati confezionati 15 provini cubici di lato 100 mm per le prove di compressione, secondo le modalità descritte dalla norma UNI EN 12390-1 [17] e stagionati in condizioni umide a 20°C.

Inoltre, sono stati preparati 3 provini prismatici (100 per 100 per 500 mm) per ogni miscela di calcestruzzo in accordo con la norma UNI 6555 [18]. Dopo un giorno di stagionatura umida tali provini sono stati mantenuti a temperatura (20 ± 2 °C) e umidità relativa (50 ± 2 %) costanti per tutto il tempo di misurazione del ritiro igrometrico.

Infine per ogni miscela di calcestruzzo sono stati preparati tre provini cilindrici, alti 250 mm con diametro di 100 mm, per

valutare il modulo elastico statico in compressione secondo le modalità previste dalla norma UNI 6556 [19].

5. RISULTATI E DISCUSSIONE

5.1 Prove di compressione

La resistenza a compressione su provini cubici è stata valutata dopo 28 giorni di stagionatura umida secondo le modalità descritte dalla norma UNI EN 12390-3 [20]. I valori medi ottenuti dalle prove eseguite su 15 provini, così come la deviazione standard dei risultati, sono riportati in Tabella 5.

Tabella 5 – Resistenza a compressione e modulo elastico dopo 28 giorni.

Miscela	Resistenza a compressione (MPa)		Modulo elastico (GPa)
	Valore medio	Deviazione standard	Valore medio
RIF-0.40	58.6	3.4	37.3
RIF-0.45	56.1	2.5	36.9
RIF-0.50	51.2	3.1	35.6
RIF-0.55	47.1	2.6	-
RIF-0.60	43.9	1.3	33.9
FR-0.40	43.3	1.7	28.6
FR-0.45	39.6	2.8	28.6
FR-0.50	38.1	1.9	27.2
FR-0.55	34.5	3.9	26.7
FR-0.60	31.6	1.8	26.4
GR-0.40	46.1	3.2	32.7
GR-0.45	45.8	2.9	33.3
GR-0.50	39.9	3.7	27.7
GR-0.55	36.3	2.7	24.0
GR-0.60	34.7	1.6	22.9

Sulla base dei risultati riportati in Tabella 5, la resistenza a compressione dopo 28 giorni di stagionatura risulta mediamente più bassa del 27% quando viene impiegato pietrischetto riciclato e del 20% con pietrisco riciclato. Il motivo risiede nelle differenti proprietà fisiche delle due frazioni (vedi Tabella 1), nonostante che siano prodotte dallo stesso impianto. Una possibile spiegazione può essere la differente distribuzione delle particelle provenienti dai calcestruzzi demoliti di classe di resistenza maggiore che, essendo meno friabili, tendono ad essere presenti in percentuali maggiori nelle pezzature più grosse di aggregato riciclato anziché in quelle più fini.

Per quanto concerne i valori delle deviazioni standard, essi appaiono praticamente indipendenti dal tipo di aggregato impiegato, mostrando in questo modo come la stessa omogeneità delle miscele di calcestruzzo può essere ottenuta impiegando aggregato riciclato anziché naturale.

Nonostante la penalizzazione del valore di resistenza a compressione ottenuto impiegando calcestruzzo riciclato rispetto alle miscele di riferimento confezionate con lo stesso rapporto acqua/cemento (vedi Figura 2), qualsiasi sia la pezzatura di aggregato riciclato impiegato, si è visto come sia possibile confezionare calcestruzzi strutturali appartenenti alle classi C 30/37 e C 32/40 purché il rapporto acqua/cemento venga mantenuto al di sotto di 0,50 e 0,40 rispettivamente.

5.2 Valutazione del modulo elastico statico

Il modulo elastico statico è stato valutato mediante prove di compressione su provini cilindrici secondo le modalità previste dalla norma UNI 6556 [19]. I valori medi ottenuti dopo 28 giorni di stagionatura umida sono riportati in Tabella 5 e rappresentati graficamente in Figura 3 in funzione della resistenza a compressione dopo 28 giorni di stagionatura.

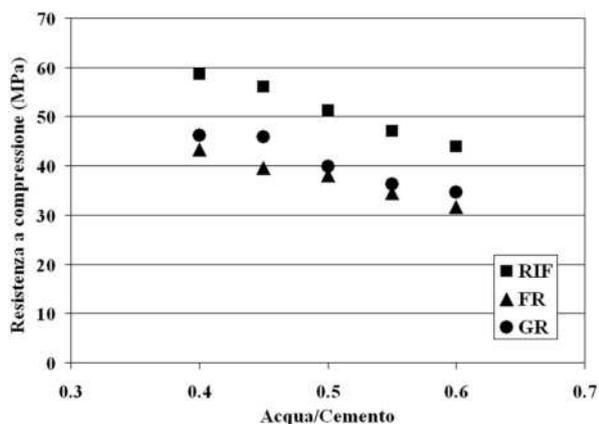


Figura 2 – Resistenze a compressione dopo 28 giorni in funzione del tipo di aggregato e del rapporto acqua/cemento

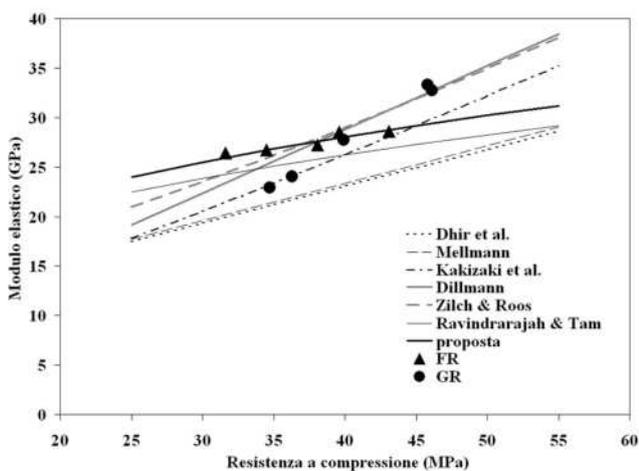


Figura 3 – Modulo elastico in funzione della resistenza a compressione dopo 28 giorni

In letteratura è possibile trovare varie correlazioni messe a punto da vari autori tra modulo elastico del calcestruzzo (E_c , MPa) e resistenza cubica a compressione (f_{cu} , MPa) per i calcestruzzi con aggregato riciclato. Alcune di esse sono riportate nelle Equazioni (1)-(6).

Ravindrarajah e Tam [21]:

$$E_c = 7770 \times f_{cu}^{0.33} \quad (1)$$

Kakizaki e altri [22]:

$$E_c = 1.9 \times 10^5 \times \left(\frac{\rho}{2300}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{f_{cu}}{2000}} \quad (2)$$

Dillmann [23]:

$$E_c = 634.43 \times f_{cu} + 3057.6 \quad (3)$$

Dhir e altri [24]:

$$E_c = 370 \times f_{cu} + 13100 \quad (4)$$

Mellmann [25]:

$$E_c = 378 \times f_{cu} + 8242 \quad (5)$$

Zilch e Roos [26]:

$$E_c = 9100 \times (f_{cu} + 8)^{1/3} \times \left(\frac{\rho}{2400}\right)^2 \quad (6)$$

Le Equazioni (1)-(6) sono rappresentate graficamente in Figura 3. Si può notare come vi sia un elevato grado di disomogeneità nei risultati ottenuti dai vari autori. I motivi di tali discrepanze risiedono nel fatto che ciascuno degli autori ha proposto la sua equazione che meglio rappresentava i risultati sperimentali da lui stesso ottenuti.

In Figura 3 è riportata una ulteriore equazione (indicata come 'proposta'):

$$E_c = 18800 \times \sqrt[3]{\frac{0.83 \times f_{cu}}{10}} \quad (7)$$

Questa equazione è stata ottenuta modificando la formula per calcolare il modulo elastico statico del calcestruzzo ordinario riportata nella normativa italiana [1], in cui il coefficiente cambia da 22000 a 18800 per interpolare meglio i dati relativi alle miscele di calcestruzzo con il 30% di pietrischetto riciclato. In pratica ciò significa che per uno stesso livello di resistenza a compressione, si ottiene un modulo elastico inferiore del 15% sostituendo il 30% di ghiaietto naturale con ghiaietto riciclato.

Invece, quando si impiega pietrisco riciclato il modulo elastico sembrerebbe dipendere in modo più sensibile dalle variazioni di resistenza a compressione e si potrebbe proporre la seguente formula, ottenuta adattando opportunamente l'equazione (3) messa a punto da Dillmann:

$$E_c = 909 \times f_{cu} + 8738 \quad (8)$$

5.3 Prove di ritiro igrometrico

Il ritiro igrometrico è stato valutato seguendo le indicazioni della norma UNI 6555 [18]. I risultati ottenuti per un tempo di esposizione di 180 giorni sono riportati in Tabella 6.

Tabella 6 – Misure di ritiro igrometrico (mm/m)

Miscela	Giorni di esposizione a U.R. del 50%, temperatura di 20°C				
	7	30	60	90	180
RIF-0.40	0.09	0.26	0.34	0.40	0.44
RIF-0.45	0.11	0.30	0.37	0.40	0.48
RIF-0.50	0.19	0.27	0.43	0.45	0.50
RIF-0.55	0.18	0.33	0.47	0.49	0.64
RIF-0.60	0.24	0.34	0.48	0.58	0.70
FR-0.40	0.05	0.26	0.40	0.50	0.54
FR-0.45	0.06	0.28	0.42	0.47	0.54
FR-0.50	0.05	0.27	0.41	0.50	0.52
FR-0.55	0.10	0.24	0.45	0.51	0.58
FR-0.60	0.19	0.44	0.63	0.68	0.73
GR-0.40	0.11	0.31	0.50	0.50	0.58
GR-0.45	0.12	0.32	0.43	0.47	0.60
GR-0.50	0.14	0.38	0.54	0.54	0.58
GR-0.55	0.17	0.26	0.38	0.43	0.63
GR-0.60	0.18	0.40	0.62	0.66	0.68

Paragonando i valori di deformazione da ritiro igrometrico dopo 180 giorni per calcestruzzi appartenenti alla stessa classe di resistenza (C 32/40, vedi Figura 4) si può notare come, usando il 30% di aggregato riciclato anziché naturale, le deformazioni da ritiro risultino ridotte del 23% e del 14% impiegando rispettivamente il pietrischetto ed il pietrisco riciclato.

Inoltre, quando viene impiegato il pietrischetto riciclato, sono stati misurati valori di ritiro particolarmente bassi per brevi stagionature (7 giorni), mostrando la presenza di un certo effetto di curing interno dovuto all'impiego di particelle di aggregato poroso pre-saturato con acqua [27].

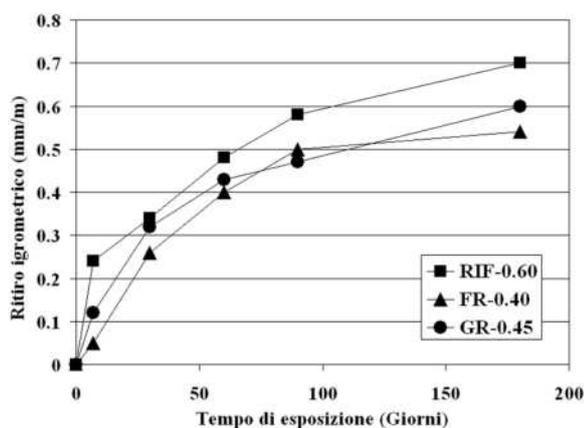


Figura 4 – Ritiro igrometrico dei calcestruzzi di classe di resistenza C 32/40

6. CONCLUSIONI

I risultati sperimentali ottenuti mostrano come sia possibile realizzare calcestruzzi strutturali con classe di resistenza fino a C 32/40 sostituendo il 30% di aggregato naturale con calcestruzzo riciclato.

Inoltre, è stata individuata una correlazione tra modulo elastico e resistenza a compressione per il calcestruzzo con il 30% di pietrischetto riciclato che evidenzia come in genere il modulo elastico del calcestruzzo riciclato sia più basso del 15% rispetto a quello del calcestruzzo ordinario appartenente alla stessa classe di resistenza.

Infine, sulla base dei risultati ottenuti, sembrerebbe che, particolarmente quando viene impiegato pietrischetto riciclato, vengano misurate deformazioni da ritiro igrometrico inferiori a parità di classe di resistenza del calcestruzzo, particolarmente per brevi stagionature. Quest'ultimo aspetto, se si considera anche il minor modulo elastico del calcestruzzo con aggregati riciclati, fa prevedere per quest'ultimo una minore tendenza alla fessurazione per ritiro igrometrico rispetto al calcestruzzo ordinario di pari classe di resistenza.

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] NTC 2008, Norme Tecniche per le costruzioni, D.M. 14/01/2008.
- [2] RILEM Recommendation. 121-DRG guidance for demolition and reuse of concrete and masonry. Specifications for concrete with recycled aggregates. Mater. Struct. 27 (1994) 557–559.
- [3] ACI Committee 555. Removal and reuse of hardened concrete. ACI Mater. J. 99(3) (2002) 300–325.
- [4] K., Rahal, Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate, Build. Env. 42 (2007) 407–415.
- [5] M.C., Limbachiya, E., Marrocchino, A., Koulouris, Chemical–mineralogical characterisation of coarse recycled concrete aggregate, Waste Man. 27 (2007) 201–208.
- [6] V.W.Y., Tam, K., Wang, C.M., Tam, Assessing relationships among properties of demolished concrete, recycled aggregate and recycled aggregate concrete using regression analysis, J. Hazard. Mater. 152 (2008) 703–714.
- [7] A.K., Padmini, K., Ramamurthy, M.S., Mathews, Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete, Construct. Build. Mater. 23 (2009) 829–836.
- [8] S.W., Tabsh, A.S., Abdelfatah, Influence of recycled concrete aggregates on strength properties of concrete, Construct. Build. Mater. 23 (2009) 1163–1167.
- [9] M.L., Berndt, Properties of sustainable concrete containing fly ash, slag and recycled concrete aggregate, Construct. Build. Mater. 23 (2009) 2606–2613.
- [10] EN 197-1. Cement – Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements, 2000.
- [11] EN 1097-6. Tests for mechanical and physical properties of aggregates – Determination of particle density and water absorption, 2000.
- [12] EN 933-1. Tests for geometrical properties of aggregates - Determination of particle size distribution – Sieving method, 1997.
- [13] UNI EN 1744-1. Tests for chemical properties of aggregates – Chemical analysis, 1999.
- [14] UNI 8520-22. Aggregati per confezione di calcestruzzi - Determinazione della potenziale reattività degli aggregati in presenza di alcali (Aggregates for concretes – Determination of potential alkali reactivity), 2002.
- [15] EN 12350-2. Testing fresh concrete – Slump test, 1999.
- [16] Bolomey, J., Revue Matèr. Constr. Trav. Publ., Edition C, 1947.
- [17] EN 12390-1. Testing hardened concrete. Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds, 2000.
- [18] UNI 6555. Concrete made with aggregate maximum size 30 mm. Hydraulic Shrinkage Determination, 1973.
- [19] UNI 6556. Tests of concretes - Determination of static modulus of elasticity in compression, 1976.
- [20] EN 12390-3. Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens, 2003.
- [21] R.S., Ravindrarajah, C.T., Tam, Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate. Mag. Concr. Res. 37(130) (1985) 29–38.
- [22] M., Kakizaki, M., Harada, T., Soshiroda, S., Kubota, T., Ikeda, Y., Kasai, Strength and elastic modulus of recycled aggregate concrete. Proc.s of the 2nd Int. RILEM Symp. on Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, Tokyo, Japan, 1988, pp.565–574.
- [23] R., Dillmann, Concrete with recycled concrete aggregate. Proc. of Int. Symp. on Sustainable Construction: Use of Recycled Concrete Aggregate, Dundee, Scotland, 1998, pp.239–253.
- [24] R.K., Dhir, M.C., Limbachiya, T. Leelawat, Suitability of recycled aggregate for use in BS 5328 designated

mixes. Proc.s of the Institution of Civil Engineers 134 (1999) 257–274.

- [25] G., Mellmann, Processed concrete rubble for the reuse as aggregate, Proc. of the Int. Seminar on Exploiting Waste in Concrete, Dundee, Scotland, 1999, pp.171–178.
- [26] K., Zilch, F., Roos, An equation to estimate the modulus of elasticity of concrete with recycled aggregates. Civil Eng. 76(4) (2001) 187–191. (only available in German)
- [27] V., Corinaldesi, G., Moriconi, Recycling of wastes from building demolition in low-shrinkage concretes, Waste Man., 30(4) (2010) 655-659.

SUL CONTROLLO DELLA CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO

Barbara De Nicolò¹, Daniel Meloni¹, Giovanna Concu¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica Università di Cagliari

SOMMARIO

Le Linee Guida sul Calcestruzzo Preconfezionato sulla movimentazione con autobetoniera richiedono che “il calcestruzzo dovrà essere messo in opera entro 2 h dal momento in cui è stata introdotta l’acqua nella miscela. Tipo e quantità di ogni eventuale aggiunta di acqua e/o additivi che dovesse essere effettuata in fase preliminare alla consegna, ..., deve essere prevista in produzione, non alterare le prestazioni prescritte ed essere registrata sul documento di trasporto. Non sono ammesse aggiunte di acqua o additivi alla consegna”. In questo lavoro è presentata una vasta sperimentazione tesa al progetto di miscele in grado di garantire, senza alcuna aggiunta di acqua o additivi, il mantenimento della lavorabilità S3 o S4 per due ore ed in caso negativo quali accorgimenti adottare.

SUMMARY

The Ready-mixed Concrete Guidelines, dealing with its transport by truck concrete mixer require that “the concrete shall be cast within 2 hours from the introduction of water in the mixture. Type and quantity of any water and/or additive addition provided before the delivery, ..., must be contemplated during the production, must not modify the prescribed performances and recorded in the transport documentation. No water or additive addition are allowed at the delivery”. In this paper a large experimental program is presented dealing with a mix design capable of ensuring S3 and S4 slump test for two hours without any water or additive addition, and if not what remedy to undertake.

1. INTRODUZIONE

Per garantire la durabilità e la Vita Utile delle strutture riveste fondamentale importanza la progettazione, la movimentazione e la messa in opera del calcestruzzo strutturale. Sulla base delle indicazioni delle varie Linee Guida sul Calcestruzzo, delle NTC e relativa C.M. [1],[2],[3],[4],[5], è oggi possibile ottenere una costanza delle prestazioni del calcestruzzo allo stato fresco, dal momento del suo confezionamento alla consegna in cantiere. In questo scenario è stata avviata una vasta sperimentazione, in collaborazione con una Azienda di calcestruzzo preconfezionato, con l’obiettivo di progettare un mix design tale da garantire le consistenze S3 o la S4 senza aggiunte di acqua o additivi, per la durata massima di 2 ore del trasporto dalla centrale di betonaggio al cantiere. I risultati ottenuti da una prima fase della sperimentazione, relativa a calcestruzzi con $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ sono riportati in un altro lavoro a stampa [6]. Nella seconda fase della sperimentazione, anche sulla base delle difficoltà incontrate e dell’esperienza acquisita nella prima parte della sperimentazione, sono state confezionate 41 ricette, (25 con cenere provenienti da Porto Torres e 16 con cenere provenienti da Porto Vesme) nelle quali il rapporto a/c effettivo ha valori compresi tra $0,55 \div 0,6$. Sono stati usati tre additivi superfluidificanti diversi, due tipi di cenere volanti, reperibili in Sardegna, il cemento è un CEM II/ A-LL 42,5 R.. Si

è valutata la lavorabilità con la misura dello slump (cono di Abrams) ogni $\frac{1}{4}$ d’ora nell’arco delle 2 ore.

Sono state eseguite prove di compressione a 28 giorni per la maggior parte delle miscele per verificare i requisiti di accettazione rispetto alla resistenza caratteristica $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$.

2. LA SPERIMENTAZIONE

2.1 Materiali

Gli aggregati [7],[8],[9],[10],[11], nell’impianto di betonaggio sono accumulati in mucchi a cielo aperto, suddivisi per diametro, sono naturali ed ottenuti per frantumazione: da cava.

In particolare da cava di arenaria: sabbia fine (S1) $d/D=0/8$, e sabbia grossa (S2) $d/D=, 0/8$; da cava di andesite: risone (G1) $d/D= 6/10$, graniglia (G2) $d/D= 10/20$ e mezzanello (G3) $d/D= 16/32$.

Nelle Tabelle 1 e 2 sono riportate, rispettivamente, la percentuale di utilizzo tipo, la massa volumica a superficie asciutta, l’assorbimento d’acqua e la curva granulometrica di ciascun aggregato utilizzato.

Il cemento utilizzato è il CEM II/ A-LL 42,5 R, cemento Portland a rapido indurimento [12].

Nella sperimentazione è stata utilizzata esclusivamente acqua potabile [13].

Tabella 1 - Percentuale di utilizzo tipo, massa volumica a superficie asciutta, assorbimento d'acqua di ciascun aggregato

	% Utilizzo	MV _{sa}	%WA
S1	27,6	2,57	0,69
S2	21,6	2,58	1,37
G1	12,1	2,65	1,35
G2	20,7	2,64	0,97
G3	17,9	2,64	1,34

Tabella 2 - Analisi granulometrica di ciascun aggregato

f	S1	S2	G1	G2	G3
31,5					
25					2
20				4,6	65,3
16				22,9	29,25
12,5				24,7	3,3
10			0,6	18,8	
8		0,3	10,15	19,8	
6,3		1,3	22,65	4,76	
4		12,3	45,25	2,68	
2		30,7	18,57	0,7	0,15
1	15,5	21,08	1,88	0,6	
0,5	35,8	15,2		0,1	
0,25	27,13	11,14	0,3	0,1	
0,125	15,09	6,6	0,15	0,1	
0,063	4,88	0,98	0,3	0,1	
PASS.	1,6	0,4	0,15	0,06	
TOT =	100	100	100	100	100
MF =	2,39	3,96	5,84	7,14	8,26

Sono stati utilizzati tre additivi [14] superfluidificanti con la funzione di mantenere la lavorabilità del composto, usati particolarmente negli impianti di confezionamento dei calcestruzzi: il AdCT, acrilico, intervallo di dosaggio raccomandato compreso fra 0,30% e 1,50% sul peso del cemento, l'AdAF, organico, percentuale di utilizzo compreso fra 0,50% e 2,00% sul peso del cemento, l'AdGS acrilico, percentuale di utilizzo varia tra 0,8 e 1,4 litri per 100 kg di legante.

Le aggiunte [15] utilizzate nelle ricette consistono in ceneri volanti di diversa provenienza con caratteristiche chimiche differenti: ceneri, provenienti dallo stabilimento EON di Porto Torres (denominate in seguito nelle figure, tabelle e testo CenPT) con un residuo in combusto pari allo 4% ($k=0,2$) per cui nel calcolo della ricetta possono rientrare nel rapporto a/c, ceneri provenienti dagli stabilimenti di Porto Vesme, (denominate in seguito nelle figure, tabelle e testo CenPV) con un residuo in combusto che varia dallo 10 % allo 20% per cui non possono essere incluse nel rapporto a/c.

2.2 Metodologia di prova

Per ogni ricetta sono stati utilizzati 50 l di impasto, miscelato meccanicamente tramite betoniera, effettuando preventivamente la pesatura dei materiali, il calcolo dell'umidità delle sabbie e delle ghiaie, la scelta dell'acqua, degli additivi e delle aggiunte da utilizzare.

La betoniera, così come prescritto [5], è rimasta costantemente in movimento per tutta la durata della sperimentazione per ogni ricetta. Sono immessi in betoniera nell'ordine: gli aggregati (in condizione di saturo a superficie

asciutta) grossi e fini, il cemento, le ceneri; dopo una prima miscelazione l'acqua (momento 0 per il conteggio delle due ore della consegna) e l'additivo (in % della quantità di cenere e cemento utilizzati).

Nelle prime prove la quantità iniziale d'acqua è prevista dalla ricetta base, mentre in seguito sarà funzione del comportamento del calcestruzzo durante la sperimentazione per ciascuna serie di prove.

Le variabili della sperimentazione sono: tipo di ceneri (2), tipo di additivo (3), quantità d'acqua (da 174 a 195 litri). Nell'esecuzione delle prove si è proceduto tenendo fisso uno dei suddetti parametri e variando di volta in volta gli altri due in tipo e quantità.

Si è eseguita la misura dell'abbassamento al cono di Abrams [16], [17] ogni 15 minuti dal momento in cui si è aggiunta l'acqua all'impasto sino al raggiungimento di un periodo di 2 ore. Il tempo zero della prova è la misura dello slump a 5 minuti dall'aggiunta dell'acqua di impasto.

Durante la sperimentazione è stata misurata ed annotata la temperatura dell'ambiente e del calcestruzzo.

Se la misura dello slump ogni quarto d'ora rispetta le attese si prosegue sino alle 2 ore. In caso contrario si eseguono correzioni della quantità d'acqua o di additivo per ottenere la consistenza voluta e si prosegue con le misurazioni successive. Ogni prova è stata documentata con tutte le indicazioni e variazioni intercorse durante la sperimentazione [6].

Indipendentemente dai risultati ottenuti nelle prove di slump si è proceduto alla preparazione dei provini cubici per la prova a compressione, determinante per verificare le prestazioni meccaniche del calcestruzzo [18], [19].

3. ANALISI DELLE PROVE CON CENERI DI PORTO TORRES

3.1 Prove per S4 con CenPT – AdCT

Le prime nove prove hanno avuto come obiettivo la messa a punto della ricetta per un calcestruzzo di consistenza S4, utilizzando come additivo l'AdCT e le ceneri CenPT. Per arrivare alla ricetta ottimale si è proceduto variando di volta in volta le quantità d'acqua e di additivo in relazione ai risultati prodotti dalle prove di slump delle ricette precedenti.

Come si evince dalla Tabella 3, ad esclusione delle prove N° 3 e N° 5, che presentano una perdita di lavorabilità più rapida rispetto alle altre prove, tutti gli slump delle altre ricette risultano essere abbastanza omogenei nell'arco delle due ore.

Tuttavia tra queste le prove N° 1, N° 2 e N° 4, non possono essere considerate valide ai nostri scopi, dal momento che risultano fuori dal range di consistenza S4 (slump compresi tra 160-210 mm).

Tali miscele si sono presentate dal primo momento eccessivamente fluide, producendo valori di slump molto alti che si sono mantenuti nel tempo. Questo dimostra che nonostante l'eccessiva fluidità, la miscela è omogenea, stabile, e con perdita di lavorabilità costante (accettabilissima per un calcestruzzo classe di consistenza S5).

Tra le restanti 4 prove (N° 6, N° 7, N° 8, N° 9) ritenute valide, per le quali non è stato effettuata alcuna aggiunta di acqua o additivo per tutte le 2 ore, la ricetta ottimale è quella relativa alla prova N° 9 (Fig.3). Infatti a parità di prestazione con le altre tre ricette necessita di una minore quantità di additivo e di acqua (Fig. 1, Fig. 2). Questo comporta un risparmio economico e migliori prestazioni meccaniche finali.

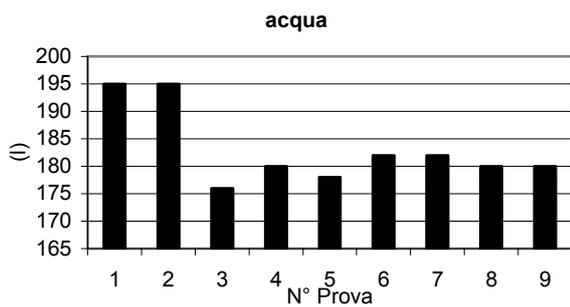


Figura 1 – Quantitativo d'acqua Prove da N° 1 a N° 9

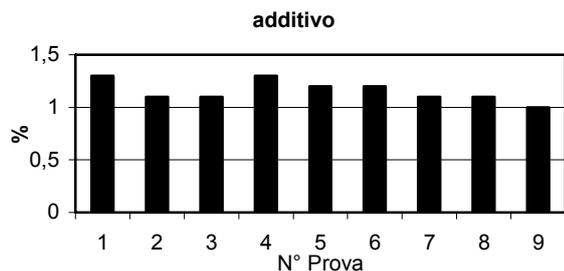


Figura 2 – Quantitativo d'additivo Prove da N° 1 a N° 9

Tabella 3 – Slump prove da N° 1 a N° 9 - CenPT – AdCT – S4

prova	Tempo (minuti)								
	5	15	30	45	60	75	90	105	120
1	240	240	230	230	230	220	220	220	220
2	230	230	230	220	220	220	220	220	210
3	170	170	150	120	90	120	100	70	0
4	230	230	230	230	220	220	220	220	220
5	180	170	150	180	180	160	110	70	0
6	210	210	210	200	200	180	180	180	170
7	210	210	200	200	190	190	190	180	170
8	210	210	200	200	190	180	170	170	170
9	210	210	200	190	180	180	160	160	160

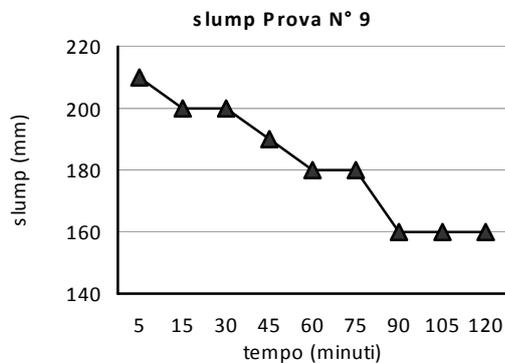


Figura 3 – Andamento slump Prova N° 9

3.2 Prove per S4 con CenPT – AdGS

Per le prove dalla N° 10 alla N° 15 sono state utilizzate le ceneri CenPT, usate per le prove da 1 a 9, e l'additivo AdGS per la ricerca di un calcestruzzo di consistenza S4.

Nella prova 10 è stata adottata la stessa ricetta N° 9 con la sola variante dell'additivo. I risultati (Tabella 4) mostrano che il calcestruzzo prodotto con l'AdGS ha lo slump iniziale prossimo a quello della prova N° 9, ma perde rapidamente lavorabilità, nonostante ai 60 minuti sia stato effettuato anche un ripristino con lo 0,1% di additivo. Nelle prove successive sono state aumentate la quantità di acqua (sino a 190 l) e di additivo (sino al 1,4%) senza però ottenere i risultati sperati. Ad un incremento dello slump iniziale non corrisponde il suo mantenimento nel tempo. Si è concluso quindi che l'AdGS non è utilizzabile, con il cemento impiegato, per il confezionamento di calcestruzzi rispondenti alle nostre attese.

Tabella 4 – Slump prove da N° 10 a N° 15 - CenPT – AdGS – S4

prova	Tempo (minuti)								
	5	15	30	45	60	75	90	105	120
10	180	160	150	130	90	110	100	80	0
11	210	190	160	130	110	80	100	80	0
12	240	220	190	160	120	160	130	90	70
13	260	230	220	200	170	150	130	100	90
14	260	250	250	220	180	150	120	120	100
15	270	260	260	240	210	190	160	130	110

3.3 Prove per S4 con CenPT – AdAF

Per le prove dalla N° 16 alla N° 20, per un calcestruzzo di consistenza S4 sono state utilizzate ceneri CenPT e additivo AdAF. È stata presa come base di partenza la prova N° 9. Visti il risultato negativo, per le prove successive sono stati incrementati i quantitativi d'acqua e di additivo.

Nel grafico (Fig. 4) si è messa in evidenza la prova N° 9 come termine di paragone. Si osserva che anche l'additivo AdAF non risponde alle attese della sperimentazione. Come nel caso precedente si è concluso quindi che l'additivo AdAF è inefficace, con il cemento utilizzato, per il confezionamento di un calcestruzzo di consistenza S4 in grado di mantenere la lavorabilità per due ore dal momento dell'immissione dell'acqua in betoniera, senza alcuna modifica della ricetta.

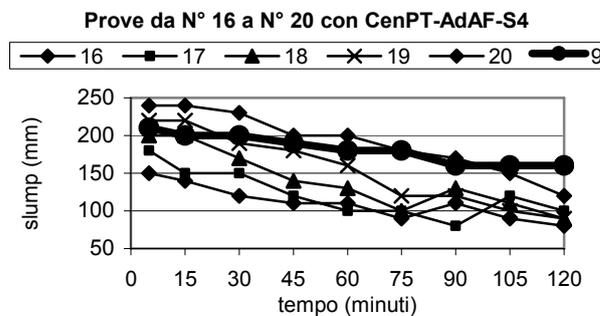


Figura 4 – Andamento slump Prove N° 9 e da N° 16 a N° 20

3.4 Prove per S3 con CenPT – AdCT

Le prove dalla N° 21 alla N° 25 sono volte ad ottenere la ricetta per un calcestruzzo di consistenza S3, utilizzando come additivo l'AdCT e le CenPT. Si è partiti dalle dosi utilizzate nella prova N° 9 modificando la quantità di acqua e di additivo.

Come mostrato nella Tabella 5 nel primo tentativo (prova N° 21) dopo soli 30 minuti la miscela ha avuto bisogno di un ripristino d'acqua pari a 10 l/m³, producendo una leggera ripresa della lavorabilità che nella successiva ora è completamente svanita. Dalla prova N° 22 alla N° 24 sono stati eseguiti vari tentativi di calibrazione del quantitativo d'acqua e additivo, sino ad arrivare al risultato atteso con la prova N° 25, che soddisfa i nostri intenti, senza necessità di intervenire per tutte le due ore con ripristini, Figura 5.

Tabella 5 - Slump delle prove da 21 a 25 CenPT – AdCT – S3

prova	Tempo (minuti)								
	5	15	30	45	60	75	90	105	120
	Slump (mm)								
21	140	120	90	130	110	80	0	0	0
22	170	140	110	110	90	130	110	80	60
23	210	210	210	190	190	190	180	170	170
24	190	180	160	160	160	130	130	130	130
25	160	140	140	130	130	120	110	100	100

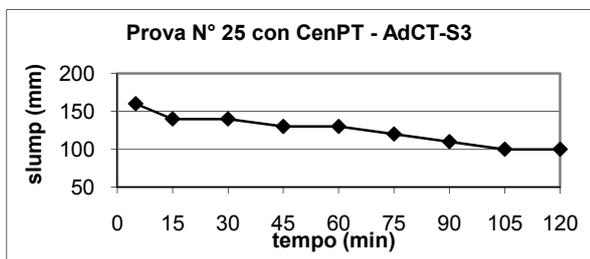


Figura 5 – Andamento slump Prova N° 25

4. PROVE INTERMEDIE CON CENERI DI PORTOVESME

La sperimentazione sin qui condotta ha portato alla messa a punto di due ricette per un calcestruzzo con classe di consistenza S3 e S4 con ceneri di Porto Torres. Le prove dal N° 26 al N° 29 costituiscono una fase preliminare per la ricerca delle ricette per le medesime classi di consistenza con l'utilizzo delle ceneri di Porto Vesme. L'esperienza maturata nelle precedenti prove ha dimostrato che il miglior additivo fra i tre utilizzati è il AdCT. Per avere una conferma di ciò sono state quindi eseguite delle prove, utilizzando la ricetta N° 9 (relativa all'S4 con le ceneri di Porto Torres e additivo AdCT), tenendo come parametri fissi la quantità d'acqua e di additivo e variando il tipo di additivo (AdCT, AdAF, AdGS) e le ceneri di Portovesme. Alla misura dello slump, eseguita con lo stesso metodo adottato in precedenza, nessuna ricetta soddisfa i requisiti richiesti, ma quella che presenta il miglior

comportamento è la N° 26, nella quale è stato utilizzato l'additivo AdCT.

Si decide quindi di proseguire la ricerca utilizzando solo l'additivo AdCT.

5. ANALISI DELLE PROVE CON CENERI DI PORTO VESME

5.1 Prove per S4 con CenPV – AdCT

Le prove dalla N° 30 alla N° 35 effettuate in laboratorio hanno prodotto la ricetta per un calcestruzzo di consistenza S4, utilizzando l'additivo AdCT e le ceneri di Porto Vesme. Per arrivare alla ricetta ottimale si è variata la quantità d'acqua e di additivo in relazione ai risultati prodotti dalle prove di slump (Fig. 6), (Fig.7).

I valori dello slump delle 6 prove sono rappresentati nella Tabella 6, la quale mostra che le prime tre prove si sono state rivelate non adeguate allo scopo preposto. Nella prova N° 33 si è deciso di aumentare la quantità di acqua iniziale, portandola a 190 litri, pur con la consapevolezza che avremmo ottenuto una consistenza superiore ad S4, ma utile come indicatore per la quantità d'acqua iniziale. Nelle prove successive modificando alternativamente acqua e additivo si è arrivati alla ricetta ottimale, rappresentata dalla ricetta N° 35. (Fig. 8). In tale prova si è ottenuto un calcestruzzo con classe di consistenza S4 la cui miscela, pur avendo inizialmente valori di slump inferiori rispetto a quelli ottenuti con le ceneri di Porto Torres, è comunque omogenea, stabile e con una perdita di lavorabilità che consente comunque di rimanere all'interno del range di consistenza S4. Questo risultato è in accordo con il fatto che le ceneri di Porto Vesme, con un residuo incombusto che varia dal 10% al 20%, sono di qualità inferiore rispetto a quelle di Porto Torres.

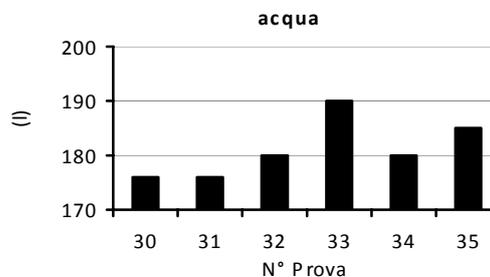


Figura 6 – Quantitativo d'acqua Prove da N° 30 a N° 35

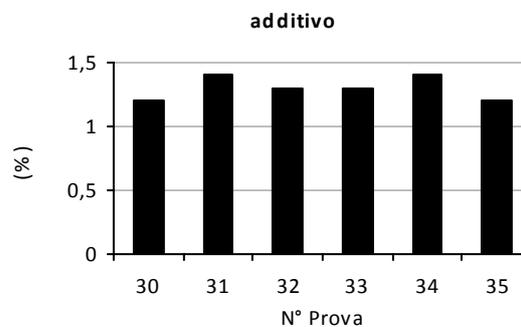


Figura 7 – Quantitativo di additivo Prove da N° 30 a N° 35

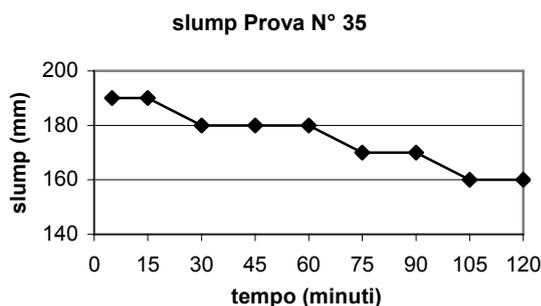


Figura 8 – Andamento slump Prova N° 35

Tabella 6 - Slump delle prove da N°30 a N°35 - CenPV – AdCT – S4

prova	Tempo (minuti)								
	5	15	30	45	60	75	90	105	120
30	150	130	110	80	50	20	0	0	0
31	180	160	130	90	60	30	100	0	0
32	190	170	140	110	100	90	80	0	0
33	220	220	220	200	200	200	200	190	180
34	190	170	170	160	140	120	110	90	80
35	190	190	180	180	180	170	170	160	160

5.2 Prove per S3 con CenPV – AdCT

Le prove dalla N° 37 alla N° 42 sono volte ad ottenere un calcestruzzo di consistenza S3, utilizzando come additivo il AdCT e le ceneri di Porto Vesme, la metodologia di prova è la stessa adottata per tutta la sperimentazione: variazioni successive della quantità d'acqua e di additivo.

Tabella 7 - Slump delle prove da N°37 a N°42 - CenPV – AdCT – S3

prova	Tempo (minuti)								
	5	15	30	45	60	75	90	105	120
37	120	100	60	40	0	0	0	0	0
38	160	130	130	100	70	50	0	0	0
39	180	170	150	110	80	70	40	0	0
40	230	220	200	200	190	190	180	180	180
41	160	160	140	140	120	120	90	110	110
42	170	170	150	150	130	110	100	120	120

Come si può osservare dalla Tabella 7 le prime tre prove (N° 37, N° 38 e N° 39) hanno offerto risultati assolutamente imprevisti: valori di slump iniziali molto bassi e perdita di lavorabilità rapida nell'arco della prima ora. Si è deciso, quindi, un drastico aumento della quantità d'acqua e di additivo (prova N° 40), ottenendo ottimi risultati. La miscela si presenta stabile, omogenea e con perdita di lavorabilità nella norma. Gli ottimi risultati della prova N° 40 hanno fatto sorgere dei dubbi sull'insolito comportamento delle prime 3 prove.

La prova n° 41 ripete come quantità di acqua e di additivo la prova N° 37 ed offre ottimi risultati.

Esclusa la possibilità che siano stati fatti errori di pesatura del materiale, l'unico parametro che differenzia le prime tre prove dalle altre, inizialmente sottovalutato, sono le ceneri, benché siano sempre ceneri di Porto Vesme. Infatti essendo queste ottenute da processi di combustione industriale, sono soggette a continue variazioni della loro composizione.

Allo scopo di perfezionare la ricetta N° 41 si è eseguita la N° 42, che ha dato ottimi risultati, sottolineando però che è stato necessario dopo 90 minuti un ripristino dello 0,1% di additivo.

6 CONCLUSIONI

In questo lavoro è presentata una sperimentazione tesa ad ottenere dei calcestruzzi R_{ck} 35 in grado di mantenere la lavorabilità S3 o S4 per due ore, come previsto dalle Norme in vigore in Italia. A tal fine sono state preparate 41 ricette, nelle quali sono stati testati 3 tipi di additivi e 2 tipi di ceneri volanti, reperibili in Sardegna. La metodologia adottata si basa sul miglioramento delle ricette step by step. A parità di tipo di additivo e cenere volante si è variata la quantità d'acqua e di additivo sino ad ottenere il risultato atteso.

L'impiego di ceneri volanti nel calcestruzzo, migliora la lavorabilità dell'impasto e ne favorisce il mantenimento nel tempo. La qualità delle ceneri utilizzate influisce sul risultato atteso. La sperimentazione ha mostrato infatti che fra le due ceneri utilizzate, quelle di Porto Torres, con un residuo in combusto pari allo 4%, hanno permesso di realizzare impasti più omogenei, stabili e con minor perdita di lavorabilità e di utilizzare nelle miscele quantità di acqua e di additivo inferiori rispetto a quelle di Porto Vesme.

Altro parametro determinante, è il tipo di additivo; nell'iter sperimentale si è infatti subito evidenziata la differenza di comportamento degli impasti di calcestruzzo a seconda dell'additivo impiegato, che risulta condizionato nella sua azione dalla interazione con il tipo di cemento utilizzato. Nello specifico le prove hanno evidenziato che un solo tipo di additivo, tra i tre utilizzati ha permesso di ottenere, sia con le ceneri di Porto Torres che con quelle di Porto Vesme, i risultati attesi.

Si è inoltre constatato che il buon successo delle prove è legato alla quantità di acqua iniziale. Anche l'additivo superfluidificante che ha offerto i risultati migliori non ha portato al successo della prova se la quantità di acqua iniziale era inferiore a 180 litri nelle miscele con ceneri di Porto Torres ed a 185 - 188 litri nelle miscele con le ceneri di Porto Vesme.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la UNICAL di Cagliari, per la disponibilità offerta durante lo svolgimento delle prove sperimentali.

Le prove di compressione su tutti i provini ottenuti dalle miscele testate hanno soddisfatto il requisito di R_c 35 N/mm².

BIBLIOGRAFIA

- [01] D.M. 14/01/08 (2008) - Nuove norme tecniche per le costruzioni
- [02] C. M. 02/02/09 n. 617 (2009) – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le"

costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

- [03] Linee guida sul calcestruzzo strutturale, Presidenza del Consiglio Superiore dei LL. PP., STC, (2006)
- [04] Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive. Consiglio Superiore dei LL. PP., STC, (2008)
- [05] Linee guida per la produzione, il trasporto ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato, Presidenza del Consiglio Superiore dei LL. PP., STC, (2003)
- [06] DE NICOLO, B., MELONI, D., MISTRETTA, F. (2010)- *Calcestruzzo Preconfezionato: Richiesta di Performance*. 18° Congresso CTE, Brescia, ISBN 9788890364761, Laser copy center, 365-372, Milano
- [07] UNI EN 12620 (2002) - Aggregati per calcestruzzo
- [08] UNI EN 932-1 (1998) - Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati. Metodi di campionamento
- [09] UNI EN 933-2 (1997) - Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Stacci di controllo, dimensioni nominali delle aperture
- [10] UNI EN 933-1 (1999) - Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Analisi granulometrica per stacciatura
- [11] UNI EN 1097-6 (2002) - Prove per la determinazione delle proprietà fisiche e meccaniche degli aggregati. Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento d'acqua
- [12] UNI ENV 197/1 (1992) - Cemento. Composizione, specificazione e criteri di conformità
- [13] UNI EN 1008 (2003) - Acqua d'impasto per il calcestruzzo. Specifiche di campionamento, di prova e di valutazione dell'idoneità dell'acqua, incluse le acque di ricupero di processo dell'industria del calcestruzzo, come acqua d'impasto del calcestruzzo
- [14] UNI EN 934-2 (2001) - Additivi per calcestruzzo. Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezione. Definizioni, requisiti, conformità, marcatura ed etichettatura
- [15] UNI EN 450 (2005) Ceneri volanti per calcestruzzo, Parte 1. Definizioni, specificazioni e criteri di conformità
- [16] UNI EN 12350-1 (2001) - Prova sul calcestruzzo fresco. Campionamento
- [17] UNI EN 12350-2 (2001) - Prova sul calcestruzzo fresco. Prova di abbassamento al cono
- [18] UNI EN 12390-2 (2002) - Prova sul calcestruzzo indurito. Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza
- [19] UNI EN 12390-3 (2003) - Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza alla compressione

SULL'IMPIEGO DI MATERIALI CEMENTIZI FIBRORINFORZATI AD ALTE PRESTAZIONI: DALL'ORIENTAMENTO DELLE FIBRE ALL'ORTOTROPIA DEL COMPORTAMENTO MECCANICO

Liberato Ferrara¹, Marco Faifer², Milot Muhaxheri¹, Sergio Toscani², Roberto Ottoboni²

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

2 Dipartimento di Ingegneria Elettrica, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Le applicazioni strutturali con materiali cementizi avanzati, quali i compositi cementizi fibrorinforzati ad elevate prestazioni (High Performance Fiber Reinforced Cementitious Materials HPFRCC) necessitano, oltre che di affidabili regole progettuali e metodologie di caratterizzazione sperimentale delle proprietà del materiale, anche di procedure di controllo di qualità egualmente efficaci. Rimane tuttora in discussione la possibilità di ottenere una dispersione uniforme delle fibre: in caso contrario le zone ad esempio prive di rinforzo fibroso si comporterebbero come difetti, innescando meccanismi di crisi strutturale non previsti in progetto e riducendo la capacità portante. In questi ultimi anni si è mostrato come sia possibile sfruttare le superiori prestazioni allo stato fresco dei suddetti materiali sia per ottenere una omogenea dispersione delle fibre ma anche per orientare le stesse lungo la direzione di flusso della miscela fluida durante il getto. L'orientamento delle fibre può così essere progettato in funzione della applicazione strutturale, facendo in modo, attraverso una adeguata progettazione tanto della prestazione allo stato fresco quanto del procedimento di getto, che esso venga a coincidere con la direzione delle tensioni principali di trazione nell'elemento strutturale in opera. La validità di quanto esposto è stata fino ad ora supportata principalmente mediante indagini di tipo distruttivo. Per sfruttare efficacemente quanto sopra detto nelle pratiche realizzazioni strutturali è necessario sia sviluppare tecniche di indagine non distruttive, che consentano di identificare le caratteristiche di dispersione ed orientamento delle fibre, sia correlarne i risultati con il comportamento meccanico del composito. In questo lavoro si è impiegato un metodo non distruttivo basato sulle proprietà magnetiche dei compositi fibrorinforzati per la misura delle caratteristiche di dispersione ed orientamento delle fibre in due lastre (1m x 0.5 m x 25 mm di spessore), realizzate con HPFRCC autocompattanti, con diversi contenuti di fibre e gettate in maniera tale da avere un orientamento preferenziale delle fibre. I risultati ottenuti mediante la metodologia non distruttiva in termini di concentrazione ed orientamento delle fibre nelle diverse zone della lastra, opportunamente convalidati mediante misure distruttive, sono stati quindi correlati al comportamento meccanico in trazione, misurato mediante una nuova metodologia sperimentale "per spacco a doppio incuneamento". I provini sono stati ottenuti per taglio dalla lastra nel rispetto dello schema utilizzato per le misure non distruttive in maniera tale che il potenziale piano di frattura risultasse sia parallelo sia ortogonale all'orientamento preferenziale delle fibre, quale indotto dalla direzione del flusso di getto. Il presente lavoro rappresenta dunque un punto cardine nella identificazione, anche ai fini degli impieghi progettuali, del comportamento ortotropo dei compositi fibrorinforzati dovuto all'orientamento delle fibre indotto dal flusso di getto.

SUMMARY

Successful application with advanced cement based materials, such as HPFRCCs, rely on reliable design prescriptions and design-oriented test methodologies for the identification of relevant material properties, together with consistent and effective quality control procedures. Among the most crucial issues to be dealt with in the case of FRCCs is the "randomly uniform" dispersion of fibers within a structural element, which, if not achieved, may lead to the activation of unforeseen mechanisms, thus lowering the load bearing capacity and jeopardizing the structural performance, as anticipated in design. It has been also shown in very recent years that it is possible to take advantage of the superior performance in the fresh state of HPFRCCs to achieve not only the aforementioned randomly uniform dispersion but also a "casting-flow induced" orientation of the fibers which can be tailored to the mechanical performance requires by the intended structural application. The reliability of such statement has been so far mostly supported by means of destructive fiber orientation measurements on suitably cast samples. It is henceforth evident that non-destructive techniques need not only to be developed and calibrated, as it has been going on for at least the last lustrum, but their outcomes have to be effectively correlated to the mechanical performance of the material in terms of crack opening toughness. In this paper a non-destructive method based on magnetic properties of the composites has been applied to monitor the fiber dispersion and orientation in two slabs (1m long x 0.5m wide x 25 mm thick) cast with a HPFRC containing two different fiber contents and cast in such a way to obtain a preferential orientation of fibers. A quantitative assessment of the fiber content and orientation in the different regions of the slab and calibration through destructive methods were performed. In order to provide a validation of the proposed quantitative assessment criteria, their results have been correlated with the mechanical behaviour in tension. Results were finally correlated to tensile fracture toughness, as identified by means of the newly conceived "Double Edge Wedge Splitting" technique; specimens were cut from the slabs coherently with the scheme employed for non-destructive measurements and in such a way to have the notch prearranged fracture plane either parallel or orthogonal to the casting flow direction, along which fibers are likely to be preferentially oriented. The work herein presented hence stands as a crucial step towards the assessment of non-destructive methods for fiber dispersion monitoring to their inclusion into a sound quality control procedure in a design oriented perspective.

1. INTRODUZIONE

In circa cinquanta anni a far data dai primi pionieristici studi di Romualdi e Batson [1] la conoscenza dei molteplici aspetti del comportamento fisico e meccanico dei calcestruzzi e, più in generale, dei compositi cementizi fibrorinforzati si è oramai consolidata, in special modo per quanto attiene la comprensione e la modellazione teorico-numerica dei meccanismi di rinforzo. Ciò ha portato anche allo sviluppo ed alla formulazione di materiali avanzati, non di rado concepiti per la specifica applicazione. Al fine di garantire i prescritti livelli di prestazione è necessario soddisfare molteplici requisiti che non si limitano al comportamento meccanico, ma spaziano dalla durabilità alla resistenza al fuoco ed alle sollecitazioni estreme, alla facilità di messa in opera, alla efficienza energetica, fino alle valutazioni connesse con il costo del ciclo di vita. In una parola, ad abbracciare tutti i concetti sopra esposti: sostenibilità.

La recente versione del Model Code *fib* 2010 [2] ha finalmente reso disponibile alla comunità di progettisti, costruttori ed utilizzatori una serie di regole internazionalmente riconosciute per impiegare razionalmente e con fiducia tali materiali per la realizzazione di strutture ed infrastrutture in grado di soddisfare i molteplici e sempre più articolati bisogni della nostra società in continua evoluzione.

La dispersione delle fibre all'interno di un elemento strutturale è un aspetto cruciale da tenere in considerazione nella progettazione delle suddette realizzazioni. Una dispersione non omogenea, dove zone con ridotti quantitativi di rinforzo fibroso o addirittura assolutamente prive di esso si alternano a zone con maggiori concentrazioni o anche agglomerati di fibre, può infatti influenzare negativamente la capacità portante ed attivare meccanismi di collasso non altrimenti prevedibili in fase di progettazione.

Negli anni passati diversi ricercatori hanno evidenziato come una dispersione non omogenea sia sostanzialmente la causa degli effetti negativi che le fibre hanno sulla lavorabilità e sulla prestazione allo stato fresco del conglomerato [3,4]. Ciò richiede, al fine di eseguire correttamente un getto, operazioni di compattazione manuale e/o vibrazione meccanica che, oltre ad amplificare gli effetti di segregazione delle fibre, evidentemente contribuiscono alla disomogeneità della dispersione del rinforzo e di conseguenza altresì ad una disomogenea dispersione delle proprietà del materiale all'interno di un elemento.

La sinergia delle tecnologie del calcestruzzo fibrorinforzato (Fiber Reinforced Concrete - FRC) e del calcestruzzo autocompattante (Self Compacting Concrete - SCC), grazie alle superiori prestazioni allo stato fresco del secondo che non richiede operazioni di compattazione e vibrazione manuale o meccanica, può, come dimostrato, efficacemente contribuire ad ottenere una omogenea dispersione del rinforzo fibroso in elementi in FRC [4,5]. Ciò ha ovviamente conseguenze positive altresì sulla dispersione sperimentale delle proprietà di resistenza e tenacità del materiale. Recenti studi [6-8] hanno altresì dimostrato come, grazie ad una attenta progettazione sia della prestazione allo stato fresco sia del procedimento di getto, è possibile *orientare* le fibre lungo la direzione del flusso di getto. Tutto quanto detto converge verso la definizione di un approccio "olistico" alla progettazione e realizzazione di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato, che "progetta" sia la composizione del materiale sia il procedimento di getto in funzione della prestazione strutturale attesa dalla specifica applicazione. Ciò può ottenersi, ad esempio, facendo in modo che la direzione delle fibre, indotta dal flusso del getto grazie alle prestazioni allo stato fresco del materiale, coincida, per quanto possibile, con la direzione delle tensioni principali di trazione all'interno dell'elemento per la rilevante

combinazione di azioni. In tal modo non solo si ha un più efficiente impiego strutturale del materiale ma può altresì ricercarsi e conseguirsi una più stretta corrispondenza fra la forma di un elemento e la funzione che esso assolve in un assieme strutturale. Una prestazione allo stato fresco opportunamente adattata allo scopo consente infatti di realizzare una forma strutturale e, grazie ad un procedimento di getto pure all'uopo progettato, di orientare le fibre lungo la direzione delle tensioni principali di trazione risultante dalla funzione e dall'impiego strutturale della suddetta "forma".

2. MONITORAGGIO NON DISTRUTTIVO DELLA DISPERSIONE DELLE FIBRE: STATO DELL'ARTE

In un contesto quale quello sopra prospettato il monitoraggio non distruttivo della dispersione delle fibre riveste evidentemente una importanza cruciale, anche al fine di sviluppare adeguate procedure di controllo di qualità delle realizzazioni in calcestruzzo fibrorinforzato.

In numerose delle ricerche fino ad ora riportate in letteratura tale "monitoraggio" è stato effettuato in maniera distruttiva, contando manualmente le fibre lungo determinate giaciture, ad esempio sulle superficie di frattura di provini impiegati per la misura della tenacità alla frattura. Tali operazioni di conteggio manuale possono risultare relativamente semplici nel caso di bassi dosaggi (e.g. $V_f < 1\%$) di fibre lunghe (e.g. $l_f \geq 30$ mm) e con valori medi del rapporto di aspetto (e.g. $l_f/d_f \cong 50$), ma risultare estremamente complicate laddove siano stati utilizzati dosaggi più elevati di fibre corte e con elevati rapporti di aspetto.

In diverse indagini sono state impiegate tecniche radiografiche, su campioni ad esempio ottenuti per taglio anche da elementi strutturali al vero ed in spessori legati all'assorbimento del materiale ed alla potenza dell'apparecchiatura impiegata [4, 9]. Tali tecniche consentono di avere una immediata visualizzazione della locale concentrazione ed ovviamente della orientazione delle fibre. Tuttavia ottenere informazioni quantitative su dispersione ed orientazione delle fibre dalle immagini radiografiche può risultare oneroso, a causa della perdita della terza dimensione e, soprattutto, nel caso in cui si siano impiegati elevati dosaggi di fibre, il cui reticolo può risultare difficilmente distinguibile e quindi analizzabile.

Una efficace visualizzazione tridimensionale della dispersione del rinforzo fibroso discreto può ottenersi anche grazie alla Tomografia Assiale Computerizzata [6]. Tuttavia tale tecnica richiede l'utilizzo di apparecchiature specializzate, analogamente a quella radiografica, con specifiche disposizioni di sicurezza e l'utilizzo di programmi di analisi dell'immagine per discriminare, dalle immagini acquisite, le informazioni quantitative circa la concentrazione e l'orientamento delle fibre. Ciò costituisce un ostacolo di non scarsa rilevanza alla diffusione del metodo per impieghi su scala industriale, come ad esempio in prefabbricazione.

Nell'ultimo lustro grande impulso è stato dato alla ricerca sui metodi elettrici, basati sulla misura della resistività dei compositi fibrorinforzati. Ozyurt et al. [10] hanno impiegato la Spettroscopia ad Impedenza in Corrente Alternata (Alternate Current Impedance Spectroscopy AC-IS) per la misura della dispersione e dell'orientazione delle fibre e dimostrato, anche mediante estese comparazioni con metodi di indagine distruttivi, la affidabilità di tale metodologia e la sua capacità di discriminare non solo l'orientazione ma anche la segregazione ed eventuali agglomerati di fibre. E' pure stata provata una applicazione del metodo su scala industriale [11].

Il metodo si basa sulla dipendenza dalla frequenza del

comportamento elettrico di compositi a matrice cementizia rinforzati con fibre conduttive, quali quelle di acciaio o di carbonio. Tali fibre infatti si comportano praticamente da isolanti se percorsi da corrente continua ovvero da corrente alternata a bassa frequenza, mentre sono conduttive per corrente alternata a frequenza elevata. Dal punto di vista esecutivo viene applicata al campione in esame una differenza di potenziale (anche semplicemente pari a 1 V) su una ampia gamma di frequenze (e.g. 10 MHz – 1 Hz) e vengono misurate ampiezza e fase della corrente, misurando quindi la parte reale ed immaginaria dell'impedenza. Diagrammando queste ultime sul cosiddetto diagramma di Nyquist (Fig. 1) si registra un comportamento cosiddetto a doppio arco. Esso è caratterizzato da una cuspidine a bassa frequenza, che, comportandosi le fibre come isolanti, fornisce la resistenza della matrice R_m , e da una cuspidine ad alta frequenza che, agendo le fibre come conduttori, corrisponde alla (minore) resistenza del composito fibrorinforzato, R . Al fine di eliminare la dipendenza delle misure ad esempio da eventuali gradienti di umidità all'interno del campione, ci si può riferire alla cosiddetta "conducibilità normalizzata del composito, adimensionalizzata rispetto a quella della matrice, che è collegata direttamente alla percentuale volumetrica di fibra mediante la seguente relazione:

$$\frac{R_m}{R} = \frac{\sigma}{\sigma_m} = 1 + \sigma_{\text{fibers}} V_f \quad [1]$$

dove σ e σ_m rappresentano rispettivamente le conducibilità del composito e della matrice, σ_{fibers} è la conducibilità intrinseca delle fibre che dipende unicamente dal loro rapporto di aspetto e V_f è la percentuale volumetrica del rinforzo.

Il metodo è stato ampiamente impiegato per verificare l'influenza della prestazione allo stato fresco sulla dispersione delle fibre e le conseguenti correlazioni con le proprietà meccaniche [5, 12]. Tuttavia non sono state trovate in letteratura chiare e definite correlazioni dirette fra la concentrazione locale delle fibre, quale misurata mediante prove distruttive, e le misure ottenibili mediante la applicazione del metodo. Inoltre la necessità di impiegare una strumentazione costosa, necessaria per l'estensione della gamma di frequenze impiegate nel metodo, nonché la sensibilità del metodo alla resistenza del contatto fra gli elettrodi e la superficie del campione ha indotto diversi studiosi a indagare tecniche e metodologie alternative, sempre nel filone dell'utilizzo di metodi elettrici.

Lataste et al. [13] hanno impiegato un metodo basato su misure di resistenza a bassa frequenza con uno strumento di misura a quattro elettrodi, per ridurre gli effetti dell'accoppiamento elettrico fra il sensore ed il campione. Il metodo si è dimostrato in grado di discriminare l'orientamento preferenziale delle fibre, attraverso la differenze di resistenza elettrica misurata dalle due coppie di elettrodi lungo due direzioni mutuamente ortogonali. Sono state dimostrate anche significative correlazioni, solo a livello qualitativo, fra le informazioni acquisite circa l'orientamento preferenziale delle fibre mediante il metodo non distruttivo di misura e le proprietà meccaniche del composito fibrorinforzato [14]. Tuttavia il metodo non è in grado di fornire alcuna informazione quantitativa sulla concentrazione locale delle fibre, principalmente a causa della dipendenza della misura della resistività dall'età del campione, dai gradienti di umidità all'interno di esso, dalla presenza di elettroliti nei pori del calcestruzzo. Tutto ciò può influenzare la misura di resistività in maniera anche più significativa che la concentrazione locale del rinforzo fibroso.

Gli effetti delle fibre conduttive sulle proprietà capacitive dei compositi fibrorinforzati hanno portato allo sviluppo di

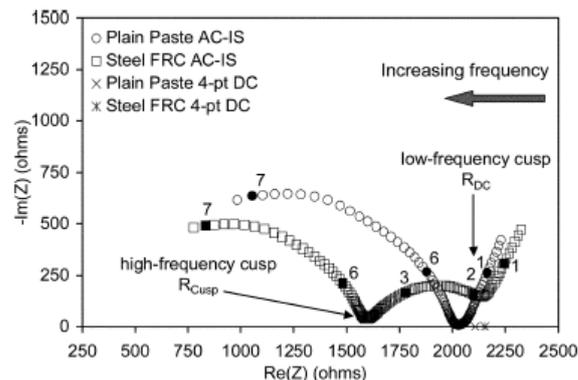


Figura 1. diagramma di Nyquist per compositi cementizi semplici e fibrorinforzati (da [16])

un altro metodo, basato sulla misura della permittività effettiva del composito attraverso un sensore coassiale e la tecnica della riflettometria con microonde [15]. Il metodo, nella ipotesi di orientazione casuale delle fibre, è in grado di discriminare la concentrazione locale delle fibre stesse, essendo il loro comportamento capacitivo funzione unicamente del rapporto di aspetto. Per contro non può trarsi dalla applicazione del metodo alcuna informazione circa un eventuale orientamento preferenziale delle fibre.

In questo lavoro viene presentato, calibrato ed applicato un metodo basato sulla misura delle proprietà magnetiche delle fibre di acciaio. Il metodo si basa sulla influenza che la presenza e l'orientamento delle fibre esercitano sulle linee di flusso del campo magnetico generato da un apposito sensore quando posizionato sulla superficie del campione. Il metodo, opportunamente calibrato, consente di ottenere informazioni quantitative sia sulla concentrazione locale delle fibre sia sul loro orientamento. Inoltre il metodo si caratterizza per la sua semplicità: esso infatti impiega una strumentazione semplice ed un sensore che deve essere semplicemente appoggiato sulla superficie accessibile del campione, senza particolari requisiti di accoppiamento, come invece accade nel caso dei metodi elettrici. Ciò consente ad esempio di poter effettuare misure su elementi verticali, su elementi accessibili solo dall'intradosso etc.

La calibrazione del metodo è stata effettuata con riferimento a lastre (1 m x 0.5 m spesse 25 mm) realizzate con compositi cementizi ad alte prestazioni rinforzati con 50 ovvero 100 kg/m³ di fibre di acciaio lunghe 13 mm e con diametro pari a 0.16 mm. Il procedimento di getto applicato e le proprietà auto compattanti delle miscele allo stato fresco hanno consentito di ottenere un orientamento preferenziale delle fibre nella direzione parallela al lato lungo delle lastre. La calibrazione del metodo è stata effettuata con riferimento ad una ampia serie di misure distruttive. Infine tanto le misure non-distruttive quanto quelle distruttive sono state correlate con le misure di tenacità alla frattura del composito, in direzione sia parallela sia ortogonale a quella dell'allineamento preferenziale delle fibre.

3. PROGRAMMA DI RICERCA

Al fine di calibrare il metodo di indagine non distruttivo proposto nonché di stabilire correlazioni fra le misure di dispersione ed orientamento delle fibre e la tenacità alla frattura del materiale si è scelto come riferimento un composito cementizio fibrorinforzato ad alte prestazioni (HPFRCC) contenente 100 kg/m³ di fibre, già ampiamente studiato in un altro progetto di ricerca [7] (si veda la Tabella 1 per il mix-design). Accanto al mix di riferimento si sono presi in esame sia un altro mix fibrorinforzato, contenente 50

kg/m³ di fibre, sia un mix bianco di riferimento (si veda ancora la Tabella 1 per la composizione). Si osserva come al variare della composizione di fibre corrisponda una complementare variazione di sabbia. Ciò ha consentito di ottenere, indipendentemente dal contenuto di fibre, comparabili prestazioni allo stato fresco (Tabella 2).

Tabella 1. Mix-design dei materiali impiegati

	Quantità (kg/m ³)		
	HPFRCC100	HPFRCC50	HPFRCC0
Cem. 52.5	600	600	600
Loppa	500	500	500
Acqua	200	200	200
SP	33 (lt/m ³)	33 (lt/m ³)	33 (lt/m ³)
Sabbia 0-2	983	1000	1017
Fibre acciaio	100	50	0

Mix	Slump flow test		V-funnel test
	diametro (mm)	T ₅₀ (sec)	flow time T _V (sec)
HPFRCC100	750	6	30
HPFRCC 50	760	6	29
HPFRCC 0	775	5	25

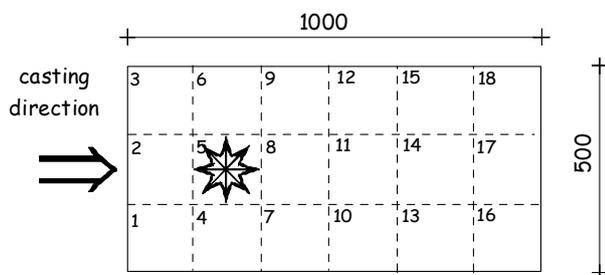


Figura 2. Schema per le misure magnetiche su lastre in HPFRCC, dimensioni in mm.

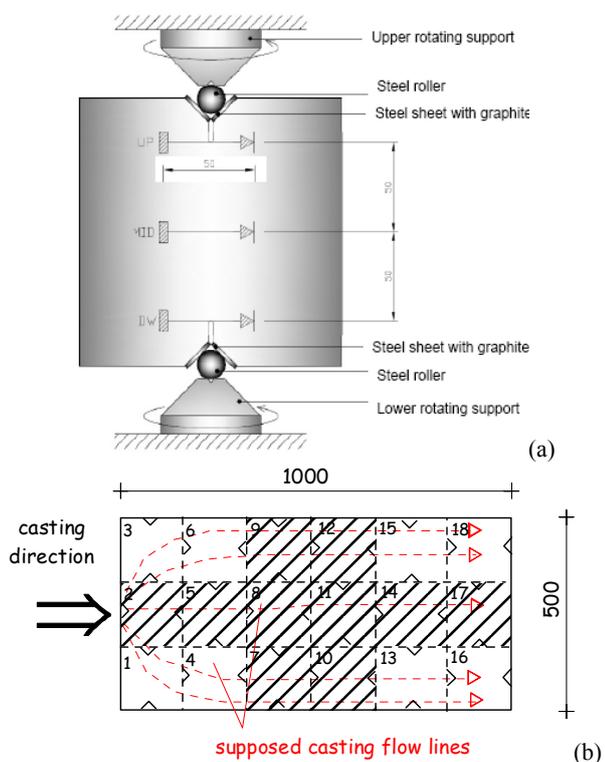


Figura 3: geometria della prova di spacco per doppio incuneamento (a) e schema per l'ottenimento dei provini (b), dimensioni in mm.



Figura 4. sensore per le misure magnetiche, lato lungo 127 mm, altezza 91 mm, sezione 20x30.

Con ciascuno dei calcestruzzi è stata gettata una lastra rettangolare 1m x 0.5 m dello spessore di 25 mm: il calcestruzzo è stato gettato a partire dal centro di uno dei lati corti del cassero e quindi, grazie alle sue proprietà autolivellanti, è stato in grado di riempire completamente il cassero stesso rifluendo parallelamente al lato lungo. Si ritiene di aver ottenuto in tal modo un orientamento preferenziale delle fibre lungo la suddetta direzione del flusso di getto.

La dispersione delle fibre è stata monitorata mediante il metodo magnetico, di cui si dirà nel paragrafo successivo, secondo lo schema illustrato in Figura 2. La lastra è stata suddivisa in 18 celle: per ciascuna di esse si sono acquisite le misure di induttanza magnetica lungo quattro direzioni, ossia parallelamente e perpendicolarmente alla direzione di getto ed a $\pm 45^\circ$ rispetto ad esse. Le misurazioni sono state ripetute 5 volte in ciascuna direzione e si è quindi fatto riferimento alla media. Successivamente a tale fase dell'indagine le lastre sono state tagliate al fine di ottenere provini quadrati secondo il medesimo schema illustrato in Figura 2. Dai quadrati si sono ricavati i provini per le prove di spacco per doppio incuneamento [16], secondo la geometria illustrata in Figura 3a. Gli intagli sono stati eseguiti in maniera tale che il piano di frattura in tal modo predeterminatosi risultasse parallelo ovvero ortogonale all'allineamento preferenziale delle fibre, quale indotto dal flusso di getto (Figura 3b). Al termine delle prove meccaniche sono state contate le fibre sul piano di frattura dei provini, per la valutazione del relativo fattore di orientazione [17], ed infine alcuni provini (quelli indicati con la campitura nello schema in Figura 3b) sono stati frantumati e, mediante separazione delle fibre con un magnete e successiva pesatura, è stata valutata la concentrazione locale del rinforzo. Sia le misure distruttive sia le proprietà di tenacità alla frattura del composito sono state quindi correlate alle misure non distruttive, per una ampia convalida e calibrazione del metodo.

4 FONDAMENTI FISICI DEL METODO MAGNETICO NON DISTRUTTIVO

Le fibre di acciaio comunemente utilizzate nei compositi cementizi fibrorinforzati sono a basso contenuto di carbonio e dunque caratterizzate da un comportamento spiccatamente ferromagnetico. Il composito risulta essere quindi costituito da due fasi con permeabilità magnetiche significativamente diverse: la matrice cementizia e le fibre. Per quanto attiene a queste ultime, le interazioni fra di esse possono essere trascurate, viste le basse concentrazioni in cui vengono normalmente impiegate. Sotto tale ipotesi la permeabilità

magnetica del composito può esprimersi, in funzione della permeabilità della matrice e delle fibre, del quantitativo volumetrico e del rapporto di aspetto di queste ultime. Inoltre, data la tipologia di fibre utilizzata, la permeabilità magnetica equivalente del composito è rappresentata da un tensore le cui componenti dipendono anche dall'orientamento prevalente delle stesse. Da tali considerazioni consegue che la misura di una grandezza che sia correlata alla permeabilità magnetica del composito può essere utilizzata per stimare sia la locale concentrazione del rinforzo fibroso sia l'orientamento preferenziale delle fibre in un campione costituito da un composito fibrorinforzato a matrice cementizia.

Sulla base di tali concetti è stato implementato un sensore, illustrato in Figura 4, costituito da un nucleo di ferrite a C con un avvolgimento di 78 spire; in tale avvolgimento viene fatta circolare una corrente sinusoidale di valore efficace pari a 100 mA e con una frequenza che può essere impostata fra qualche kilohertz e qualche decina di kilohertz. La circolazione della corrente nell'avvolgimento produce un ovviamente un flusso magnetico. Quando il nucleo ferromagnetico viene poggiato sulla superficie di un campione in SFRC, il flusso magnetico investe anche quest'ultimo e l'impedenza che viene misurata agli estremi del circuito elettrico equivalente può essere espressa come

$$Z = R_c + j\omega[L_L + L_V] \quad [2]$$

dove R_c è la resistenza elettrica dell'avvolgimento ed L_L ed L_V indicano rispettivamente l'induttanza magnetica associata al flusso all'esterno ed all'interno del campione in calcestruzzo fibrorinforzato. Quest'ultima, può essere scomposta in una parte dovuta alla matrice, L_{V0} , ed in un contributo incrementale dovuto alla presenza del rinforzo fibroso, ΔL_{fibers} , che risulta essere funzione, assegnata la tipologia di fibra, della percentuale volumetrica del rinforzo e dell'orientamento medio fra sensore e fibre. Ai fini della efficacia del metodo di misura è significativo osservare che, sulla base di una ampia attività sperimentale di calibrazione eseguita [18], l'induttanza incrementale è risultata praticamente indipendente dalla frequenza di misura, nel campo di frequenze considerato, ad ulteriore conferma della validità del parametro per la successiva correlazione ai parametri di concentrazione locale ed orientamento preferenziale delle fibre.

5 ANALISI DEI DATI DELLE MISURAZIONI MAGNETICHE E CALIBRAZIONE DEL METODO

L'induttanza incrementale, calcolata sulla base delle misure magnetiche acquisite, può dunque essere utilizzata per la stima della concentrazione locale del rinforzo. L'orientamento preferenziale delle fibre può essere invece stimato eseguendo le misurazioni disponendo il sensore secondo diverse angolazioni rispetto da una direzione assunta come riferimento per il campione, e valutando lungo quale direzione viene misurato il massimo valore del suddetto contributo di induttanza incrementale.

Con riferimento a ciò, si illustrano in Figura 5 le direzioni lungo le quali, per ciascuna delle due lastre in fibrorinforzato, si è rilevato il massimo valore della induttanza incrementale. Si osserva come, coerentemente con la cinematica del flusso di getto, si sia avuta il ricercato orientamento preferenziale lungo la direzione di quest'ultimo. Pure chiaramente evidenti sono gli effetti di bordo. Al fine di quantificare l'orientamento preferenziale delle fibre, i valori dell'induttanza incrementale sono stati quindi rielaborati, secondo una procedura già illustrata in [16], calcolando la



Figura 5: direzioni di massima induttanza incrementale nelle lastre HPFRCC-50 (a) ed HPFRCC-100 (b)

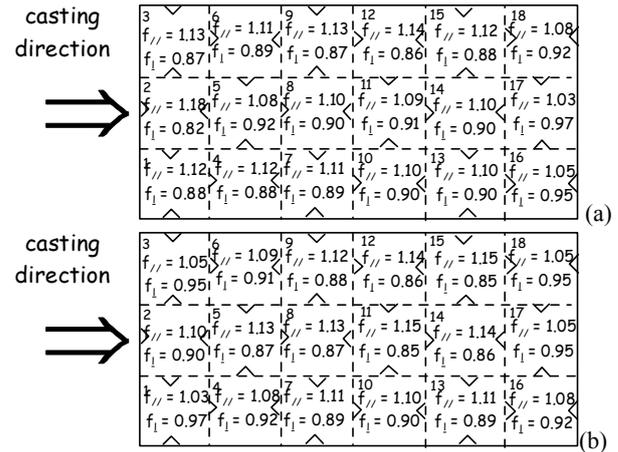


Figura 6: valori delle frazioni direzionali dell'induttanza incrementale in direzione parallela e ortogonale al getto per le lastre HPFRCC-50 (a) e HPFRCC-100 (b)

cosiddetta "frazione direzionale dell'induttanza incrementale", rispettivamente in direzione parallela e perpendicolare al flusso di getto:

$$f_{//} = \frac{\Delta L_{//}}{0.5(\Delta L_{//} + \Delta L_{\perp})} \quad [3a]$$

$$f_{\perp} = \frac{\Delta L_{\perp}}{0.5(\Delta L_{//} + \Delta L_{\perp})} \quad [3b]$$

dove il valore 0.5 è quello atteso nel caso di una distribuzione perfettamente isotropa nel piano. I valori così calcolati sono sintetizzati in Figura 6.

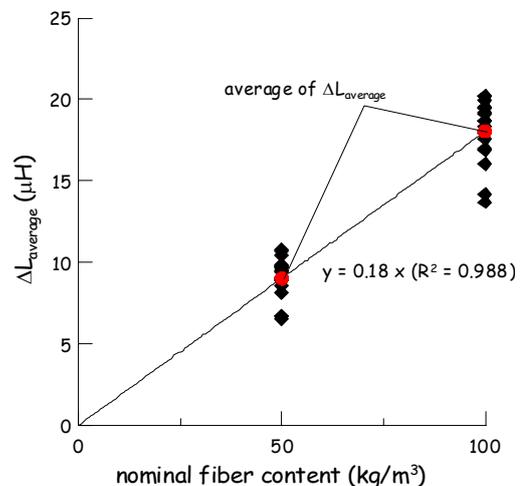


Figura 7: calibrazione della legge induttanza incrementale media-concentrazione nominale di fibra

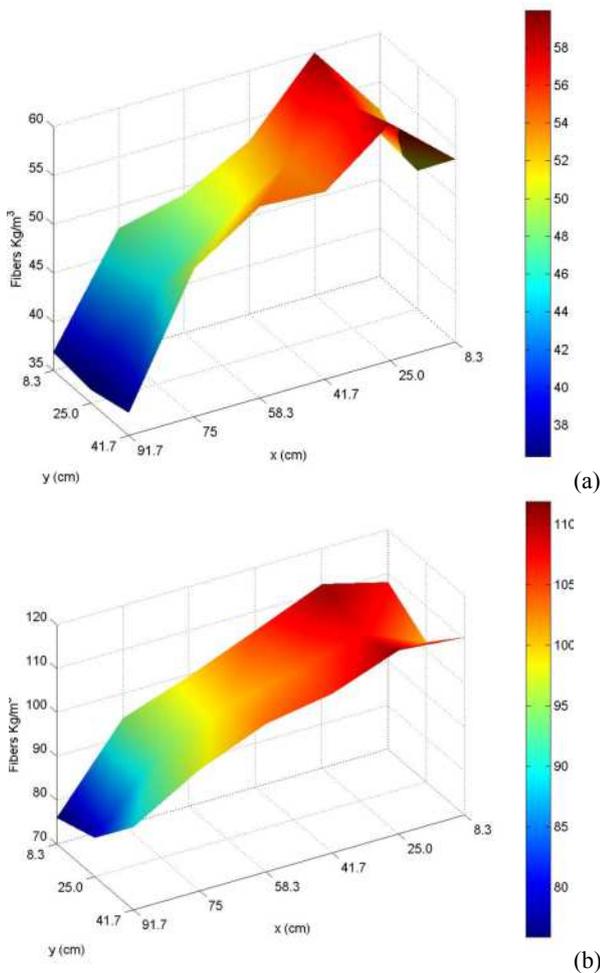


Figura 8: stima della dispersione del contenuto di fibre nelle lastre HPRCC-50 (a) e HPRCC-100 (b)

Per ottenere invece informazioni quantitative sulla concentrazione locale delle fibre, innanzitutto si è valutato per ciascuna cella il valore medio della induttanza incrementale nelle quattro direzioni di misura; quindi si è calcolata la media, su tutta la lastra, di tali valori medi e la si è riferita al contenuto nominale di fibra, sulla base del mix-design della relativa miscela. In tal modo si è calibrata una legge induttanza incrementale – concentrazione (Fig. 7). Sulla base di essa i valori di induttanza incrementale media per le singole celle sono stati poi analizzati onde ottenere informazioni circa lo scostamento, rispetto al dosaggio nominale, della quantità di fibra presente nella zona di lastra in questione. I risultati di tale analisi, in termini quindi di “dispersione” del contenuto di fibre nelle due lastre analizzate, sono illustrati in Figura 8 ed evidenziano una sufficiente omogeneità nella dispersione del rinforzo, con effetti di bordo coerenti con la cinematica del getto.

Le suddette stime basate sulla calibrazione delle misure non distruttive sono state quindi convalidate mediante prove distruttive. Infatti, al termine delle indagini magnetiche, le lastre sono state tagliate, secondo lo schema di Figura 3, per la esecuzione di prove di caratterizzazione meccanica, di cui si dirà nel successivo paragrafo. Successivamente si sono innanzitutto contate le fibre sulla superficie di frattura ed è stato calcolato il relativo fattore di orientazione α :

$$\alpha = n_{\text{fibers}} \frac{A_f}{V_f} \quad [4]$$

dove n_{fibers} indica il numero specifico (per unità di area) delle

fibre sulla superficie di frattura, A_f l’area della sezione trasversale della singola fibra e V_f la percentuale volumetrica di fibre, rispettivamente pari a 0.64% ed 1.27% per HPRCC-50 ed HPRCC-100. La Figura 9 mostra, a testimonianza della affidabilità delle previsioni ottenute con il metodo non distruttivo, una accettabile correlazione fra i fattori di orientazione α e la frazione direzionale dell’induttanza incrementale normale al piano di frattura.

Infine, alcuni dei campioni utilizzati per le prove di caratterizzazione meccanica, evidenziati mediante la campitura in Figura 3, sono stati frantumati e le fibre, separate con un magnete, sono state quindi pesate, al fine di valutare la effettiva concentrazione locale del rinforzo. Ancora una volta il confronto fra le previsioni ottenute con il metodo non distruttivo e le misure distruttive eseguite (Figura 10) conferma la significativa affidabilità del metodo.

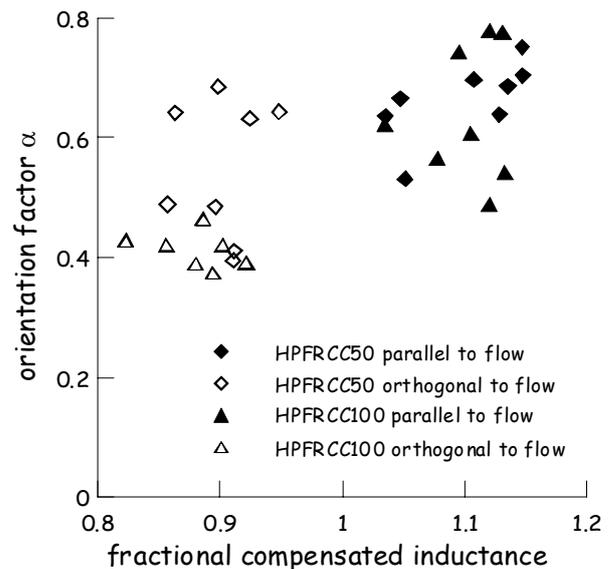


Figura 9: orientazione delle fibre: confronto distruttivo-non distruttivo

3	6	9	12	15	18
ND = 54.1	ND = 59.5	ND = 54.4	ND = 54.7	ND = 50.2	ND = 37.3
D = 54.1	D = 59.1	D = 56.1	D = 56.7	D = 46.7	D = 36.4
2	5	8	11	14	17
ND = 49.1	ND = 57.6	ND = 53.8	ND = 49.6	ND = 45.1	ND = 36.4
D = 54.1	D = 59.1	D = 55.5	D = 52.2	D = 46.7	D = 36.4
1	4	7	10	13	16
ND = 52.1	ND = 59.8	ND = 52.7	ND = 49.1	ND = 47.7	ND = 36.9
D = 52.1	D = 59.8	D = 54.9	D = 46.7	D = 47.7	D = 36.9

(a)

3	6	9	12	15	18
ND = 110.5	ND = 110.5	ND = 106.6	ND = 103.6	ND = 97.5	ND = 88.7
D = 119.1	D = 109.5	D = 109.9	D = 106.7	D = 98.2	D = 85
2	5	8	11	14	17
ND = 101.8	ND = 108.7	ND = 103.5	ND = 100.1	ND = 93.7	ND = 79.4
D = 119.1	D = 109.5	D = 107.8	D = 101.9	D = 98.2	D = 85
1	4	7	10	13	16
ND = 100.8	ND = 111.7	ND = 105.7	ND = 99.5	ND = 94.2	ND = 75.9
D = 100.8	D = 111.7	D = 105.6	D = 99.4	D = 94.2	D = 75.9

(b)

Figura 10: concentrazione locale delle fibre: confronto distruttivo-non distruttivo

6 DOUBLE-EDGE WEDGE SPLITTING TEST

Sui campioni ottenuti per taglio dalle lastre sono state eseguite anche prove di caratterizzazione meccanica secondo la metodologia per spacco a doppio incuneamento (Figura 3). La metodologia di prova è stata concepita, e già applicata con successo [16], presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano proprio con riferimento alla identificazione del comportamento “costitutivo” in trazione di compositi cementizi fibrorinforzati ad alte prestazioni. Come si osserva in Figura 3 il provino è costituito da una lastra quadrata lungo due lati opposti della quale vengono ricavati due incavi triangolari, dove posizionare i dispositivi di carico che trasformano il carico di compressione applicato dalla macchina di prova in una azione di incuneamento e dunque in una forza di trazione trasversale sul piano di frattura (Figura 11). Al fine di meglio evidenziare quest’ultimo e separare le zone sede di concentrazione di tensioni trasversali di trazione da quelle di applicazione di carichi concentrati, a partire dai vertici degli incavi triangolari si sono ulteriormente realizzati due intagli, profondi ciascuno 10 mm.

La forza trasversale di trazione sul piano di frattura può dunque essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$T = \frac{P \cos \vartheta - \mu \sin \vartheta}{2 \sin \vartheta + \mu \cos \vartheta} \quad [5]$$

dove μ rappresenta il coefficiente di attrito fra i dispositivi di trasferimento del carico e le piastre metalliche di acciaio incollate lungo i bordi degli incavi per la ripartizione dei carichi. Tale coefficiente di attrito è stato quantificato sperimentalmente pari a 0.06, sì che risulta $T \approx 0.89 P$.

La prova risulta essere dunque una prova di trazione indiretta, come ad esempio la classica prova brasiliana, ma, diversamente da questa, grazie alla sua geometria, consente di mantenere costantemente disaccoppiati il flussi di trazione trasversale sul piano di frattura da quelli di compressione dovuti al carico applicato.

Le prove sono state eseguite in controllo di spostamento e misurando l’apertura di fessure su entrambe le facce del provino e, su ciascuna di esse, in tre differenti posizioni, come illustrato in Figura 3, ossia a metà altezza del piano di frattura ed in corrispondenza degli apici dei due intagli. Nel seguito si farà riferimento, stanti i risultati precedentemente ottenuti sulla stabilità del controllo di prova e sulla affidabilità delle misura, al valore medio fra le sei letture.

In Figura 12 sono riportati i diagrammi tensione trasversale di trazione – apertura di fessura. Si evidenzia una chiara influenza dell’orientamento preferenziale delle fibre rispetto al piano di frattura. In particolare si osserva che per il caso HPRCC-100 un orientamento favorevole delle fibre, ossia normale al piano di frattura, possa addirittura determinare un comportamento pre-picco incrudente, caratterizzato da una significativa fase di propagazione stabile del processo fessurativo. Nel caso di dosaggi di fibre inferiori l’influenza dell’orientamento delle fibre si riflette unicamente sul valore dello sforzo residuo ma non comporta evidentemente modifiche nel processo di propagazione e localizzazione della frattura.

Quali parametri rappresentativi del comportamento in trazione e della tenacità alla frattura del composito fibrorinforzato si sono assunti i valori di tensione residua in corrispondenza di aperture di fessura pari a 0.5 e 2.5 mm. I suddetti limiti, nel caso di comportamento pre-picco incrudente, sono da riferirsi al valore di apertura al picco in modo da poter istituire un confronto fra prestazioni in corrispondenza di uno stesso livello di apertura della fessura localizzata. I valori dei parametri di tenacità alla frattura così

identificati sono stati quindi posti in correlazione con un fattore di dispersione delle fibre (FDF) definito come il prodotto fra: il rapporto fra la concentrazione effettiva di fibre, stimata per via non-distruttiva o distruttiva, ed il dosaggio nominale e, rispettivamente, la frazione direzionale dell’induttanza incrementale e il fattore di orientazione delle fibre (Figura 13).

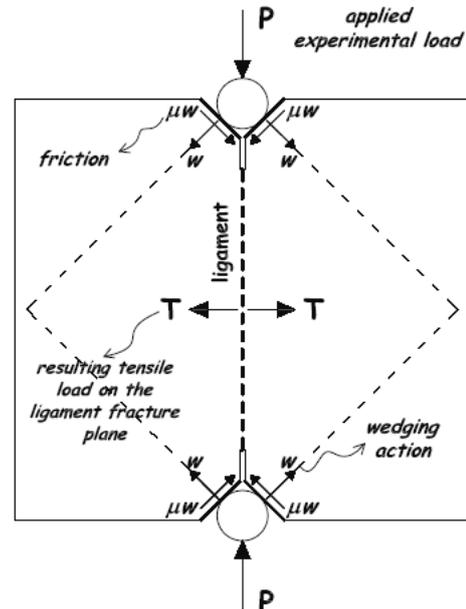


Figura 11: diagrammi delle forze nel DEWS test

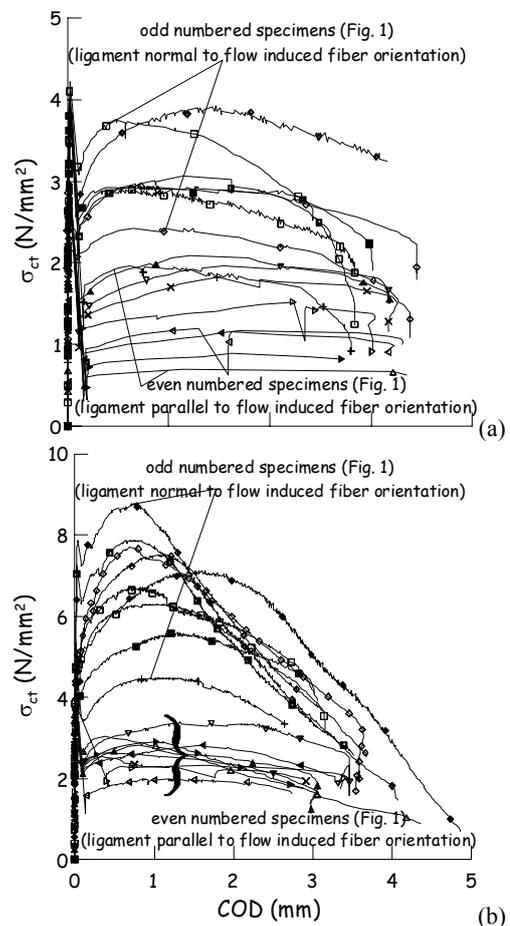


Figura 12 DEWS tests: diagrammi tensione-apertura di fessura per HPRCC-50 (a) ed HPRCC-100 (b)

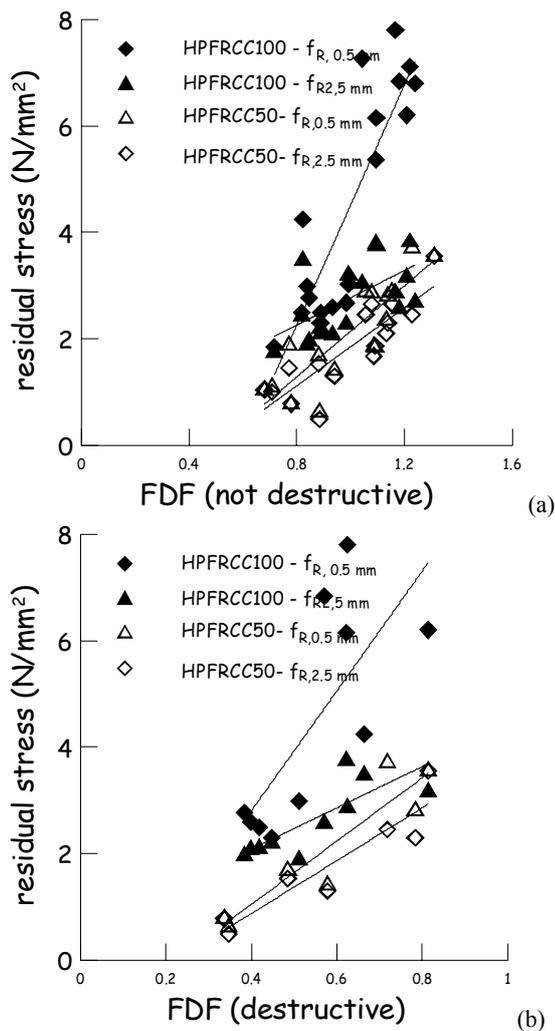


Figura 13: tensioni residue vs. parametri di dispersione delle fibre: valutazione non-distruttiva (a) e distruttiva (b).

7 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stata illustrata una metodologia di misura non distruttiva della dispersione delle fibre in elementi strutturali realizzati con compositi cementizi fibrinforzati, basata sulla misura delle proprietà magnetiche del composito. L'affidabilità di tale metodologia è stata ampiamente suffragata mediante confronto con analisi distruttive, a fondamento della sua implementazione in procedure di controllo di qualità ed accettazione di elementi strutturali in SFRC. Si sono infine ricercate correlazioni fra i parametri caratterizzanti la dispersione delle fibre e quelli di tenacità alla frattura del materiale, identificati mediante una nuova metodologia sperimentale. Ciò costituisce un esempio di come quantificare e verificare in opera, ad esempio secondo l'approccio progettuale del Model Code 2010, l'effetto dell'orientamento delle fibre sui parametri progettuali.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il sig. Stefano Bufalino per l'assistenza fornita nella esecuzione della attività sperimentale e nella elaborazione dei risultati, quale parziale soddisfacimento dei requisiti per il conseguimento della laurea in Ingegneria Civile e Ambientale. Il primo autore desidera altresì ringraziare il supporto della propria istituzione di afferenza nell'ambito del progetto Giovani Ricercatori 2010-2011.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Romualdi, J.P. and Batson, G.B. (1964): Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement. *ACI J.*, 61: 657-672.
- [2] Model Code 2010, 1st complete draft, 2010, 2 voll.
- [3] Bayasi, M.Z. and Soroushian, P. (1992): Effect of steel fiber reinforcement on fresh mix properties of concrete. *ACI Mat. J.*, 89 : 369-374.
- [4] Ferrara, L., and Meda, A. (2006): Relationships between fibre distribution, workability and the mechanical properties of SFRC applied to precast roof elements. *Mater.Struct.*, 39: 411-420
- [5] Ferrara, L., Park, Y.D., Shah, S.P. (2008). Correlation among fresh-state behaviour, fiber dispersion and toughness properties of SFRCs. *J. Mat. Civ. Eng.*, 20: 493-501.
- [6] Stahl, P., Custer, R. and van Mier, J.G.M. (2008): On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC. *Mater. Struct.*, 41: 189-196.
- [7] Ferrara, L., Ozyurt, N. and di Prisco, M. (2011): High mechanical performance of fiber reinforced cementitious composites: the role of "casting-flow" induced fiber orientation, *Mater. Struct.*, 44: 149-168.
- [8] Martinie, L. and Roussel N. (2010): Fiber reinforced cementitious materials: from intrinsic isotropic behaviour to fiber alignment. In: Khayat KH and Feys D. (eds.), *Proc. SCC 2010*, Springer: 407-416.
- [9] Stroeven, P. and Shah, S.P. (1978): Use of radiography-image analysis for steel fiber reinforced concrete. In: Swamy, R.N. (ed.) *Testing and test Methods of Fiber Cement Composites*, Constr. Press, Lancaster: 345-353.
- [10] Ozyurt, N., Woo, L.Y., Mason, T.O. and Shah, S.P. (2006): Monitoring fiber dispersion in fiber reinforced cementitious materials: comparison of AC-IS and Image Analysis. *ACI Mat. J.*, 103: 340-347.
- [11] Ozyurt, N., Mason, T.O. and Shah, S.P. (2006): "Non de-structive monitoring of fiber orientation using AC-IS: an industrial scale application. *Cem. Concr. Res.*, 36: 1653-1660.
- [12] Ozyurt, N., Mason, T.O. and Shah, S.P. (2007): Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of FRCs. *Cem. Concr. Comp.*, 29: 70-79.
- [13] J.F. Lataste, M. Behloul, D. Breyssse (2008): Characterisation of fibres distribution in a steel fiber reinforced concrete with electrical resistivity measurements. *NDT & E Int.*, 41: 638-647
- [14] Barnett, S., Lataste, J.F., Parry, T., Millard, S. G. and Soutsos, M.N. (2010): Assessment of fibre orientation in ultra high performance fiber reinforced concrete and its effect on flexural strength. *Mater. Struct.*, 43: 1009-1023.
- [15] Van Damme, S.; Franchois, A.; De Zutter, D.; Taerwe, L. (2009): Nondestructive determination of the steel fiber content in concrete slabs with an open-ended coaxial probe. *IEEE Trans. Geosc. Rem. Sens.*, 42: 2511-2521.
- [16] di Prisco, M., Ferrara, L., Lamperti, M.G.L., Lapolla, S. (2011): Double Edge Wedge Splitting: an indirect tension test to identify post-cracking behavior of fiber reinforced cement composites. *Mater. Struct.*, submitted.
- [17] Soroushian, P. and Lee, C.D. (1990): Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete. *ACI Mat. J.*, 87: 433-439.
- [18] Faifer, M., Ottoboni, R., Toscani, S., Ferrara, L. (2011): Non-destructive Monitoring of SFRC using a Magnetic Approach, *Instr. Meas.*, *IEEE Trans.*, accepted.

CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA PER IL NUOVO PONTE DELLA MUSICA DI ROMA

Luigi Fieno¹, Massimo Guerrini²; Andrea Zecchini³

1 Mario Petrangeli & Associati Srl – Roma

2 SBG & Partners Srl – Roma

3 CALCESTRUZZI SpA - Direzione Tecnologia Qualità – Resp. Tecnologico Territoriale Zona Lazio

SOMMARIO

Nella memoria si intende illustrare i vantaggi ottenuti con l'impiego di calcestruzzo ad Alta Resistenza nel Ponte della Musica sul Tevere a Roma. L'opera, in fase di completamento, è costituita da un ponte ad arco in acciaio a via intermedia di circa 190m di luce, per il quale in sede esecutiva è stato variato lo schema strutturale introducendo un tirante, che elimina la spinta; inoltre la piastra ortotropa originaria è stata sostituita da una soletta in cls AR, con significativi vantaggi in termini di fruibilità, di silenziosità e di manutenzione.

SUMMARY

The purpose of the lecture is to show and highlight the advantage obtained in using high strength concrete for the bridge called "Ponte della Musica" over the Tevere river in Roma. The bridge, that is currently in the final stage of construction, is a steel arch bridge with a total length of 190 m. During the final stage design, the structural behavior of the bridge has been improved using the deck as a prestressed tie to withstand the pushing effect of the arch; on top of that the orthotropic steel deck has been substituted with a reinforced high strength concrete slab with several advantages in terms of usability, reducing of noisy and easy maintenance.

1 IL NUOVO PONTE SUL TEVERE

L'iter progettuale del nuovo ponte sul Tevere di Roma aveva inizio nel 2000, quando l'Amministrazione Comunale Capitolina bandiva un concorso di progettazione internazionale per la realizzazione di un attraversamento pedonale del fiume Tevere, per collegare l'area del Foro Italico con il comprensorio del Parco della Musica e del museo MAXXI. Il concorso veniva vinto dalla società inglese Buro Happold Ltd in associazione con Kit Powell-Williams Architects. Come previsto nel bando al vincitore veniva affidato l'incarico di redigere un progetto preliminare e definitivo da mandare in gara con la formula dell'appalto integrato. In questa fase al vincitore si affiancava e la società di ingegneria romana Lotti & Associati Spa. La gara di affidamento della progettazione esecutiva e dei lavori di realizzazione dell'opera si svolgeva nel 2007, risultando affidatario il consorzio stabile CONSTA, nella fattispecie la consociata Mattioli. La progettazione esecutiva e costruttiva veniva affidata alla studio di ingegneria Mario Petrangeli & Associati in associazione temporanea con lo Studio Biggi-Guerrini, entrambi di Roma. I lavori, iniziati nel 2008, dovrebbero concludersi con l'inaugurazione dell'opera all'inizio della prossima estate.

2 LA STATICA DEL PONTE

Il progetto risultato vincitore del concorso era

caratterizzato da un arco in acciaio che, tramite 12 coppie di pendini, sosteneva un impalcato a piastra ortotropa a via intermedia. L'arco, costituito da due profili tubolari pseudo-circolari in acciaio, disposti su due piani inclinati di 20° sulla verticale, era passante in due asole presenti nell'impalcato e si collegava tramite due mensole in cls alle spalle, fondate al loro volta su pali di grande diametro.



Figura 1 - Fotoinserimento del ponte vincitore del concorso;

La struttura era quindi di tipo spingente. Ciò, stante le scadenti caratteristiche geomeccaniche degli strati di terreno superficiali in prossimità dell'alveo del Tevere, determinava l'insorgere di significativi spostamenti delle spalle di contrasto alla spinta e, conseguentemente, tutta una serie di problematiche legate alla compatibilità di tali spostamenti

con i numerosi sottoservizi e l'arredo urbano del lungo Tevere, precludendo peraltro la possibilità di un'eventuale interrimento della stessa viabilità.

Tutto ciò portava i progettisti esecutivi a proporre alcune varianti squisitamente strutturali che, pur non modificando in alcun modo l'architettura dell'opera, permettevano di ovviare detti inconvenienti, ottenendo tra l'altro un'ottimizzazione dei costi.

La maggiore criticità, costituita dagli spostamenti delle spalle sottoposte alle spinte dell'arco, è stata risolta modificando lo schema statico originario, in un arco a spinta eliminata (Fig. 2). Ciò è stato ottenuto con tre semplici quanto "invisibili" (Fig. 3) modifiche strutturali:

- introducendo un tirante, costituito dall'impalcato in acciaio collegato longitudinalmente alle spalle;
- disponendo la spalla in riva sinistra su appoggi scorrevoli in direzione longitudinale. (Fig. 3)
- precomprimendo l'impalcato con 6 stralli da 55 trefoli da 0.6" (At=150mmq), singolarmente viplati ed ingrassati, forniti da Tensacciai Spa. I cavi, disposti nello spessore dell'impalcato per motivi estetici (Fig. 4), sono stati tesati ad una tensione di 800MPa, sufficiente a compensare quasi interamente la spinta dell'arco in esercizio;

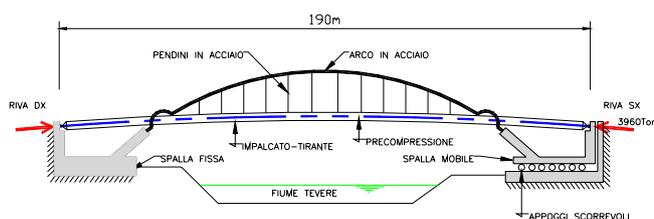


Figura 2 - Schema statico realizzato;



Figura 3 - Fase realizzativa della spalla mobile;

L'ulteriore modifica, che s'intende illustrare e dettagliare nella presente memoria, riguarda la porzione centrale della piattaforma, originariamente costituita da una piastra ortotropa in acciaio, che è stata sostituita da una sottile soletta in cls ad AR (C70/85). Il ricorso ad un cls ad alta resistenza

ha permesso di limitare l'aumento di peso rispetto alla soluzione in acciaio, contenendo lo spessore strutturale in soli 18cm. Complessivamente il peso del pacchetto strutturale e della pavimentazione nella soluzione eseguita, è risultato essere addirittura inferiore a quello originario, grazie alla realizzazione del sovraspessore, necessario per la predisposizione a linea tranviaria, con un conglomerato alleggerito ($\gamma=9\text{kN/mc}$).



Figura 4 - Vista degli stralli di precompressione in prossimità dell'ancoraggio sulla spalla mobile;



Figura 5 - Vista d'insieme del ponte ultimato;

Le potenzialità prestazionali del cls ad AR hanno avuto efficace riscontro sia riguardo alle sollecitazioni flessionali di carattere locale - schema statico di trave continua tessuta in direzione longitudinale su traversi intermedi con luce di 3.0m - che a quelle globali, permettendo di limitare la precompressione dell'impalcato di contrasto alla spinta. Nel caso si fosse impiegato un cls ordinario, C35/45, comunemente utilizzato per solette di ponti stradali, sarebbe stato necessario realizzare una soletta di 28cm di spessore, con un aggravio del 56% in termini di peso ed ovvie ripercussioni sui costi. Inoltre, l'incremento dello spessore strutturale, avrebbe comportato la necessità di innalzare la livelletta del ponte, precludendo la possibilità di adattare una futura linea tranviaria.

Accanto a quelli di carattere strutturale, l'impiego di cls ad AR in luogo della p.o., garantirà numerosi vantaggi durante l'esercizio dell'opera, che si concretizzeranno in:

- drastica riduzione della rumorosità (fondamentale per un'opera in ambito urbano, ancor più se pedonale);
- eliminazione dei rischi di rottura per fatica tipica delle p.o.;
- un generalizzato miglioramento della durabilità (minore fessurazione);
- drastica riduzione degli oneri manutentivi;
- possibilità di attacco diretto della rotaia di una futura linea tranviaria.



Figura 6 - Vista dell'intradosso della piattaforma;

Lo stesso cls è stato utilizzato per la realizzazione dei basamenti da cui spiccano le arcate in acciaio (Fig. 7)



Figura 7 - Vista dei piedritti in cls di spiccato dell'arco;

Il calcestruzzo, prodotto dalla Calcestruzzi SpA, è stato oggetto di studi preliminari di pre-qualifica della miscela, che hanno portato alla individuazione di un mix ad elevate prestazioni, ben superiori a quelle di progetto.

Le prove di prequalifica del calcestruzzo, sono state eseguite dalla Calcestruzzi presso il laboratorio centrale della zona Lazio ed hanno fornito i seguenti risultati:

Esito delle prove dopo 3 giorni di maturazione

Data prelievo	Massa	Rottura (N/mm ²)
07-09-2010	2370	74.7
07-09-2010	2370	74.5

Esito delle prove dopo 7 giorni di maturazione

Data prelievo	Massa	Rottura (N/mm ²)
07-09-2010	2410	89.1
07-09-2010	2420	87.1

Esito delle prove dopo 28 giorni di maturazione

Data prelievo	Massa	Rottura (N/mm ²)
07-09-2010	2430	103.9
07-09-2010	2430	105.3
	Resistenza minima	R₁ = 103.9
	Resistenza media	R_m = 104.6

I risultati ottenuti da cubetti confezionati con il calcestruzzo dei getti dei piedritti sono i seguenti:

Dopo 3 giorni di maturazione

Sponda	Rottura (N/mm ²)
Sinistra	64
Destra	63

Dopo 7 giorni di maturazione

Sponda	Rottura (N/mm ²)
Sinistra	89
Destra	87

Dopo 28 giorni di maturazione

Sponda	Rottura (N/mm ²)
Sinistra	96
Destra	103

Resistenza minima a 28 giorni **R₁ = 96 N/mm²**

Resistenza media a 28 giorni **R_m = 99.5 N/mm²**

Si osserva come i risultati relativi ai getti di cantiere siano perfettamente in linea con quelli ottenuti nel corso delle

prove di prequalifica.

Applicando il controllo di accettazione di tipo "A", si ottiene:

$$R_1 = 96.0 > R_{ck} - 3.5 = 82.5 \rightarrow \text{Verificato}$$

$$R_m = 99.5 > R_{ck} + 3.5 = 88.5 \rightarrow \text{Verificato}$$



Figura 8- Vista della soletta in fase di getto;

3 LE CARATTERISTICHE DEL CLS UTILIZZATO

3.1 Classi di resistenza

I calcestruzzi vengono suddivisi nelle seguenti categorie :

- Calcestruzzi con resistenza cubica inferiore a 55 MPa e con rapporto a/c minore di 0.55 (Calcestruzzo ordinario o a resistenza normale – NR)
- Calcestruzzi con resistenza cubica superiore a 55 MPa ed inferiore a 75 MPa con rapporto a/c minore di 0.45 (Calcestruzzo ad alte prestazioni – AP)
- Calcestruzzi caratterizzati da un rapporto a/c minore di 0.35 e una resistenza cubica superiore a 75 MPa ed inferiore a 115 MPa (Calcestruzzo ad alta resistenza – AR)

I calcestruzzi AR sono caratterizzati da basso rapporto in peso acqua/legante (a/l), da alto dosaggio di legante, dall'impiego di aggiunte minerali reattive verso l'idrossido di calcio (ceneri volanti, argille calcinate, pozzolane naturali, microsilice) che intervengono sulle caratteristiche fisico-meccaniche e sulla durabilità del calcestruzzo e di additivi chimici superfluidificanti.

Il dosaggio del legante varia nell'intervallo 400 - 550 Kg/m³ e rappresenta il totale del cemento Portland più le aggiunte minerali attive. Il rapporto a/l è generalmente nell'intervallo 0,25 - 0,35.

3.2 Caratteristiche della miscela

Per la fornitura relativa al Ponte della Musica è stato commissionato un calcestruzzo R_{ck} 85 con diametro

massimo 16 mm, la classe di esposizione ambientale scelta per l'opera XC4 e consistenza S5.

3.3 Prove di prequalifica

Presso il laboratorio centrale della zona Lazio sono state effettuate le prime verifiche e le prime analisi di fattibilità del calcestruzzo.

I primi studi di laboratorio avevano l'obiettivo di individuare materie prime tali da assicurare il rispetto contemporaneo dei tre requisiti fondamentali di una miscela di calcestruzzo preconfezionato ad Alta Resistenza:

- Requisito Tecnologico – il ridotto rapporto acqua / cemento
- Requisito Reologico – Adeguata Lavorabilità e idoneo mantenimento di lavorabilità
- Requisito Meccanico – Resistenza a compressione di progetto

La scelta dei componenti e dei vari dosaggi per il calcestruzzo AR è ricaduta su:

- Aggregati di natura basaltica
- Cemento tipo 52.5 R Cem I
- Additivo superfluidificante
- Aggiunte di tipo II (Fumi di silice)

descritte nel prossimo capitolo.

3.4 Materie prime e aggregati

Aggregato fine

I calcestruzzi ad alta resistenza hanno un quantitativo di legante cementizio superiore rispetto ai calcestruzzi ordinari l'apporto di particelle fini alla miscela richiesto alle sabbie, fondamentale per le formulazioni correnti, non è determinante per questo tipo di miscele dove la distribuzione granulometrica della sabbia non ha conseguenze sul bleeding e sulla segregazione, bensì solo ed esclusivamente sulla richiesta d'acqua

Aggregato Grosso

La scelta dell'aggregato grosso risulta di fondamentale importanza per questo tipo di miscele dove il ridotto rapporto acqua/cemento (cc 0.30) conferisce alla matrice cementizia un livello di resistenza molto simile e a volte uguale a quello dell'aggregato stesso.

In questi casi ogni ulteriore riduzione del rapporto acqua/cemento non crea nessuna tipologia di vantaggio in termini di resistenza a compressione.

L'unica possibilità, in casi analoghi, è quella di cambiare la tipologia di aggregato con uno avente caratteristiche meccaniche migliori.

In fase di pre-qualifica della miscela, i risultati a compressione hanno precluso l'utilizzo di alcuni aggregati e quindi obbligatoriamente richiesto la loro sostituzione.

Di seguito sono stati riportate due tipologie di mix (A e B) e i relativi risultati in termini meccanici nei quali i componenti sono dosati in ugual misura ma la tipologia di aggregato

grosso, nel caso del mix B, è di natura basaltica (Tabella 1 – Fig. 9).

Tabella 1 – Resistenze a compressione A e B

	R85 Con aggregati normali	R85 Con aggregati basaltici
3 gg	63	70.1
7 gg	78.7	84.5
14 gg	81	86.3
28 gg	81.4	87.8

Nota: I dati a compressione sono espressi in MPa

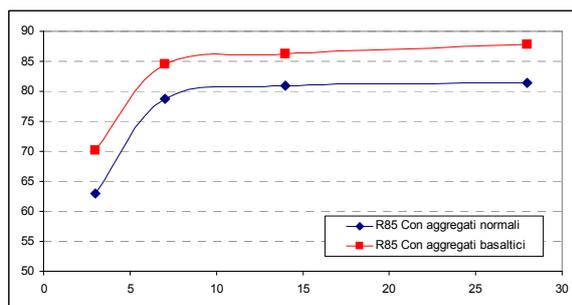


Figura 9 - Resistenze a compressione mix A e B

Come si può osservare lo sviluppo della resistenza nei calcestruzzi AR, con rapporti acqua /cemento inferiori a 0.35, risulta molto influenzato dalla natura litologica e dalle caratteristiche meccaniche dell'aggregato grosso.

La forma e la tessitura dell'aggregato grosso influenza, come l'aggregato fino, la reologia della miscela e la richiesta d'acqua. Viene preferita una tipologia di aggregato grosso con superficie frantumate perché queste generano una sorta di effetto incastro meccanico all'interno della miscela. Al contrario si preferisce evitare, anche nel caso di calcestruzzi ordinari, tipologie di aggregati con particelle aventi forme allungate, le quali potrebbero creare, in fase indurita, zone di disomogeneità con possibili piani di rottura preferenziali.

Cemento

Per questo tipo di prodotto è stato indispensabile utilizzare il cemento 52.5 R tipo Cem I in modo tale da garantire il requisito meccanico richiesto.

Aggiunte – Fumi di Silice

Il fumo di silice o microsiline è un sottoprodotto della fabbricazione di silicio e leghe ferro-silicio.

La microsiline, grazie alle sue caratteristiche, possiede svariate funzioni, le più riconosciute attualmente sono:

- Funzione "Fillerizzante"

La microsiline si presenta con particelle sferiche con dimensioni variabili tra lo 0.1 μm e 2 μm e superficie specifica (Blaine) con valori compresi tra 15000 e 25000 m^2/kg , quindi con caratteristiche dimensionali 10 volte inferiori a quelle dei cementi normalmente utilizzati per la produzione di calcestruzzo.

Questo consente ai granuli di microsiline di collocarsi all'interno della matrice cementizia con la creazione di una struttura molto più compatta.

- Funzione "Pozzolonica"

Le caratteristiche mineralogiche e la composizione chimica della microsiline rendono il prodotto altamente reattivo e quindi valutabile, non solo come un'aggiunta di inerte all'interno della miscela, ma bensì un contributo al dosaggio del cemento.

L'impiego di fumo di silice costituisce un mezzo per innalzare e per conseguire la resistenza di progetto e la lavorabilità desiderata.

Microstruttura e zona di transizione

Nei calcestruzzi ordinari, quindi con rapporto a/c compreso tra 0.45 e 0.65, la microstruttura della matrice è caratterizzata da un'elevata porosità e da una zona di transizione con l'aggregato di circa 50 μm . La zona di transizione si presenta con una porosità, una densità ed una morfologia completamente differente dalla matrice cementizia indisturbata (Fig. 10).

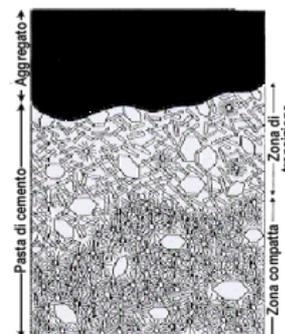


Figura 10 – Schema della zona di transizione (4)

Le differenze morfologiche e di densità comportano una "difettosità" all'interno della zona di interfaccia e questa causa un difficile trasferimento delle tensioni dalla pasta di cemento all'aggregato, la conseguenza di ciò è la scarsa influenza delle caratteristiche degli aggregati sulle proprietà della matrice legante. Nei calcestruzzi AR la zona di interfaccia è praticamente nulla e le proprietà meccaniche dell'aggregato sono molto simili a quelle della pasta di cemento, questo comporta un migliore trasferimento delle tensioni tra matrice e aggregato, quindi un comportamento molto più elasto-lineare anche fino a tensioni molto vicine al carico di rottura.

L'utilizzo della microsiline comporta un aumento della durabilità dell'opera perché l'eliminazione totale o parziale della zona di transizione non permette agli elementi "dannosi" per il calcestruzzo di permeare all'interno dello stesso.

3.5 Miscele di prova

Qui di seguito sono elencate alcune prove effettuate nei laboratori Calcestruzzi SpA durante la progettazione dell'Rck 85 per la fornitura presso il Ponte della Musica.

Le miscele sono denominate A – B – C – D di seguito sono elencati i costituenti.

Tabella 3 – Componenti miscele

Componenti	UM	Miscela			
		A	B	C	D
Cemento 52.5 R Cem I	kg	530	530	480	530
Microsilice	kg			50	40
Sabbia	kg	526	654	745	630
Aggregato Grosso Ordinario	kg			908	
Aggregato Grosso Basaltico	kg	1140	1054		990
Add. Superfluidificante	Lt	8	6.9	7.2	10.6
Add. SRA	Lt			4.8	
Add. Espansivo	kg				20
MV Teorica	kg/mc	2382	2411	2364	2386

Per ogni singola miscela sono state verificate le caratteristiche reologiche attraverso la misurazione dell'abbassamento al cono di Abrams (UNI EN 12350-2) a intervalli prestabiliti (Tabella 4 – Fig. 11).

Tabella 4 – Consistenza delle miscele

	UM	Miscela			
		A	B	C	D
Slump a t 0		180	270	180	260
Slump a t 30		0	230	170	240
Slump a t 60		0	180	140	210

Nota: I dati sono espressi in mm di abbassamento

Successivamente sono state verificate le resistenze a compressione (UNI EN 12390-3) rispettivamente dopo 3, 7 e 28 giorni di maturazione alle condizioni standard (Tabella 5 – Fig. 12).

Tabella 5 – Resistenze a Compressione delle miscele

	UM	Miscela			
		A	B	C	D
Resistenza a Compressione	3 gg	78	80.5	63	71.3
Resistenza a Compressione	7 gg	80	82.3	78.7	86.8
Resistenza a Compressione	28 gg	84.6	86.5	81.4	106.3
Rapporto A/C eq		0.340	0.330	0.317	0.316

Nota: I dati sono espressi MPa.

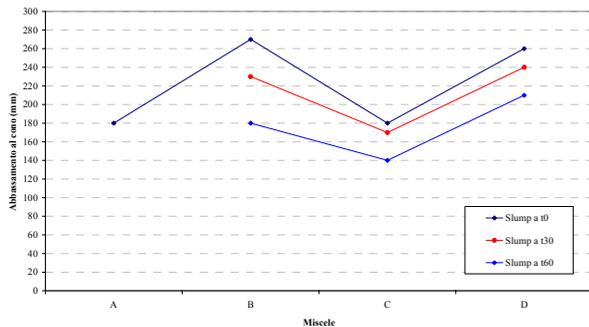


Figura 11 – Valutazione della consistenza (UNI EN 12350:2)

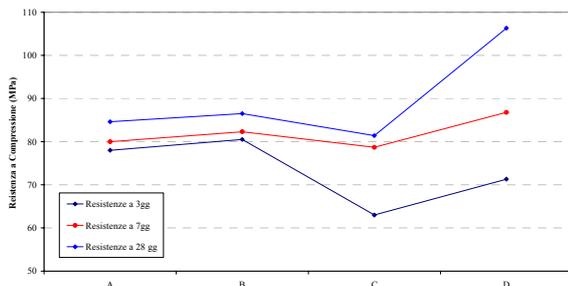


Figura 12 – Valutazione resistenze a compressione (UNI EN 12390:3)

Facendo le opportune considerazioni nei riguardi della tipologia di richiesta da parte del Committente e soprattutto in considerazione della tipologia di opera, della complessità e della densità di armatura all'interno dei piedritti, la miscela più idonea risulta la miscela D.

Un'altra considerazione da effettuare è nei riguardi della resistenza a compressione in termini di resistenza di progetto.

$$Rm_{target} = Rck + k * \sigma$$

$$Rm_{target} = 85 + (1.64 * 5) = 93.2 MPa$$

Nella valutazione della resistenza di progetto è stata presa in considerazione anche la curva del calcestruzzo con il cemento tipo I 52.5R.

Come si può notare dalla Fig. 13 lo sviluppo della resistenza con rapporti acqua/cemento molto bassi risente di qualsiasi piccola variazione.

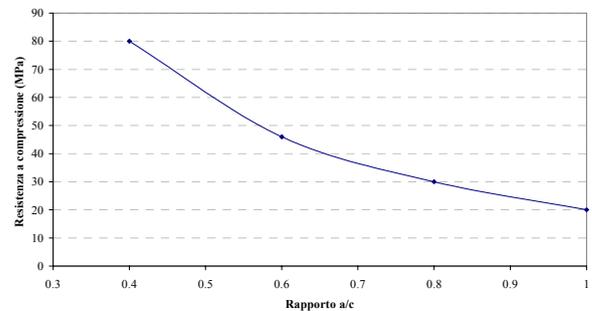


Figura 13 – Curva del calcestruzzo 52.5 R Cem tipo I;

Piccole variazioni sul rapporto acqua/cemento possono creare grosse variazioni sulle resistenze, per queste motivazioni la progettazione della miscela in oggetto è stata effettuata con valori a 28 giorni di circa 100 MPa.

3.6 Prequalifica presso laboratorio accreditato

Nella progettazione della miscela è risultato utile verificare anche alcune caratteristiche della miscela allo stato indurito; la Calcestruzzi SpA in collaborazione con un laboratorio riconosciuto dal Ministero dei Lavori Pubblici ha effettuato sulla miscela le seguenti prove :

- Verifica del Ritiro Idraulico
- Verifica del Modulo Elastico Secante a Compressione

Ritiro idraulico

La valutazione del ritiro idraulico è stata effettuata a determinati intervalli temporali con riferimento ad un valore "zero" equivalente al tempo di fine presa del calcestruzzo.

Le contrazioni che avvengono nel calcestruzzo e che danno luogo al ritiro sono distinguibili in due differenti tipologie:

Il Ritiro Autogeno

Questo è dovuto essenzialmente a motivi interni del calcestruzzo poiché avviene anche quando non sussistono variazioni igrometriche e termiche nell'ambiente di maturazione.

Tale fenomeno è causato dall'idratazione del cemento, i prodotti derivati dalla reazione occupano un volume inferiore nei confronti di quelli che hanno prodotto la reazione.

Questa contrazione dipende fondamentalmente dal tenore di cemento utilizzato per il confezionamento della miscela.

Il Ritiro Igrometrico

Le cause che provocano il ritiro igrometrico, a differenza di quello precedentemente descritto, sono imputabili a condizioni esterne al prodotto.

L'evaporazione dell'acqua contenuta nella miscela verso l'ambiente esterno provoca l'instaurarsi di contrazioni all'interno della massa di calcestruzzo.

Tale fenomeno dipende esclusivamente dai fattori ambientali quali la temperatura esterna, l'umidità relativa e la velocità dell'aria nonché dal rapporto a/c poiché un eccesso di acqua libera provocherebbe un aumento del ritiro.

Normalmente quando si fa riferimento al ritiro ci si riferisce al ritiro idraulico considerato come deformazione totale ottenuta dalla somma del ritiro autogeno e dal ritiro idrometrico.

Qui di seguito vengono riportati i risultati ottenuti in laboratorio sulla miscela Rck 85 (Tabella 5 – Fig. 14).

Tabella 5 – Determinazione Ritiro Idraulico

Stagionatura (ore/gg)	24h	48h	3gg	6gg	7gg	14gg	28gg
Ritiro $\mu\text{m/m}$	-10	-110	-170	-230	-240	-330	-390

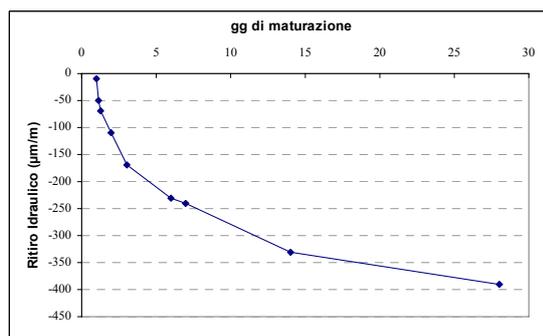


Figura 14 – Grafico del Ritiro Idraulico

Viene quindi determinato un ritiro idraulico dopo 28 giorni di maturazioni di $-390 \mu\text{m/m}$ quindi valori riconducibili a calcestruzzi ordinari.

Modulo elastico secante a compressione

Durante la pre-qualifica della miscela si è determinato sperimentalmente il modulo elastico sia dopo 7 giorni di maturazione e sia dopo 28 giorni di maturazione.

Il modulo elastico risulta essere un parametro fondamentale nella progettazione e nelle applicazioni strutturali. Tale proprietà, diversamente dall'acciaio, dipende da molti fattori comunque tutti riconducibili alla natura composita del calcestruzzo.

In letteratura sono presenti molte relazioni tra la resistenza a compressione e il modulo elastico secante.

Qui di seguito sono riportati i valori ottenuti dopo 7 giorni di maturazione e 28 giorni di maturazione e confrontati con la relazione presente nelle NTC del 14-01-2008.

Tabella 6 – Modulo Elastico Secante a Compressione

	Provini		Medie
	1	2	
Resistenza a compressione			
7gg	75.6	75.1	75
28gg	92.9	92.4	93
Modulo elastico secante DM 14-01-2008			
7gg	40363	40282	40322
28gg	42937	42867	42902
Modulo elastico secante sperimentale			
7gg	41346	41767	41557
28gg	42269	43700	42985

Nota: I dati sono espressi in MPa

Dalla tabella 6 si può verificare come esista una buona corrispondenza, soprattutto a 28 giorni di maturazione, tra il valore sperimentale e quello calcolato attraverso la correlazione presente nelle NTC del DM 14-01-2008.

4 CONCLUSIONI

L'impiego dell'Rck 85 per il Ponte della Musica, così come per tutte le opere di eccellenza, ha richiesto un'intensa attività di laboratorio per la progettazione e la messa a punto della miscela.

A tale fine la Calcestruzzi SpA ha sviluppato e assecondato a pieno le richieste dei progettisti e della direzione lavori, producendo una miscela ad elevate performance meccaniche, ben superiori a quelle previste in progetto.



Figura 15 – Vista della soletta a getto completata;

L'applicazione descritta in questa memoria costituisce un'ulteriore dimostrazione della validità dei calcestruzzi ad Alta Resistenza per la costruzione di opere dove sono richiesti elevati requisiti in termini di capacità prestazionali.

I vantaggi strutturali ed economici riscontrati nel Ponte della Musica, ne rendono peraltro prevedibile una maggiore diffusione anche nell'edilizia civile "ordinaria".

Tale auspicio è supportato dalla constatazione che oggi, grazie allo sviluppo nell'industria degli additivi superfluidificanti, all'utilizzo di varie tipologie di aggiunte minerali e al progresso tecnico degli impianti, risulta possibile produrre con relativa semplicità calcestruzzi ad Alta Resistenza con rapporti acqua / cemento inferiori a 0,35.

BIBLIOGRAFIA

- (1) EN 206:2006
- (2) UNI EN 11104:2003
- (3) Linee Guida su calcestruzzi strutturali Alta Resistenza - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale
- (4) Il Nuovo Calcestruzzo" – Mario Collepari Ed. Tintoretto
- (5) NTC 2008

IL GETTO DELLE SOLETTE NEI PONTI COMPOSTI: CONFRONTO TRA VARIE TECNICHE DI FRAZIONAMENTO

Fabrizio Gara¹, Graziano Leoni², Luigino Dezi¹

¹ Dipartimento di Architettura, Costruzioni e Strutture, Università Politecnica delle Marche

² Scuola di Architettura e Design, Università di Camerino

SOMMARIO

Le solette dei viadotti con impalcato continuo composto vengono usualmente realizzate con getti frazionati sulle travi metalliche non puntellate. La concomitanza delle trazioni per ritiro impedito e di quelle indotte dalle fasi costruttive può condurre alla fessurazione prematura della soletta. In questo lavoro si presenta uno studio sull'efficacia di varie tecniche di frazionamento del getto per controllare gli stati di trazione nella soletta di ponti composti a trave continua. Con riferimento ad un caso studio, vengono discussi i risultati numerici ottenuti con un programma di calcolo dedicato in grado di cogliere gli effetti dell'evoluzione della struttura e del ritiro del calcestruzzo alle brevi stagionature. L'analisi dei vari contributi considerati separatamente (peso proprio, ritiro termico, endogeno e da essiccamento) permette di comprendere i meccanismi che innescano gli stati di trazione in soletta e valutare l'efficacia dei vari sistemi costruttivi considerati.

SUMMARY

Slabs of continuous steel-concrete composite viaducts are usually constructed for segments on the unpropped steel girders. The contemporary action of restrained shrinkage and of forces due to the construction phases may lead to the concrete early cracking. This paper presents a study on the effectiveness of various casting techniques that may be used to control tensile stresses in continuous composite bridges. Numerical results obtained analysing a case study by means of a dedicated computer program, capable of taking into account effects of structural changes and of early shrinkage, are discussed. The various actions (self-weight, thermal, endogeneous and drying shrinkage) are considered separately in order to understand mechanisms that are responsible for tensile stresses and to evaluate the effectiveness of the various construction techniques considered.

1 INTRODUZIONE

Nei viadotti con impalcato continuo composto, la soletta viene usualmente realizzata con getti frazionati sulle travi metalliche non puntellate e al procedere della costruzione si registra un'evoluzione della sezione resistente (Fig. 1). Il peso del calcestruzzo fresco e delle casseforme impiegate, inducono sollecitazioni nei tratti della soletta caratterizzata da un calcestruzzo che si trova ancora nelle prime fasi di indurimento; in particolare possono insorgere momenti negativi responsabili di stati di trazione sulla soletta che vanno a sovrapporsi alle trazioni indotte dalle componenti di ritiro endogeno e termico che si sviluppano molto rapidamente dopo la fine-presa del calcestruzzo. La concomitanza delle trazioni per ritiro impedito e di quelle indotte dalle fasi del getto, conduce spesso alla fessurazione prematura della soletta [01, 02]. Questo fenomeno può essere controllato ottimizzando le sequenze costruttive in modo da minimizzare gli effetti legati al peso della soletta; la tecnica più usata consiste nel frazionare il getto realizzando prima i tratti di soletta nelle parti centrali delle campate e successivamente quelli sopra agli appoggi.

Nella realizzazione delle solette nei ponti composti si può far riferimento a varie tecniche, che possono prevedere l'uso di casseforme mobili o di elementi prefabbricati (predalles). La predisposizione delle armature della soletta e la disposizione dei connettori risultano ovviamente condizionate dalla scelta del sistema costruttivo.



Figura 1 - Impiego di casseri mobili nel getto della soletta di un viadotto a trave continua composta acciaio-calcestruzzo

In questo articolo si esaminano dapprima gli aspetti fondamentali del comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature, che caratterizzano le solette durante la fase costruttiva degli impalcati e si illustrano le modalità di modellazione e di analisi. Successivamente si presenta uno studio sull'efficacia di diverse tecniche di frazionamento del getto nel contrastare la tendenza alla fessurazione delle solette degli impalcati continui composti. Con riferimento ad un caso di studio costituito da un impalcato a tre campate, sono discussi i risultati numerici ottenuti con un programma di calcolo dedicato [03], in grado di cogliere gli effetti dell'evoluzione della struttura e del ritiro del calcestruzzo alle brevi stagionature; l'analisi dei vari contributi considerati separatamente permette di comprendere i meccanismi che innescano gli stati di trazione in soletta e valutare l'efficacia dei vari sistemi costruttivi considerati.

2 COMPORTAMENTO DEL CLS ALLE BREVI STAGIONATURE

Il comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature è stato oggetto di numerosi studi per il ruolo primario che il fenomeno della fessurazione prematura assume sulla durabilità delle costruzioni [04]. Nel caso dei viadotti con impalcati continui composti, la prematura fessurazione della soletta è indotta dalle trazioni che si sviluppano per la concomitanza degli effetti delle fasi costruttive e del ritiro impedito della soletta. La valutazione analitica della tendenza alla fessurazione è operazione piuttosto complessa poiché legata da un lato alla corretta valutazione degli stati di trazione nel calcestruzzo, che non può prescindere dai contributi delle componenti del ritiro e dal comportamento viscoso del calcestruzzo, dall'altro alla valutazione dell'evoluzione della resistenza a trazione nelle fasi immediatamente successive alla presa. Nel seguito si descrivono le varie componenti del ritiro e si illustrano le modalità di modellazione del comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature.

4.1 Ritiro del calcestruzzo

Sebbene suddividere il ritiro in componenti indipendenti sia discutibile [05], ai fini delle applicazioni pratiche risulta utile definire tre contributi secondo la relazione

$$\bar{\varepsilon}(t) = \varepsilon_T(t, t_e) + \varepsilon_E(t, t_e) + \varepsilon_D(t, t_s) \quad (1)$$

dove ε_T è la componente di ritiro termico, ε_E è la componente endogena e ε_D è quella da essiccamento. La suddivisione è dovuta, più che al riconoscimento di meccanismi indipendenti capaci di generare riduzioni di volume, al fatto che ciascun contributo è caratterizzato da una diversa evoluzione temporale.

Ritiro termico

Come ben noto, la reazione di idratazione del cemento di tipo esotermico comporta il riscaldamento della massa del calcestruzzo che, a fine-presa, si trova ad una temperatura superiore a quella ambientale; il successivo raffreddamento comporta una riduzione di volume molto veloce. In elementi anche piuttosto sottili, come possono essere le solette dei ponti, il riscaldamento avviene quasi completamente prima della fine-presa quando il calcestruzzo si trova allo stato

plastico. Negli impalcati composti il gradiente termico può dare contributi significativi allo stato tensionale in soletta in quanto la successiva riduzione di volume risulta parzialmente impedita dalle travi metalliche.

Nessuna indicazione circa l'entità del raffreddamento è data nei codici di progettazione ad eccezione dell'Eurocodice 4 parte 2 [06] che suggerisce una riduzione della temperatura della soletta di 20°C. La componente di ritiro termico è la più rapida se confrontata con le altre e gli effetti indotti sono fondamentali per il comportamento alle brevi stagionature di elementi sottili. Per la valutazione di una legge che descriva l'evoluzione temporale di questa componente di ritiro, possono considerarsi le curve di raffreddamento misurate per solette di ponti [07]; queste sono circa lineari e la riduzione di volume del calcestruzzo può essere calcolata moltiplicando la riduzione di temperatura per il coefficiente di dilatazione termica secondo la formula

$$\varepsilon_T(t, t_e) = -\alpha(t - t_e)\Delta T \geq -\alpha\Delta t_c\Delta T \quad (2)$$

dove ΔT è il rapporto di raffreddamento espresso in °C/giorno, t e t_e sono l'istante corrente e quello di fine-presa e Δt_c è l'intervallo di raffreddamento. Valori tipici di ΔT e Δt_c sono rispettivamente 4 °C/giorno e 5 giorni (Fig. 2).

Si noti che questa componente di ritiro, che si sviluppa in pochi giorni, non è reversibile e permane quindi durante l'intera vita della costruzione. Tuttavia, i suoi effetti tenderanno ad attenuarsi nel tempo a causa della viscosità del calcestruzzo (problema di rilassamento).

Ritiro endogeno

Con ritiro endogeno si intende la riduzione di volume che avviene dopo la fine-presa a causa delle reazioni chimiche che portano all'indurimento del calcestruzzo. Questa componente è la conseguenza del processo di auto-essiccamento, ovvero della riduzione di acqua nella porosità capillare della massa del calcestruzzo dovuta alla reazione di idratazione del cemento. Si ritiene generalmente che questa componente non dipenda dall'umidità ambientale RH (Fig. 3) anche se recenti studi dimostrano il contrario [05]. La componente endogena è molto importante per calcestruzzi ad alta resistenza mentre può essere trascurata per calcestruzzi normali. Si sviluppa completamente entro pochi mesi dal getto e, come per il ritiro termico, non è reversibile. Alcuni codici di progettazione come l'Eurocodice 2 [08] suggeriscono specifici modelli per la valutazione degli effetti strutturali.

Ritiro da essiccamento

Il ritiro da essiccamento costituisce la componente a lungo termine fortemente dipendente dall'umidità relativa RH ed è dovuto alla variazione nel tempo dell'acqua contenuta nei pori capillari per raggiungere l'equilibrio igrometrico con l'ambiente. Generalmente, l'acqua evapora dai pori riducendo il volume della massa del calcestruzzo; tuttavia il processo può essere invertito nel caso in cui questo sia esposto in ambiente saturo (immersione in acqua). Il fenomeno inizia dopo la fine della stagionatura (t_s) e si sviluppa lentamente durante l'intera vita della costruzione con velocità maggiori durante i primi mesi.

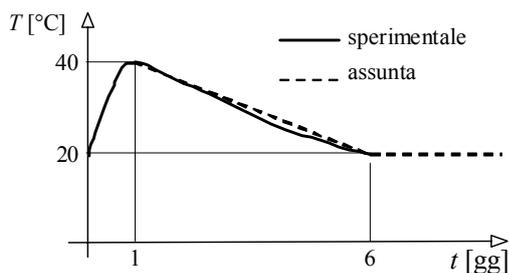


Figura 2 – Raffreddamento del calcestruzzo

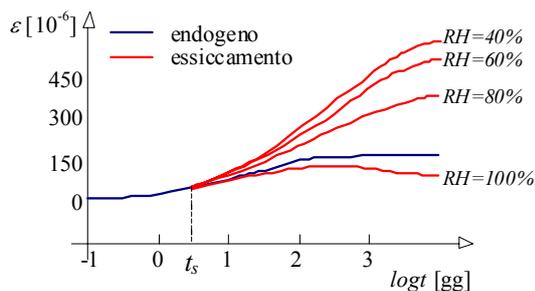


Figura 3 – Componenti di ritiro endogeno e da essiccamento

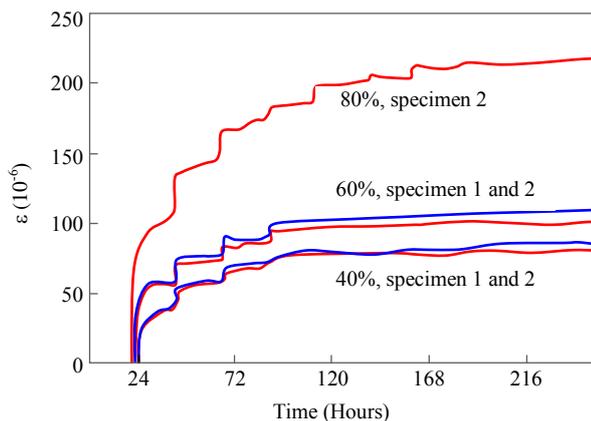


Figura 4 – Evoluzione della deformazione (depurata da effetti termici e ritiro) per prefissati rapporti tensione/resistenza [09]

Questa componente è alquanto importante per calcestruzzi normali mentre è meno significativa per calcestruzzi ad alta resistenza. I codici di progettazione, tra questi l'Eurocodice 2 [08], suggeriscono i valori finali del ritiro da essiccamento e opportune leggi evolutive in funzione dell'umidità relativa ambientale RH , dello spessore fittizio della sezione h_0 e della resistenza del calcestruzzo.

4.2 Viscosità in trazione

Come ben noto, gli effetti differiti influenzano pesantemente il comportamento in esercizio delle strutture non omogenee come quelle in calcestruzzo armato o quelle composte acciaio-calcestruzzo. In particolare, nel caso di strutture composte soggette ad azioni permanenti, la viscosità è responsabile della migrazione delle tensioni dalla parte in calcestruzzo a quella in acciaio o, nel caso di distorsioni permanenti (o che si sviluppano lentamente come il ritiro) gli stati di tensione subiscono il fenomeno del rilassamento.

Nel caso di calcestruzzi soggetti a tensioni di trazione, il problema strutturale che si presenta è delicato in quanto è molto probabile che le tensioni siano prossime alla resistenza del calcestruzzo. In tale situazione gli effetti della viscosità risultano maggiori in quanto caratterizzati dal comportamento non lineare che si manifesta per tensioni maggiori al 40÷50% della resistenza (Fig. 4). Nel caso dei ponti con impalcato composto, alle brevi stagionature e durante le fasi costruttive, le solette risultano soggette esclusivamente a stati di trazione per cui diventa necessario adottare modelli appropriati per cogliere il reale comportamento della struttura.

Nelle usuali analisi strutturali, la resistenza a trazione del calcestruzzo viene trascurata ed i codici di progettazione suggeriscono funzioni di viscosità valide solo per stati di compressione; nel caso di sollecitazioni di trazione si trovano alcune indicazioni solo in pubblicazioni specializzate (e.g. Atrushi [10]). Un approccio molto semplice è stato proposto da Bazant e Oh [11] che hanno suggerito di modificare la funzione di viscosità valida in compressione moltiplicando per tre il coefficiente di viscosità quando le tensioni risultano maggiori del 50% della resistenza media a trazione. Nonostante la semplicità, questo modo di procedere porta comunque alla non linearità del legame costitutivo. Nei casi pratici, il problema può essere semplificato moltiplicando il coefficiente di viscosità per 1.5-2.0, qualunque sia il livello tensionale, evitando così di dover svolgere analisi non lineari. Con questo approccio, il coefficiente di viscosità adottato nelle analisi può essere ancora quello suggerito dai codici di progettazione (per esempio EN1992-1-1 [08]). Nel seguito, per semplicità e a vantaggio di statica, si opera nell'ipotesi di viscosità lineare anche per livelli tensionali superiori al limite soprari chiamato.

4.3 Resistenza a trazione

La resistenza a trazione del calcestruzzo e la sua evoluzione temporale sono cruciali per la determinazione della tendenza alla fessurazione della soletta durante le fasi costruttive. L'evoluzione della resistenza a trazione, confrontata con quella a compressione, risulta più rapida. Kanstad et al. [12] hanno proposto di modificare la legge del Model Code 90 [13], valida in compressione, in accordo all'equazione

$$f_{ctm}(t) = f_{t28} \left[e^{s \left(1 - \frac{5.3}{t^{0.5}} \right)^n} \right] \quad (3)$$

dove il coefficiente s è posto uguale a 0.20, per cementi ad alta resistenza e presa rapida, mentre l'esponente n è tipicamente compreso tra 0.55 e 0.70 e dovrebbe essere determinato con l'ausilio di prove sperimentali. L'Eurocodice 2 (EN1992-1-1 [08]) propone $n = 1$ per $t < 28$ giorni e $n = 0.7$ per $t \geq 28$ giorni.

3 ANALISI DELLE FASI COSTRUTTIVE DI IMPALCATI COMPOSTI

L'analisi delle fasi costruttive di impalcato composto acciaio-calcestruzzo, richiede una valutazione attenta delle sequenze temporali con cui vengono realizzati i conci della soletta, la valutazione delle azioni di ritiro e la definizione delle caratteristiche viscosive del calcestruzzo. Gli autori hanno

proposto un modello [03] dedicato a questo tipo di analisi che permette di tener conto di generiche sequenze costruttive e dei vari tipi di azione che caratterizzano la costruzione dell'impalcato.

L'impalcato è schematizzato come trave composta acciaio-calcestruzzo con componente in acciaio ad altezza variabile. La connessione di interfaccia trave-soletta è di tipo flessibile in modo da consentire gli scorrimenti longitudinali ed impedire il distacco tra le due componenti. La cinematica della trave composta è descritta con un modello alla Newmark [14] secondo il quale trave e soletta, pur scorrendo l'una sull'altra, si deformano conservando separatamente la sezione piana senza subire deformazioni di taglio.

Per analizzare le sequenze costruttive, l'impalcato è suddiviso in conci omogenei per età del calcestruzzo (stesso istante di getto t_p). Ogni cono è caratterizzato da tre fasi di carico (Fig. 5): (i) nel periodo di tempo che precede la presa del calcestruzzo ($t < t_e$), il cono è formato dalla sola trave in acciaio sulla quale agiscono i pesi del calcestruzzo fresco e del cassero; (ii) nell'intervallo di tempo compreso tra fine-presa e fine-stagionatura del calcestruzzo ($t_e \leq t < t_s$), il cono si comporta come elemento composto soggetto alle componenti di ritiro termico ed endogeno; (iii) a partire dall'istante di fine stagionatura ($t \geq t_s$), sul cono composto agiscono il peso del cassero cambiato di segno (solo nel caso di casseri mobili) ed il ritiro da essiccamento.

Per la trave di acciaio e per la connessione si assume un comportamento elastico lineare mentre per il calcestruzzo della soletta si considera il legame viscoelastico lineare [13]. Le deformazioni da ritiro sono introdotte come deformazioni crescenti nel tempo indipendenti dallo stato tensionale.

Il problema è risolto numericamente agli elementi finiti con una procedura di integrazione step-by-step per cogliere fedelmente l'evoluzione degli stati tensionali e deformativi. In particolare, si impiega un elemento di trave composta con connessione deformabile caratterizzato da 10 gradi di libertà (spostamenti verticali e rotazioni di estremità, spostamenti assiali della trave di acciaio e della soletta in calcestruzzo misurati alle estremità e in un nodo intermedio) (Fig. 6a).

La procedura consente di descrivere anche le situazioni più articolate che si possono incontrare nella realizzazione di un impalcato, compresa la post-connezione della soletta. Per cogliere la discontinuità degli spostamenti longitudinali della soletta, la mesh strutturale è caratterizzata dal raddoppio dei nodi in corrispondenza della sezione di separazione fra due conci omogenei contigui. In tal modo, gli spostamenti dei due nodi sono indipendenti fin quando in entrambi i conci adiacenti non si sia verificata la presa del calcestruzzo. Successivamente, avvenuta la connessione fra i due conci grazie al completamento della soletta, gli ulteriori incrementi di spostamento sono eguagliati attivando un vincolo interno fra i due nodi (Fig. 6b).

La procedura numerica risulta molto accurata e consente di cogliere la complessa evoluzione della struttura durante le sue fasi costruttive riuscendo a descrivere l'evoluzione degli spostamenti, delle tensioni e della forza di interazione sui connettori. I risultati possono essere organizzati in modo da ottenere i diagrammi degli involucri delle massime tensioni in soletta o, nei vari conci, le tensioni ad una data età del getto. Il confronto delle tensioni con le resistenze maturate dal calcestruzzo fornisce un quadro immediato della tendenza alla fessurazione della soletta.

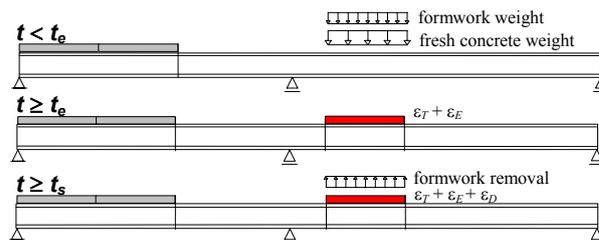


Figura 5 – Sequenze costruttive: azioni sull'impalcato durante la realizzazione di un cono di soletta.

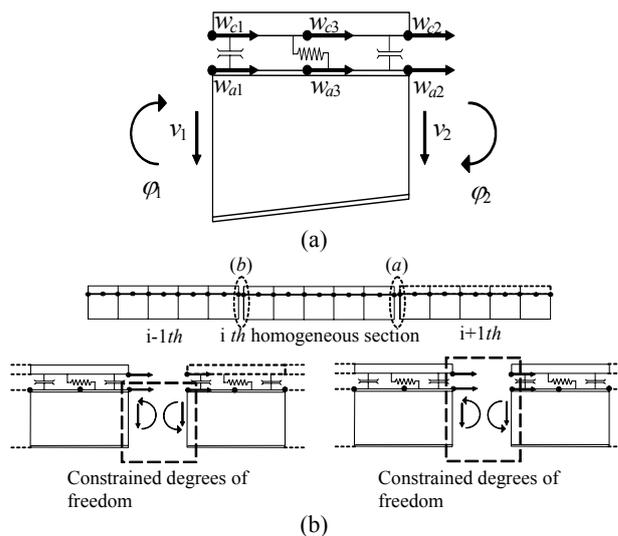


Figura 6 – (a) Elemento finito di trave con 10 d.o.f.; (b) vincoli interni fra conci adiacenti

4 CONFRONTO TRA VARIE STRATEGIE DI FRAZIONAMENTO DEL GETTO

4.1 Strategie di frazionamento del getto

Il getto della soletta di ponti composti acciaio-calcestruzzo può essere effettuato con l'impiego di predalle collaboranti o facendo ricorso all'impiego di casseri mobili. In questo lavoro si fa riferimento al secondo sistema che richiede l'impiego di calcestruzzi progettati per assicurare adeguate resistenze alle brevi stagionature, per rendere possibile la rimozione dei casseri dopo circa un giorno dal getto, e consente la realizzazione di tratti di soletta di 10-12 m di lunghezza (in base alle dimensioni del cassero). Con questo sistema costruttivo si può ottimizzare il frazionamento dei getti, minimizzando le sollecitazioni indotte dal peso proprio, al fine di controllare la fessurazione prematura delle solette. Tale obiettivo può essere raggiunto realizzando prima i tratti di soletta in campata e successivamente quelli in corrispondenza degli appoggi in modo che i massimi momenti negativi indotti dal peso dei nuovi conci di soletta agiscano solamente sulla componente metallica.

Per contenere le tensioni di trazione in soletta i conci in corrispondenza degli appoggi, da realizzare dopo il getto di quelli in campata, devono essere previsti non simmetrici rispetto all'asse dell'appoggio stesso, con la parte sul lato sinistro più lunga di quella sul lato destro (per getto che progredisce da sinistra a destra).

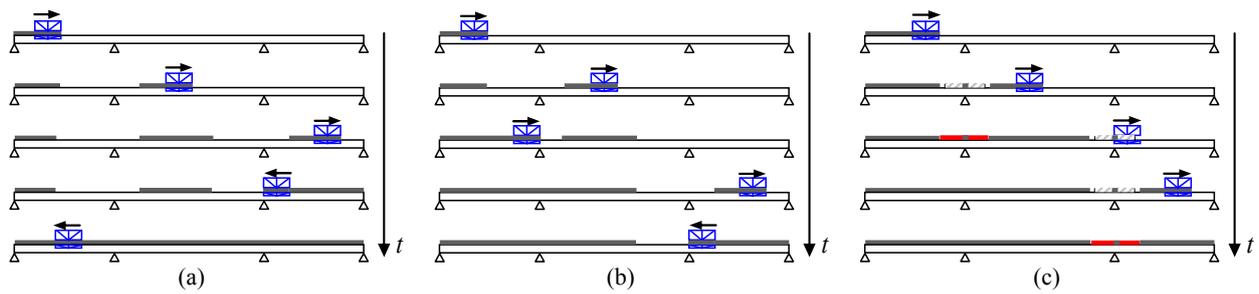


Figura 7 – Alcune sequenze di movimentazione dei casseri (a) conci di campata realizzati prima di quelli sugli appoggi; (b) getto alternato in una sola direzione; (c) getto in avanzamento con post-connesione della soletta in corrispondenza degli appoggi



Figura 8 – Impiego di due casseri mobili per la realizzazione alternata dei getti in campata ed in appoggio

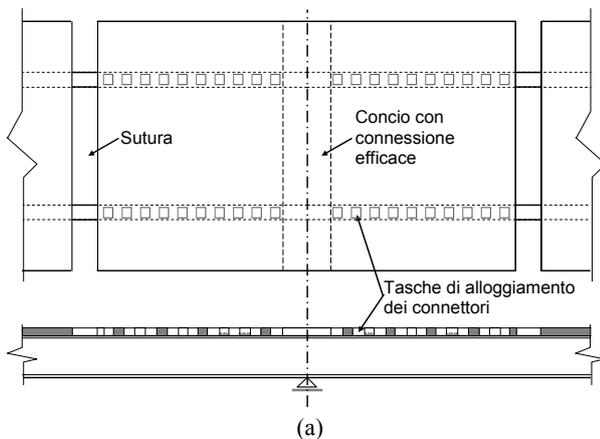


Figura 9 – Sistema con soletta post-connessa: (a) schema tasche e conci di sutura; (b) tasche di alloggiamento dei connettori e predisposizione del concio di sutura; (c) getto del concio di sutura

Nelle figure 7a e 7b sono illustrate due strategie di frazionamento del getto che differiscono solo per le modalità di realizzazione dei conci di appoggio: nel primo caso il getto

dei conci di appoggio è effettuato dopo aver realizzato tutti i conci di campata, mentre nel secondo i conci relativi ad ogni appoggio sono realizzati subito dopo il getto dei conci della campata successiva all'appoggio stesso. Nel secondo caso il getto dei conci di campata induce momenti flettenti positivi e quindi tensioni di compressione in soletta, nei conci appena realizzati vicino agli appoggi. Il peso dei conci di campata produce in sostanza un effetto positivo. Tale tecnica può risultare più laboriosa della precedente quando si utilizza un solo cassero mobile, mentre con due casseri è possibile alternare il getto in campata e sugli appoggi con movimentazione in una sola direzione (Fig. 8).

Entrambe le strategie appena illustrate richiedono la posa in opera delle armature della soletta prima del posizionamento del cassero; le armature costituiscono un piano di appoggio e di scorrimento per la movimentazione del cassero da una posizione all'altra. Con questa tecnica costruttiva si opera usualmente con due casseri e si realizza un tratto di soletta a giorno: poiché la movimentazione del cassero e il getto della soletta richiedono un solo giorno, lo scassero avviene dopo circa 36 ore dalla fine del getto. Per il calcestruzzo si deve prevedere una resistenza all'istante di scassero tale da prevenire la fessurazione della soletta sugli sbalzi laterali.

Un sistema alternativo ai precedenti consiste nel movimentare il cassero in un'unica direzione realizzando tutti i tratti di soletta sequenzialmente, prevedendo la post-connesione soletta-trave nei tratti in prossimità degli appoggi intermedi (Fig. 7c). Il tratto di soletta in corrispondenza degli appoggi è connesso in un concio di lunghezza limitata di circa 2 m (Fig. 9a), mentre, nella restante parte, i connettori sono raggruppati ed alloggiati in tasche che sono riempite in una fase successiva con calcestruzzo a ritiro controllato per rendere efficace la connessione (Fig. 9b). Questo tratto di soletta dovrà essere ovviamente separato da quelli di campata predisponendo conci di sutura alle due estremità che saranno gettati contemporaneamente alla solidarizzazione (Fig. 9c). Così facendo, nella prima fase travi e soletta non sono collaboranti ed il peso del calcestruzzo nelle sezioni di campata non induce stati di trazione nel calcestruzzo già indurito. Inoltre, nell'arco temporale in cui la soletta non è connessa alla trave di acciaio, il ritiro termico e parte del ritiro endogeno avvengono liberamente rendendo il sistema particolarmente interessante ai fini del controllo delle trazioni durante le fasi costruttive. Rispetto ai sistemi precedentemente discussi, a fronte dei vantaggi appena illustrati, il sistema richiede maggiori oneri nella predisposizione delle tasche e nella sigillatura dei conci di sutura.

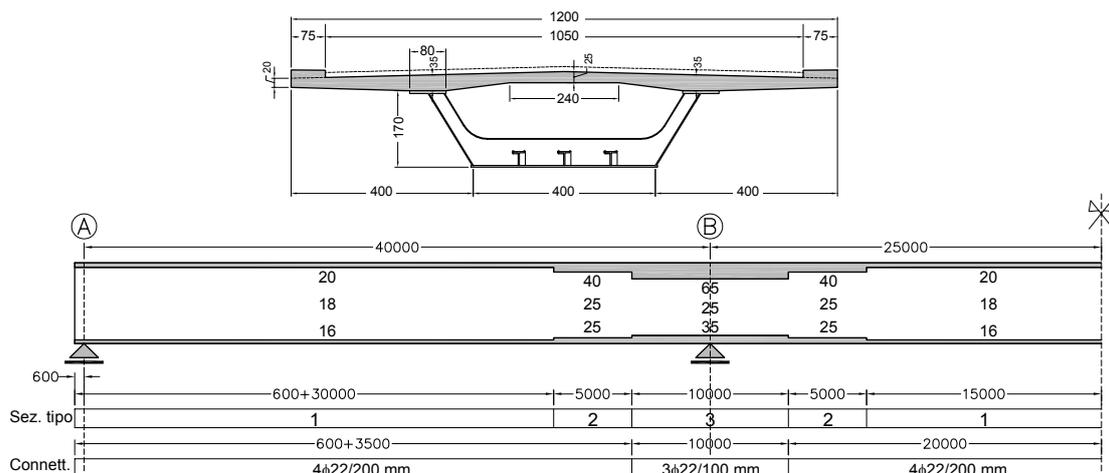


Figura 10 – Caso studio: (a) sezione trasversale tipo; (b) definizione della geometria longitudinale, degli spessori delle lamiere e della disposizione dei connettori

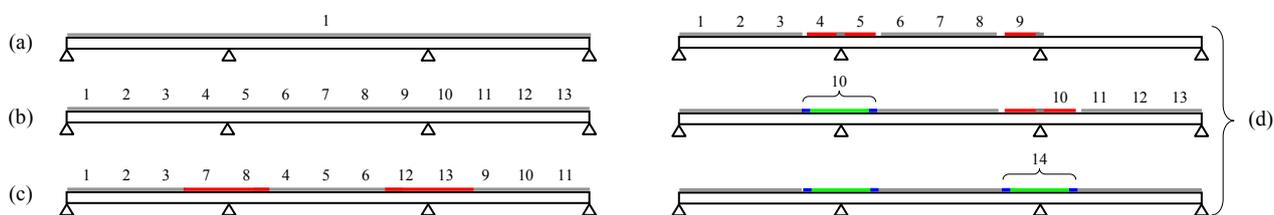


Figura 11 – Schemi di getto: (a) getto unico; (b) getto in avanzamento; (c) getto alternato campata-appoggio della soletta; (d) getto in avanzamento con soletta post-connessa

4.2 Caso di studio

Le tecniche di avanzamento di getto precedentemente descritte vengono applicate al caso di un ponte con impalcato a cassone composto continuo su tre campate (40+50+40 m). La sezione trasversale tipo e lo schema longitudinale di metà impalcato, con spessori delle lamiere e sistema di connessione trave-soletta, sono mostrati in figura 10. Le armature della soletta sono disposte in ragione del 2%, per tratti di 20 m in corrispondenza degli appoggi intermedi, e dell'1% per la restante parte.

Per la soletta si considerano le seguenti quattro sequenze costruttive:

1. getto in unica soluzione (Fig. 11a);
2. getto in avanzamento continuo (Fig. 11b);
3. sequenza ottimizzata con getto dei tratti di campata prima di quelli agli appoggi (Fig. 11c);
4. getto in avanzamento con soletta post-connessa nei tratti vicini all'appoggio (Fig. 11d).

La numerazione riportata in figura 11 indica la successione nella realizzazione dei conci.

Per il calcestruzzo si considera una classe C35/45; per le componenti del ritiro (endogeno e da essiccamento) e per la viscosità si utilizzano le funzioni proposte dall'Eurocodice 2 [08] assumendo un'umidità relativa ambientale $RH = 75\%$.

Per quanto riguarda il ritiro termico, si considera una riduzione di 20°C in 5 giorni dalla fine-presenza del calcestruzzo, che è stata assunta ad 1 giorno dall'istante di getto. Per le sequenze temporali, si suppone di gettare un conco ogni due giorni, con rimozione del cassero a 36 ore dal getto (da questo istante inizia l'azione del ritiro da essiccamento).

Nella figura 12 sono mostrate le tensioni ottenute considerando separatamente i contributi dovuti al peso proprio della soletta (Fig. 12a), al ritiro termico (Fig. 12b) e ai ritiri endogeno e da essiccamento cumulati (Fig. 12c). Per quanto riguarda il peso proprio della soletta e il ritiro termico, i risultati sono riferiti a 30 giorni dall'inizio delle operazioni di getto, mentre per le componenti del ritiro a lungo termine (endogeno e da essiccamento) i risultati sono riferiti a 70 anni (istante finale di analisi 25550 giorni).

Lo stato tensionale prodotto dal peso proprio della soletta è particolarmente gravoso per il getto in avanzamento, mentre per i getti frazionati i valori massimi si ottengono in corrispondenza dei conci di campata. Le due strategie di getto frazionato danno risultati praticamente coincidenti. In corrispondenza del primo appoggio si registra uno stato tensionale di compressione dovuto all'effetto dei conci dell'ultima campata, realizzati dopo il getto (o la connessione) dei conci di appoggio.

Per quanto riguarda il ritiro termico si osserva che le tensioni sono della stessa entità di quelle indotte dai pesi propri. Il frazionamento del getto conduce in ogni caso ad effetti ridotti rispetto al getto unico in quanto il ritiro, applicato gradualmente con il progredire della costruzione, agisce sull'impalcato privo in parte della soletta. Si nota infine che le maggiori riduzioni si hanno nel caso della soletta post-connessa nel quale scompaiono gli effetti del ritiro termico del tratto di soletta in corrispondenza degli appoggi intermedi (le tensioni presenti agli appoggi sono dovute alle reazioni iperstatiche prodotte dal ritiro dei conci di campata).

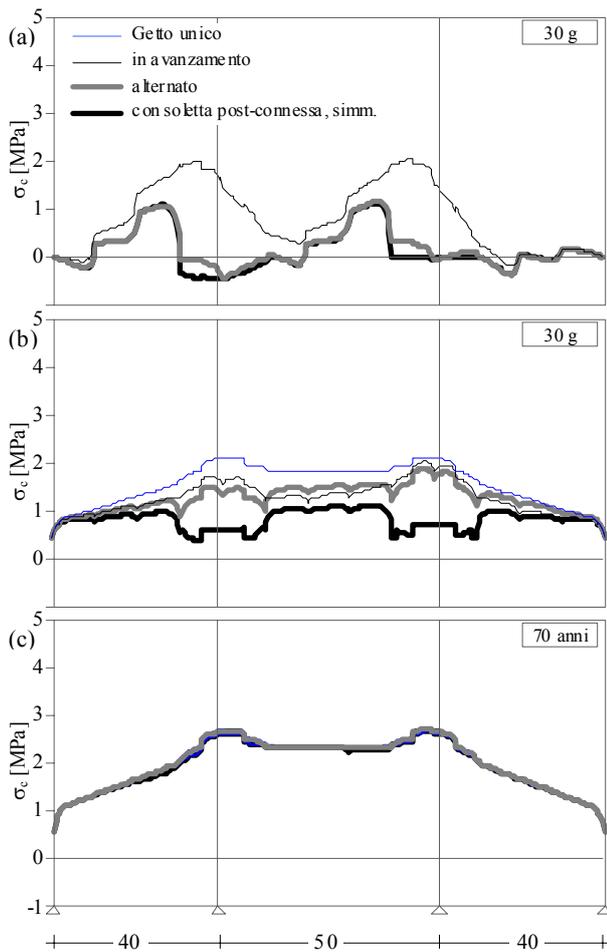


Figura 12 – Confronto delle varie tecniche di frazionamento del getto: (a) pesi propri; (b) ritiro termico, (c) ritiro da essiccamento

Si ricorda che, come per gli effetti del peso proprio, il diagramma è riferito a 30 giorni dall'inizio del getto; a lungo termine si verifica una riduzione dello stato tensionale per effetto della viscosità.

Gli effetti del ritiro endogeno e da essiccamento (Fig. 12c) sono di fatto indipendenti dalle modalità di getto della soletta.

La figura 13 mostra gli stati tensionali dovuti al peso della soletta e alle componenti di ritiro a breve (30 giorni) e a lungo termine (70 anni). I tre casi di getto frazionato sono considerati separatamente e confrontati con il caso di getto unico. Dai diagrammi risulta evidente ancora una volta come il getto in avanzamento conduca a stati tensionali di trazione elevati in corrispondenza degli appoggi, di molto superiori a quelli ottenuti con il getto unico, nel quale le tensioni sono dovute alle sole componenti del ritiro (Fig. 13a). Nel caso di getto alternato e getto in avanzamento con soletta post-connessa, le tensioni massime (non le distribuzioni) sono paragonabili a quelle ottenute con il getto unico soprattutto a lungo termine, dimostrando come un opportuno frazionamento del getto possa ridurre sostanzialmente gli effetti del peso proprio (Fig. 13b,c). Come già osservato per il ritiro termico, il sistema di getto in avanzamento con soletta post-connessa presenta tensioni di trazione agli appoggi inferiori rispetto al caso di getto alternato.

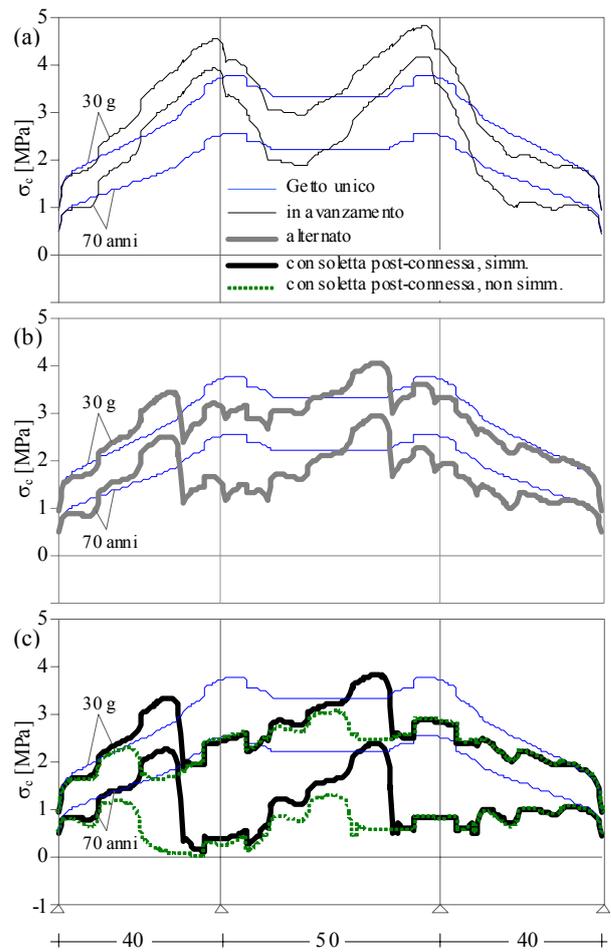


Figura 13 – Confronto tra varie tecniche di frazionamento del getto: (a) getto in avanzamento; (b) getto frazionato alternato, (c) getto in avanzamento con soletta post-connessa

In figura 13c sono anche riportati, con linea a tratteggio, i risultati ottenuti considerando il getto in avanzamento e soletta post-connessa nel caso di conci in appoggio non simmetrici. Lo sbilanciamento dei conci in corrispondenza degli appoggi, come già detto al paragrafo 4.1, consente un'ulteriore ottimizzazione delle fasi esecutive che attenua lo stato tensionale prodotto dal peso proprio della soletta.

Infine, le curve riportate in figura 14 mostrano le evoluzioni temporali delle tensioni di trazione misurate, per le varie strategie di getto, nelle sezioni maggiormente sollecitate. Nel caso di getto in avanzamento, la tensione supera abbondantemente la resistenza del calcestruzzo e l'analisi condotta non può considerarsi attendibile per gli istanti successivi alla fessurazione. In tutti gli altri casi la tensione si mantiene al di sotto della resistenza. Tuttavia, è importante notare come a circa una settimana dal getto (al termine dell'effetto termico) ci sia un istante critico in cui la curva delle tensioni e quella della resistenza (curva tratteggiata) sono particolarmente vicine. Ciò è dovuto alla concomitanza degli effetti del peso proprio della soletta e del ritiro termico che successivamente si riducono per redistribuzione delle tensioni dalla soletta alla trave metallica.

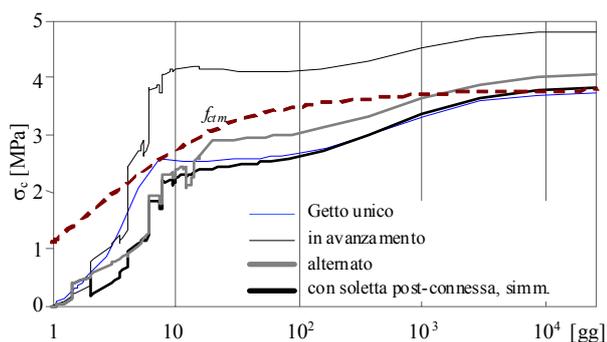


Figura 14 – Evoluzione delle trazioni in soletta per le sezioni che a fine getto sono caratterizzate dalle tensioni massime

La situazione tende a diventare nuovamente critica a lungo termine quando il ritiro da essiccamento raggiunge i valori finali massimi. Per controllare la fessurazione della soletta il calcestruzzo dovrebbe essere progettato per raggiungere i valori della resistenza necessari a far fronte alle tensioni di trazione che si sviluppano in soletta.

5 CONCLUSIONI

In questa memoria è stata affrontato lo studio del comportamento del calcestruzzo alle brevi stagionature valutando l'efficacia di varie modalità di getto della soletta nel controllo della fessurazione sia durante le fasi costruttive che a lungo termine. Oltre al sistema in avanzamento, è stato considerato il getto frazionato, in cui si realizzano i tratti in campata prima di quelli in corrispondenza degli appoggi, ed un sistema in cui la soletta è gettata in avanzamento con i tratti agli appoggi post-connessi alla trave metallica. I risultati delle analisi numeriche, basate su una procedura step by step, hanno mostrato l'efficienza dei sistemi di frazionamento del getto nel ridurre gli stati tensionali di trazione in soletta dovuti al peso proprio. Nel caso di soletta post-connessa, si ha un ulteriore beneficio nella riduzione degli effetti dovuti al ritiro termico.

BIBLIOGRAFIA

[01] SETRA (1995) – Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles. *Bagneux*, France.
 [02] KRAUSS, P.D., ROGALLA, E.A., (1996) – Transverse Cracking in Newly Constructed Bridge Decks. *National Academy Press, Washington, USA*.
 [03] DEZI, L., GARA, F. LEONI, G. (2006) – Construction sequence modelling for continuous steel-concrete composite decks. *J. Steel and Composite Structures*,

Vol. 6, No. 2, 123-138.

- [04] MAYS, G. (2003) *Durability of concrete structures*, Taylor and Francis e-Library.
 [05] SELLEVOLD, E.J., BJØNTEGAARD, Ø. (2006) Coefficient of thermal expansion of cement paste and concrete: Mechanisms of moisture interaction. *Materials and Structures*, Vol. 39, 809-815.
 [06] EN 1994-2 (2005) EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: Rules for bridges. European Committee for Standardization.
 [07] DUCRET, J.M., LEBET, J.P. (1999) – Behaviour of composite bridges during construction. *Structural Engineering International*, Vol. 3, 212-218.
 [08] EN 1992-1-1 (2004) EUROCODE 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization.
 [09] HAUGAARD-NIELSEN, A.B. (1997) Mathematical modelling and experimental analysis of early age concrete. PhD Thesis, Technical University of Denmark, Series R, No.34.
 [10] ATRUSHI, D.S. (2003) Tensile and compressive creep of early age concrete: testing and modelling. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.
 [11] BAŽANT, Z.P., OH, B.H. (1984) – Deformation of progressively cracking reinforced concrete beams. *ACI Journal*, Vol. 81, No. 3, 268-278.
 [12] KANSTAD, T., HAMMER, T.A., BJØNTEGAARD, Ø., SELLEVOLD, E.J. (1999) Mechanical properties of young concrete: evaluation of test methods for tensile strength and modulus of elasticity. Determination of model parameters, NOR-IPACS report STF22 A99762, ISBN 82-14-01062-4.
 [13] CEB-FIP (1988) – Model Code 1990 - CEB Bulletin d'Information n. 190. *Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte*, Paris, France.
 [14] NEWMARK, N.M., SIESS, C.P., VIEST, I.M. (1951) – Tests and analysis of composites beams with incomplete interaction. *Proc. Soc. Exp. Stress Anal.*, Vol. 9, No. 1, 75-92

INDAGINE SPERIMENTALE SU TRAVI IN C.A. RINFORZATE A TAGLIO CON FRP

Stefania Imperatore, Davide Lavorato, Camillo Nuti, Silvia Santini, Lorena Sguerri

Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre

SOMMARIO

Si presentano i primi risultati di alcune indagini sperimentali in corso su due travi in cemento armato rinforzate a taglio con CFRP, estratte dalla struttura di un importante edificio romano degli anni '30. Le prove sono eseguite presso il Laboratorio Sperimentale del Dipartimento di Strutture dell'Università di Roma Tre e prevedono di valutare la resistenza a taglio delle travi rinforzate con la contemporanea presenza di un momento di segno negativo. Attualmente è stata eseguita una prima prova che ha messo in evidenza alcuni aspetti di rilievo legati ad una cattiva esecuzione dell'intervento di consolidamento nonché buone potenzialità della modellazione in campo non lineare, riferita al comportamento della trave durante la prova, eseguita con ATENA 3.2.

SUMMARY

The first results of an experimental campaign in progress on two reinforced concrete beams strengthened in shear with CFRP are presented. The beams were extracted from an important Roman building of the '30s. The tests, performed at the Experimental Laboratory of Structural Department of the University of Roma Tre, plan to evaluate the shear strength of the retrofitted beams with the simultaneous occurrence of a negative bending moment. The first test carried out showed some significant issues related some faults in retrofit and the good potential of nonlinear modeling, referring to the behavior of the beam during the test, performed with ATHENA 3.2.

1. INTRODUZIONE

A seguito di un incarico conto terzi, il Laboratorio Sperimentale del Dipartimento di Strutture dell'Università degli Studi Roma Tre, analogamente a quanto compiuto in passato su due travi provenienti dall'edificio della ex Dogana di Porto Fluviale sito lungo il fiume Tevere a Roma [1], sta conducendo un'approfondita campagna sperimentale su travi in cemento armato estratte da una struttura intelaiata risalente alla metà degli anni '30 ed attualmente sottoposta ad un intervento di consolidamento (Fig.1) volto ad assicurare alla struttura un sufficiente grado di sicurezza in presenza di azioni verticali ed orizzontali secondo le direttive dell'OPCM 3274/03 [2].

Le due travi estratte dalla struttura (di seguito denominate TM1 e TM2) sono quelle che, a seguito degli interventi, avrebbero perso la loro funzione portante (Fig.2). Il progetto di consolidamento prevede, infatti, l'introduzione di alcuni setti in c.a., l'aggiunta di una soletta collaborante con i solai esistenti, il rinforzo a taglio di tutte le travi interne mediante fasciature diagonali in CFRP, il rinforzo a flessione per le travi i cui momenti di estremità superano i momenti resistenti e infine il rinforzo di alcuni pilastri.

L'obiettivo della campagna sperimentale è quello di fornire una stima della resistenza di travi rinforzate a taglio (con strisce di tessuto CFRP) ed a flessione (con una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito) e provate in modo da avere uno stato di sollecitazione simile a quello di una trave

inserita in una struttura intelaiata. Le prove sono utili per valutare l'efficacia del rinforzo a taglio in genere trattato, anche dalle più moderne normative [3-4], facendo riferimento a travi semplicemente appoggiate, senza considerare il caso in cui si sviluppa una sollecitazione composta taglio/momento negativo in corrispondenza dei nodi (Fig.3).



Figura 1 – Interventi di consolidamento sulla struttura

La fase preliminare della campagna sperimentale ha previsto il rilievo geometrico delle travi e delle loro armature, la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo mediante misure non distruttive e prove elastiche di flessione/taglio per valutare l'eventuale stato di fessurazione preesistente nelle travi.



Figura 2 – Trave 2 (TM2) durante l'estrazione

La fase della campagna sperimentale attualmente in corso prevede la valutazione della capacità portante delle travi consolidate. In particolare è stata effettuata la prima prova, caratterizzata da un collasso prematuro legato principalmente ad alcuni difetti costruttivi. Per una migliore comprensione della risposta sperimentale ottenuta si è deciso di effettuare una dettagliata analisi agli elementi finiti in grado di analizzare l'evoluzione del quadro fessurativo e la modalità di rottura della trave rinforzata. Il modello, sviluppato sulla base dei dati ad oggi in nostro possesso, è stato in grado di riprodurre bene il comportamento sperimentale ed ha confermato l'influenza di alcuni difetti nella realizzazione dell'intervento di consolidamento.

2. DESCRIZIONE DELLE TRAVI

La tabella 1 riporta in sintesi le caratteristiche geometriche delle due travi estratte dalla struttura, caratterizzate da una sezione a T ed indicate con la sigla TM1 e TM2.

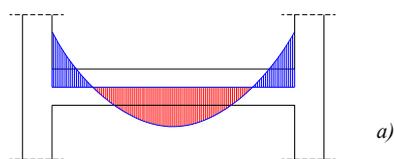
Tabella 1 – Sintesi delle caratteristiche geometriche delle travi

	TM1	TM2
Lunghezza trave	461 cm	462 cm
Altezza media	52,5 cm	52,0 cm
Larghezza anima	26,0 cm	26,0 cm
Larghezza ali	52,0 cm	57,5 cm
Altezza ali	21,0 cm	21,0 cm
Correnti superiori	2 ϕ 24	2 ϕ 24
Correnti inferiori	2 ϕ 24	2 ϕ 24
Armatura inferiore mezzera	4 ϕ 24	4 ϕ 24
Armatura superiore estremità	2 ϕ 24	2 ϕ 24
Staffe	17 ϕ 10	16 ϕ 10
Passo delle staffe	21/34 cm	21/38 cm

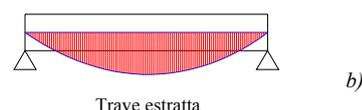
Le armature, rilevate mediante un pacometro Profometer 5 della Proceq, sono tutte costituite da ferri lisci. In particolare, per entrambe le travi si è rilevato un passo delle staffe piuttosto irregolare e variabile dai 21 ai 38 cm, in ogni caso più ampio in corrispondenza del centro della trave e più piccolo, com'è ovvio, verso le estremità.

Per simulare uno stato tensionale simile a quello che si avrebbe in una struttura intelaiata, le travi sono state prolungate in modo da avere a disposizione una mensola sulla quale applicare un secondo carico, oltre a quello in campata, al fine di generare un momento negativo sull'appoggio (Fig.3).

CONFIGURAZIONE REALE



CONFIGURAZIONE SPERIMENTALE TRADIZIONALE



CONFIGURAZIONE SPERIMENTALE UTILIZZATA

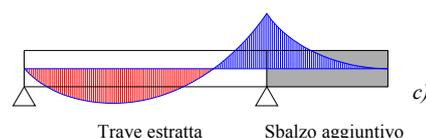


Figura 3 – Andamento del momento flettente per effetto del carico distribuito: a) per una trave in una struttura a telaio; b) per una trave semplicemente appoggiata; c) per una trave appoggiata con sbalzo.

Compatibilmente con gli spazi e le attrezzature presenti nel Laboratorio, la lunghezza della parte aggiunta è stata fissata in 220 cm. La lunghezza complessiva delle travi prolungate raggiunge quindi i 682 cm. Il calcestruzzo utilizzato è di classe C28/35, mentre l'acciaio è di tipo B450C (Tab. 2).

Tabella 2 – Caratteristiche meccaniche delle armature aggiuntive

Contrassegno Campione	Φ (mm)	Φ_{equiv} (mm)	σ_y (MPa)	σ_r (MPa)	A_{gt} (%)
FP_24_1	24	23,891	509,63	614,38	14,31
FP_24_2	24	23,836	520,93	620,31	13,31

La geometria della parte aggiunta è illustrata in figura 4. In particolare, i 4 ϕ 24 sono stati saldati alle armature presenti nella trave estratta, mentre i 2 ϕ 12 sono stati inghisati con resina epossidica per una profondità di circa 25 cm.

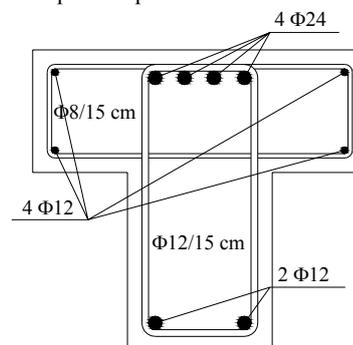


Figura 4 – Disposizione delle armature nello sbalzo aggiuntivo

3. INDAGINI SUI MATERIALI

Per avere una stima delle resistenze dei materiali prima del prelievo dei campioni dalle travi sono state effettuate prove non distruttive sul calcestruzzo. Per valutare le caratteristiche meccaniche delle armature presenti nelle travi prelevate si è pensato di estrarre, da porzioni di struttura su cui era possibile intervenire, alcuni spezzoni di armatura, di diametro 12 mm.

In particolare per il calcestruzzo, si sono combinate secondo il metodo Sonreb, battute sclerometriche e misure delle velocità ultrasoniche. La legge di correlazione scelta per applicare la metodologia è, tra quelle presenti in letteratura, quella consigliata dalle norme Rilem [5], che fornisce valori di resistenza più cautelativi. Le stime forniscono una resistenza media di 17,7 MPa per la trave TM1 e 25,5 MPa per la TM2.

Le caratteristiche meccaniche delle armature sono illustrate in tabella 3, che riporta il diametro equivalente (Φ_{equiv}), la tensione di snervamento (σ_y), la tensione di rottura (σ_r) e la deformazione sotto carico massimo (A_{gt}).

Tabella 3 – Caratteristiche meccaniche delle armature originarie

Contrassegno Campione	Φ (mm)	Φ_{equiv} (mm)	σ_y (MPa)	σ_r (MPa)	A_{gt} (%)
FV_12_1	12	11,736	328,09	465,50	8,23
FV_12_2	12	11,883	319,45	463,87	11,23

4. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO

L'intervento di consolidamento effettuato sulla trave TM1 ha previsto l'applicazione di fasce in fibra di carbonio per incrementare la resistenza a taglio e la realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito per incrementare la resistenza a flessione.

Il rinforzo a taglio è stato eseguito applicando, per una lunghezza di circa 140 cm dagli appoggi, otto fasce oblique in fibra di carbonio (quattro per ogni estremità della trave) composte ciascuna da due strisce a 45° che si incrociano all'intradosso (Figg. 5-6).

Il tessuto utilizzato è caratterizzato da una resistenza a trazione dichiarata di 3000 MPa, modulo elastico dichiarato di 390 GPa, e spessore equivalente 0,22 mm. La resina epossidica utilizzata è invece caratterizzata da un'adesione maggiore di 4 N/mm² ed un modulo elastico a trazione dichiarato di 11200 N/mm².



Figura 5 – Intervento di rinforzo a taglio: a) vista d'insieme; b) particolare dell'incrocio delle strisce all'intradosso della trave.

Il rinforzo a flessione ha previsto la realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito (peso specifico 18 kN/m³) fibrorinforzato con fibre in polipropilene (40 x 12 x 0,2 mm). Il calcestruzzo alleggerito è caratterizzato da un valor medio della resistenza cubica a compressione di 61,70 MPa ed un modulo elastico di 31,62 GPa.

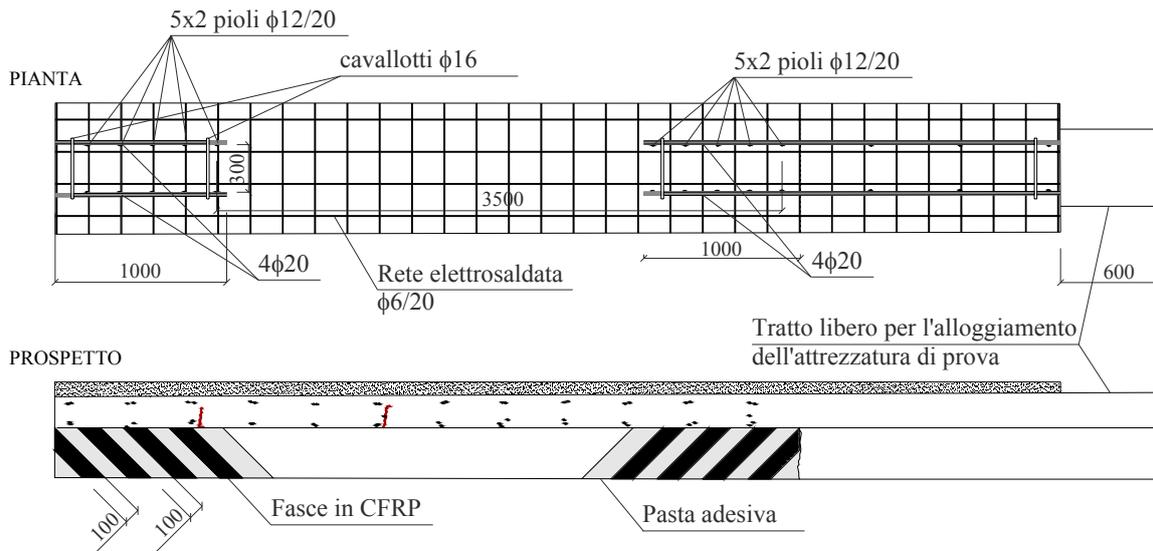


Figura 6 – Disposizione delle armature nella soletta collaborante

La soletta, larga 80 cm e spessa 7 cm, si prolunga al di sopra della parte aggiunta della trave interrompendosi a 60 cm dall'estremità per lasciar spazio all'attrezzatura di prova.

Le armature longitudinali sono costituite da 2+2Φ20 a doppio registro al cui interno è disposta una rete elettosaldata a maglia quadra Φ6/20'. La carpenteria della soletta collaborante è illustrata in figura 6.

Il collegamento tra la trave e la soletta è effettuato mediante due serie di pioli, ad interasse 350 cm, costituiti da 5 x 2 barre Φ12 con passo 20 cm. Le caratteristiche meccaniche degli acciai utilizzati nella soletta sono riportati in tabella 4.

Tabella 4 – Caratteristiche meccaniche delle armature aggiuntive nella soletta

Contrassegno Campione	Φ (mm)	Φ _{equiv} (mm)	σ _y (MPa)	σ _r (MPa)	A _{gt} (%)
FS_20_1	20	19,973	502,32	596,05	12,80
FS_20_2	20	19,987	500,70	594,15	12,80
FS_20_3	20	20,049	500,93	593,44	13,30

5. SETUP DI PROVA

5.1 Configurazione di prova

Come già anticipato, l'obiettivo della campagna sperimentale è quello di valutare la capacità portante delle travi rinforzate in presenza di uno stato tensionale simile a quello che si avrebbe all'interno di una struttura intelaiata. Per questo motivo si è optato per uno schema statico di trave appoggiata con momento negativo ad un'estremità. Inoltre, per valutare l'efficacia del rinforzo, la prova è stata progettata in modo da avere un collasso per taglio. In particolare il carico in campata è disposto quanto più possibile vicino all'appoggio dove si desidera che avvenga la rottura. Infine, per evitare lo sviluppo di un meccanismo ad arco si è garantita una distanza tra il carico concentrato in campata e l'appoggio pari a 2,5÷3 volte l'altezza della sezione.

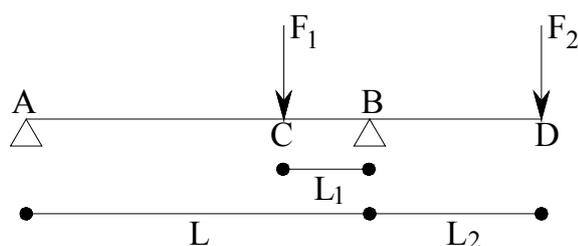


Figura 7 – Schema statico di prova

Ad oggi sono state eseguite due prove sulla trave TM1, una in campo elastico sulla trave non rinforzata) ed una a rottura sulla trave rinforzata. Sulla trave TM2 è stata effettuata solo la prova in campo elastico. In tutti i casi si è utilizzato lo schema statico riportato in figura 7. Gli appoggi sono stati realizzati con due cavalletti in acciaio su cui sono stati disposti due rulli, uno fisso e uno mobile. Delle piastre di acciaio e alcuni fogli di piombo hanno permesso di regolarizzare il contatto tra i rulli e la superficie d'intradosso della trave.

La prova a rottura è stata effettuata imponendo una luce $L = 439$ cm per la campata ed una luce $L_2 = 208$ cm per lo sbalzo. Il carico in campata è stato applicato ad una distanza $L_1 = 182$ cm dall'appoggio B.

5.2 Attrezzatura di prova

Il setup di prova ha previsto l'utilizzo di 12 potenziometri per la misura degli spostamenti verticali (posizionati su entrambi i lati della trave a 0,2 L - 0,4 L - 0,6 L - 0,8 L - 0,5 L₂ - L₂) e 4 potenziometri per la misura di eventuali cedimenti agli appoggi. Sulla trave consolidata sono stati inoltre disposti 12 potenziometri diagonali per la misura delle deformazioni a taglio (6 in prossimità dell'appoggio destro e 6 in prossimità dell'appoggio sinistro) e 40 strain-gages con griglia da 10 mm orientati a 45° per la misura delle deformazioni del composito.

Il carico in campata (F_1) è stato imposto mediante un sistema idraulico composto da un martinetto cilindrico da 1000 kN inserito all'interno della struttura di contrasto e collegato ad una pompa idraulica con una cella di carico da 1000 kN per consentirne la lettura, mentre il carico sull'estremo libero della mensola (F_2) è stato applicato mediante un attuatore oleodinamico MTS da 250 kN, vincolato al muro di contrasto in cemento armato e alimentato da una pompa da 100 litri/min.

Le prove prevedono l'applicazione contemporanea e graduale dei due carichi. Poiché gli attuatori fanno capo a due sistemi indipendenti, è stato necessario incrementare i carichi a fasi alterne secondo le tabelle riportate nei successivi paragrafi.

Si osserva che, al contrario dell'attuatore oleodinamico, il martinetto cilindrico con il quale viene applicato il carico in campata, può essere controllato solo manualmente attraverso la graduale apertura della valvola dell'olio. Ai fini dello svolgimento della prova ne consegue che non è possibile impostare a priori il valore di forza da raggiungere a velocità costante, quindi non è possibile ottenere esattamente il carico previsto. Inoltre, l'applicazione della forza F_1 (agente sull'estremità della mensola) provoca un sollevamento della campata, con conseguente aumento della forza misurata dalla cella posizionata in C rispetto al valore raggiunto al termine livello di carico precedente.



Figura 8 – Strumentazione per la prova a rottura sulla trave rinforzata

6. PROVE ELASTICHE SULLE TRAVI NON RINFORZATE

Le prove elastiche, utili per valutare l'eventuale stato di fessurazione preesistente, sono state effettuate sia sulla trave TM1 sia sulla trave TM2. In tabella 5 sono riportati, a titolo di esempio, i livelli di carico imposti sulla trave TM1 ed i relativi valori del taglio e del momento flettente in corrispondenza degli appoggi. In tabella 6 sono invece riportati, per entrambe le travi, gli spostamenti registrati al di sotto del punto di applicazione dei carichi F_1 (campata) e di F_2 (mensola) in corrispondenza della stessa fase di carico della trave. Si osserva che l'abbassamento della trave TM1, valutato al di sotto del punto di applicazione del carico F_1 è del 15% più elevato rispetto a quello della TM2. La minore rigidità della TM1 potrebbe essere causata da uno stadio di fessurazione più avanzato o da un calcestruzzo di qualità più scarsa, come evidenziato dalle indagini non distruttive.

Tabella 5 – Steps di carico della prova elastica sulla trave TM1

Step	F_1^{hyp} (kN)	F_1^{ef} (kN)	F_2 (kN)	T_{Bsx} (kN)	M_C (kN×m)	M_B (kN×m)
1	20,00	23,00	0,00	-13,73	23,35	0,00
2	20,00	29,50	9,00	-22,32	18,10	-19,85
3	40,00	52,50	9,00	-36,05	41,45	-19,85
4	40,00	58,00	18,00	-44,04	35,18	-39,69
5	60,00	64,50	18,00	-47,92	41,78	-39,69
6	60,00	73,00	27,00	-57,70	38,56	-59,54
7	80,00	79,00	27,00	-61,28	44,65	-59,54
8	80,00	88,00	36,00	-71,36	41,93	-79,38

Tabella 6 – Abbassamenti al termine delle prove elastiche

	F_1 (kN)	F_2 (kN)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)
TM1	79,0	27,0	0,912	3,555
TM2	80,0	27,0	0,792	3,350

Note: δ_1, δ_2 abbassamenti sotto il punto di applicazione dei carichi F_1 e F_2

7. PROVA A ROTTURA SULLA TRAVE TM1 RINFORZATA

L'applicazione del carico è avvenuta in maniera graduale e alternata secondo i livelli di carico indicati in tabella 7, dove sono riportati anche i relativi valori del taglio e del momento flettente in corrispondenza degli appoggi.

Durante lo svolgimento della prova si è osservato che, fino al 9° step di carico la trave non ha subito danni di rilievo, mentre nel momento in cui il carico F_2 è stato portato a 100 kN con carico $F_1 = 160$ kN (step 10), a cavallo dell'appoggio B si sono verificati i seguenti fenomeni:

- distacco e sollevamento della soletta aggiuntiva dall'estradosso della trave;
- lesioni verticali importanti sulle fasce piene originali;
- inizio di distacco di una porzione di calcestruzzo subito sopra l'intradosso della trave, tra l'appoggio e il punto di cucitura della trave al suo prolungamento, con conseguente danno della pasta adesiva su cui erano incollate le fasce in CFRP.



Figura 9 – Trave a seguito del collasso

Il collasso della trave è avvenuto durante l'11° step di carico (Fig.9) con il manifestarsi, sempre in corrispondenza dell'appoggio B, dei seguenti fenomeni:

- abbassamento improvviso dell'estremità della mensola pari alla corsa completa del martinetto (250 mm) con conseguente perdita di carico (F_2) da 118 kN a circa 50 kN;
- conseguente improvviso innalzamento della campata con incremento di F_1 da 201 kN a 239 kN;
- distacco e sollevamento della soletta aggiuntiva dall'estradosso della trave a sinistra e a destra dell'appoggio B con conseguente rottura nel punto in cui sono stati interrotti i ferri superiori aggiuntivi (a circa un metro dall'appoggio); in questa zona l'ampiezza del distacco ha raggiunto anche i 6 cm con conseguente sfilamento della soletta dal gruppo di connettori collocato immediatamente a sinistra dell'appoggio;
- rottura per schiacciamento del calcestruzzo dell'intradosso con conseguente rottura dell'adesivo, delle fasce in CFRP e produzione di calcinacci;
- espulsione sui due lati della trave della porzione di calcestruzzo a cavallo della cucitura tra la trave originale e il suo prolungamento a causa dei ferri inferiori (2Φ24) interrotti a seguito dell'estrazione (Fig. 10);
- formazione di un'ampia lesione diagonale di taglio che ha interessato le fasce piene originali.

Tabella 7 – Steps di carico della prova a rottura sulla trave TM1

Step	F_1^{hyp} (kN)	F_1^{ef} (kN)	F_2 (kN)	T_{Bsx} (kN)	M_C (kN×m)	M_B (kN×m)
1	20,00	24,40	0,00	-14,28	26,00	0,00
2	20,00	35,90	20,00	-30,49	13,90	-41,60
3	50,00	47,90	20,00	-37,52	26,68	-41,60
4	50,00	61,90	40,00	-55,19	17,25	-83,20
5	80,00	79,00	40,00	-65,20	35,46	-83,20
6	80,00	92,50	60,00	-82,58	25,50	-124,80
7	110,00	108,60	60,00	-92,01	42,65	-124,80
8	110,00	123,60	80,00	-110,26	34,28	-166,40
9	145,00	143,70	80,00	-122,03	55,69	-166,40
10	145,00	160,50	100,00	-141,34	49,24	-208,00
11	180,00	178,50	100,00	-151,88	68,42	-208,00
12	180,00	201,00	118,00	-173,58	70,47	-245,44
13	—	219,40	111,92	-181,47	97,48	-232,79
14	—	239,50	73,30	-174,94	165,92	-152,46

Il valore massimo registrato del momento flettente sull'appoggio B è stato $M_{Bmax} = 245,44 \text{ kN}\cdot\text{m}$, mentre il taglio massimo a sinistra dell'appoggio è stato $T_{Bsx} = 181,47 \text{ kN}$.

I dati registrati dagli strain-gages applicati sulle fasce in CFRP hanno messo in evidenza che il rinforzo non ha lavorato adeguatamente prima del collasso della trave, avvenuto principalmente per flessione ed a causa di alcuni difetti costruttivi: il mancato prolungamento dei 2 Φ 24 inferiori ha fatto sì che la sezione inflessa fosse fortemente armata con conseguente rottura del calcestruzzo all'intradosso; la scarsa connessione della soletta aggiuntiva all'estradosso della trave e l'interruzione delle relative armature a un metro circa dall'appoggio, hanno fatto sì che questa si sollevasse e si spezzasse. Infine, la brusca interruzione delle armature longitudinali inferiori della trave originaria ha causato l'espulsione laterale del calcestruzzo e quindi il danneggiamento della pasta adesiva sulla quale erano incollate le fasce in CFRP (Fig. 10).



Figura 10 – Espulsione laterale del calcestruzzo per azione delle armature longitudinali inferiori.

8. MODELLAZIONE NUMERICA DELLA PROVA

Per una migliore comprensione dei risultati sperimentali è stato realizzato un modello bidimensionale agli elementi finiti della trave consolidata (Fig. 11). Il programma di calcolo utilizzato, ATENA 2D [6], consente infatti di valutare in dettaglio lo sviluppo del quadro fessurativo e la modalità di rottura della trave rinforzata.

Per modellare i tratti di trave caratterizzati da diverso spessore e diverso materiale sono stati utilizzati diversi macroelementi, ciascuno caratterizzato da una mesh quadrata 2 x 2 cm. In particolare sono stati creati quattro macroelementi per l'anima (due per le zone rinforzate con CFRP, uno per la campata ed uno per lo sbalzo) e, per congruenza, quattro per l'ala. La soletta collaborante è stata modellata con tre macroelementi.

Le armature longitudinali originali dell'elemento, quelle della prolunga in calcestruzzo e quelle della soletta sono state inserite nel modello con degli elementi specifici per le armature (Bar Reinforcement) cui può essere associato un

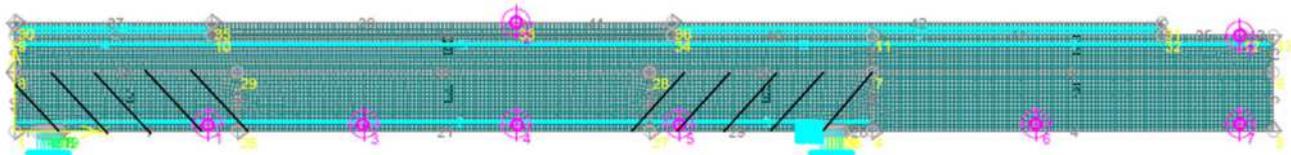


Figura 11 – Modello numerico della trave rinforzata

opportuno legame di aderenza. In particolare, per le barre ad aderenza migliorata (inseriti nella soletta e nello sbalzo) si assume una perfetta aderenza mentre tra i ferri lisci ed il calcestruzzo è stato inserito il legame di aderenza (Fig. 12) proposto nel Ceb-Fib Model Code 1990 [7].

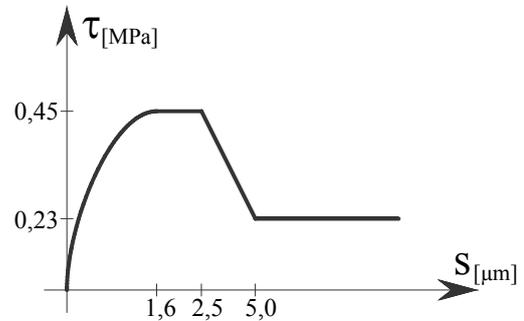


Figura 12 – Legame di aderenza associato alle barre lisse.

Le staffe, costituite da barre lisse a passo variabile, forniscono uno scarso contributo alla resistenza dell'elemento per cui non sono state direttamente modellate. Il rinforzo in CFRP è stato modellato come un'armatura diffusa caratterizzata da perfetta aderenza. Infatti, ad eccezione di una striscia di composito, la prova sperimentale non ha evidenziato fenomeni di delaminazione [8-10].

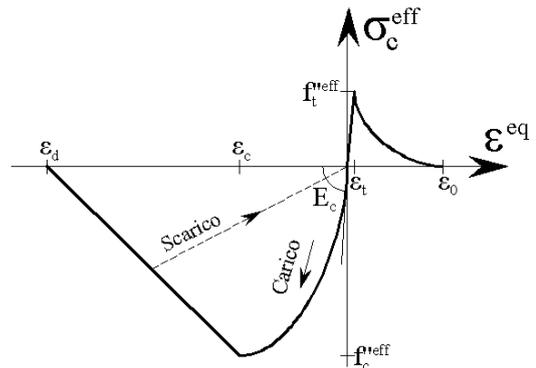


Figura 13 – Legame costitutivo associato al calcestruzzo

Al calcestruzzo (sia quello costituente la trave sia quello costituente la soletta) è stato associato un legame costitutivo non lineare sia in trazione sia in compressione (comprendente la definizione dei rami di hardening e softening) capace di fessurarsi nel rispetto dei principi della meccanica della frattura (Fig. 13). Alle armature è stato associato un legame elasto-plastico in trazione, all'FRP un legame costitutivo di tipo elasto-fragile. Le caratteristiche meccaniche associate ai vari materiali sono state indicate nei paragrafi precedenti.

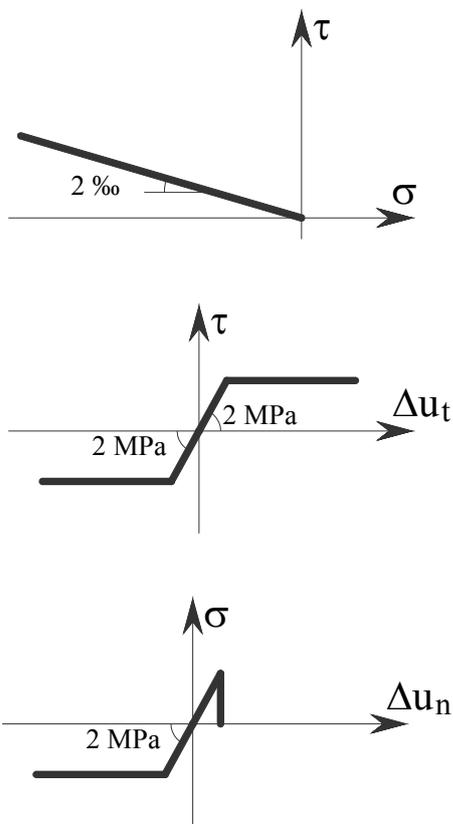


Figura 13 – Legame di interfaccia tra trave e soletta di rinforzo

Per simulare la connessione tra trave e soletta aggiuntiva in prossimità degli appoggi (ove erano disposti i pioli) è stata imposta una perfetta connessione. Nella zona centrale della

trave è stato posto un “rilascio”, mediante un legame di interfaccia puramente attritivo basato sul criterio di Mohr-Coulomb (Fig. 13). Il legame modella l’interfaccia con una matrice costitutiva, caratterizzata dai coefficienti evidenziati in figura, con i quali vengono calcolati lo scorrimento (Δu_t) ed il distacco (Δu_n).

Sul modello di trave è stata applicata la storia di carico sperimentale utilizzando come algoritmo di risoluzione il metodo di Newton-Raphson. Per un migliore confronto con i risultati sperimentali sono stati introdotti dei punti di controllo in corrispondenza dei punti di misura scelti nel test.

In figura 14 è riportata la configurazione deformata a rottura con relativo quadro fessurativo ricavata dalla simulazione numerica: si può osservare come il modello riesca a cogliere il distacco della soletta e la formazione della fessura a taglio nella zona superiore della trave esistente. Dall’analisi delle deformazioni principali di trazione si osservano inoltre bassi livelli di tensione in corrispondenza del rinforzo come misurato sperimentalmente, nonché lo schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza dell’appoggio destro.

In figura 15 è dato il confronto tra la risposta sperimentale della trave e quella del modello analitico considerando l’abbassamento in campata. Il modello è in grado di cogliere il comportamento sperimentale solo fino allo snervamento; successivamente si riscontra un livello di duttilità non riscontrato sperimentalmente. Tale discordanza può attribuirsi alla calibrazione dei modelli dei materiali sulla base dei pochi dati a disposizione.

I risultati analitici ottenuti, anche se non simulano efficacemente la prova sperimentale in termini di duttilità, hanno evidenziato l’influenza dei dettagli costruttivi quali l’assenza dei connettori nella zona centrale della trave sulla risposta della trave consolidata.

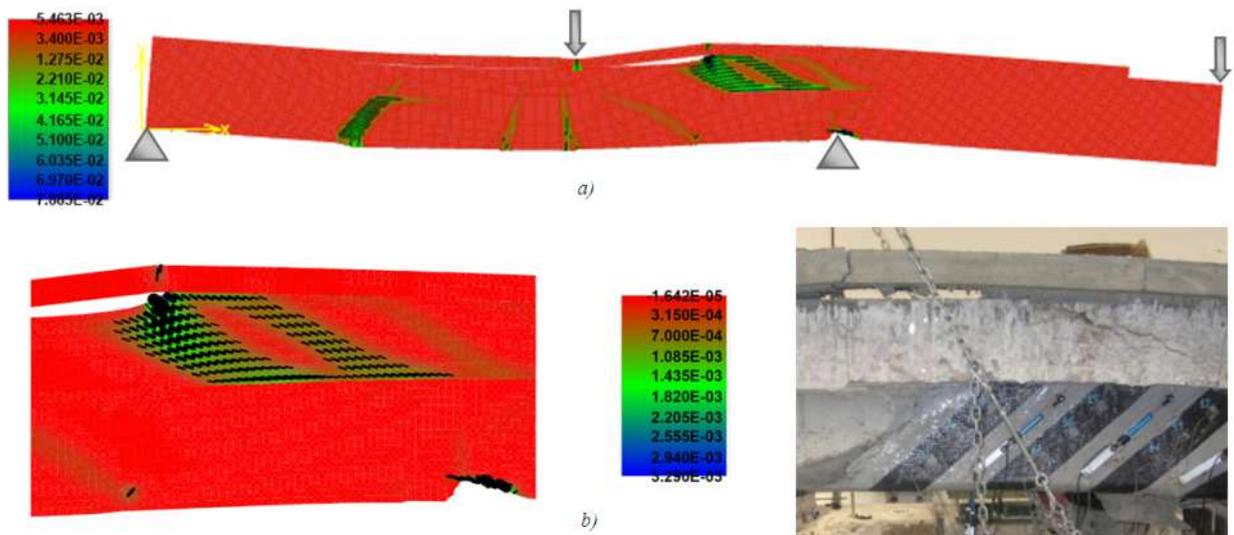


Figura 14 – Confronto tra i risultati numerici e sperimentali sulla trave rinforzata: a) deformazioni principali di trazione e quadro fessurativo al collasso; b) apertura di fessura. Dettaglio in corrispondenza del distacco della soletta.

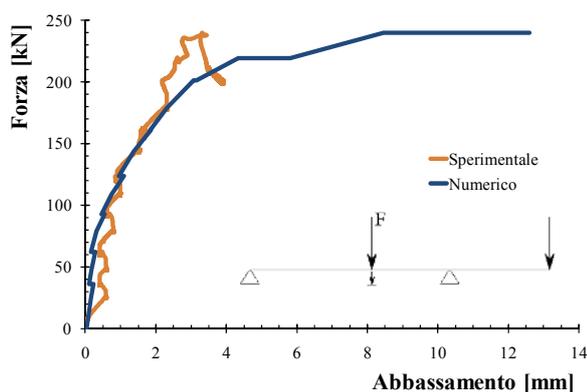


Figura 15 – Confronto tra i risultati numerici e sperimentali sulla trave rinforzata: curva forza-abbassamento a 0,6 volte la luce della campata.

9. CONCLUSIONI

Il comportamento di travi esistenti rinforzate a taglio con CFRP per effetto di una sollecitazione composta taglio/momento negativo è poco noto. Le linee guida CNR DT200/2004 [3] e le linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [4] forniscono gli strumenti di progetto e di verifica del rinforzo con FRP facendo riferimento a travi semplicemente appoggiate; in letteratura pochi lavori affrontano questa problematica [11]. Per chiarire questo aspetto, si è iniziata una sperimentazione su due travi oggetto di prova in c.a. sono state estratte da una struttura in c.a. degli anni '30, rinforzate a flessione ed a taglio e provate al fine di validare l'intervento di rinforzo eseguito sulla struttura. Per applicare un momento negativo su uno degli appoggi le travi esistenti sono state prolungate in modo da avere a disposizione una mensola con cui fornire un momento negativo.

Prima degli interventi di consolidamento è stata svolta una campagna di indagini non distruttive per caratterizzare il calcestruzzo, che si è dimostrato di bassa resistenza. Per valutare le caratteristiche meccaniche delle armature presenti nelle travi prelevate sono stati estratti alcuni spezzoni di armatura da porzioni di struttura su cui era possibile intervenire. Inoltre, sono state svolte delle prove elastiche per valutare l'eventuale fessurazione presente nelle travi.

L'intervento di consolidamento sulle due travi ha previsto il rinforzo a taglio con fasce di CFRP e il rinforzo a flessione realizzato con una soletta armata collaborante connessa alla trave mediante connettori.

Le prove sin qui condotte hanno messo in evidenza l'incidenza di alcuni dettagli costruttivi sull'esito della prova. Il meccanismo di collasso della trave provata è stato infatti caratterizzato dal distacco e dalla rottura della soletta a causa dell'assenza dei connettori e delle armature longitudinali nella zona centrale della trave. Contemporaneamente si è verificata la rottura per schiacciamento del calcestruzzo nella sezione a momento negativo.

Per interpretare la risposta sperimentale della trave rinforzata è stato costruito un modello agli elementi finiti con il programma ATENA 2D, che ha permesso la valutazione del quadro fessurativo e della modalità di rottura della trave in c.a. rinforzata. La risposta del modello riproduce bene i risultati sperimentali, nonostante vi siano state alcune imprecisioni di

modellazione legate al fatto che le caratteristiche di alcuni materiali si sono ricavate con metodi non distruttivi e sulla base dei documenti di progetto. La corretta caratterizzazione dei materiali è un aspetto che verrà risolto a termine della campagna sperimentale poiché richiede che siano effettuate prove distruttive su campioni di armatura e calcestruzzo prelevati dagli elementi strutturali oggetto di prova.

10. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'Ing. Oreste De Simone per la collaborazione alla campagna sperimentale svolta durante il tirocinio e le analisi numeriche svolte durante l'elaborazione della sua tesi di laurea.

BIBLIOGRAFIA

- [1] NUTI, SANTINI, SGUERRI (2009) – Prove sperimentali di travi in c.a. rinforzate con FRP. Atti delle Giornate Aicap'09, Pisa.
- [2] Ord.P.C.M. 3274/03 (2003) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale del 8 maggio 2003, n. 105.
- [3] CNR-DT 200/2004 (2008) – Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie. ROMA – CNR 13 luglio 2004 – rev. 7 ottobre 2008.
- [4] Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP. Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'Assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP.
- [5] RILEM NDT4 (1993) – Recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods. Compendium of RILEM, E&FN Spon, London.
- [6] V. CERVENKA, L. JENDELE, J. CERVENKA (2007) – ATENA Program Documentation, Part 1 - Theory. Cervenka Consulting, Prague.
- [7] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - Ceb-Fib Model Code 1990. DOI: 10.1680/ceb-fipmc1990.35430. August 1993.
- [8] P. KOTULA and S. ZEMKO (2004) – Nonlinear procedure for the analysis of FRP Reinforced Frames. Communications, 3.
- [9] S. COCCIA, U. IANNIRUBERTO, Z. RINALDI (2005) – Shear capacity of RC beams strengthened with externally bonded FRP composite sheets. Improvement of buildings' structural quality by new technologies – Schaur et al. Taylor & Francis group.
- [10] N. A. HOULT and J. M. LEES (2009) – Modeling of an Unbonded CFRP Strap Shear Retrofitting System for Reinforced Concrete Beams. Compos. for Constr. 13, 292
- [11] C. PELLEGRINO and C. MODENA (2008) – An experimentally based analytical model for the shear capacity of frp-strengthened reinforced concrete beams. Mechanics of Composite Materials, Vol. 44, No. 3.

PROVE CICLICHE SU CILINDRI DI CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE CONFINATI CON FRP

Davide Lavorato¹, Konstantinos G. Megalooikonomou¹, Camillo Nuti¹, Silvia Santini¹

¹ Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre

SOMMARIO

Parametri quali la qualità, la densità e il grado di compattazione del calcestruzzo hanno un ruolo fondamentale sulla durabilità delle strutture civili. Il calcestruzzo autocompattante (SCC) grazie alla sua elevata fluidità allo stato fresco senza segregazione, garantisce un ottimo grado di compattazione per effetto del solo peso proprio anche in spazi ristretti congestionati dalle armature. L'SCC rinforzato con fasciature in C-FRP può rappresentare una promettente soluzione per il rinforzo e l'adeguamento delle strutture esistenti in c.a.. Un totale di 23 cilindri di SCC confinati con C-FRP sono stati sottoposti a prove cicliche di compressione. I parametri esaminati in questo studio sono le dimensioni dei cilindri (rispettivamente 100x240 mm e 150x300 mm) e il numero di strati di C-FRP applicati (1, 2 o 3). I risultati sperimentali sono stati confrontati con diversi modelli analitici presenti in letteratura che ben descrivono il comportamento del calcestruzzo confinato da FRP.

SUMMARY

Parameters such as quality, density and degree of compaction of the concrete have a key role on the durability of structures. The self-compacting concrete (SCC) due to its high fluidity without segregation in the fresh state, guarantees a high degree of compaction as a result of its own weight even in narrow space congested by steel reinforcement. The SCC reinforced with C-FRP wraps represents a promising solution for the repair and reinforcement of existing r.c. structures. A total of 23 cylinders of SCC confined with C-FRP were subjected to cyclic compression tests. The parameters examined in this study are the size of the cylinders (100x240 mm and 150x300 mm respectively) and the number of layers of C-FRP applied (1, 2 or 3). The experimental results were compared with several analytical models in the literature that describe the behaviour of concrete confined by FRP.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo autocompattante (SCC) è un materiale sempre più utilizzato nelle strutture. La grande fluidità allo stato fresco e la resistenza alla segregazione degli inerti dell'SCC consentono di risparmiare sui tempi e costi di posa in opera eseguendo getti anche in presenza di armature complesse e congestionate senza vibrare il materiale.

Inoltre l'SCC risulta un materiale sostenibile anche perché permette il rimpiego di materiali di scarto di processi industriali quali le ceneri volanti.

L'utilizzo di un getto di SCC per ripristinare il calcestruzzo danneggiato in interventi di riparazione e rinforzo sismico di pile da ponte circolari in c.a. (in scala 1:6), seriamente danneggiate da un sisma, è stato già analizzato dagli autori (Albanesi et al.[2]). Le superfici finite dell'SCC non necessitano di ulteriori lavorazioni e consentono l'applicazione diretta del rinforzo in C-FRP.

Ad oggi non sono molti i dati sperimentali di prove cicliche a compressione per cilindri di SCC confinati con FRP.

Lo studio intende indagare le proprietà dell'SCC per caratterizzare il calcestruzzo utilizzato per gli interventi di riparazione delle pile.

Un totale di ventitre cilindri di calcestruzzo autocompattante realizzati con la stesso mix design dell'SCC usato nella riparazione delle pile confinate con C-FRP (Fig.1 a), sono stati sottoposti a prove cicliche di compressione assiale.

In una prima parte della memoria sono riportati alcuni dei dati sperimentali ottenuti. Sono stati successivamente illustrati tre modelli analitici di letteratura che descrivono bene il comportamento del calcestruzzo ordinario.

In particolare sono stati presi in esame: il modello iterativo di Spoelstra e Monti [9], il modello diretto di Lam e Teng [5] che non considera la deformazione laterale del calcestruzzo e il modello in forma chiusa di Albanesi, Nuti e Vanzi [1] che considera la deformazione laterale del calcestruzzo confinato.

Alcune considerazioni sulla applicabilità dei modelli analitici nel caso del calcestruzzo autocompattante confinato con C-FRP, sono fornite sulla base del confronto tra i dati sperimentali e le curve analitiche descritte dai modelli.

2. PROVE SPERIMENTALI

2.1. Campioni

Sono stati prodotti due gruppi (A e B) di campioni cilindrici di SCC utilizzando lo stesso mix design dell'SCC impiegato per gli interventi di riparazione e rinforzo di pile da ponte in c.a. (in scala 1:6) seriamente danneggiate da un sisma [2]. Si tratta di un calcestruzzo opportunamente progettato per essere molto fluido, con inerti non più grandi di 20mm e con basso ritiro per consentire il ripristino di volumi modesti di calcestruzzo congestionati dalle armature.

I provini del gruppo A hanno dimensioni di 100x240mm (rapporto tra altezza (h) e diametro (d) del provino h/d pari a 2,4) mentre quelli del gruppo B hanno dimensioni 150x300mm (h/d pari a 2,0). La resistenza media cilindrica a compressione ottenuta da prove su cubetti standard (150x150x150mm) dopo 28 giorni è pari a 40MPa.

I cilindri maturati in ambiente chiuso per più di 28 giorni, presentano una superficie compatta e liscia con minime imperfezioni su cui è possibile applicare il rinforzo in C-FRP senza lavorare le superfici (rasatura, stuccatura) con evidente risparmio di tempo e costi.

Tutti i campioni ad eccezione di due cilindri del gruppo B, sono stati rinforzati con tessuto in fibre di carbonio unidirezionali da 300g/m² della Toho-Tenax (Tenax HTS 300/10) con una deformazione ultima di 1,8%, una resistenza a rottura di 4300MPa, un modulo elastico di 240GPa e uno spessore di 0,169mm applicando una resina EPR320 + EPH550.

I due rimanenti cilindri con diametro 150mm sono stati rinforzati con fibre di carbonio unidirezionali da 300g/m² (MAPEWRAP C UNI-AX 300/10) della Mapei con una resistenza a trazione di 4830MPa, un modulo elastico di 230GPa, deformazione massima a rottura pari al 2% e spessore di 0,166mm utilizzando un adesivo epossidico bicomponente (MAPEWRAP 31) con resistenza a trazione di 40MPa, allungamento a trazione di 1,8%, resistenza e modulo elastico a flessione rispettivamente pari a 70 e 3000MPa.

Le fibre usate per il rinforzo hanno quindi caratteristiche meccaniche simili.

Le fibre di entrambi i produttori sono applicate utilizzando delle strisce di tessuto larghe 100mm. Si tratta delle stesse fibre usate per i rinforzi discontinui delle pile riparate e rinforzate.

Il rinforzo continuo è stato applicato con più cerchiature data l'altezza dei provini, e la continuità lungo l'altezza è garantita dalla zona di sovrapposizione di almeno 20-30mm. Le strisce larghe 100mm sono state tagliate della lunghezza necessaria per avere cerchiature di rinforzo rispettivamente di 1, 2 e 3 strati e una zona di sovrapposizione finale di chiusura di circa 150-200mm. Al momento dell'applicazione del rinforzo è stata preparata la resina bicomponente avendo cura di evitare la formazione di bolle. Per i soli cilindri Mapei sono stati applicati un primer e uno stucco prima di applicare il tessuto di rinforzo (come indicato dal produttore), anche se le superfici dell'SCC non lo richiedevano.

Il processo di applicazione delle fibre è semplice ed immediato e comune a tutti i cilindri. Un primo strato di resina è posto sulla superficie del provino (con funzione anche di primer nel caso dei cilindri rinforzati con Toho-Tenax). La resina viene applicata con cura lungo tutta la superficie delle fibre precedentemente tagliate e disposte su di un piano di lavoro, fino a saturarle. Le strisce vengono quindi applicate manualmente sui cilindri prestando attenzione alla corretta disposizione delle fibre per garantire il loro allineamento lungo il perimetro della sezione dei provini.

Infine altra resina viene posta sulle fibre applicate operando poi con uno specifico rullo metallico utilizzato per massaggiare le fibre al fine di eliminare eventuali bolle d'aria e vuoti, e per distendere correttamente le fibre.

Dopo circa 72 ore la resina ha fatto presa e i cilindri sono pronti per le prove.

Residui di resina e imperfezioni di bordo sono stati riscontrati sulle superfici di base dei campioni per cui sono state realizzate delle cappature utilizzando un cemento ad alta resistenza a presa rapida. La corretta realizzazione delle cappature è molto importante al fine di evitare di caricare erroneamente il campione. Le cappature regolarizzano le superfici di base del campione così da caricare durante la prova tutta la superficie di base del provino evitando l'eccentricità del carico risultante (azioni di pressoflessione).

2.2. Allestimento della prova

Le prove condotte sui provini nudi e confinati sono prove cicliche di compressione. L'apparecchiatura utilizzata comprende: degli strain gauges applicati sulla superficie del rinforzo, una macchina di compressione Metrocom da 3000kN, una cella di carico per misurare i carichi applicati e un LVDT per misurare gli spostamenti della piastra inferiore della macchina (Fig. 1). Un sistema di acquisizione esterno costituito da scheda e moduli di acquisizione della National Instruments e da un programma in Labview, consente il controllo in tempo reale e l'acquisizione di tutti gli strumenti. La cella di carico è stata utilizzata poiché la macchina di compressione con il set-up attuale non può leggere il carico durante i rami di scarico.

Sulla superficie dei provini sono stati applicati fino a 12 strain gauges: 3 lungo la verticale per A, 3 lungo la verticale per C (Fig.1c), 3 perpendicolari alla verticale per B e 3 perpendicolari alla verticale per D (Fig.1c) per misurare le deformazioni assiali del provino e del rinforzo a metà altezza e alle due estremità del provino.

Non è stato possibile utilizzare dei potenziometri per leggere la deformazione assiale del provino su tutta l'altezza del provino. Purtroppo la rottura dei provini confinati, date le alte resistenze, comporta una forte esplosione che può provocare la rottura dei potenziometri se non opportunamente protetti. Inoltre la struttura di sostegno dei potenziometri può danneggiare localmente le fibre nei punti di fissaggio.

Gli strain gauges misurano localmente le deformazioni per cui sono stati usati più strain gauges per misurare le deformazioni in tratti diversi lungo la stessa verticale o lungo la stessa circonferenza. L'impiego degli strain gauges non consente però di cogliere bene le deformazioni ultime dei provini poiché lo strain gauges lavora solo se è a contatto con la superficie del campione. Quando si è prossimi alla rottura, lo strain gauges può staccarsi anche solo parzialmente e non è più in grado di misurare le deformazioni.

Nella Figura 1b è mostrato l'allestimento di una prova. Alcune piastre in acciaio sono state interposte tra il provino e la piastra superiore di carico e tra il provino e la cella di carico inferiore per meglio ripartire il carico verticale applicato impedendo il danneggiamento delle superfici di contatto. Due fogli in Teflon posti alle basi del campione riducono gli effetti di bordo.

La storia di carico applicata è divisa in due parti. Nella prima parte della prova si raggiunge la resistenza del provino non confinato con tre livelli di carico incrementando il carico di un terzo del carico massimo misurato per il provino confinato. Per ogni livello di carico sono stati eseguiti tre cicli di carico e scarico. Il provino è poi portato a rottura riducendo l'incremento di carico alla metà. Per ogni incremento di carico sono stati eseguiti ancora tre cicli di carico e scarico.

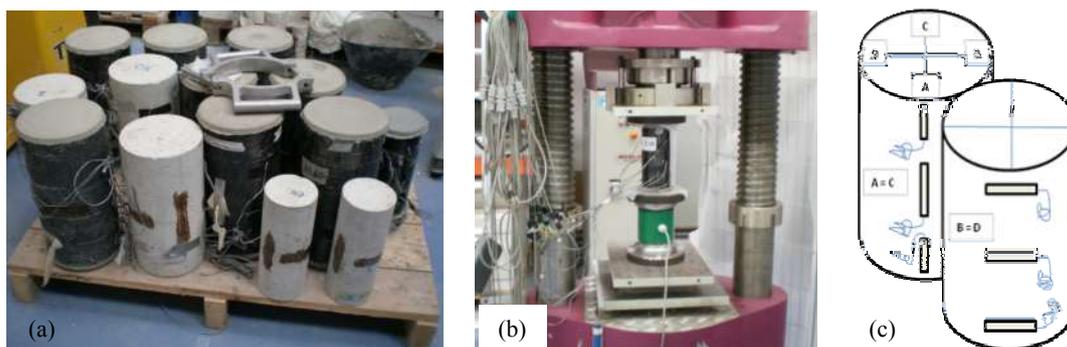


Figura 1– (a) Provini nudi e confinati, (b) apparato di prova, (c) schema degli strain gauges applicati

3. RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Provini gruppo A

Nella Figura 2 sulla colonna di sinistra sono mostrati i legami tra tensione e deformazione assiale e tra tensione assiale e deformazione circonferenziale relativi ai cilindri del gruppo A di dimensioni 100x240mm non confinati e confinati rispettivamente con 1, 2 e 3 strati di rinforzo.

La rigidezza iniziale dei provini confinati è simile a quella dei provini non confinati poiché il rinforzo di tipo unidirezionale è disposto lungo la circonferenza e non ha effetti sulla risposta quando le deformazioni laterali sono modeste. Al crescere delle deformazioni laterali si attiva il confinamento passivo del rinforzo e diminuisce la rigidezza dei provini confinati.

La deformazione e la resistenza ultima dei campioni crescono al crescere del numero di strati di rinforzo applicati. Se lo scarico avviene prima o dopo del punto in cui varia sensibilmente la rigidezza del provino (bend point) si osserva un diverso comportamento lungo il ramo di scarico: lo scarico è lineare se avviene prima del bend point ed è chiaramente non lineare con una deformazione residua se avviene successivamente. Si osserva inoltre una traslazione dei cicli di carico e scarico verso le deformazioni maggiori per ogni livello di carico.

Nella colonna di destra della Figura 2, sono mostrati i diagrammi deformazione volumetrica-deformazione assiale per i cilindri non confinati e confinati. La deformazione volumetrica (ϵ_V) è pari a:

$$\epsilon_V = \epsilon_c + 2\epsilon_r \quad (1)$$

Dove ϵ_c è la deformazione assiale e ϵ_r è la deformazione laterale. I valori positivi di questa deformazione indicano espansione volumetrica mentre i negativi indicano contrazione.

Fino a una deformazione assiale del 2% tutte le curve presentano un andamento lineare con circa la stessa pendenza lungo i rami di carico e scarico. Al crescere delle deformazioni assiali la pendenza dei rami di carico e scarico diminuisce.

Nella Tabella 2 sono indicate le principali proprietà meccaniche determinate sperimentalmente.

Tabella 1 – Principali proprietà meccaniche sperimentali, gruppo A

Gruppo A	f_{cc}^* (MPa)	ϵ_{cu}^*		$\epsilon_{h,rup}^*$	
		Media	Massima	Media	Massima
Non conf.	44.1	0.0028	0.0029	0.0011	0.0012
1 strato	67.7	0.0062	0.012	0.005	0.0085
2 strati	88.4	0.0087	0.0087	0.006	0.0011
3 strati	95.1	0.014	0.014	0.0057	0.012

* f_{cc} tensione massima, ϵ_{cu} deformazione assiale ultima, $\epsilon_{h,rup}$ deformazione laterale alla rottura

3.2 Provini gruppo B

Le curve sperimentali tensione-deformazione assiale, tensione-deformazione laterale e deformazione volumetrica-deformazione assiale ottenute per i cilindri del gruppo B di dimensioni 150x300mm, sono mostrate nelle Figure 3 e 4. Rispetto a quanto già detto per il gruppo A si osserva nella Figura 4 dove sono state sovrapposte tutte le curve sperimentali del gruppo B, che la deformazione residua per una data resistenza del calcestruzzo e per la stessa storia di carico è indipendente dalla quantità di rinforzo applicato (soprattutto per i provini confinati con 1 o 2 strati)

Table 2 - Principali proprietà meccaniche sperimentali, gruppo B

Gruppo B	f_{cc}^* (MPa)	ϵ_{cu}^*		$\epsilon_{h,rup}^*$	
		Media	Massima	Media	Massima
Non conf.	52.1	0.0025	0.0028	0.0013	0.002
1 strato	67.5	0.0039	0.0062	0.0053	0.0075
2 strati	76.4	0.0053	0.0099	0.0044	0.0083
3 strati	99.6	0.0087	0.0126	0.0047	0.0068

* f_{cc} tensione massima, ϵ_{cu} deformazione assiale ultima, $\epsilon_{h,rup}$ deformazione laterale alla rottura

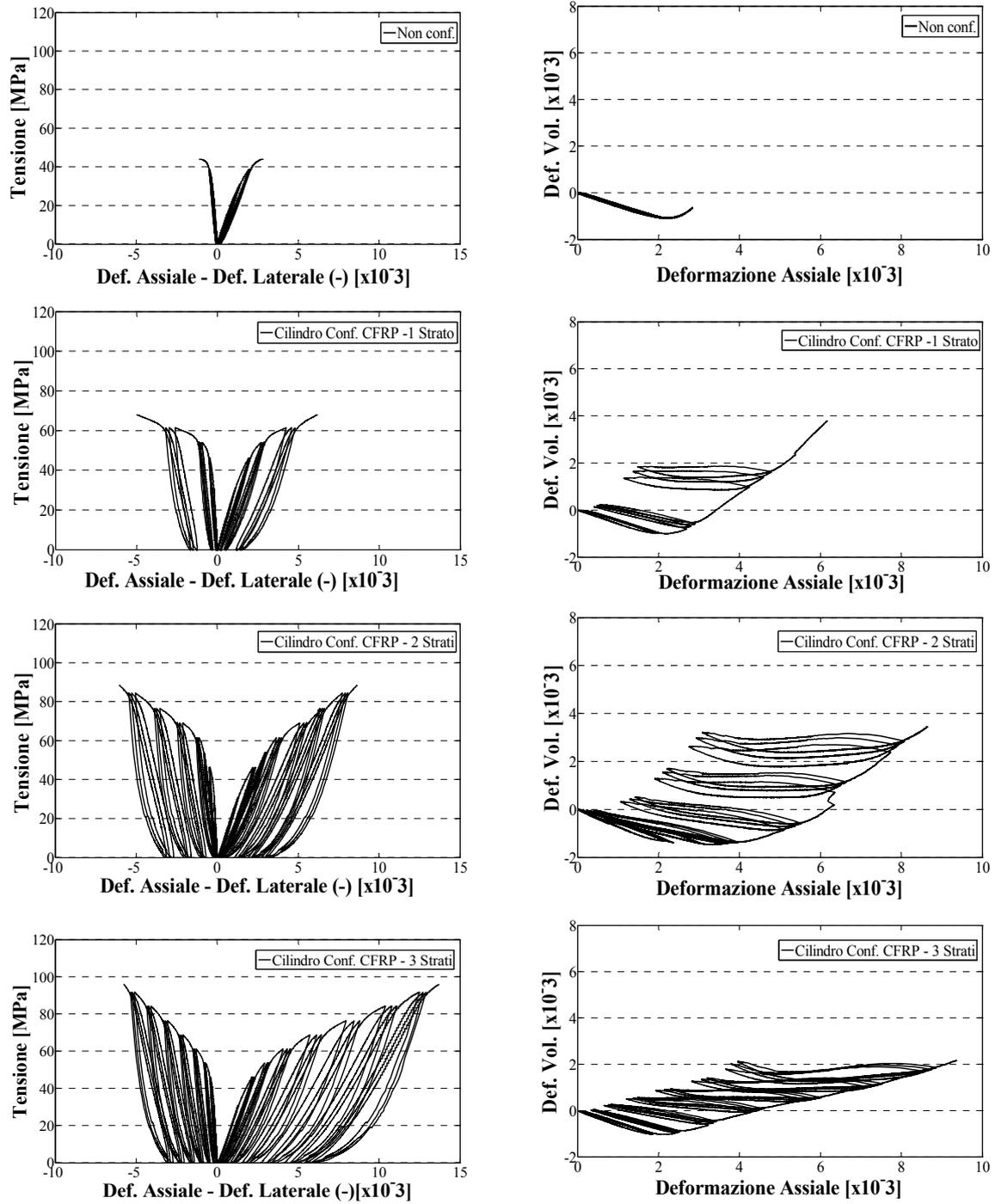


Figura 2-Risposta sperimentale dei provini del gruppo A(100x240mm).

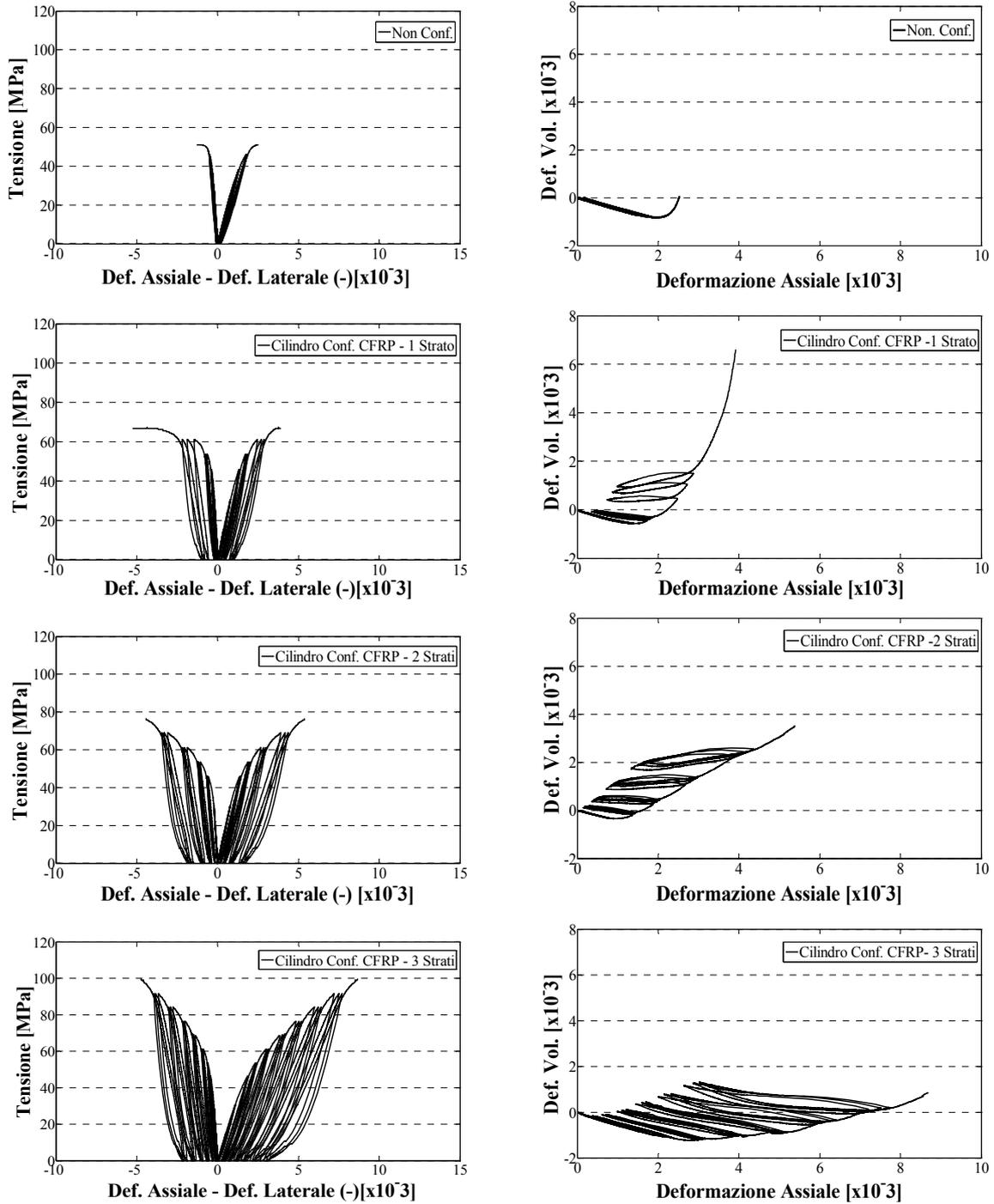


Figura 3- Risposta sperimentale dei provini del gruppo B(150x300mm).

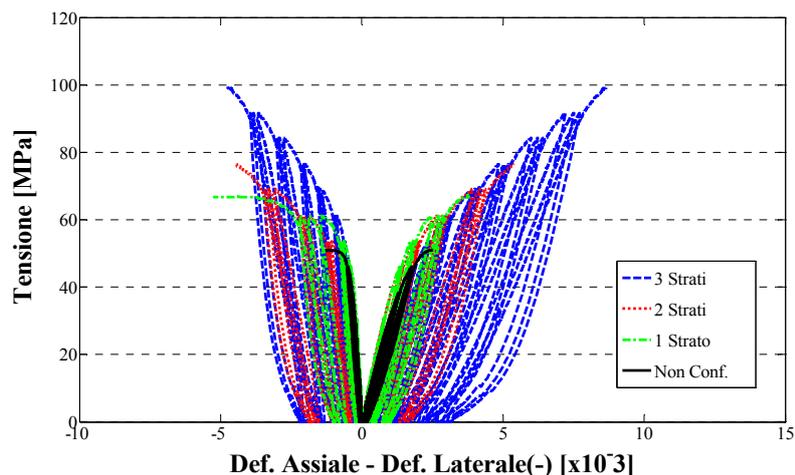


Figura 4-Risposta sperimentale dei provini del gruppo B(150x300mm).

4. CONFRONTO TRA PROVE E MODELLI

4.1. Stato dell'arte dei modelli

In letteratura esistono diversi modelli analitici che descrivono il comportamento del calcestruzzo ordinario confinato da FRP. Il rinforzo in FRP con fibre disposte perpendicolarmente all'asse del provino esercita una pressione passiva crescente al crescere della deformazione laterale del provino assialmente compresso. Sono stati selezionati tre modelli analitici in grado di descrivere il comportamento a compressione di provini di calcestruzzo confinati con FRP: un modello di tipo iterativo che ad ogni deformazione assiale associa la corrispondente tensione attraverso un processo iterativo e due modelli diretti in grado di fornire per ogni deformazione assiale direttamente la corrispondente tensione senza iterazioni.

Il modello iterativo di Spoelstra e Monti (S&M)[9] considera il modello di confinamento di Mander, Priestley e Park in cui si assume una pressione di confinamento costante. Il rinforzo in FRP esercita una pressione di confinamento crescente al crescere delle deformazioni assiali e laterali dato il comportamento elastico del rinforzo. Nel modello S&M per ogni deformazione assiale applicata al provino si segue un processo iterativo in cui si considera una tensione di confinamento con cui calcolare la tensione assiale corrispondente (modello di Mander [6]), e quindi la deformazione laterale del rinforzo. Nota la deformazione laterale del rinforzo, si può stimare la tensione di confinamento corrispondente che è confrontata con quella assunta a inizio iterazione ripetendo le iterazioni fino alla convergenza. Gli autori forniscono anche delle espressioni approssimate per la deformazione e la tensione ultima di compressione per i cilindri confinati con FRP ottenute grazie a una analisi di regressione dei risultati esatti determinati grazie all'approccio esatto prima menzionato.

Lam e Teng (L&T) [5] hanno sviluppato un modello analitico semplice ed accurato per descrivere il comportamento del calcestruzzo confinato, sulla base di un esteso database di dati sperimentali di letteratura. Il modello considera una relazione lineare tra la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP e la pressione laterale di confinamento fornita dal rinforzo. Il modello è appropriato per un uso diretto nella progettazione, non richiede iterazioni e riesce a catturare tutte le principali

caratteristiche del comportamento a compressione del calcestruzzo confinato.

Albanesi, Nuti e Vanzi (ANV) [1] hanno proposto e validato sulla base di dati sperimentali, un modello in forma chiusa che descrive il comportamento longitudinale e trasversale di campioni di calcestruzzo confinati con FRP e caricati assialmente. Il problema di equilibrio e compatibilità dopo essere stato risolto per i cilindri bassi (senza effetti di instabilità) è stato esteso ai cilindri snelli includendo gli effetti della instabilità.

E' un modello che si basa su una procedura fisica che grazie ad opportune semplificazioni fornisce una espressione per la deformazione trasversale che consente di risolvere il problema in forma chiusa senza iterazioni.

Questo modello è in grado di cogliere i rami degradanti mostrati sperimentalmente da alcuni cilindri confinati con FRP ed ha il vantaggio di essere di semplice e pratica applicazione.

4.2. Correlazioni

Nella Figura 5 sono mostrati i confronti tra gli involucri delle curve sperimentali dei gruppi A e B e le curve ottenute con i tre modelli analitici selezionati. Tutte le curve sono state tracciate fino al valore della deformazione ultima sperimentale registrata dagli strain gauges verticali.

Tutti i modelli descrivono bene la rigidità iniziale dei provini. Dal confronto tra le curve analitiche e quelle sperimentali emerge che il modello iterativo di S&M riesce ad avvicinarsi maggiormente alle curve sperimentali anche se occorre ricordare che si tratta di un modello che richiede un processo iterativo. Il modello iterativo descrive meglio del modello ANV l'andamento delle deformazioni laterali sperimentali (Fig.5 C-FRP due strati) anche se talvolta fornisce valori di deformazioni più bassi.

Nei diagrammi di Figura 6 è mostrato l'errore nella stima della tensione ultima per i tre modelli analitici esaminati.

Il modello iterativo presenta sempre un errore più basso rispetto agli altri modelli analitici per i cilindri con diametro più grande (Fig.6b). Solo per i cilindri più piccoli con tre strati di rinforzo si osserva una sovrastima da parte del modello iterativo, una sottostima da parte del modello di L&T ed una ottima predizione da parte del modello ANV (Fig.6a).

Infine il modello di L&T presenta un errore compreso tra i valori più bassi del modello S&M e più alti del modello ANV per i cilindri del gruppo B (Fig.6b).

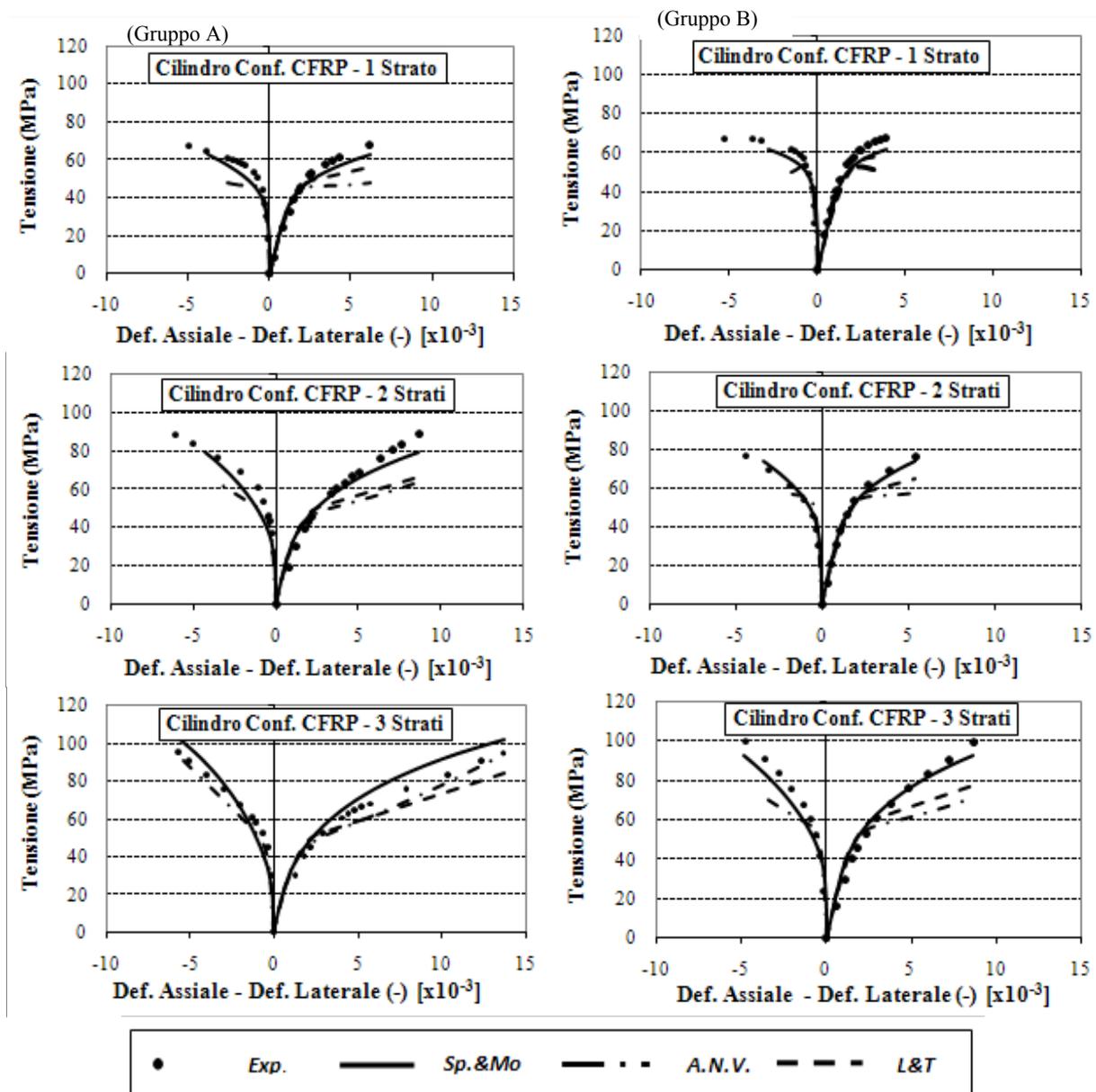


Figura 5-Confronto tra differenti modelli analitici e risultati sperimentali dei provini di SCC confinati con C-FRP del gruppo A (100x240mm) e del gruppo B (150x300).

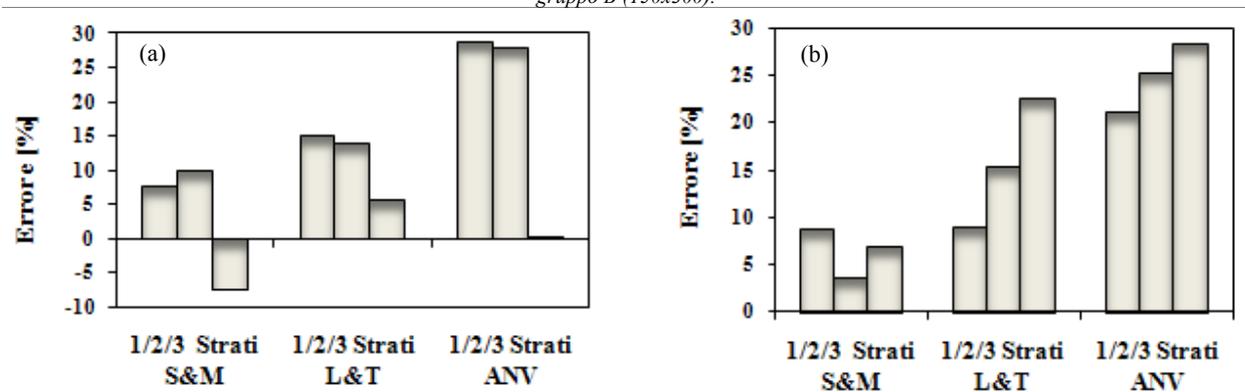


Figura 6-Errore nella stima della resistenza massima fornita dai modelli analitici selezionati rispetto ai risultati sperimentali; (a) cilindri gruppo A, (b) cilindri gruppo B.

5. CONCLUSIONI

Il calcestruzzo autocompattante (SCC) grazie alle sua elevata fluidità senza segregazione degli inerti è un materiale ottimale anche per il ripristino del calcestruzzo di elementi strutturali esistenti seriamente danneggiati. Le superfici finite non richiedono alcuna successiva lavorazione e consentono l'applicazione diretta di un rinforzo di fibre di carbonio (C-FRP) per il rinforzo sismico degli elementi riparati con risparmio di tempo e costi.

Due gruppi di campioni cilindrici di SCC con diametro 100x240mm e 150x300mm nudi e confinati con 1, 2 o 3 strati di C-FRP, sono stati provati sottoponendoli a prove cicliche di compressione. L'SCC ha lo stesso mix-design del calcestruzzo impiegato in interventi di riparazione e rinforzo di pile da ponte in c.a (Albanesi et al. [2]). Le curve sperimentali tensione-deformazione assiale, tensione-deformazione laterale e deformazione volumetrica-deformazione assiale sono date. Al crescere del confinamento si osserva un incremento della tensione e della deformazione ultima in tutti i cilindri provati.

Le resistenze misurate sono simili in tutti i cilindri ma i cilindri più piccoli mostrano una maggiore duttilità.

Si osserva un'alta variabilità delle deformazioni laterali misurate ma i valori medi delle deformazioni ultime delle fibre applicate sono più basse di quelle dichiarate dai produttori.

Il comportamento ciclico e la deformazione volumetrica sperimentale risultano diverse se si scarica il provino prima o dopo la deformazione in cui si ha una forte variazione della rigidità del provino (bend point).

Tre modelli analitici di letteratura (Spoelstra e Monti [9], Lam e Teng [5], Albanesi, Nuti e Vanzi [1]) in grado di descrivere bene il comportamento monotono a compressione del calcestruzzo confinato da FRP sono stati selezionati e confrontati con i risultati sperimentali.

Dai confronti emerge come l'SCC confinato si comporti in modo sostanzialmente simile al calcestruzzo ordinario confinato. Il modello di S&M riesce a descrivere meglio l'inviluppo sperimentale anche se è un modello che richiede un processo iterativo e sembra sovrastimare la resistenza ultima dei cilindri con diametro più piccolo rinforzati con tre strati di rinforzo. Il modello ANV coglie molto bene la tensione ultima per i provini piccoli confinati con 3 strati di rinforzo. Il modello di L&T presenta un errore nella predizione della tensione ultima sempre compreso tra quello degli altri due modelli nel caso dei cilindri più grandi.

Recentemente L&T [10] hanno modificato il modello originale introducendo la dipendenza dalle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo per migliorare l'efficacia del modello anche in presenza di elevate percentuali di FRP.

L'esame dei dati sperimentali sarà esteso considerando altri modelli analitici presenti in letteratura che descrivono anche il comportamento ciclico e non solo l'inviluppo monotono. Tra i possibili sviluppi futuri si pensa a una calibrazione del modello ANV diretto e di pratica applicazione nella progettazione, per approssimare meglio il comportamento sperimentale dei cilindri confinati grazie ai dati sperimentali qui presentati.

RINGRAZIAMENTI

Lavoro svolto con il finanziamento RELUIS AT1, Linea 1.1, Task 1.1.2. e con la collaborazione di UNICAL S.p.A. e di Altomodulo s.r.l.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ALBANESI T., NUTI C., VANZI I. – (2005), Closed form constitutive relationship for concrete filled FRP tubes under compression, *Constructions and Building Materials*, 21, 409-427.
- [2] ALBANESI T., LAVORATO D., NUTI C., SANTINI S. – (2009), Experimental program for pseudodynamic tests on repaired and retrofitted bridge piers, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Paris: Lavoisier, vol. 13, N6/2009: 671-683.
- [3] DANIEL M. I., ISHAI O. – (2006), Engineering Mechanics of Composites Materials, *Oxford University Press, second edition*.
- [4] LAM L., TENG J.G., CHEUNG C.H., XIAO Y. – (2006), FRP-confined concrete under axial cyclic compression, *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, 28, 949-958.
- [5] LAM L., TENG J.G. – (2003), Design oriented stress strain model for FRP-concrete, *Construction and Building Materials*, 17, 471-489.
- [6] MANDER J. B., PRIESTLEY M. J. N., PARK R. – (1988), Theoretical Stress – Strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 8 (114), 1804-1826.
- [7] OKAMURA H., OZAWA, K. – (1995), Mix-design for self-compacting concrete, *Concrete Library of JSCE*, 25, 107-120.
- [8] SHAO Y., ZHU Z., MIRMIRAN A. – (2006), Cyclic Modeling of FRP-confined concrete with improved ductility, *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, 28, 959-968.
- [9] SPOELSTRA M.R., MONTI G. – (1999), FRP-Confined Concrete Model, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 3(3), 143-150.
- [10] TENG J.G., JIANG T., LAM L., LUO Y. Z. – (2009), Refinement of a Design-Oriented Stress–Strain Model for FRP-Confined Concrete, *Journal of composites for construction*, ASCE, 13, 269-278.

APPLICAZIONE DEL CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE ALLA TECNOLOGIA DI PRODUZIONE DEI PALI DI FONDAZIONE

Leonardo Mambelli, Chiara Diotallevi, Andrea Gambi

Iter Cooperativa Ravennate

INTRODUZIONE

Iter è impresa generale nel settore delle costruzioni; settore sempre più globalizzato, caratteristica che richiede, ai soggetti impegnati, continui di investimenti a sostegno di una maggiore competitività, declinabile in termini di volumi di fatturato, margini operativi, tempi d'esecuzione e qualità delle opere: oggi più che mai rappresentata dall'attenta valutazione della durabilità. Tale ultimo aspetto costituisce il cardine del nuovo paradigma economico improntato alla sostenibilità dello sviluppo economico ma anche dalla necessità di assicurare i necessari rendimenti economici dei sempre più ingenti investimenti produttivi.

Riferendosi a tali premesse la risposta si trova ricercando efficienza nei processi produttivi – minori costi, minori tempi d'esecuzione, maggiore controllo e maggiore livello qualitativo – attraverso un miglioramento delle tecnologie esecutive, il miglioramento dei requisiti prestazionali dei materiali tradizionali, la creazione di nuovi materiali indirizzati ad esigenze specifiche. Tale strategia appare ancor più efficace se si ha il controllo di gran parte della filiera produttiva. Per tali ragioni, da tempo, Iter – che produce anche strutture prefabbricate – commercializza conglomerati cementizi al fine di consolidare la propria esperienza e farne uno strumento competitivo. Va da sé che la struttura tecnica a supporto del settore sviluppa con continuità attività di ricerca indirizzata agli scopi ricordati in precedenza. Ed è in questo ambito che si riconduce l'esperienza che verrà descritta nel seguito che tratta della realizzazione di pali di fondazione di grande diametro – nell'ambito di un contratto di realizzazione di un tratto di variante alla statale adriatica ss.16 nei pressi di Alfonsine nel comune di Ravenna – ed elevata profondità – 31 m. – che si poneva ai limiti potenziali di tale tecnologia facendo, perciò, nascere la necessità di conglomerati cementizi con caratteristiche non usuali. Un ulteriore rafforzamento di tale esigenza era rappresentato dall'esplicito obiettivo di abbattere notevolmente i tempi d'esecuzione – fortemente condizionati dal rendimento delle opere di fondazione – al fine di un efficientamento complessivo della commessa e ad una consegna anticipata dell'opera. La risposta è stata la messa a punto di uno speciale mix-design per un conglomerato autocompattante ad elevate prestazioni che garantisse tempi di presa decisamente ritardati rispetto al momento del getto come verrà descritto.

1. IL CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE

Il conglomerato cementizio autocompattante – denominato SCC, acronimo che significa Self Compacting Concrete – è un calcestruzzo innovativo che non richiede vibrazioni – come quello tradizionale – come ausilio alla posa dentro le casseforme al fine di un adeguata compattazione: elemento indispensabile per garantire le prestazioni attese. E' in grado di fluire – durante la posa – spinto dal suo stesso peso, di riempire efficacemente le casseforme ed ottenere – senza nessun intervento esterno – un'ottima compattazione finale anche e soprattutto in presenza di elevate quantità d'armatura metallica. Le proprietà della massa indurita sono del tutto analoghe a quelle di un conglomerato tradizionale, quando non sono migliori almeno in termini di durabilità – compattezza e

permeabilità. Conglomerati cementizi che richiedessero una minima vibrazione sono utilizzati dall'inizio degli anni '70, ma solamente nel 1980, nel Giappone, nacque il conglomerato autocompattante altrimenti detto SCC. Dagli anni '90 lo si è utilizzato nei lavori civili anche in Europa e tale esigenza ha condotto alla nascita del progetto SCC 1997-2000 che ha promosso un progressivo incremento dell'utilizzo di SCC ed un suo progressivo miglioramento prestazionale e d'utilizzo fino all'attuale mercato sempre più vicino alla personalizzazione del prodotto in ottica prestazionale. Questo conglomerato offre tempi minimi di posa quindi ridotti tempi d'esecuzione e facilità di getto anche in presenza di particolari conformazioni dell'armatura metallica. La sua elevata fluidità

e resistenza alla segregazione – se ben progettati – assicurano un alto livello di omogeneità, una bassa presenza di vuoti ed una uniforme resistenza, fornendo, inoltre, un elevato livello di finitura, una ridotta permeabilità ed un'elevata durabilità della struttura. L'eliminazione delle vibrazioni e delle relative apparecchiature garantisce un miglioramento dell'ambiente di lavoro ed esterno – in prossimità dell'intervento – riducendo l'esposizione dei lavoratori e dei cittadini sia ai rumori che alle vibrazioni. Tale aspetto risulta ancor più importante se si parla di stabilimenti di prefabbricazione che prevedono anche cicli di lavorazione notturna. Il miglioramento della realizzazione e delle prestazioni delle strutture, combinate con il miglioramento del benessere e della sicurezza fanno del conglomerato autocompattante una soluzione interessante sia per strutture tradizionali che per strutture prefabbricate. Solamente nel 2002 EFNARC (European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems) pubblicò la sua Linea Guida – “Specification & Guidelines for Self-Compacting concrete” - che fornirono lo stato dell'arte per utilizzatori e produttori. Da allora vi è stato un susseguirsi di sviluppi tecnici e ricerche sul SCC. Ad oggi però non esistono specifiche armonizzate europee su tale materiale in particolar modo da indirizzare a progettisti, fornitori ed utilizzatori.

2. AMBITO DI INTERVENTO

L'esperienza qui di seguito descritta si caratterizza per l'utilizzo del SCC nell'ambito della produzione in opera di pali di fondazione trivellati senza asportazione di terreno.

In particolare questa tecnologia di produzione è stata adottata dall'impresa generale di costruzioni ITER società cooperativa nell'ambito dei lavori per la realizzazione della variante di Alfonsine alla strada statale S.S.16 “Adriatica”.

3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di un nuovo tratto di strada che si sviluppa tra Ravenna e il fiume Reno.

In particolare il nuovo tracciato si distacca dalla attuale SS.16 ad ovest dello svincolo con l'autostrada A14 e si sviluppa a nord dell'attuale tracciato attraverso gli abitati di Camerlona, Mezzano, Alfonsine, Taglio Corelli, VillaPianta, Lavezzola.

Il tracciato si caratterizza per la presenza in pianta di rettilinei e curve ad ampio raggio. Mentre dal punto di vista altimetrico il piano transitabile si sviluppa su rilevati di altezza di circa 2 metri sopra il piano campagna e attraversa su viadotti a più campate la linea ferroviaria Ferrara-Ravenna e i fiumi Lamone, Senio e Santerno.

Nello specifico le lavorazioni in oggetto hanno interessato il primo stralcio di intervento che si estende dal Km 9+700 al Km 17+100 in località Alfonsine. In particolare si tratta di una serie di fondazioni su pali per le spalle e i viadotti realizzate mediante la tecnologia dei pali trivellati senza asportazione di terreno.

Sono stati realizzati 594 pali dei quali 242 adottando il calcestruzzo SCC della centrale di betonaggio di ITER che ha fornito nel complesso 7180 mc di calcestruzzo per una fornitura media di 29.7 mc per palo.

Raggruppando i pali utilizzati per ogni singola opera d'arte possiamo fare la seguente distinzione:

- Pali ad elica continua:
 1. Cavalcaferrovia: 2 spalle e per ciascuna spalla 16 pali per un totale di 32 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 2 pile fisse e per ciascuna pila 10 pali per un totale di 20 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 2 pile correnti e per ciascuna pila 8 pali per un totale di 72 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm;
 2. Viadotto Senio: 2 spalle e per ciascuna spalla 16 pali per un totale di 32 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 2 pile fisse e per ciascuna pila 8 pali per un totale di 16 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 12 pile correnti e per ciascuna pila 8 pali per un totale di 96 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm;
 3. Viadotto Raspona: 2 spalle e per ciascuna spalla 16 pali per un totale di 32 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 1 pila fissa con 8 pali per un totale di 8 pali di profondità 30 m e diametro 1000

mm; 8 pile correnti e per ciascuna pila 8 pali per un totale di 64 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm;

4. Viadotto Passetto: 2 spalle e per ciascuna spalla 14 pali per un totale di 28 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 2 pile correnti e per ciascuna pila 6 pali per un totale di 12 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm;
5. Viadotto Molini Fusignano: 2 spalle e per ciascuna spalla 16 pali per un totale di 32 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 1 pila fissa e per ciascuna pila 8 pali per un totale di 8 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 10 pile correnti e per ciascuna pila 8 pali per un totale di 80 pali di profondità 30 m e diametro

- Pali trivellati:

1. Viadotto Senio: 2 pile correnti e per ciascuna pila 9 pali per un totale di 18 pali di profondità 30 m e diametro.
2. Viadotto Canalina: 2 spalle e per ciascuna spalla 14 pali per un totale di 28 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm; 2 pile correnti e per ciascuna pila 8 pali per un totale di 16 pali di profondità 30 m e diametro 1000 mm.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Come evidenziato da una campagna di indagini svolte (prove penetrometriche statiche e sondaggi), i terreni interessati dall'intervento sono perlopiù di natura argillosa con consistenza medio-bassa e presenza di strati alternati di materiale organico, tipo torba, con caratteristiche di resistenza molto basse. La stratigrafia può considerarsi pressoché omogenea e si caratterizza sostanzialmente per la presenza di argille fino a 10, 15 m con strati di torba tra i 7 e i 15 metri, e strati di sabbia a partire dai 15 m e fino in profondità con ricorrenti intercalazioni di limo fino a 30 metri di profondità.

5. LA TECNOLOGIA DEI PALI DI FONDAZIONE SENZA ASPORTAZIONE DI TERRENO

Data la scarsa consistenza del terreno interessato si è optato per la scelta di una fondazione profonda in grado di sviluppare per attrito laterale la portanza necessaria per gli elevati carichi in gioco.

I pali trivellati ad elica continua presentano l'indiscusso pregio di accompagnare la portanza laterale del palo trivellato con un sensibile miglioramento del terreno in virtù del processo di costipamento che si attua durante la fase di esecuzione.

Entrando maggiormente nello specifico si osserva infatti che l'esecuzione di questo tipo di pali avviene tramite l'infissione di un'elica continua assemblata su un'asta centrale cava di lunghezza pari a quella del foro da realizzare. Mediante una testa in rotazione si procede all'infissione con avvittamento nel terreno; al termine della fase di scavo (raggiunta la quota di progetto), l'elica viene gradualmente estratta mentre in parallelo si procede al getto del calcestruzzo pompato all'interno dell'asta centrale. I pali vengono poi armati per tutta la lunghezza tramite gabbie di armatura inserite nel calcestruzzo ancora fresco.

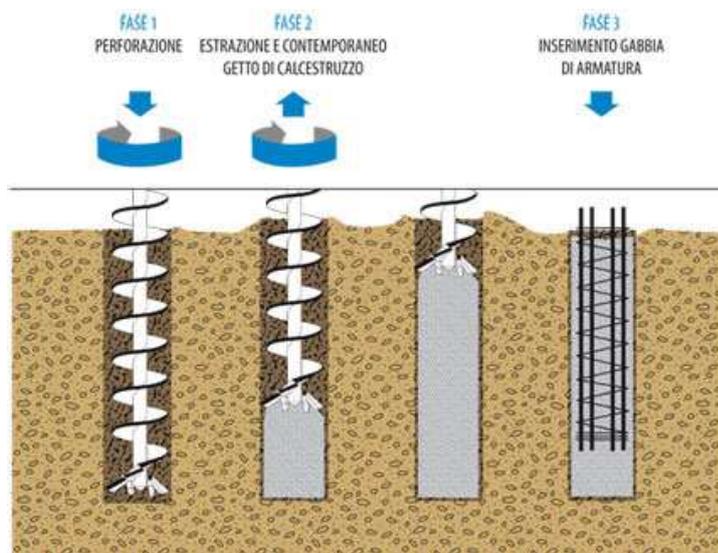


Figura 1 – Fasi di esecuzione di un palo trivellato ad elica continua

5. MODALITÀ DI ESECUZIONE

La procedura di realizzazione di un palo trivellato ad elica continua è resa particolarmente complessa dalla necessità di ridurre al minimo i tempi di esecuzione del palo per evitare che il calcestruzzo faccia presa prima che l'ultima delle tre gabbie d'armatura sia stata calata.

La consistenza del calcestruzzo rappresenta pertanto l'elemento determinante per la corretta riuscita della lavorazione e diviene fondamentale assicurare la sincronia delle fasi di scavo, getto e posa delle armature per ridurre al minimo i tempi di esecuzione del palo.

Attraverso l'ottimizzazione progressiva delle fasi si è riusciti ad individuare la seguente scansione temporale:

- non appena la perforazione è completata occorre disporre già della prima botte di calcestruzzo (circa 10 mc) e avviare la fase di getto;
- durante la fase di getto il calcestruzzo viene caricato all'interno di una pompa che rifornisce la coclea centrale dell'elica per avviare il getto dal fondo del foro scavato;
- contemporaneamente alla fuoriuscita di calcestruzzo si procede con lo sfilamento dell'elica con asportazione del terreno rimasto incastrato all'interno delle spire dell'elica;
- non appena viene esaurita la prima fornitura di calcestruzzo è opportuno che sia già pronta un'autobetoniera con la seconda fornitura e così di seguito la terza e ultima betoniera da 10 mc.
- Terminato il pompaggio del calcestruzzo fino in sommità, l'elica risalita viene completamente sfilata dal foro e viene avviata la posa per gravità dell'armatura.

Proprio l'ultima fase, la posa delle gabbie di armatura, rappresenta la più critica per la corretta esecuzione del palo.

Vengono inserite all'interno di ogni palo tre gabbie; calata la prima, la seconda viene collegata tramite morsetti e così pure la terza.

Proprio per facilitare l'immersione delle gabbie nel calcestruzzo si è curata la scelta dei diametri in modo da minimizzare la superficie di attrito delle gabbie e si è conferito

ad ogni gabbia una particolare forma tronco conica per agevolare l'inserimento e l'affondamento.

Sono state adottate le seguenti armature:

- pali spalle:
 - gabbia inferiore: 18 Φ 16 L=10 m, peso 407 kg;
 - gabbia intermedia: 18 Φ 20 L=12 m, peso 674 kg;
 - gabbia superiore: 18 Φ 26 L=12 m, peso 1041 kg
- pali pile fisse:
 - gabbia inferiore: 16 Φ 16 L=10 m, peso 375 kg;
 - gabbia intermedia: 16 Φ 20 L=12 m, peso 615 kg;
 - gabbia superiore: 16 Φ 22 L=12 m, peso 717 kg;
- pali pile correnti:
 - gabbia inferiore: 16 Φ 14 L=10 m, peso 316 kg;
 - gabbia intermedia: 16 Φ 16 L=12 m, peso 445 kg;
 - gabbia superiore: 16 Φ 18 L=12 m, peso 316 kg;
- pali pile correnti modificate:
 - gabbia inferiore: 11 Φ 18 L=10 m, peso 342 kg;
 - gabbia intermedia: 11 Φ 22 L=12 m, peso 535 kg;
 - gabbia superiore: 11 Φ 22 L=12 m, peso 535 kg.



Figura. 2 – Collegamento tra due gabbie del palo

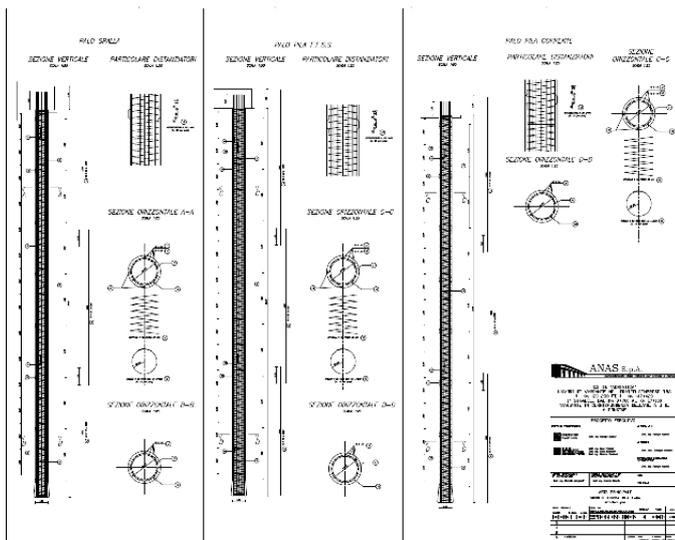


Figura 3 – Armature dei pali.



Figura 4 – Affondamento dell'ultima gabbia (la terza) nel calcestruzzo

6. PRINCIPALI CRITICITÀ

Il completamento delle lavorazioni necessarie per la realizzazione di un palo avviene in un intervallo di tempo di circa 90 minuti.

La durata della lavorazione rischia pertanto di determinare la presa del calcestruzzo e compromettere la posa della terza gabbia.

In un lasso di tempo di 90 minuti un calcestruzzo ordinario perderebbe completamente la propria lavorabilità; pertanto l'accortezza fondamentale per la corretta riuscita dell'operazione consiste nella messa a punto di un

calcestruzzo in grado di non perdere lavorabilità anche dopo 90 minuti e tale da non determinare fenomeni di segregazione che a loro volta potrebbero determinare un ostacolo ad un'infissione agevole della terza e ultima gabbia.

Di qui la necessità di ricorrere ad un calcestruzzo di tipo SCC

7. MESSA A PUNTO DELLA MISCELA

Affinché un calcestruzzo possa definirsi autocompattante occorre il rispetto di alcune condizioni, tra cui:

- quantitativo di cemento non minore di 350 kg /m³;
- presenza di aggiunte (filler o ceneri volanti);
- uso di additivo superfluidificante;
- contenuto di finissimi (cemento, aggiunte, finissimi degli aggregati) pari a 500-600 kg;
- buon assortimento granulometrico per evitare il bleeding (risalita di acqua) e la segregazione;
- dimensione massima dell'aggregato non superiore a 16-18 mm.

Si è adottato un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- slump flow \geq di 600 mm;
- classe di resistenza C30;
- diametro massimo degli aggregati pari a 15 mm;
- classe di esposizione XC2;
- rapporto acqua/cemento massimo pari a 0,6.

In principio ci si è rivolti verso formulazioni con cemento 42.5 e aggiunta di additivo superfluidificante e aerante.

L'efficacia della miscela viene quindi esaminata attraverso la misurazione della lavorabilità mediante prova di Slump a diversi intervalli di tempo fino ai 90 minuti e 120 minuti.

Tuttavia valori di Slump minori di 600 mm ad un'ora non possono essere soddisfacenti, e anche una volta raggiunto lo slump desiderato attraverso l'aumento di additivo superfluidificante occorre non sottovalutare la viscosità e il grado di penetrabilità del calcestruzzo, indispensabile per garantire l'affondamento della gabbia.

Per poter assicurare la viscosità necessaria si è dovuto cambiare tipo di cemento e adottare un cemento con classe di resistenza II B-LL 32,5 R al calce.

Questo tipo di cemento, come anche quello d'alto forno, è caratterizzato da una minore coesione ma anche da minore viscosità, questa caratteristica porta ad esaltare le capacità di scorrimento del materiale.

Per la completa messa a punto della miscela è stato adottato anche un additivo ritardante con la funzione di ritardare la presa e aumentare la lavorabilità dell'impasto.

	Note sulla formulazione	SLUMP FLOW (mm)		
		60'	90'	120'
I prova	Non accettabile	550	500	450
II prova	Non accettabile in quanto non facilmente penetrabile	750	740	530
III prova	Non accettabile	620	590	540
IV prova	Formulazione adottata	700	620	550

8. CONCLUSIONE

E' stata necessaria un'approfondita sperimentazione di laboratorio e in situ per perfezionare la miscela più adatta per assicurare i requisiti di lavorabilità richiesti dal particolare tipo di tecnologia adottato.

La tecnologia del palo trivellato ad elica continua presenta una serie di vantaggi associati perlopiù alla cantierizzazione e alla pulizia di esecuzione, tuttavia l'esperienza condotta evidenzia come sia da valutare con grande attenzione la messa a punto di un calcestruzzo idoneo al tipo di fasi di lavoro e come in taluni casi la possibilità o meno di raggiungere le caratteristiche necessarie per il calcestruzzo rappresenti la discriminante per l'utilizzo o meno di questo tipo di tecnologia.

E' emerso in modo evidente come per esempio non si possa prescindere per la realizzazione di una palo trivellato ad elica continua dall'utilizzo di un calcestruzzo autocompattante.

Infine si può concludere che dall'esperienza condotta sia evidente che l'utilizzo della tecnologia dei pali trivellati ad elica continua non possa prescindere da alcune criticità che

occorre valutare accuratamente al momento della scelta di questo tipo di pali.

Innanzitutto risulta determinante la natura del terreno in quanto in grado di condizionare lo sfido di calcestruzzo e le caratteristiche di resistenza dello stesso.

Nell'ambito della scelta della miscela adatta occorre valutare anche la vicinanza della centrale di produzione in quanto come emerso è determinante la tempistica di rifornimento per non incorrere nella perdita di lavorabilità.

Non si può trascurare neppure l'importanza dell'esperienza dell'operatore che ha una determinante influenza sulla corretta esecuzione del palo. Le operazioni di manovra di risalita della punta durante il getto del palo sono il risultato di un controllo in continuo delle pressioni alle varie profondità e della capacità dell'operatore di coordinare la risalita del getto con il volume immesso per evitare discontinuità e allo stesso tempo limitare la dispersione di calcestruzzo oltre il necessario.

BIBLIOGRAFIA

1. "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" " Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale;
2. "Il Nuovo calcestruzzo" Mario Collepari, Silvia Collepari, Roberto Troli;
3. "Concretum" Coppola Luigi.
4. "Presenze e futuro dei calcestruzzi compattanti" "Marco Savoia SAIE 2009
5. "The European Guidelines for selfcompacting concrete" maggio 2005

IMPIEGO DI ELEMENTI IN GOMMA DA PNEUMATICI RICICLATI COME INERTI NEI CALCESTRUZZI

Giuseppe Carlo Marano¹, Sara Sgobba², Massimo Borsa², Marcello Molfetta³

¹ Department of Environmental and Sustainable Development - DIASS (Politecnico di Bari) Via A. De Gasperi s.n. - 74100 Taranto (Italy) Tel. +39 0994733312; gmarano@poliba.it

² C.T.G. S.p.A. - Italcementi Group Direzione Laboratori - Laboratorio Valutazione Materiali Via Vivaldi, 13 - 24125 Bergamo (Italy) Tel. +39 035.4126031; m.borsa@italcementi.it

³ C.T.G. S.p.A. - Italcementi Group Laboratorio di Brindisi Cittadella della Ricerca S.S. 7 per Mesagne, Km 7+300 -72100 Brindisi (Italy) Tel: +39 0831 588 037;

SOMMARIO

Il presente studio esplora le caratteristiche fisico-meccaniche e i potenziali effetti benefici ottenibili dall'impiego di particelle di gomma da pneumatici riciclati in sostituzione parziale agli aggregati lapidei naturali nel calcestruzzo. I frammenti di gomma utilizzati derivano da un processo di triturazione meccanica di pneumatici da autoveicolo a fine vita. Il materiale risultante, comunemente noto come "Rubbercrete" nella letteratura tecnica, presenta idonee caratteristiche meccaniche e reologiche all'utilizzo in ambito civile ed industriale e rappresenta al contempo una efficace e poco costosa via per il riuso dei pneumatici a fine vita. Lo scopo di questa memoria è di presentare i risultati di un'ampia campagna sperimentale condotta per individuare pezzature e quantità ottimali degli aggregati riciclati nelle miscele di calcestruzzo. Alcune delle caratteristiche esaminate sono la densità di aggregati di gomma, la lavorabilità, il grado di intrappolamento dell'aria e la resistenza alla compressione. I risultati delle prove di laboratorio mostrano che il rubbercrete può essere efficacemente utilizzato per applicazioni civili e industriali anche strutturali, quali sottofondazioni, pavimentazioni e sistemi di fondazioni per sistemi ferroviari stradali. Questo in rapporto ad un potenziale basso peso specifico, ad alcune buone proprietà di isolamento termico e acustico ed infine ad un notevole potenziale per la mitigazione delle vibrazioni.

SUMMARY

This study explores the ameliorative effects of rubber particles on some properties of concrete. The used rubber scraps are obtained from a mechanical trituration process of post-used tires from motor vehicles and trucks. They have long been investigated for resource reutilization as an aggregate in concrete resulting in the 'Rubcrete mix', which can be conveniently used in various applications with promising effects. Rubcrete provides a final product with good mechanical properties and also represents an effective and inexpensive way of recycling the discarded tires. The aim of this work is to present the results of an experimental investigation conducted to identify the optimal types and quantities of aggregates in concrete mixtures for engineering applications. Some of the examined characteristics include: density of rubber aggregates, workability, air entrapment and compressive strength. Three types of rubber particles (ash rubber, crumb rubber and tire chips) have been used in the rubberized concrete mixtures replacing partially or totally natural aggregates. Test results show that the rubbercrete mix can be efficiently used for structural and non-structural civil and industrial applications, such as driveways, under-rail bearings and road construction. This is due to its low specific weight, good thermal and acoustical isolation properties and vibration energy absorption capacity.

1 INTRODUZIONE

È stato stimato che più di 250.000.000 pneumatici post-consumo sono stati accumulati ogni anno nei 15 Stati dell'Unione europea. Nel 1992, circa il 65% della quantità prodotta negli allora 12 Stati membri è stato immagazzinato nelle discariche e solo il 35% ha subito altre metodologie di rigenerazione. Dieci anni dopo, nel 2002, la situazione era completamente ribaltata nei 15 Stati membri. Più del 65% dei pneumatici post-consumo sono stati preparati per il riutilizzo / export, ricostruzione, recupero e rigenerazione di energia, mentre meno del 35% è stato accumulato in discarica. Il riciclaggio energetico e materiale dei prodotti sono stati i due principali tipi di rigenerazione e pari al 44% del totale. Con riferimento ai codici attuali (Direttiva Discariche 199/31/EC), e nonostante il fatto che lo smaltimento in discarica di pneumatici interi era proibito dal 2003 e quello di pneumatici lacerati dal 2006, solo 8 Stati hanno adottato tali direttive.

La pratica di assorbire i pneumatici usati in discariche controllate dovrebbe essere evitata perché crea un'altra fonte di inquinamento. I pneumatici rappresentano un rifiuto ingombrante e richiedono discariche enormi, inoltre è dato sapere che il 75% del volume di un pneumatico è nullo. La presenza di cavità e di elasticità della gomma crea anche instabilità meccanica con pericolo di incendio nella massa dei rifiuti stoccati. Inoltre, le discariche si possono trasformare in un habitat fertile per la proliferazione di ratti ed insetti. A peggiorare le cose, i pneumatici tendono a riemergere dalla discarica nel tempo, ed i micro-organismi possono impiegare più di 100 anni per decomporsi. È chiara quindi la necessità di trovare soluzioni alternative per i pneumatici usati. Inoltre, l'aumento del consumo di cemento nella costruzione di edifici ha sollevato il problema dell'impoverimento delle risorse naturali. Tali considerazioni confermano la necessità di individuare tecnologie innovative e materiali alternativi per migliorare non solo il livello di prestazioni del calcestruzzo, ma, e soprattutto, a sostenere la politica di tutela ambientale. Si deve inoltre ricordare che la maggior parte dei paesi in via di sviluppo ha

dovuto aumentare la sua consapevolezza in materia di riciclaggio dei materiali di scarto, ma non ha ancora sviluppato gli standard e le leggi efficaci per ciò che concerne il riutilizzo dei materiali di scarto locale.

Nel corso degli ultimi anni, una serie di ricerche si è concentrata sull'utilizzo di diverse forme e dimensioni dei pneumatici riciclati nel calcestruzzo. Una miscela composta di calcestruzzo ordinario (cemento Portland) e da gomma riciclata da pneumatici è stata presentata nella letteratura tecnica sotto il nome di "Rubber Concrete" o "Rubber Modified Concrete". La gomma utilizzata nella maggior parte dei casi è stata ricavata da pneumatici post-consumo degli autoveicoli e dei camion sottoposti a triturazione meccanica o a processi criogenici. Viste le applicazioni e le prestazioni richieste dal prodotto finale, la gomma è stata usata "così com'è" o, in alcune occasioni, la componente tessile è stata rimossa e le fibre d'acciaio sottoposte a compressione. In altre circostanze, la superficie di gomma è stata sottoposta a particolari pretrattamenti chimici aventi la funzione di rafforzare l'adesione della gomma con la malta, ottenendo un netto miglioramento di alcune proprietà finali del calcestruzzo. Quest'ultima soluzione ha ottenuto il riconoscimento a livello mondiale nel campo dell'ingegneria, dirigendo negli ultimi anni molti ricercatori a svolgere attività di ricerca aggiuntive per l'impiego di rifiuti di gomma nel cemento [Eldin e Senouci 1992, 1993a, b, Ali et al. 1993, Lee et al. 1998, Topcu, 1995, 1997, Fattuhi e Clark 1996, Toutanji 1996, Huynh e Raghavan 1996, Topcu e Avcular 1997, Li et al. 1996, Raghavan et al. 1998, Choubane et al., 1999, Segre e Joeke 2000, Pierce e Blackwell 2003, Hernandez-Olivares e Barluenga, 2004, Siddique e Naik, 2004, Sukontasukkul e Chaikaew, 2006, Chou et al., 2007, Topcu e Demir, 2007, Batayneh et al., 2008, Ganjian et al., 2009]. Savas et al. [1996], Benazzouk e Queneudec, [2002] e Paine et al. [2002] hanno studiato l'effetto del congelamento e dello scongelamento sulla resistenza del calcestruzzo con gomma. Tale ricerca ha concluso che esiste un potenziale vantaggio nell'utilizzo di briciole di gomma come agenti di resistenza al gelo-disgelo nel calcestruzzo, il quale in tal caso possiede prestazioni migliori in fase di gelo-disgelo rispetto a quelle riscontrate nel calcestruzzo semplice. È stato riportato da Hernandez-Olivares e Barluenga [2004] che l'aggiunta di briciole di gomma di pneumatico a calcestruzzi strutturali ad alta resistenza migliora la resistenza al fuoco, riducendo il danno generato dal fuoco.

D'altra parte, diversi studi indicano che la presenza di briciole "di gomma nel calcestruzzo" fa diminuire le proprietà meccaniche (resistenza alla compressione e alla flessione), rispetto al calcestruzzo tradizionale. La diminuzione della forza è dovuta alla mancanza di legame tra la briciola di gomma ed il cemento Portland. Tale diminuzione è risultato essere direttamente proporzionale alla quantità di gomma contenuta. Anche le dimensioni delle briciole di gomma sembrano avere un'influenza sulla forza. Le briciole di gomma con pezzatura grossolana riducono maggiormente la resistenza a compressione rispetto a quelle più sottili. [Eldin e Senouci, 1993; Huynh e Raghavan, 1996; Fattuhi e Clark, 1996; Eldin e Senouci, 1994 e Topcu, 1995, Sukontasukkul e Chaikaew, 2006;... Batayneh et al. 2007]

La lavorabilità si trova a diminuire man mano che la percentuale di gomma aumenta, ciò si verifica a causa della viscosità crescente della miscela [Eldin e Senouci, 1993; Eldin e Senouci, 1999; Kathib e Bayomy, 1999]. L'aggiunta di gomma di pneumatico ammorbidisce la risposta elastica sforzo-deformazione, producendo moduli di Young a partire da 10.000 MPa [Goulias e Ali, 1997; Topcu e Avcular, 1997;... Fedroff et al, 1996] Un ampio panorama di studi precedenti è data da Siddique e Naik, [2004] e Ganjian et al, [2009].

Anche se le proprietà meccaniche del calcestruzzo sembrano essere retrocesse dalla presenza di briciole delle gomma, restano numerose le altre proprietà di cui il cemento beneficia. Uno dei vantaggi più significativi del calcestruzzo modificato con gomma è la riduzione della densità di massa. La densità di massa può essere ridotto ad un minimo di 1.750 kg / m³ [Eldin e Senouci 1993a; Khatib e Bayomy, 1999; Fedroff et al, 1996; Li et al. 1998]. Inoltre, il calcestruzzo miscelato con briciole di gomma fino a circa il 30% del peso del cemento, si trova a migliorare la resistenza a fessurazione, l'assorbimento di onde e la resistenza agli acidi, offrendo una conduttività termica più bassa ed un livello di riduzione

del rumore. In aggiunta, il calcestruzzo con briciole di gomma ha dimostrato possedere un peso minore, avendo una densità ridotta rispetto ai tradizionali calcestruzzi [Topcu, 1995 e Rostami et al., 2000]. Alcuni autori hanno anche discusso la dipendenza dal tempo delle proprietà del calcestruzzo con gomma, che può in alcuni casi essere critica. Uno studio di Van Mier et al., [1997], ad esempio, ha rivelato che la differenza significativa in termini di rapporto di Poisson delle particelle di gomma e della matrice cementizia incoraggia un cracking prematuro. Tuttavia, Turatsinze et al., [2006] hanno affermato che più alto è il contenuto dei brandelli di gomma, più piccola è la lunghezza e la larghezza della fessura dovuta al ritiro, e più elevato risulta essere il tempo di insorgenza del cracking. È stato inoltre indicato dal Hernandez-Olivares, et al., [2002] che le variazioni dei moduli elastici ottenute sperimentalmente o sotto aumento di carico statico o di carico dinamico aumentano con l'età. Inoltre, Hernandez-Olivares et al., [2000], con riferimento ai risultati sperimentali di una strada costruita in una zona residenziale in Gudino (Spagna), realizzato in calcestruzzo pieno con piccole frazioni volumetriche di gomma di pneumatico. Dopo 3 anni di utilizzo pesante (auto e camion), si mostrava ancora una prestazione molto buona. Pertanto nonostante alcuni inconvenienti ben noti, i risultati di molti autori hanno dimostrato che i calcestruzzi gommati hanno rivelato alcune interessanti proprietà, quali la loro capacità di resistere alle tensioni forzate e la loro durezza che incoraggia il loro uso come materiali da costruzione. Anche se molti autori non consigliamo di utilizzare il calcestruzzo modificato negli elementi strutturali in cui sono richiesti alte resistenze, il calcestruzzo gommato può essere impiegato in molti altri elementi da costruzione [al Batayneh et al., 2008]. Sono necessarie ulteriori ricerche per trovare un mix specifico in grado di limitare la perdita di forza (ad esempio riducendo la gomma sostituita per un determinato importo o con l'aggiunta di ceneri volanti e produrre un mix di forza sufficiente per nuove applicazioni dove è necessario il controllo di vibrazione della struttura.



Figura 1. Tipi di gomma utilizzato nelle prove di laboratorio

In questo studio, un certo numero di test di laboratorio sono stati effettuati su provini di calcestruzzo modificati utilizzando particelle di gomma ottenute da pneumatici usati. Sono state usate diverse percentuali di particelle di gomma come sostituzione degli aggregati naturali nella miscela di calcestruzzo.

Gli obiettivi di questo lavoro sono:

- migliorare la comprensione delle proprietà del calcestruzzo gommato attraverso prove di laboratorio e valutazioni di campo;
 - sviluppare l'informazione di test che possono servire nella redazione di una specifica miscela di calcestruzzo gommato per utilizzi non strutturali o utilizzi a basso carico;
 - valutare i possibili vantaggi di usare la gomma nel calcestruzzo per l'utilizzo strutturale ed indicare un mix possibile.
- Attraverso una serie di test di cui sopra, questi vantaggi sono stati valutati possibili ed i risultati sono discussi nelle sezioni seguenti.

2. PROCEDURA SPERIMENTALE

2.1 Proprietà della gomma In primo luogo, è importante stabilire che i pneumatici possono essere suddivisi in due categorie, distinguendo: (1) pneumatici per auto e (2) pneumatici per autocarri. I pneumatici per auto sono diversi dai pneumatici per autocarri in termini di materiali costitutivi, e soprattutto per il contenuto di gomma sintetica e naturale. Considerando l'elevato volume di produzione di pneumatici per vettura, rispetto ai pneumatici del

camion, il primo di solito attira più interesse [Ganjian et al., 2009]. La fonte da cui proviene la gomma era molto importante e doveva essere sempre specificata in letteratura, perché possedeva un'influenza sulla forma e la consistenza e di conseguenza sulle caratteristiche del calcestruzzo modificato con l'aggiunta di gomma. E' stato anche importante sottolineare che i pneumatici di autoveicoli e pneumatici per autocarri differiscono non solo per la forma, peso e dimensioni, ma soprattutto per la proporzione dei componenti della miscela di base. In effetti, la quantità di gomma / elastomeri è risultata essere maggiore nei veicoli a motore (48%) piuttosto che nei camion (43%). La percentuale della componente tessile presente è stata del 5% nei pneumatici per veicoli a motore e nulla nei pneumatici per autocarri, mentre la percentuale di fibre di acciaio è stata maggiore nei pneumatici per autocarri (27%) piuttosto che in quelli per autoveicoli (15%). In questo lavoro sono stati testati entrambi i tipi di gomma riciclata, al fine di comparare le proprie prestazioni come aggregati nel calcestruzzo. Sono state prese in considerazione tre grandi categorie di gomma da pneumatico fuori uso (Figura 1): *Gomma scheggiata*. La gomma ha una dimensione di circa 25-30 mm. E' stata utilizzata per sostituire gli aggregati grossolani nel calcestruzzo.

Gomma sbriciolata. Queste particelle sono molto irregolari, nel range di 3-10 mm. La gomma è stata usata in sostituzione di sabbia.

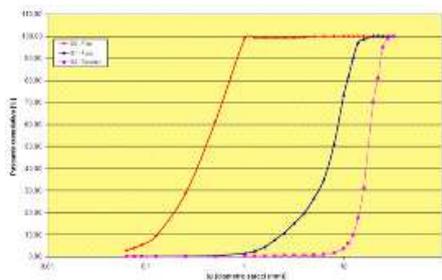
Ash in gomma. La gomma è costituita da particelle inferiori ad 1 mm. Non è preparata a partire da gomma sbriciolata, ma è la polvere che si forma involontariamente durante il processo di triturazione, caduta dal macchinario di trattamento dei rifiuti. Potrebbe essere usata come riempitivo all'interno del cemento per le sue dimensioni.

Nella Tabella 1 e nella Figura 1 sono riportati i dettagli e le denominazioni assegnate a ciascun tipo di gomma. Tutte le particelle di gomma sono state usate nelle miscele di calcestruzzo senza subire alcun pretrattamento chimico.

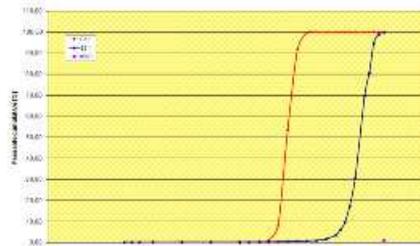
Come si può notare nella tabella 1, la fornitura di aggregati scheggiati (G2) di pneumatici per autocarri è identica a quello di pneumatici per auto, mentre la frazione sbriciolata (G1) è stata significativamente inferiore rispetto a quella di pneumatici per vettura, e sembra che sia più regolare con una percentuale minore di acciaio e fibre di tessuto. I campioni di gomma predetti sono stati sottoposti a centrifugazione per eliminare l'aria intrappolata.

La massa volumica dei grani è stata determinata in accordo alla normativa EN 1097 e la media della massa volumica è stata calcolata facendo riferimento a due campioni separati. Infine, i tre campioni sono stati prelevati secondo le prescrizioni della norma UNI EN 932-2 e l'analisi al setaccio attraverso il vaglio (test di lavaggio, seguito da vagliatura a secco) è stato condotto con lo scopo di determinare la distribuzione al setaccio in conformità alla norma UNI EN 933.

Le particelle di gomma utilizzate sono state ottenute da un processo di triturazione meccanica di pneumatici per autoveicoli e sono state sostituite in parte o totalmente "così come erano" in diverse quantità e dimensioni come inerti nella pasta di cemento. La Figura 2 mostra la gradazione. Essa indica un buon assortimento al setaccio, e una presenza adeguata delle frazioni fine, medie e grossolane, ottenendo un ridotto contenuto di vuoti interstiziali.



(a)



(b)

Figure 2. Gradazione della gomma da pneumatici di autocarro (a) e di autovettura (b).

2.2 Mix proportions

I materiali usati in questo studio sono cementi Portland di tipo I e II, aggregati naturali grossi e fini, sabbia e acqua. In particolare, sono stati usati due differenti tipi di cemento:

- CEM 42,5R II-A/LL (composite Portland cement with limestone);
- CEM 52,5R I (Portland cement)

Nella serie di miscele preparate sono stati aggiunti tre tipi di additivi Superfluidificante.

Per comodità, essi sono identificati con le seguenti denominazioni: aggiunte α , aggiunte β e aggiunte γ .

α e γ sono aggiunte liquide superfluidificanti con il polimero di acido poliaccrilico senza solfato e formaldeide.

L'additivo γ differisce dal primo perché contiene una componente viscosa in grado di dare una pasta di cemento più compatta. L'additivo superfluidificante β è specificamente formulato per allungare il tempo di lavorabilità del calcestruzzo fino ad una temperatura di 50° C.

2.3 Mix con gomma di pneumatici per camion-Test 1

Diversi test sono stati effettuati presso il Laboratorio CTG (Italcementi Group) di Mesagne, Brindisi (Italia) e hanno riguardato: (1) la lavorabilità, (2) la densità di massa e (3) le prove di compressione.

Dopo la realizzazione delle diverse miscele di prova ottenute variando il tipo di cemento e il dosaggio, il tipo di additivo, e le quantità di particelle di gomma sostituite, sono state ottenute due serie di miscele gomma- calcestruzzo.

La prima serie era composta da 8 miscele (0-PR; 1-PR; 2-PR, 3-PR, 4-PR, 6-PR: 7-PR; 8-PR) con una sostituzione parziale, che coinvolge le particelle di gomma di pneumatici da camion.

La tabella 2 mostra i quantitativi e le rispettive dimensioni dei campioni di gomma utilizzati per le miscele.

I primi quattro tipi di miscele sono caratterizzati dallo stesso tipo di cemento e di additivo. Al fine di migliorare la resistenza alla compressione e di ridurre il contenuto d'aria sono state apportate in seguito alcune modifiche al mix.

Nel dettaglio, il mix 04-PR è stato sostanzialmente ottenuto partendo dal mix 01-PR, ed aggiungendovi un superfluidificante.

Nel mix 06-PR, è stata aumentata la quantità di cemento, mentre nel mix 07-PR è stato variato anche il tipo di cemento. Il Mix 08-PR si è basato sul mix-00, ma è stata aggiunta una componente viscosa al fine di ridurre la percentuale di assorbimento dell'aria.

2.4 Risultati dei test 1

Per ciascuna miscela sono stati preparati quattro campioni cubici, ciascuno di 15 x 15 cm.

La lavorabilità del calcestruzzo fresco è stata misurata con il test di Abrams, il contenuto d'aria espresso come rapporto tra volumi è stato testato attraverso un misuratore di pressione d'aria.

Sul calcestruzzo indurito, sono state valutate la resistenza a compressione, testata nei giorni 7 e 28, e la corrispondente massa volumica.

Nella tabella 3 sono riassunti i risultati numerici dei test condotti.

Il mix sembra avere un'ottima distribuzione degli aggregati di gomma in pasta di cemento e non ha mostrato alcun segno di segregazione (figura 3.a).

Come si può notare dai dati raccolti nella tabella 3, tutte le suddette miscele appartengono alla classe di consistenza S3 (slump 100-150 mm) ed S4 (slump 160-210 mm) - vedi Figura 3.b. Come previsto, la resistenza a compressione è diminuita con un aumento del contenuto di briciole di gomma.

L'ottenimento di calcestruzzo alleggerito con l'aggiunta di briciole di gomma era in parte dovuto alla mancanza di aggregati sostituita dalla gomma. Un'altra causa potrebbe essere la grande percentuale di vuoti creata dalle particelle di gomma all'interno della pasta di cemento, con conseguente aumento di porosità.

In base ai risultati acquisiti le miscele preparate sono state classificate in due gruppi:

- *Miscela 01-PR, 04-PR, 06 e 07-PR-PR caratterizzate da grandi valori della resistenza a compressione, in modo che potessero essere potenzialmente usate come miscele di gomma-calcestruzzo per applicazioni strutturali;*
- *Miscela 00-PR e 08-PR caratterizzate da valori molto piccoli della resistenza a compressione, ma con massa volumica più bassa, in modo che potessero essere potenzialmente usate come miscela di gomma-calcestruzzo per applicazioni non strutturali.*

Nella figura 4 si pongono a confronto i principali risultati sulle diverse miscele. Mix con la gomma di pneumatici da auto -Test 2. La tabella 4 mostra la composizione della seconda serie di mix, tra cui gomma da pneumatici per autovetture. Sono state testate due miscele in cui si sostituiscono completamente gli aggregati naturali con gomma (mix 011-012-PR e PR), al fine di ottenere un risultato più leggero per usi non strutturali. Il mix 012-PR differisce dal 011-PR solo a causa del tipo di additivo che manca la componente viscosa al fine di limitare l'acqua necessaria. Il mix 010-PR si è basato sulle migliori miscele della prima serie (06 e 07-PR) ma utilizzando tuttavia la gomma proveniente dai pneumatici per autovetture.



(a)



(b)

Figure 3. Examples of specimens with chipped rubber aggregates (figure a. at left) and crumbed rubber (figure a. at right) and workability of the mix (b).

2.5 Risultati della serie di test 2.

I risultati sono stati raccolti nella tabella 5.

Il mix 010-PR conferma una lavorabilità molto buona (appartiene a una classe S5) ed un' apprezzabile resistenza a compressione per applicazioni strutturali, ma contiene una quantità molto elevata di aria. I mix 011 e 012-PR, con il 100% di aggregati di gomma, mostrano un valore auspicabile della massa di volume, ma una resistenza troppo bassa ed una richiesta eccessiva di acqua (in particolare il mix 011-PR). Infatti, a causa del basso peso specifico e dell'alta superficie specifica delle particelle di gomma, il fabbisogno di acqua è risultato significativamente superiore a quella del calcestruzzo senza gomma.

Tabella 1. Proprietà della serie di mix 2

3 CONCLUSIONI

I risultati presentati in questo documento dimostrano che l'integrazione del calcestruzzo con aggregati di gomma, ottenuta da pneumatici usati, è una soluzione adatta per ridurre il peso in alcuni manufatti di ingegneria. Nonostante alcuni inconvenienti, come la forte diminuzione in alcuni punti della resistenza a compressione, e l'aumento della richiesta di acqua e il contenuto d'aria, le prove dimostrano che il calcestruzzo gommato possiede interessanti proprietà e che può essere utile nelle applicazioni strutturali e non. Le prestazioni del calcestruzzo sono significativamente influenzate dal tipo e dal contenuto delle particelle di gomma tanto quanto dal tipo di cemento e dalle proprietà degli additivi.

Si può concludere affermando che:

- il mix 07-PR con particelle di pneumatici per autocarri ed il mix 010-PR con la gomma di pneumatici di vettura hanno soddisfatto i requisiti richiesti : avere un basso peso specifico (<2.100 Kg/m³) ed una resistenza a compressione ammissibile per le possibili applicazioni strutturali.
- Il mix 08-PR con particelle di pneumatici per autocarri ed il mix 012-PR con la gomma di pneumatici di vettura ha mostrato una densità molto bassa (anche <1000 kg/m³), offrendo un calcestruzzo utilizzabile per le applicazioni non strutturali.

Ulteriori ricerche sono tuttavia necessarie per investigare la durabilità, la durezza e la resistenza all'urto della miscela e per ottimizzare i mix qui selezionati con l'obiettivo di ridurre i livelli di aria intrappolata e l'assorbimento di acqua.

Sulla base dei risultati attuali, sono stati proposti alcuni mix designs per la produzione di calcestruzzo contenente gomma fino a circa il 100%. I mixes conseguenti risultavano più leggeri, sembravano essere più flessibili e con una qualità migliore dell'assorbimento energetico. Tuttavia, queste ultime proprietà meccaniche non sono state indagate in questa ricerca, ma saranno oggetto di studi futuri.

(b)

Tabella 1: Properties of rubber particles

	Property	Laboratory designation			Reference code
		G0 (ash)	G1 (crumb)	G2 (chips)	
Rubber from truck tires	Finess modulus	2,02	6,20	7,65	UNI EN 933-1
	Maximum size [mm]	1,00	14,00	25,00	UNI EN 12620
	Gradation class	[0-1]	[2,5 - 4]	[12,5 - 25]	UNI EN 12620
	Average bulk volume mass [kg/m ³]	1,09±0,02 ₄	1,12±0,021	1,12±0,092	UNI EN 1097-6
			G1-1	G2-1	
Rubber from car tires	Finess modulus		5,06	7,65	UNI EN 933-1
	Maximum size [mm]		4,00	25,00	UNI EN 12620
	Gradation class		[2,5 - 4]	[12,5 - 25]	UNI EN 12620
	Average bulk volume mass [kg/m ³]		1,12±0,021	1,12±0,092	UNI EN 1097-6

Tabella 2. Composition of the mixes with rubber from truck tires

Property	Specimen series							
	00-PR	01-PR	02-PR	03-PR	04-PR	06-PR	07-PR	08-PR
Cement type	CEM 42.5R A/LL II-	CE M 42.5R II- A/L L	CEM 42.5R II- A/LL	CEM 52.5R I	CE M 42.5R II- A/L L			
Cement quantity [kg/m ³]	400	450	450	400	400	450	450	400
c/w ratio	0,5	0,45	0,45	0,5	0,5	0,45	0,45	0,5
Sand [kg/m ³]	840,1	896,5	896,5	500,8	840,1	896,5	896,5	500,8
Fine rubble [kg/m ³]	258,9	251,2	251,2	-	258,9	251,2	251,2	-
Coarse rubble [kg/m ³]	-	-	-	405,3	-	-	-	405,3
G0 [kg/m ³]	-	-	-	128,6	-	-	-	128,6
G1 [kg/m ³]	-	-	-	200,1	-	-	-	200,1
G2 [kg/m ³]	252,7	209,3	209,3	-	252,7	209,3	209,3	-
Admixture	1,14% α	0,91% α	1,21% α	1,52% α	1,14% β	0,91% γ	1,21% γ	1,52% γ

Tabella 3. Properties of the test series 1

Property	00-PR	01-PR	02-PR	03-PR	04-PR	06-PR	07-PR	08-PR
Theoretic volume mass [kg/m ³]	1824	1951	1790,9	1912,9	1951,5	2011,2	2011,2	1836,3
Slump 0' [cm]	22	18	20	18	21	21,5	20	7
Slump 30' [cm]	-	13,5	21	18	21,5	22	20	7

Slump 60' [cm]	21	8	20	17,5	14	20	18	12
Fresh volume mass [kg/m ³]	1398,5	1911,4	1646,1	1599,4	1885,6	1975,5	1995	1701,9
Air content [%]	25	5,5	11	20	7,8	5,6	4,5	10
Volume mass at 7days [kg/m ³]	1431,9	1896,5	1536,2	1539,7	1880,1	1932,9	1992,9	1689,1
Compressive strength at 7 days [MPa]	3,04	10,01	3,95	4,27	11,64	16,14	20,79	5,86
Volume mass at 28days [kg/m ³]	1441,2	1887,7	1540,3	1550,6	1876,8	1961,8	2004,6	1690,7
Compressive strength at 28 days [MPa]	3,19	10,61	4,77	4,48	11,71	17,21	20,18	6,32

Table 4. Composition of the mixes with rubber from car tires

Property	010-PR	011-PR	012-PR
Cement type	- CEM 52.5R I	CEM 42.5R II-A/LL	CEM 42.5R II-A/LL
Cement quantity [kg/m ³]	- 450	400	400
c/w ratio	0,45	0,5	0,5
Sand [kg/m ³]	876,5	-	-
Fine rubble [kg/m ³]	245,5	-	-
Coarse rubble [kg/m ³]	-	-	-
G0 [kg/m ³]	-	323,3	323,3
G1-1 [kg/m ³]	204,6	115,0	179,7
G2-1 [kg/m ³]	-	280,2	215,6
Admixture	1,75% γ	1,37% γ	0,5% α

Table 5. Properties of the mix series 2

Property	010-PR	011-PR	012-PR
Theoretic volume mass [kg/m ³]	1981,6	1319,9	1319
Slump 0' [cm]	16	20	21
Slump 30' [cm]	21	-	-
Slump 60' [cm]	>S5 530mm S.F	21	8
Slump 90' [cm]	>S5 550mm S.F	-	-
Fresh volume mass [kg/m ³]	1952 a 0' e 1626 a 90'	1204	963
Air content [%]	6,3% a 0' e 21% a 90'	-	27
Volume mass at 7days [kg/m ³]	1715,3	1199,8	992,86
Compressive strength at 7 days [MPa]	11,38	0,74	0,67
Volume mass at 28days [kg/m ³]	1685,83	1209,7	963,3
Compressive strength at 28 days [MPa]	13,19	0,86	0,69
Additional water [kg/m ³]	-	251,1	152,2

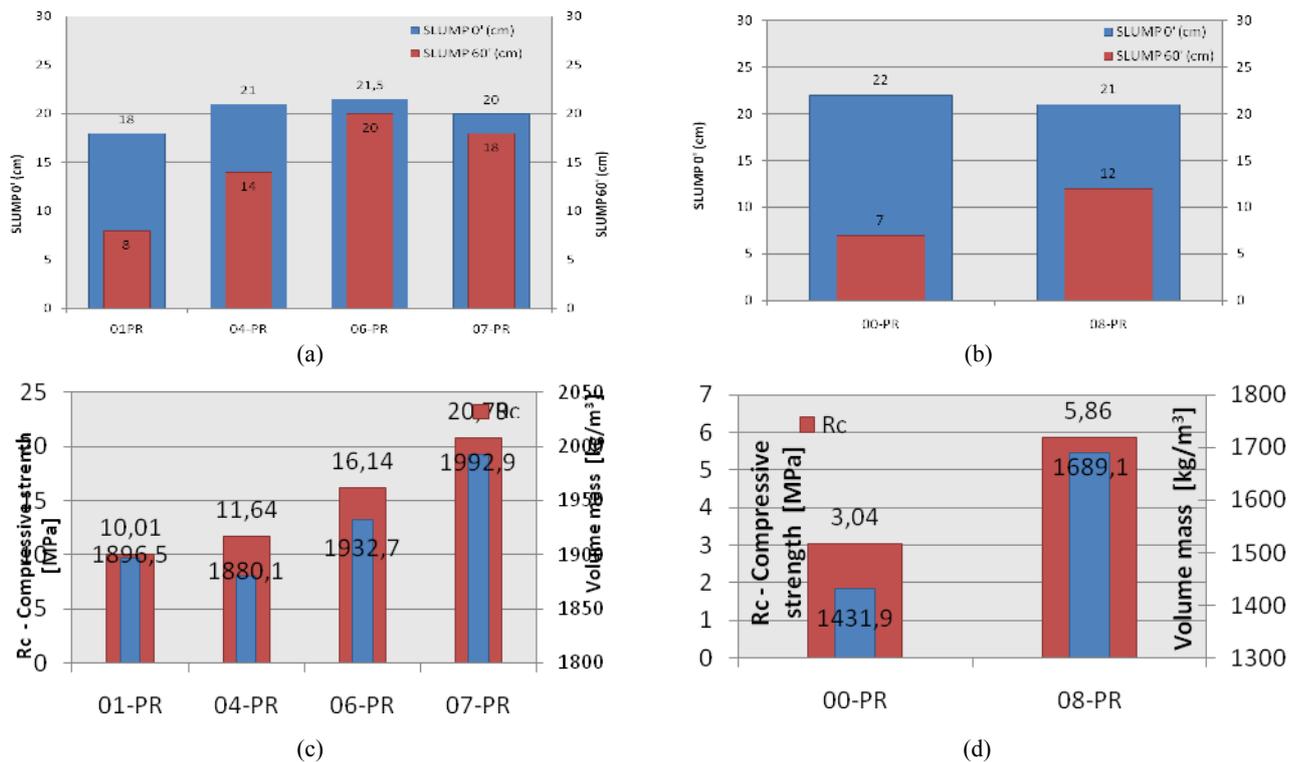


Figura 4. Workability for structural (a) and non-structural (b) mixes and compressive strength results for structural (c) and non-structural (d) mixes.

BIBLIOGRAFIA

Ali, N.A., Amos, A.D., Roberts, M., 1993. Use of ground rubber tires in portland cement concrete. In: Dhir, R.K. (Ed.), Proceedings of the International Conference on Concrete 2000, University of Dundee, Scotland, UK, pp. 379–390.

Batayneh M.K, Iqbal M., Ibrahim A., 2008. Promoting the use of crumb rubber concrete in developing countries. Waste Management 28, 2171–2176.

Chou, L.H., Lu, C.K., Chang, J.R., Lee, M.T., 2007. Use of waste rubber as concrete additive. Waste Manage Res: 25: 68–76.

Choubane, B., Sholar, G.A., Musselman, J.A., Page, G.C., 1999. Tenyear performance evaluation of asphalt-rubber surface mixes. Transportation Research Record No. 1681, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 10-18.

Eldin, N.N., Senouci, A.B., 1993. Rubber-tire particles as concrete aggregates. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering 5 (4), pp. 478–496.

Fattuhi, N.I., Clark, N.A., 1996. Cement-based materials containing tire rubber. Journal of Construction and Building Materials 10 (4), pp. 229–236.

Fedroff, D., Ahmad, S., Savas, B.Z., 1996. Mechanical properties of concrete with ground waste tire rubber. Transportation Research Board, Report No. 1532, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 66–72.

Ganjian E., Khorami, M., and Maghsoudi, A.A., 2009. Scrap-tire-rubber replacement for aggregate and filler in concrete. Construction and Building Materials 23 (2009) 1828–1836.

Goulias, D.G., Ali, A.H., 1997. Non-destructive evaluation of rubber modified concrete. In: Proceedings of a Special Conference, ASCE, New York, pp. 111–120.

Hernandez-Olivares, F., Barluenga I. Serra, L. Casanueva, 2000. Hormigones reforzados con fibras cortas de caucho triturado y polipropileno, Internal Report for PAS.

Hernandez-Olivares, F., Barluenga, G., Bollati, M., Witoszek, B., 2002. Static and dynamic behavior of recycled tire rubber-filled concrete. Cement and Concrete Research 32 (10), pp. 1587–1596.

Hernandez-Olivares, F., Barluenga, G., 2004. Fire performance of recycled rubber-filled high-strength concrete. Cement and Concrete Research 34 (2004) pp. 109–117

Huynh H, Raghavan D, Ferraris C. Rubber particles from recycled tires in cementitious composite materials, NISTIR 5850 R; May 1996. p. 23.

Khatib, Z.K., Bayomy, F.M., 1999. Rubberized portland cement concrete. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering 11 (3), pp. 206–213.

Lee, H.S., Lee, H., Moon, J.S., Jung, H.W., 1998. Development of tire added latex concrete. ACI Materials Journal 95 (4), 356–364.

Li, S., Hu, J., Song, F., Wang, X., 1996. Influence of Interface Modification and Phase Separation on Damping Properties of Epoxy Concrete. Cement and Concrete Composites 18, pp. 445-453

Pierce C.E., Blackwell M.C. 2003. Potential of scrap tire rubber as lightweight aggregate in flowable fill Waste Management 23, 197–208.

Raghvan, D., Huynh, H., Ferraris, C.F., 1998. Workability, mechanical properties and chemical stability of a

recycled tire rubber-filled cementitious composite. *Journal of Materials Science* 33 (7), pp. 1745–1752.

Rostami, H., Lepore, J., Silverstraim, T., Zundi, I., 1993. Use of recycled rubber tires in concrete. In: Dhir, R.K. (Ed.), *Proceedings of the International Conference on Concrete 2000*, University of Dundee, Scotland, UK, pp. 391–399.

Savas, B.Z., Ahmad, S., Fedroff, D., 1996. Freeze–thaw durability of concrete with ground waste tire rubber. *Transportation Research Record No. 1574*, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 80–88.

Segre, N., Joekes, I., 2000. Use of tire rubber particles as addition to cement paste. *Cement and Concrete Research* 30 (9), pp. 1421–1425.

Siddique R., Naik T. R., 2004. Properties of concrete containing scrap-tire rubber – an overview, *Waste Management* 24, pp. 563–569.

Sukontasukkul P., Chaikaew, C., 2006 Properties of concrete pedestrian block mixed with crumb rubber. *Construction and Building Materials* 20, 450–457

Topcu, I.B., 1995. The properties of rubberized concrete. *Cement and Concrete Research* 25 (2), pp. 304–310.

Topcu, I.B., Avcular, N., 1997. Analysis of rubberized concrete as a composite material. *Cement and Concrete Research* 27 (8), pp. 1135–1139.

Topcu, I.B., Demir, A., 2007. Durability of Rubberized Mortar and Concrete. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* 19 (2), pp. 173–178

Toutanji, H., The Use of Rubber Tire Particles in Concrete to Replace Mineral Aggregates, *Journal of Cement and Concrete Composites*, Vol. 18, No. 2, 1996.

Van Mier, J.G.M., S.P. Shah, M. Arnaud, J.P. Balayssac, A. Bascoul, S. Choi, D. Dasenbrock, G. Ferrara, C. French, M.E. Gobbi, B.L. Karihaloo, G. König, M.D. Kotsovos, J. Labuz, D. Lange-Kornbak, G. Markeset, M.N. Pavlovic, G. Simsch, K.-C. Thienel, A. Turatsinze, M. Ulmer, H.J.G.M. van Geel, M.R.A. van Vliet, D. Zissopoulos, 1997. Strain-softening of concrete in uniaxial compression — Report of the Round Robin Test carried out by RILEM TC 148-SSC, *Materials and Structures* 30 (198) 195–209.

UN MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DEL COLLEGAMENTO DI LAMINE IN FRP CON ELEMENTI IN CALCESTRUZZO MEDIANTE SISTEMI ANCORATI A VITE

Enzo Martinelli, Annalisa Napoli, Bruno Nunziata, Roberto Realfonzo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli studi di Salerno

SOMMARIO

La presente memoria è dedicata alla simulazione del comportamento meccanico di travi in c.a. rinforzate a flessione tramite lamine in FRP ancorate meccanicamente alle stesse. Lo studio parte dalla sintesi dei risultati di una serie di prove di taglio diretto su lamine in FRP collegate meccanicamente a blocchi in calcestruzzo. Tali risultati hanno portato all'identificazione di una legge tensione-spostamento che, descrivendo l'interazione tra connettore e lamina, rappresenta un'informazione di base per la simulazione del comportamento di travi rinforzate con la tecnica in oggetto. Nella seconda parte del lavoro viene formulato un elemento finito monodimensionale ottenuto assemblando le tre componenti fondamentali (trave, lamina e connettore) del sistema. Applicazioni a risultati sperimentali disponibili in letteratura dimostrano infine l'accuratezza del modello proposto.

SUMMARY

This paper presents an experimental and numerical study aimed at investigating the interfacial behaviour of Fiber-Reinforced Polymer (FRP) strips mechanically fastened (MF) to reinforced concrete (RC) members. The paper outlines firstly the key results of pull-out tests carried out on MF-FRP connected to concrete blocks. Such results led to identifying a bearing-stress-displacement relationship which describes the fastener-laminate interaction and represents a basic information for simulating the global behaviour of RC members externally strengthened by MF-FRP laminates. The second part of the paper focuses on formulating a 1D finite element for simulating such a global behaviour by taking into account the discrete nature of the connection devices throughout the laminate-concrete interface. The final application of the proposed model to two tested beams confirms both the soundness of its theoretical formulation and the accuracy its numerical implementation.

1. INTRODUZIONE

L'utilizzo di materiali compositi fibrorinforzati (*Fiber Reinforced Polymers* o, più brevemente, "FRP", nella letteratura internazionale) per il rinforzo strutturale di elementi in c.a. e muratura rappresenta una delle maggiori innovazioni che hanno caratterizzato l'Ingegneria Strutturale in ambito civile nell'ultimo ventennio [1]. In particolare, sistemi FRP incollati esternamente (*Externally Bonded* o, semplicemente "EB") alla superficie di membrature in c.a. e muratura sono comunemente utilizzati per il rinforzo a flessione o a taglio delle medesime membrature.

Di più recente concezione, invece, sono i sistemi per il rinforzo strutturale di membrature esistenti basati sull'impiego di lamine in FRP ancorate meccanicamente (*Mechanically Fastened* o, più brevemente, "MF", nella letteratura internazionale). In particolare, il rinforzo a flessione di travi in c.a. tramite sistemi MF-FRP è recentemente emerso come possibile alternativa ai più comuni sistemi EB. Il fissaggio meccanico determina notevoli concentrazioni di tensione all'interno della lamina e nell'intorno dei connettori. Pertanto, è necessario ricorrere a sistemi FRP preformati dotate di un rinforzo multidirezionale, capace di contenere le tensioni di

rifollamento generate dal contatto tra lamina e connessione meccanica [2].

Sistemi MF-FRP possono essere preferiti ai più comuni EB-FRP nel caso di applicazioni particolari, quali la realizzazione di rinforzi e riparazioni di emergenza, nei quali la facilità e la velocità di applicazione rappresentano requisiti di primaria importanza. Inoltre, mentre l'applicazione dei secondi richiede notevole cautela e deve essere condotta da manodopera specializzata, i sistemi MF-FRP possono essere applicati "a secco" e senza competenze specifiche da parte degli operatori.

Prove sperimentali condotte su solette in c.a. rinforzate a flessione tramite laminati del tipo MF-FRP hanno dimostrato l'efficacia di interventi basati su questa tecnica, pur mettendo in evidenza notevoli scorrimenti tra il rinforzo e la superficie dell'elemento rinforzato, anche dovuti allo sviluppo di fenomeni di rifollamento tra connettore metallico e lamina [3][4][5]. Di conseguenza, l'intervento di rinforzo tramite MF-FRP non può essere progettato assumendo l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di sostanziale congruenza tra il rinforzo e la superficie su cui è applicato, ipotesi generalmente ammesse per il progetto e la verifica di

elementi in c.a. rinforzati a flessione tramite EB-FRP [6]. Sebbene l'effetto di "parziale interazione" esistente tra lamina di rinforzo ed elemento rinforzato sia già stato studiato sperimentalmente nel caso del rinforzo a flessione di elementi in c.a. [7][8], un ulteriore approfondimento è necessario dal punto di vista della modellazione teorica del comportamento globale di travi o solette in c.a. rinforzate con MF-FRP. Tale approfondimento rappresenta un elemento imprescindibile per arrivare alla formulazione di criteri accurati ed affidabili per il progetto di interventi di rinforzo basati sull'impiego dei suddetti materiali.

La presente memoria si propone l'obiettivo di fornire un contributo alla modellazione teorica di travi in c.a. rinforzate tramite laminati in FRP collegati meccanicamente al loro intradosso al fine di aumentarne la resistenza a flessione (positiva). Vengono dapprima presentati i risultati salienti di una campagna sperimentale condotta presso il Laboratorio di Strutture dell'Università degli Studi di Salerno per investigare il comportamento di lamine in FRP collegate a blocchi di calcestruzzo tramite connettori metallici a vite. La campagna sperimentale che viene brevemente presentata consta di una serie di prove di pull-out descritte in dettaglio nel paragrafo 2. Il paragrafo 3 riporta i risultati salienti ottenuti nella campagna sperimentale; essi sono stati impiegati nell'identificazione indiretta di opportune relazioni forza-spostamento utili a simulare il comportamento del singolo connettore nell'interazione con la lamina di rinforzo [9]. Pur essendo già disponibili alcune proposte in letteratura, una relazione semplificata di natura trilineare verrà proposta ed adottata nel presente lavoro [8].

La formulazione di un modello teorico per la simulazione del comportamento meccanico di elementi in c.a. rinforzati esternamente tramite lamine MF-FRP è, quindi, presentata nel paragrafo 4. L'implementazione di tale modello è condotta nell'ambito del Metodo degli Elementi Finiti con riferimento a sistemi strutturali mono-dimensionali ed adottando la classica formulazione "agli spostamenti" del metodo [10]. Gli autori hanno già proposto un modello numerico per l'analisi di questi sistemi strutturali basata sull'approssimazione di interazione continua lungo l'interfaccia FRP-calcestruzzo [12]. Tale modello derivava, infatti, dall'evoluzione di uno precedentemente formulato per l'analisi di membrane inflesse in c.a. rinforzate esternamente tramite sistemi EB-FRP [13].

Il modello proposto consente di simulare esplicitamente la natura discreta del collegamento trave-rinforzo potendone investigare l'influenza sulla risposta globale della struttura al variare della relazione locale tensione-scorrimento (per la quale si dispone dei risultati sperimentali di cui sopra) e del passo dei connettori.

Alcuni dettagli in merito alla formulazione del modello in campo non-lineare sono descritti nel paragrafo 5, insieme alle relazioni tensione-deformazione (generalizzate) assunte nelle simulazioni numeriche per i materiali strutturali (calcestruzzo, acciaio delle armature e lamina in composito) e per i dispositivi di connessione.

Infine, alcuni confronti tra risultati sperimentali disponibili in letteratura su solette rinforzate tramite MF-FRP [2] e la corrispondente simulazione numerica ottenuta utilizzando il suddetto modello numerico vengono presentati nel paragrafo 6 con l'obiettivo di validare quest'ultimo e di metterne in evidenza l'utilità in future indagini teoriche mirate

alla calibrazione di opportuni criteri di progetto per il rinforzo a flessione di travi in c.a. tramite sistemi MF-FRP.

2. SINTESI DEL PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il programma sperimentale, tutt'ora in corso presso il laboratorio di Strutture dell'Università di Salerno, include 32 prove di taglio diretto, condotte in controllo di spostamento, su lamine in FRP ancorate mediante tasselli metallici a prismi in calcestruzzo.

Gli elementi in calcestruzzo hanno sezione trasversale pari a 200 x 150 mm² e lunghezza variabile (da 236 mm a 320 mm) a seconda del numero di connettori utilizzati per il fissaggio della lamina. Il calcestruzzo è stato prodotto con l'obiettivo di realizzare un materiale C25/30. La sua resistenza è stata, comunque, verificata a posteriori tramite prove di compressione su campioni cubici confezionati durante il getto di calcestruzzo nelle casseforme appositamente preparate per la realizzazione dei provini prismatici.

Le lamine utilizzate per il rinforzo dei prismi in calcestruzzo sono prodotte da Strongwell inc. (USA) attraverso un processo di pultrusione [2]. Al fine di garantire la necessaria resistenza al rifollamento, le lamine presentano fibre di vetro immerse con orientamento multidirezionale nella matrice di resina vinilestere. Inoltre, la resistenza e la rigidità in direzione assiale è fornita da una combinazione di fibre di vetro di tipo E e fibre di carbonio. La Tabella 1 riassume i valori delle principali proprietà meccaniche della lamina riportandone la resistenza a trazione $f_{tu,FRP}$, il modulo elastico normale $E_{t,FRP}$, la deformazione ultima $\epsilon_{u,FRP}$, la resistenza a trazione $f_{uo,FRP}$ ridotta per la presenza del foro e la resistenza a rifollamento f_{bu} . Le lamine sono commercializzate in rotoli di lunghezza fino a 30 m e hanno dimensioni trasversali pari a 3.2 mm di spessore e 102 mm di larghezza.

Tabella 1 - Proprietà meccaniche della lamina in FRP

$f_{tu,FRP}$	$E_{t,FRP}$	$\epsilon_{u,FRP}$	$f_{uo,FRP}$	f_{bu}
852 MPa	62 GPa	1.36 %	652 MPa	385 MPa

Per il fissaggio della lamina al substrato in calcestruzzo sono stati utilizzati bulloni, con lunghezza del gambo pari a 45 mm e diametro pari a 6 mm, avvitati in fori preliminarmente preparati mediante un comune trapano elettrico [10]. I connettori sono stati fissati senza aggiunta di resine nei fori. Inoltre, in 16 dei campioni testati i connettori sono stati installati ponendo una rondella di diametro 32 mm tra la loro testa e la superficie esterna della lamina. L'inserimento di tali rondelle è stato concepito con il duplice obiettivo di incrementare la resistenza a rifollamento (grazie all'allargamento della zona di lamina soggetta alla pressione di serraggio) e ridurre il danneggiamento della lamina dovuto alla rotazione della testa del bullone in corrispondenza di elevati valori di spostamento imposto.

La Figura 1 mostra i quattro schemi di prova adottati con il posizionamento dei bulloni. Il primo di essi è posto ad una distanza di 65 mm dal bordo libero del prisma in calcestruzzo nella direzione della forza. Nel caso di provini con più bulloni, i connettori sono montati su due file sfalsate. I campioni 2A e 4A si differenziano dai test 4A e 4B per la diversa distanza tra i bulloni; in particolare le prove contraddistinte dalla lettera "A" hanno una spaziatura dei bulloni più piccola rispetto alle prove contraddistinte dalla lettera "B".

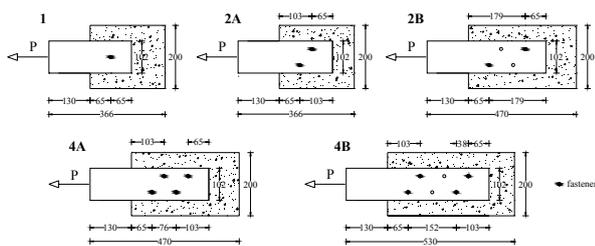


Figura 1 – Disposizione dei connettori

La Figura 2 mostra il set-up delle prove di taglio diretto. Esse sono state condotte in controllo di spostamento, utilizzando una macchina universale Schenk con capacità di carico di 600 kN ed applicando una velocità di prova pari a 0.05 mm/sec. Il provino è posizionato tra due piatti in acciaio opportunamente irrigiditi e messi in contrasto attraverso quattro barre filettate ad alta resistenza con diametro di 20 mm: la piastra metallica inferiore è collegata ad una cella di carico predisposta al fine di monitorare il carico applicato durante la prova.

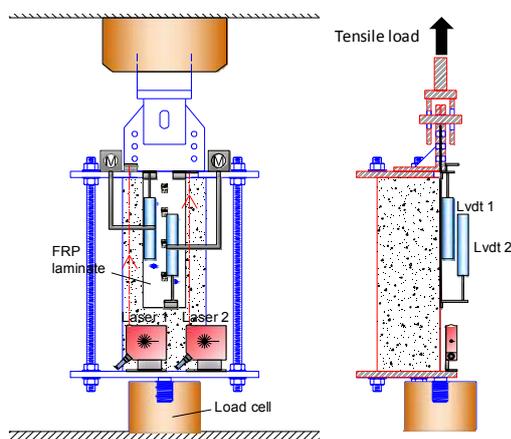


Figura 2 – Sistema di prova e strumentazione

Al fine di evitare la possibile crisi prematura della lamina all'atto della chiusura delle morse del cilindro superiore della macchina, è stato predisposto un sistema di afferraggio a "sandwich" costituito da due piastre metalliche corrugate in modo da incrementare l'attrito sulla superficie di contatto lamina-piastra per un tratto di 130 mm.

Ciascun provino è stato opportunamente strumentato al fine di misurare spostamenti e deformazioni registrati nel corso dei test. In particolare, sono stati utilizzati sensori ottici (laser) per la misura di eventuali scorrimenti tra la lamina in FRP ed il sistema di afferraggio; questo è possibile attraverso la differenza tra le letture dei due laser. Inoltre, il sensore Laser 1 ha permesso una misura dello spostamento complessivo imposto al sistema di prova. Dalla lettura dei trasduttori LVDT 1 e 2 si sono misurati gli spostamenti alle estremità opposte della lamina; in particolare, l'LVDT 1 ha rilevato lo spostamento immediatamente al di sotto dell'afferraggio, mentre l'LVDT 2 ha rilevato lo spostamento in corrispondenza del lato libero inferiore della lamina.

Infine, per la misura delle deformazioni lungo la direzione longitudinale della lamina, si è utilizzato una serie di strain gauges di lunghezza 10 mm, resistenza 350 ohm e un gauge factor pari a 2.095.

3. SINTESI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Nella Tabella 2 sono contenuti i dati principali alle prove di taglio diretto previste per questa campagna sperimentale. La prima serie di 16 test si riferisce alle prove condotte con connessioni metalliche senza uso di rondelle, mentre la successiva serie di 16 test si riferisce alle prove con connettori metallici provvisti di rondelle. Le prove già eseguite sono 24.

Le prove sono denominate con la sigla "DST-x" dove la "x" indica il tipo di layout (da 1 a 4B, vedi Figura 1); la sigla identificativa della prova, inoltre, può contenere anche la lettera "w", per indicare che i connettori sono provvisti di rondelle. Nelle colonne della Tabella 1 sono riportati il numero dei connettori N_F , il carico assiale di picco H_{max} ed i corrispondenti scorrimenti misurati al lato libero $s_{f,max}$ e al lato caricato $s_{l,max}$ della lamina di FRP. Le ultime tre colonne della medesima tabella riportano i valori degli scorrimenti $s_{f,85\%}$ e $s_{l,85\%}$, misurati dopo il raggiungimento della forza massima in corrispondenza di un degrado del 15% della stessa. Si evidenzia, infine, che per pochi test non è stato possibile disporre di tutti i risultati sperimentali a causa della prematura interruzione di funzionamento di alcuni strumenti di misura

Tabella 2 – Risultati sperimentali delle prove di taglio diretto

	N_F	Test	H_{max} (kN)	$s_{f,max}$ (mm)	$s_{l,max}$ (mm)	$s_{f,85\%}$ (mm)	$s_{l,85\%}$ (mm)	
senza rondelle	1	DST-1(a)	11.6	7.29	8.89	10.02	11.49	
		DST-1(b)	10.8	6.89	11.55	12.26	13.67	
		DST-1(c)	12.7	4.68	-	5.44	-	
		DST-1(d)	10.5	7.69	7.97	11.42	12.62	
	2	DST-2A(a)	27.5	9.15	11.56	-	13.30	
		DST-2A(b)	17.9	5.24	7.19	9.19	12.57	
		DST-2A(c)	21.9	6.88	8.43	10.83	11.99	
		DST-2B(a)	29.7	12.55	12.74	15.73	16.38	
	4	DST-4A(a)	55.9	10.39	13.41	14.85	17.11	
		DST-4A(b)	35.9	11.05	14.44	14.85	18.84	
		DST-4A(c)	40.0	12.12	16.13	15.79	18.86	
		DST-4B(a)	46.0	7.80	11.12	11.78	16.45	
		DST-4B(b)	38.0	10.05	11.24	12.07	12.98	
		DST-4B(c)	41.4	4.25	6.26	-	9.65	
		1	DST-1w(a)	13.3	13.75	14.38	21.61	27.75
			DST-1w(b)	13.2	21.69	22.40	26.65	29.05
DST-1w(c)	14.0		17.12	17.73	23.00	26.75		
DST-1w(d)	11.8		20.73	21.49	35.06	36.53		
con rondelle	2	DST-2Aw(a)	24.0	19.43	20.75	36.15	40.38	
		DST-2Aw(b)	-	-	-	-	-	
		DST-2Aw(c)	-	-	-	-	-	
	2	DST-2Bw(a)	-	-	-	-	-	
		DST-2Bw(b)	-	-	-	-	-	
		DST-2Bw(c)	-	-	-	-	-	
	4	DST-4Aw(a)	53.9	18.88	20.07	36.15	40.38	
		DST-4Aw(b)	51.9	20.18	20.99	-	-	
		DST-4Aw(c)	51.0	14.09	16.79	22.00	24.48	
		DST-4Bw(a)	57.8	21.51	22.20	22.58	-	
		DST-4Bw(b)	57.3	16.89	18.48	24.48	26.91	
		DST-4Bw(c)	-	-	-	-	-	

In tutte le prove il principale fenomeno di danneggiamento osservato è rappresentato dal rifollamento dei fori nella lamina; tale modalità di rottura si è manifestata già dai primi step del processo di carico ed è stata accompagnata da una progressiva deformazione dei tasselli metallici di ancoraggio.

Come era logico attendersi, nel caso delle connessioni realizzate con più tasselli, il rifollamento ha interessato dapprima i fori più prossimi all'estremità caricata della lamina e, successivamente, anche quelli più distanti da essa.

Indipendentemente dal tipo di layout e dal numero di tasselli impiegati, le prove finora eseguite hanno evidenziato

che l'uso di rondelle migliora notevolmente il comportamento della connessione. A tal fine, le Figure 3a,b illustrano le sostanziali differenze osservate in termini di danneggiamento tra un bullone installato in assenza di rondella (Fig. 3a) ed un bullone provvisto di rondella (Fig. 3b).



Figura 3 – Rifollamento della lamina: connettore senza rondella (a); connettore con rondella (b)

In particolare, oltre al rifollamento del foro manifestatosi in tutti i test, nel primo caso i bulloni esibivano un'evidente rotazione della testa che nel movimento tendeva a punzonare la lamina di FRP e, conseguentemente, a ridurre la capacità portante della connessione (Figura 3a).

L'uso di rondelle invece, preveniva il punzonamento del laminato, facendo proseguire il rifollamento dei fori fino a valori di spostamento molto elevati (Figura 3b).

In Figura 4a sono mostrate le curve forza (H)-scorrimento (s_f) relative a test condotti con un solo connettore senza rondella, mentre in Figura 4b sono mostrate le analoghe prove condotte in presenza di un connettore provvisto di rondella.

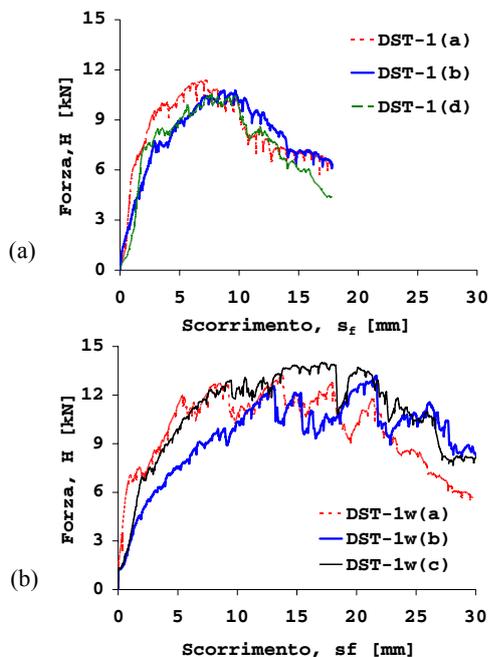


Figura 4 – Curve forza-scorrimento delle prove con singolo bullone in presenza di rondelle

Dal confronto delle due figure si nota come l'aggiunta delle rondelle permette di ottenere un comportamento più duttile della connessione, esibendo un ramo softening meno marcato rispetto alle prove condotte senza l'uso di rondelle. Inoltre, come si può osservare dai risultati riportati in Tabella 2, l'uso di rondelle comporta un incremento della capacità resistente della connessione del 15% circa, a fronte di un valore medio dello scorrimento $s_{f,max}$ che è circa tre volte il valore misurato per i provini non provvisti di rondelle.

Le prove condotte su connessioni realizzate usando più bulloni – installati con o senza rondelle – hanno esibito scenari di danneggiamento del tutto analoghi a quelli già discussi per le corrispondenti prove DST-1. Anche in questo caso, la risposta sperimentale H- s_f delle connessioni realizzate in assenza di rondelle è caratterizzata da un evidente ramo softening, come evidenziato dalle curve riportate in Figura 5. Inoltre, si osserva che in molti casi le curve sperimentali ottenute da test condotti su provini identici risultano piuttosto differenti tra loro, implicando di conseguenza una dispersione dei dati piuttosto significativa. Tale dispersione potrebbe risiedere nella presenza di una serie di incertezze legate ad una corretta procedura di installazione dei connettori, tra cui: realizzazione dei fori di diametro ottimale; avvitarlo dei connettori in fori perfettamente verticali; controllo della pressione di serraggio applicato, etc.

Infine, va evidenziato che in tutti i test finora condotti, le letture ottenute dai laser hanno consentito di verificare l'assenza di scorrimenti in corrispondenza del sistema di afferraggio della lamina.

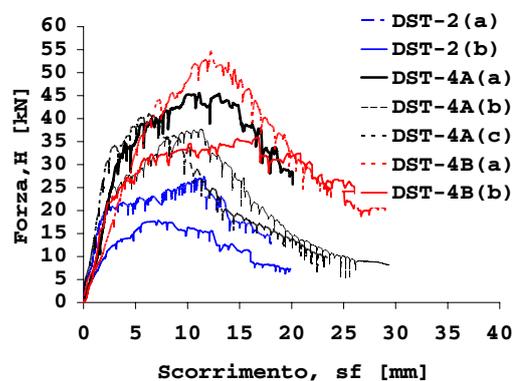


Figura 5 – Curve forza-scorrimento di alcune prove con più bulloni in assenza di rondelle

4. FORMULAZIONE DI UN MODELLO TEORICO

In questo paragrafo viene sinteticamente formulato un elemento finito monodimensionale specificamente concepito per l'analisi di travi in c.a. rinforzate da una lamina in FRP collegata all'intradosso di un elemento inflesso tramite connettori metallici.

4.1 Assunzioni cinematiche

L'elemento finito di trave in c.a. rinforzata tramite una lamina di MF-FRP può ottenersi assemblando i tre seguenti elementi rappresentativi delle altrettante componenti resistenti che partecipano al sistema in parola:

- un elemento finito di trave alla Eulero-Bernoulli che simula il comportamento della membratura in c.a.;
- un elemento "tirante" che riproduce il

comportamento della lamina in FRP simulandone essenzialmente la sua rigidità assiale;

- due vincoli elastici che connettono gli spostamenti nodali del tirante a quelli assiali dell'intradosso dell'elemento trave.

I due vincoli elastici simulano il comportamento dei connettori metallici che collegano in maniera discreta la lamina in FRP ad alcuni punti dell'intradosso della trave. La posizione dei connettori lungo l'interfaccia della trave impone alcuni punti fissi per la discretizzazione del modello e la costruzione della "mesh" (Figura 6).

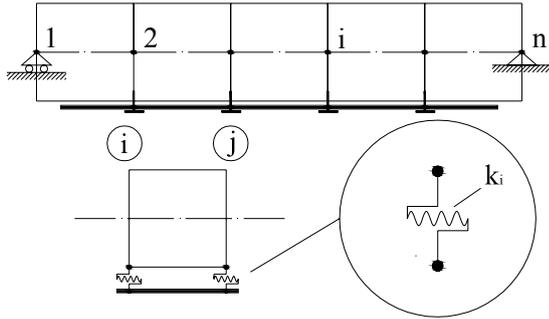


Figura 6 – Posizione dei connettori e discretizzazione del modello

Tale discretizzazione-base può essere, comunque, infittita introducendo altri nodi e considerando in quei punti la presenza di connettori "ad interazione nulla". In generale, l'azione del singolo connettore è suddivisa in due parti uguali tra le due molle che lo rappresentano nell'ambito di due elementi adiacenti (essendo essi soggetti, per congruenza, al medesimo scorrimento d'interfaccia).

Sulla base di quanto detto sopra in merito alla rappresentazione meccanica delle tre componenti del singolo elemento finito, è possibile definire le componenti del vettore $\mathbf{u}^{(e)}$ degli spostamenti nodali del singolo elemento:

$$\mathbf{u}^{(e)} = [u_{f,i} \quad u_{c,i} \quad \varphi_i \quad v_i \quad u_{f,j} \quad u_{c,j} \quad \varphi_j \quad v_j]^T \quad (1)$$

per il quale il significato meccanico delle componenti di spostamento generalizzato (spostamento assiale u , trasversale v e rotazione φ) relative ai due nodi i e j dell'elemento generico sono rappresentate graficamente nella Figura 7. In maniera duale, si definisce il vettore delle forze nodali $\mathbf{F}^{(e)}$

$$\mathbf{F}^{(e)} = [N_{f,i} \quad N_{c,i} \quad M_{c,i} \quad V_i \quad N_{f,j} \quad N_{c,j} \quad M_{c,j} \quad V_j]^T \quad (2)$$

le cui componenti sono pure rappresentate nella Figura 7.

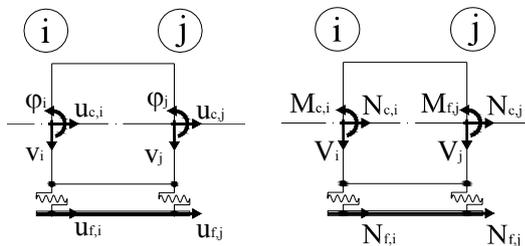


Figura 7 – Componenti di spostamento e forza nodali dell'elemento generico

4.2 Formulazione analitica dell'elemento finito

Nell'ambito della formulazione "agli spostamenti" del

Metodo degli Elementi Finiti, la seguente relazione matriciale può essere stabilita tra i vettori $\mathbf{u}^{(e)}$ e $\mathbf{F}^{(e)}$:

$$\mathbf{F}^{(e)} = \mathbf{K}^{(e)} \mathbf{u}^{(e)} + \mathbf{F}_0^{(e)} \quad (3)$$

avendo introdotto la matrice di rigidità $\mathbf{K}^{(e)}$ dell'elemento ed il vettore delle forze nodali equivalenti $\mathbf{F}_0^{(e)}$. Le espressioni di entrambe queste grandezze possono essere determinate a partire dalle espressioni delle medesime quantità relative alle tre componenti evidenziate nel sotto-paragrafo 4.1.

Il comportamento dell'elemento trave di Eulero-Bernoulli è, infatti, descritto da una analoga relazione matriciale

$$\mathbf{F}_B = \mathbf{K}_B \mathbf{u}_B + \mathbf{F}_{0,B} \quad (4)$$

che correla i vettori che collezionano le sei componenti di spostamento e forza nodali, denotati con \mathbf{u}_B e \mathbf{F}_B , rispettivamente, tramite la definizione dell'operatore di rigidità \mathbf{K}_B e del vettore delle forze nodali equivalenti alle azioni distribuite $\mathbf{F}_{0,B}$ la cui ben nota espressione "esatta" può essere desunta dalla letteratura scientifica [10].

Una semplice trasformazione matriciale può essere definita per mettere in relazione il vettore (a sei componenti) \mathbf{u}_B con il corrispondente $\mathbf{u}^{(e)}$ definito dalla relazione (1):

$$\mathbf{u}_B = \mathbf{T}_B \mathbf{u}^{(e)} \quad (5)$$

essendo \mathbf{T}_B una matrice di trasformazione la cui espressione esplicita può essere facilmente determinata sulla base della corrispondenza che esiste tra gli spostamenti nodali dell'elemento rappresentato in Figura 7 e il suo sottoinsieme che rappresenta gli spostamenti nodali dell'elemento trave di Eulero-Bernoulli:

$$\mathbf{T}_B = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6)$$

Introducendo l'equazione (5) nella (4) e premoltiplicando ambo i membri di quest'ultima per la trasposta della matrice \mathbf{T}_B , si ottiene la seguente relazione:

$$\mathbf{T}_B^T \mathbf{F}_B = \mathbf{T}_B^T \mathbf{K}_B \mathbf{T}_B \mathbf{u}_B + \mathbf{T}_B^T \mathbf{F}_{0,B} \quad (7)$$

Il primo membro della relazione così ottenuta rappresenta il contributo della trave di Eulero-Bernoulli al vettore delle forze nodali $\mathbf{F}^{(e)}$. Inoltre, possono definirsi come segue i contributi della stessa componente alla matrice di rigidità $\mathbf{K}_B^{(e)}$ ed al vettore delle forze nodali $\mathbf{F}_{0,B}^{(e)}$ dell'elemento descritto dalla relazione (3):

$$\mathbf{K}_B^{(e)} = \mathbf{T}_B^T \mathbf{K}_B \mathbf{T}_B \quad (8)$$

$$\mathbf{F}_{0,B}^{(e)} = \mathbf{T}_B^T \mathbf{F}_{0,B} \quad (9)$$

Una procedura simile può essere applicata per desumere dalle relazioni matriciali che descrivono rispettivamente l'elemento di rinforzo (R) e i connettori (F) i contributi delle due componenti alla matrice di rigidità $\mathbf{K}^{(e)}$ dell'elemento generico:

$$\mathbf{K}^{(e)} = \mathbf{K}_B^{(e)} + \mathbf{K}_R^{(e)} + \mathbf{K}_F^{(e)} \quad (10)$$

Diversamente, il vettore delle forze nodali equivalenti dello stesso elemento $\mathbf{F}_0^{(e)}$ coincide con quello $\mathbf{F}_{0,B}^{(e)}$ definito nella (9) poiché, da un lato, non sono presenti azioni distribuite lungo l'asse del rinforzo e, dall'altro, i vincoli

elastici non hanno alcun cedimento iniziale:

$$\mathbf{F}_0^{(e)} = \mathbf{F}_{0,B}^{(e)} \quad (11)$$

In definitiva, la relazione (3) con le espressioni (10) ed (11) permette di formulare in campo elastico-lineare un elemento finito capace di simulare il comportamento flessionale di una membratura in c.a. rinforzata esternamente tramite una lamina collegata elasticamente all'intradosso della stessa membratura in un numero finito di punti.

5. IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO IN CAMPO NON-LINEARE

Nel presente paragrafo vengono dapprima riportate le relazioni non-lineari che descrivono il comportamento tensioni-deformazioni (generalizzate) dei vari materiali e componenti strutturali e, quindi, viene brevemente descritto l'algoritmo risolutivo in campo non-lineare del modello FE formulato nel paragrafo 4.

5.1 Relazioni tensione-deformazione

La descrizione del comportamento delle varie componenti strutturali in campo non-lineare richiede la definizione di opportune relazioni che ne descrivano il comportamento "costitutivo". Tra queste componenti, infatti, soltanto la lamina esterna in FRP è caratterizzata da una semplice elasto-fragile completamente descritta da modulo di Young E_f e deformazione ultima $\epsilon_{f,u}$.

Per il calcestruzzo si è adottata una relazione non-lineare sia in compressione che in trazione (Figura 8). In particolare, nel caso di compressione si è adottato il legame proposto da Popovics [14]; diversamente, per il ramo che descrive il comportamento a trazione si è adottato un primo tratto elastico (di rigidezza pari alla metà del Modulo di Young E_c in compressione) fino al valore di resistenza a trazione f_{ct} e, dunque, un tratto descritto da una legge di potenza decrescente [15]. In questo modo, il fenomeno del tension-stiffening è stato simulato a livello del materiale e della sezione.

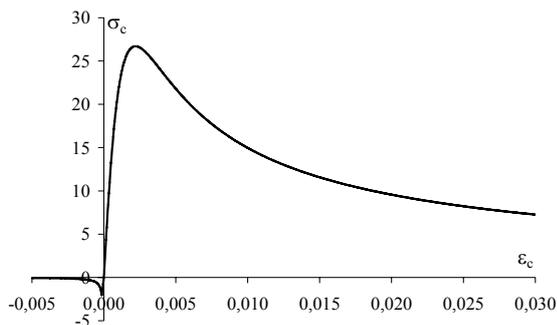


Figura 8 – Relazione tensioni-deformazioni assunta per il calcestruzzo

Pur avendo ommesso per ragioni di sintesi i dettagli analitici della formulazioni della legge tensione-deformazione che descrive il comportamento del calcestruzzo, se ne riporta in Figura 8 una rappresentazione tipica delle relazioni che verranno utilizzate per le analisi proposte nel paragrafo 6.

Per quanto riguarda l'acciaio che costituisce le barre di armatura interna all'elemento in c.a., il comportamento tensioni-deformazioni è modellato da una legge elasto-

plastica-incrudente con ramo di incrudimento parabolico come quella rappresentata nella Figura 9.

Infine, il comportamento dei connettori è descritto da una relazione tensione-spostamento trilineare come quella rappresentata Figura 10.

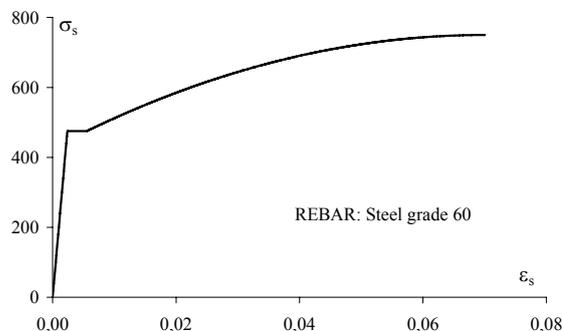


Figura 9 – Relazione tensioni-deformazioni assunta per l'acciaio delle armature

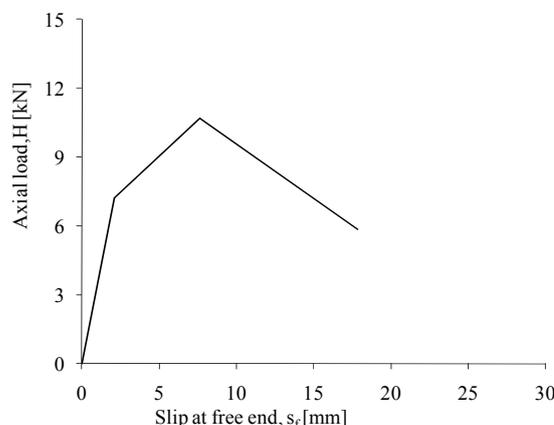


Figura 10 – Relazione forza-spostamento relativa al singolo connettore

5.2 Formulazione analitica dell'elemento finito

La procedura di analisi non-lineare implementata al fine di utilizzare l'elemento finito formulato nel paragrafo 4 permette di utilizzare le relazioni "costitutive" presentate nel sottoparagrafo 5.1 nell'ambito di una procedura iterativa basata su un algoritmo tangente [10].

In primo luogo vengono applicati al modello strutturale i pesi propri e le azioni permanenti, eventualmente presenti sulla trave prima del suo rinforzo. Questa fase dell'analisi è condotta in maniera iterativa ed in controllo di forze finché non si raggiunge la convergenza sotto dette azioni.

A partire da questo stato viene condotta un'analisi incrementale in controllo di spostamenti. All'i-esimo step di analisi, la j-esima iterazione del calcolo fornisce dapprima una "previsione elastica" degli spostamenti nodali del modello e delle forze corrispondenti basata sull'approssimazione $\mathbf{K}_{T,i}^{(j-1)}$ dell'operatore di rigidezza tangente ottenuta alla fine dell'iterazione precedente:

$$\Delta \mathbf{u}_{el,i}^{(j)} = \left[\mathbf{K}_{T,i}^{(j-1)} \right]^{-1} \Delta \mathbf{F}_{el,i}^{(j)} \quad (12)$$

Tale previsione può essere ottenuta a partire da un valore Δs_j fissato all'i-esima iterazione per una delle componenti di spostamento nodale (ad esempio lo spostamento trasversale in

mezzeria della trave) e cercando il moltiplicatore $\Delta\lambda_{el,i}^{(j)}$ delle forze nodali esterne determinato a partire da un vettore \mathbf{F}_I di forze unitarie sui nodi caricati:

$$\Delta\mathbf{F}_{el,i}^{(j)} = \Delta\lambda_{el,i}^{(j)} \cdot \mathbf{F}_I \quad (13)$$

In funzione della “previsione elastica” dell’incremento di spostamento $\Delta\mathbf{u}_{el,j}^{(i)}$ definita dalla (12) si possono determinare gli incrementi di deformazione generalizzata $\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_{el,j}^{(i)}$ nei vari punti di integrazione del generico elemento e i corrispondenti incrementi di tensioni generalizzate (sforzo normale e momento) $\Delta\boldsymbol{\sigma}_{el,j}^{(i)}$ sulla base dei valori tangenti delle rigidezze negli stessi punti.

A questo punto, un’integrazione “a fibre” delle tensioni corrispondenti a $\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_{el,j}^{(i)}$ con sforzo normale in equilibrio con $\Delta\boldsymbol{\sigma}_{el,j}^{(i)}$ porta alla definizione della “correzione plastica” $\Delta\boldsymbol{\sigma}_{pl,j}^{(i)}$ dell’incremento corrente di tensioni e, dunque, alla ridefinizione delle proprietà di rigidezza tangente $\mathbf{C}_1^{(i)}$ nei vari punti di integrazione alla fine dell’iterazione j -esima. La correzione plastica delle tensioni interne comporta in definitiva una simile correzione $\Delta\mathbf{F}_{pl,j}^{(i)}$ dell’incremento di forze $\Delta\mathbf{F}_{pl,j}^{(i)}$ in equilibrio con tali tensioni interne in corrispondenza degli spostamenti dell’iterazione corrente:

$$\Delta\mathbf{u}_{el,i}^{(j)} = \Delta\mathbf{u}_{pl,i}^{(j)} = \left[\mathbf{K}_{T,i}^{(j)} \right]^{-1} \Delta\mathbf{F}_{pl,i}^{(j)} \quad (14)$$

Pertanto, l’iterazione $(j+1)$ -esima può iniziare utilizzando la nuova matrice tangente $\mathbf{K}_{T,i}^{(j)}$ nella relazione (12). L’applicazione iterativa delle operazioni descritte dalle relazioni (12)-(14) procedono finché l’incremento di spostamenti nodali previsto in due iterazioni successive risulta in norma minore di una fissata tolleranza δ :

$$\left| \Delta\mathbf{u}_{el,i}^{(j+1)} - \Delta\mathbf{u}_{el,i}^{(j)} \right| < \delta \quad (15)$$

L’ i -esimo passo di analisi si conclude quando si verifica la (15). A questo punto, prima di passare all’eventuale passo $(i+1)$ -esimo si controlla lo stato tensionale-deformativo delle varie componenti (calcestruzzo, acciaio delle barre, connettori e lamina in FRP) al fine di verificare se uno di questi elementi ha raggiunto uno stato limite di interesse ovvero la condizione di collasso convenzionale.

6. APPLICAZIONI

La procedura numerica formulata nei paragrafi 4 e 5 viene infine applicata per simulare i risultati di due prove di flessione su quattro punti condotte su solette in c.a. rinforzate tramite lamine in MF-FRP. In particolare, il confronto riguarda le due solette denotate in [5] dalle sigle MF-1-L e MF-2-L le quali sono caratterizzate dalle medesime dimensioni della sezione trasversale e da un’uguale lamina di rinforzo. L’unica differenza risiede nella disposizione e nel numero di elementi di connessione che per la seconda sono pari alla metà di quelli disposti nella prima.

Il comportamento della trave MF-1-L in termini di curva carico-spostamento è illustrato nella Figura 11 che mostra l’accuratezza della procedura numerica nel simulare vari aspetti della risposta strutturale, quali l’inizio della fessurazione e lo snervamento delle barre interne.

Il confronto tra risultati sperimentali e simulazione numerica riferito alla trave di controllo (non rinforzata) mostra, da un lato, l’efficacia della tecnica di rinforzo e, dall’altro, l’accuratezza della procedura numerica nel simulare la risposta sperimentale anche per la trave non rinforzata.

La Figura 12 propone il medesimo confronto, ma si riferisce al caso della trave MF-2-L mostrando un maggiore scostamento del risultato della simulazione, soprattutto in termini di rigidezza del ramo post-fessurazione.

Le due figure dimostrano, comunque, la notevole accuratezza del modello numerico nel simulare la risposta strutturale osservata sperimentalmente.

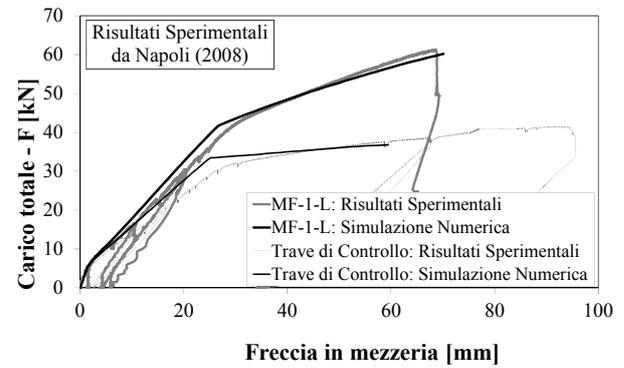


Figura 11 – Confronti numerico-sperimentale: curva carico-spostamento in mezzeria (MF-1-L)

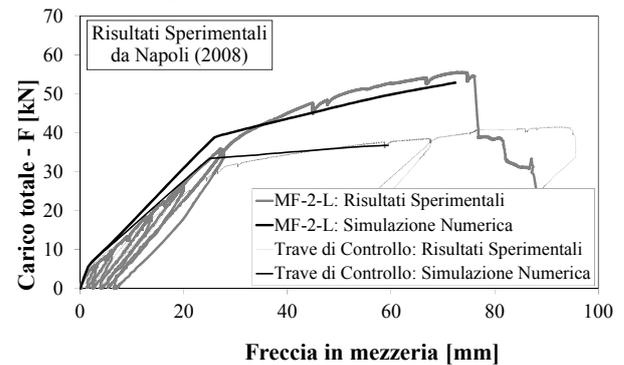


Figura 12 – Confronti numerico-sperimentale: curva carico-spostamento in mezzeria (MF-2-L)

Un ulteriore elemento di validazione del modello proposto deriva dal confronto tra dati sperimentali e simulazioni numeriche in termini di deformazioni assiali sviluppate all’interno della lamina in FRP.

La Figura 13 mostra i risultati di tale confronto con riferimento alle osservazioni sperimentali ottenute nella prova sulla soletta denotata MF-1-L.

Sono stati considerati quattro diversi livelli di carico che coprono la risposta strutturale dall’inizio della fessurazione al collasso incipiente della trave. Per tutti questi livelli di carico la simulazione delle deformazioni si rivela molto accurata sia in termini di valori massimi che con riferimento all’andamento lungo l’asse della lamina in FRP. L’andamento “a scalini” di ampiezza regolare deriva dall’uniforme spaziatura dei connettori lungo tutta l’interfaccia FRP-calcestruzzo.

La Figura 14 propone un simile confronto con riferimento al caso della trave MF-2-L per la quale possono trarsi le stesse osservazioni in merito alla qualità della simulazione numerica. La figura mostra anche l’andamento “a scalini” di ampiezza non regolare sviluppato dalle deformazioni assiali per effetto della non uniforme spaziatura dei connettori nel caso in esame.

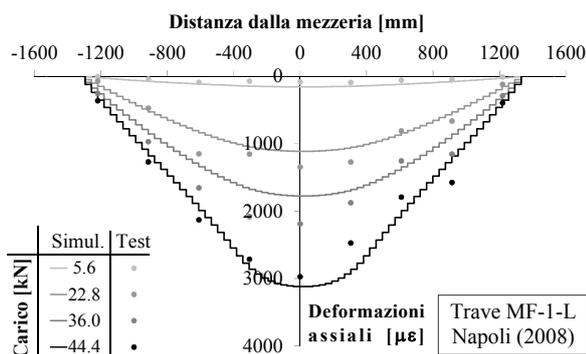


Figura 13 – Confronti numerico-sperimentale: andamento delle deformazioni assiali lungo la lamina (MF-1-L)

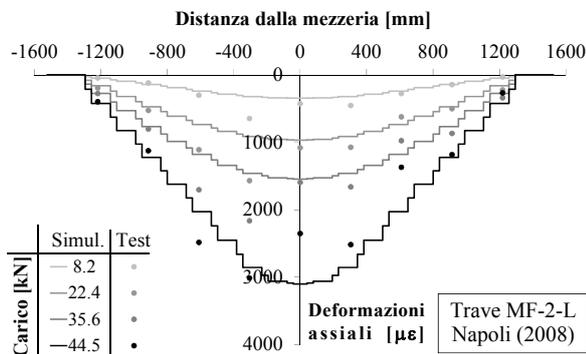


Figura 14 – Confronti numerico-sperimentale: andamento delle deformazioni assiali lungo la lamina (MF-2-L)

CONCLUSIONI

La memoria ha presentato un nuovo modello numerico agli elementi finiti per la simulazione del comportamento di elementi inflessi in c.a. esternamente rinforzati da lamine in FRP collegate meccanicamente ad essi al fine di aumentarne la resistenza a flessione.

La formulazione di tale modello e la descrizione degli algoritmi numerici che ne hanno permesso l'implementazione in campo non-lineare è stata preceduta dalla disamina dei risultati ottenuti in una serie di prove di taglio diretto condotte su lamine in FRP collegate a blocchi in calcestruzzo tramite connettori metallici a vite. Tali prove hanno consentito di definire le caratteristiche salienti dell'interazione tra lamina e rinforzo che rappresenta un'informazione fondamentale per la realizzazione di simulazioni numeriche sufficientemente accurate.

Tali caratteristiche sono state utilizzate, insieme ad una serie di altri modelli ben noti nella letteratura scientifica, nella simulazione di prove sperimentali condotte su travi in c.a. rinforzate tramite MF-FRP. I confronti teorico-sperimentali hanno messo in luce la notevole accuratezza del modello numerico proposto. In particolare, ne hanno evidenziato la capacità di prevedere con notevole accuratezza tanto le curve carico-spostamento, che rappresentano in sintesi il comportamento globale dei sistemi strutturali in parola, quanto i valori massimi e l'andamento delle deformazioni assiali sviluppate all'interno della lamina di rinforzo.

Il modello proposto può essere, dunque, utilizzato per la calibrazione di opportune formulazioni per il progetto di interventi di rinforzo di membrature inflesse in c.a. basati

sull'impiego di lamine in FRP collegate meccanicamente alla loro superficie.

BIBLIOGRAFIA

- [1]. MEIER U. (1995) – Strengthening of Structures Using Carbon Fiber/Epoxy Composites. In: *Construction and Buildings Materials* Vol.9, No. N°6, p. p.341–351
- [2]. STRONGWELL (2010) <http://www.strongwell.com> (accessed 9/14/2010).
- [3]. LAMANNA A.J. (2002) – Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Mechanically Fastened Fiber Reinforced Polymer Strips. PhD thesis, University of Wisconsin–Madison, USA
- [4]. RIZZO A. (2005) – Application of Mechanically Fastened FRP (MF-FRP) Pre-cured Laminates in Off-System Bridges. *MSc thesis*, University of Missouri-Rolla, USA
- [5]. NAPOLI A. (2008) – RC Structures strengthened with Mechanically Fastened FRP systems. *MSc thesis*, University of Miami: 1-78
- [6]. CNR (2004) – DT200: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures
- [7]. LEE, H.L., LOPEZ, M.M., BAKIS, C.E. (2007) – Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with mechanically fastened FRP strip. *In Proc. of FRPRCS-8*, Patras, Greece, July 16-18, (on CD)
- [8]. ELSAYED W.E., EBEAD U.A., NEALE K.W. (2009) – Studies on mechanically fastened fiber-reinforced polymer strengthening system. *ACI Structural Journal*, 106 (1): 49-59
- [9]. MARTINELLI E., NAPOLI A., REALFONZO, R. (2010) – Interfacial behavior between Mechanically Fastened FRP laminates and concrete substrate. *In Proc. of CICE 2010*, Beijing (China), Sept 27-29, Paper 194
- [10]. HILTI CORPORATION (2010) – Universal Screw Anchor, <http://www.us.hilti.com/holus> (accessed 9/14/2010)
- [11]. BATHE K.J. (1996) – *Finite Element Procedures*, Prentice Hall Inc., Upper Saddle River, New Jersey, USA
- [12]. NAPOLI A., MATTA. F., MARTINELLI E., NANNI A., REALFONZO R. (2010) – Modeling and verification of response of RC slabs strengthened in flexure with mechanically fastened FRP laminates, *Magazine of Concrete Research*, 62(8): 593-605
- [13]. FAELLA C., MARTINELLI E., NIGRO E. (2008) – Formulation and Validation of a Theoretical Model for Intermediate Debonding in FRP Strengthened RC Beams, *Composites Part B*, 39 (4): 645-655
- [14]. POPOVICS, S. (1973) – A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete. *Cement and concrete research*, 3(5): 583-59
- [15]. OKAMURA H., MAEKAWA K. AND SIVASUBRAMANIYAM S. (1985) – Verification of Modeling for Reinforced Concrete Finite Element, *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures*, ASCE: 528-543

NUOVE PROPOSTE PER IL PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI CONFINAMENTO CON FRP

Annalisa Napoli¹, Roberto Realfonzo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, Fisciano (SA)

SOMMARIO

Lo studio presentato in questa memoria ha come oggetto la valutazione del comportamento a compressione di elementi in calcestruzzo confinati adoperando materiali polimerici fibro-rinforzati (FRP). A tal fine, gli autori hanno costruito un ampio database di risultati sperimentali derivanti da oltre 450 test eseguiti su provini cilindrici confinati mediante tessuti unidirezionali in fibra di vetro o di carbonio. I risultati sperimentali sono stati quindi utilizzati per la calibrazione di nuove relazioni per la stima della resistenza a compressione e della deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP. L'affidabilità delle relazioni trovate è stata quindi confrontata con quella di alcune tra le più accreditate formulazioni presenti in letteratura.

SUMMARY

The study presented in this paper aims to investigate the behaviour under compression of concrete members confined by fiber-reinforced polymer (FRP) materials. For this purpose, the Authors have assembled a wide database of experimental results from over 450 tests performed on cylindrical specimens wrapped via wet-lay up by using unidirectional carbon or glass FRP jackets. The tests data have been used to calibrate new relationships to estimate the compressive strength and the ultimate strain of the FRP confined concrete. The reliability of the found relationships was then compared with that of some among the most accredited formulations available in the technical literature.

1. INTRODUZIONE

Lo studio del comportamento a compressione del calcestruzzo confinato adoperando materiali compositi fibro-rinforzati (FRP) è stato oggetto di numerose indagini teoriche e sperimentali; nella letteratura tecnica sono stati proposti diversi modelli per la stima della resistenza e della deformazione del calcestruzzo confinato con FRP che sono stati tarati adoperando i risultati delle sperimentazioni di volta in volta disponibili.

L'affidabilità di questi modelli è strettamente correlata ad una corretta stima della pressione laterale di confinamento effettivamente esercitata dal jacket in FRP sull'elemento in calcestruzzo. Com'è noto, infatti, la deformazione massima $\varepsilon_{j,u}$ attinta dal sistema in FRP in corrispondenza del collasso è generalmente inferiore rispetto al valore della deformazione ultima a trazione $\varepsilon_{r,u}$ del materiale fibroso che lo costituisce (valore generalmente riportato nelle schede tecniche di prodotto). Per questo motivo, in letteratura sono stati tarati diversi valori del cosiddetto "fattore di efficienza" k_ε ($=\varepsilon_{j,u}/\varepsilon_{r,u}$), alcuni dei quali sono ampiamente discussi in [1].

Al fine di pervenire ad un'accurata misurazione delle deformazioni attinte dal sistema in FRP durante le prove sperimentali condotte, Lam and Teng [2] osservarono che in corrispondenza della zona di sovrapposizione degli strati di tessuto tali deformazioni sono sensibilmente inferiori a quelle

misurate altrove. Tuttavia, la riduzione delle deformazioni misurate nella zona di sovrapposizione non si traduce in una diminuzione dell'azione di confinamento dal momento che lo spessore del jacket risulta raddoppiato in corrispondenza di quella zona. Pertanto, gli Autori suggerirono che un'opportuna valutazione delle deformazioni nell'FRP può essere ottenuta dalle letture di strain gauges posizionati al di fuori delle zone di sovrapposizione del tessuto.

Diversi indagini sperimentali riportate in letteratura hanno esaminato l'affidabilità delle misure delle deformazioni trasversali nel jacket ottenute mediante strain gauges o LVDTs generalmente posizionati lungo il perimetro dell'elemento in calcestruzzo, in corrispondenza della sua altezza media. E' stato frequentemente osservato che l'impiego di LVDTs conduce ad una sottostima delle deformazioni ultime nel jacket contrariamente a quanto avviene con le misurazioni effettuate mediante strain gauges [2].

In questa memoria, gli Autori propongono nuove relazioni per la stima della resistenza a compressione e della deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP. Le relazioni sono state ottenute mediante procedure di best-fit di dati sperimentali raccolti in un ampio database recentemente pubblicato dagli Autori [1]. In particolare, il database contiene risultati di prove di compressione assiale condotte su elementi cilindrici in calcestruzzo confinati con tessuti in fibra di vetro

(GFRP) o di carbonio (CFRP) ed è stato preliminarmente impiegato per lo svolgimento di un'analisi statistica del k_e , necessaria ad una corretta stima della pressione di confinamento effettivamente agente.

Le relazioni analitiche tarate su base sperimentale sono state quindi confrontate con le formulazioni proposte in documenti pre-normativi e normativi nazionali ed internazionali, tra cui: le linee guida edite dal CNR (documento DT200) [3], dal Comitato 440 dell'American Concrete Institute [4], e le indicazioni riportate nel bollettino *fib* n. 14 [5].

2. IL DATABASE

Partendo dallo studio approfondito della bibliografia disponibile, è stato costruito un ampio "database" in cui sono stati raccolti i risultati di 465 prove di compressione centrata condotte su elementi cilindrici confinati mediante avvolgimento di tessuti unidirezionali in FRP (tecnica del "wet lay up"); in particolare, 306 test sono stati condotti su provini confinati impiegando tessuti in fibra di carbonio, mentre i rimanenti test (159) su elementi confinati adoperando tessuti in fibra di vetro.

Il suddetto database, recentemente pubblicato in [1] e non riportato in questa memoria per motivi di spazio, contiene le seguenti informazioni: il diametro D ed il rapporto altezza-diametro H/D del provino; la resistenza cilindrica media f_{c0} del calcestruzzo non confinato; lo spessore t_j totale del jacket; il modulo di Young E_f e la deformazione ultima a trazione $\varepsilon_{f,u}$ del tessuto composito (valori in genere indicati dalle ditte fornitrici e solo talvolta determinati sperimentalmente dagli Autori); la resistenza f_{cc} e la deformazione ultima ε_{ccu} del calcestruzzo confinato; il fattore di efficienza $k_e (= \varepsilon_{j,u} / \varepsilon_{f,u})$, quando disponibile.

Nel database le resistenze medie f_{c0} variavano da 15.2 MPa a 169.7 MPa per gli elementi confinati con CFRP, e da 25 MPa a 107.8 MPa per quelli fasciati con GFRP.

Al fine di procedere con le elaborazioni riportate in questa memoria, il database originario è stato ulteriormente riorganizzato in 280 set di prove sperimentali omogenee, di cui 193 sono relativi all'uso di tessuti in CFRP e 87 all'impiego di quelli in GFRP. In particolare, ciascun set racchiude un gruppo di m test appartenenti allo stesso riferimento bibliografico, che sono caratterizzati dall'aver le medesime proprietà geometriche (D , H , t_j) e meccaniche (f_{c0} , E_f , $\varepsilon_{f,u}$); pertanto, i risultati sperimentali (f_{cc} , ε_{ccu}) attribuiti a ciascun set omogeneo rappresentano le medie dei valori disponibili dagli m test considerati.

3. LA DEFORMAZIONE ULTIMA DEL JACKET: ANALISI DEL COEFFICIENTE DI EFFICIENZA k_e

Partendo dai dati raccolti nel database, è stato possibile effettuare alcune valutazioni statistiche del coefficiente k_e che, come già menzionato in precedenza, influisce sulla corretta stima della pressione efficace di confinamento esercitata dal sistema in FRP sull'elemento in calcestruzzo.

La Tabella 1 riassume i risultati delle analisi statistiche condotte. In particolare, le elaborazioni sono state effettuate con riferimento ai 162 set di dati per quali il valore di k_e poteva essere calcolato attraverso le misure sperimentali; dei 162 dati sperimentali, 52 sono relativi all'uso di sistemi in GFRP e 110 all'impiego di quelli in CFRP. Con riferimento a questi ultimi, inoltre, il numero di dati è stato ristretto a 98 dal

momento che per 12 set i valori di k_e risultavano maggiori dell'unità e pertanto non sono stati considerati nell'analisi.

Dall'analisi statistica del k_e sono state calcolate le seguenti grandezze: il valore medio k_{em} ; la deviazione standard σ_{k_e} ; il coefficiente di variazione CV; l'asimmetria γ_1 e la curtosi γ_2 . Maggiori dettagli sul significato degli indici γ_1 e γ_2 possono essere trovati in [1].

L'analisi statistica è stata dapprima condotta senza operare alcuna distinzione dei dati di k_e in funzione della resistenza del calcestruzzo non confinato f_{c0} . In tal caso, le elaborazioni sono state effettuate con riferimento ai seguenti set di dati: 98 set relativi all'uso di sistemi in CFRP; 52 set relativi all'uso di sistemi in GFRP ed, infine, tutti i 150 set disponibili, indipendentemente dal tipo fibra impiegata.

Successivamente, l'analisi statistica è stata condotta previa classificazione dei set di test in funzione della resistenza f_{c0} . A tal fine, sono state individuate le seguenti tre classi di resistenza: bassa ("LSC", con $f_{c0} \leq 40$ MPa); media ("MSC", con $40 \text{ MPa} \leq f_{c0} \leq 60$ MPa) ed elevata ("HSC", con $f_{c0} > 60$ MPa). Per i set appartenenti alle classi MSC ($n = 42$) e HSC ($n = 16$), lo studio del k_e è stato condotto senza operare alcuna distinzione sul tipo di fibra adoperata (vetro o carbonio); per i set appartenenti alla classe LSC ($n = 91$), invece, l'analisi è stata anche effettuata operando una distinzione tra sistemi in CFRP ($n = 62$) e GFRP ($n = 29$). Infatti, resistenze del calcestruzzo inferiori a 40 MPa sono quelle generalmente riscontrate negli edifici esistenti per i quali si richiede un intervento di confinamento con FRP.

Tabella 1 - Risultati dell'analisi statistica del coefficiente di efficienza

	CFRP	GFRP	TUTTI	LSC		NSC		HSC
	$n=98$	$n=52$	$n=150$	CFRP ($n=62$)	GFRP ($n=29$)	TUTTI ($n=91$)	TUTTI ($n=42$)	TUTTI ($n=16$)
k_{em}	0.60	0.59	0.60	0.63	0.68	0.65	0.58	0.41
σ_{k_e}	0.17	0.25	0.20	0.15	0.17	0.16	0.21	0.22
CV	0.28	0.42	0.33	0.23	0.25	0.24	0.37	0.54
γ_1	-0.57	-0.48	-0.59	-0.21	-2.22	-0.92	-0.30	0.11
γ_2	0.54	-1.07	-0.15	0.66	4.41	1.93	-1.04	-1.06

* LSC: $f_{c0} \leq 40$ MPa; NSC: $40 < f_{c0} \leq 60$ MPa; HSC: $f_{c0} > 60$ MPa

Dai risultati riportati in Tabella 1, si può osservare che, trascurando la dipendenza di k_e da f_{c0} , i sistemi in CFRP e GFRP danno luogo, approssimativamente, agli stessi valori medi del coefficiente di efficienza, sebbene si evidenzia una maggiore dispersione dei dati nel caso di impiego di tessuti in fibra di vetro. Tuttavia, si può ragionevolmente assumere un valore di $k_{em} = 0.60$ per qualsiasi tipo di sistema confinante. Inoltre, indipendentemente dal tipo di fibra, i valori sperimentali di k_e danno luogo ad una distribuzione caratterizzata da un'asimmetria verso destra, come testimoniato dai valori negativi calcolati per il parametro γ_1 .

Infine, si evidenzia che la resistenza del calcestruzzo non confinato gioca un ruolo rilevante sull'efficienza del jacket, confermando quanto già trovato in letteratura [6]; in particolare, all'aumentare della classe di calcestruzzo si ottiene una diminuzione del valore di k_{em} ed una maggiore dispersione dei valori sperimentali.

Restringendo il campo d'interesse ai soli set di prove appartenenti alla classe LSC, si nota che i sistemi in CFRP e GFRP danno luogo a valori di k_{em} leggermente differenti e

pari a 0.63 e 0.68, rispettivamente; invece, trascurando la dipendenza dal tipo di tessuto impiegato, si ottiene un valore di k_{em} pari a 0.65. In tutti e tre i casi, e particolarmente per i sistemi in GFRP, si osserva una significativa riduzione del coefficiente di variazione rispetto ai corrispondenti valori calcolati in presenza di un qualsiasi valore di f_{c0} .

In Figura 1 sono mostrati gli andamenti della funzione densità di probabilità per il coefficiente k_e (si assume una distribuzione gaussiana). In particolare, i grafici di Figura 1a sono stati ottenuti bypassando la dipendenza di k_e dalla resistenza f_{c0} , mentre quelli di Figura 1b sono relativi ai soli dati sperimentali appartenenti alla classe LSC.

Le curve evidenziano una chiara influenza della classe di dati considerata sull'andamento della distribuzione; infatti, restringendo l'analisi ai soli set caratterizzati da $f_{c0} \leq 40$ MPa, si osserva una minore dispersione dei dati intorno al valore medio (Fig. 1b). Inoltre, all'interno di questo range le curve gaussiane mostrano chiaramente l'influenza del tipo di sistema confinante sui valori medi ottenuti per tali distribuzioni.

Estendendo invece l'analisi a tutti i dati (Fig. 1a), si osserva una notevole dispersione dei valori di k_e nel caso dei sistemi in GFRP, benché il valore medio della distribuzione sia, come già evidenziato in precedenza, approssimativamente analogo a quello ottenuto per i tessuti in CFRP.

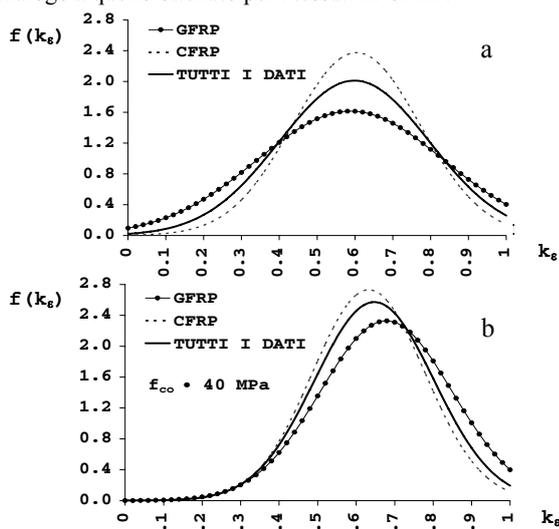


Figura 1 - Distribuzione gaussiana del coefficiente k_e per: qualsiasi classe di calcestruzzo (a); classe LSC (b)

Infine, la Figura 2 mostra la dipendenza del coefficiente di efficienza k_e dalla rigidità del sistema confinante k_{conf} , aspetto più volte investigato in letteratura [7-9]. Tale dipendenza è stata esaminata considerando tutti i set sperimentali sebbene analoghe considerazioni possono essere tratte se si restringe il campo di interesse alla classe LSC [1].

La Figura mostra la relazione di best-fit ottenuta sulla base dei dati sperimentali considerati e per confronto, alcune leggi analitiche trovate in letteratura [7,9].

Secondo quanto suggerito da Mathtys [9], le analisi sono state condotte considerando i soli dati sperimentali che rispettavano la seguente condizione: $k_{conf}/f_{c0} > 5$.

Dalla Figura 2 è possibile trarre le seguenti considerazioni:
 ✓ le dispersioni dei punti sperimentali risultano piuttosto elevate sia per i sistemi in CFRP che per quelli in GFRP;

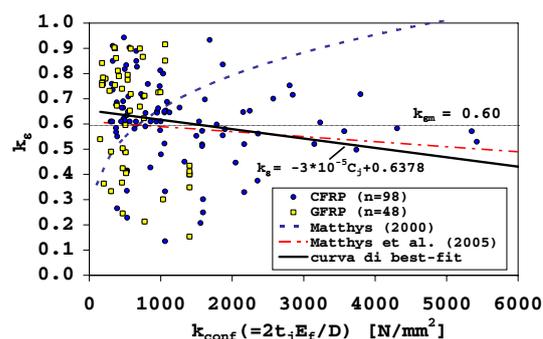


Figura 2 - Dipendenza di k_e dalla rigidità del confinamento

- ✓ la legge proposta da Mathtys et al. [9], è molto simile alla relazione di best-fit identificata che fornisce valori di k_e leggermente decrescenti al crescere di k_{conf}
- ✓ l'andamento sperimentale è in disaccordo con la legge non lineare proposta da Mathtys [7], secondo la quale l'efficienza del sistema confinante aumenta al crescere della sua rigidità.

4. LA RESISTENZA A COMPRESIONE

Partendo dai dati sperimentali raccolti nel database, è stato possibile identificare, mediante semplici analisi di best fit, nuove relazioni per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP.

Nell'obiettivo di mettere a punto una teoria unificata, in accordo con quanto già proposto da altri Autori [10], le relazioni per la stima della resistenza a compressione di elementi in calcestruzzo aventi sezione circolare o quadrata possono essere espresse in forma adimensionale mediante la seguente espressione predittiva:

$$\bar{f}_{cc} = 1 + \alpha \cdot k_s \cdot \rho^\gamma \bar{f}_l^\beta \quad (1)$$

dove α , β e γ sono i coefficienti incogniti che devono essere tarati attraverso le analisi di best-fit; \bar{f}_{cc} è il valore adimensionale della resistenza del calcestruzzo confinato con FRP, f_{cc}/f_{c0} ; k_s è il coefficiente di forma definito secondo il DT200 [3]; ρ è il rapporto tra il raggio di curvatura dello spigolo (r) e metà ampiezza del lato del quadrato ($b/2$) così come definito da Wu e Wang [10]; \bar{f}_l è la pressione laterale di confinamento adimensionale f_l/f_{c0} esercitata dal jacket, dove f_l è stimato mediante la seguente relazione:

$$f_l = \frac{2 \cdot t_j \cdot E_f}{D} \cdot (k_e \cdot \varepsilon_{f,u}) = k_{conf} \cdot \varepsilon_{j,u} \quad (2)$$

Nella (2) D è il diametro del cilindro o il lato del quadrato (B); mentre il prodotto $(k_e \cdot \varepsilon_{f,u})$ rappresenta la deformazione ultima effettiva del jacket $\varepsilon_{j,u}$.

Soffermandosi in questo studio su elementi di forma cilindrica, l'equazione (1) diventa:

$$\bar{f}_{cc} = 1 + \alpha \cdot \bar{f}_l^\beta \quad (3)$$

poiché per tali elementi, i coefficienti k_s e ρ risultano pari ad 1.

Com'è noto, in letteratura esistono diversi indici di previsione che possono essere adoperati al fine di tarare i coefficienti α e β che minimizzano la sommatoria degli scarti tra il dato sperimentale (\bar{f}_{cc}^{exp}) ed il valore teorico (\bar{f}_{cc}^{th}) della resistenza a compressione adimensionale \bar{f}_{cc} .

Gli indici selezionati in questo studio sono l'errore

quadratico medio (MSE) e l'errore assoluto medio percentuale (MAPE), espressi nel modo seguente:

$$(E_{rr})_m^{MSE} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i}{n}, \quad E_i = \left(\bar{f}_{cc,i}^{exp} - \bar{f}_{cc,i}^{th} \right)^2 \quad (4)$$

$$(E_{rr})_m^{MAPE} = \frac{\sum_{i=1}^n |E_i|}{n}, \quad E_i = \frac{\bar{f}_{cc,i}^{exp} - \bar{f}_{cc,i}^{th}}{\bar{f}_{cc,i}^{exp}} \cdot 100 \quad (5)$$

dove n il numero di set di dati adottati nell'analisi.

La Tabella 2a elenca i valori di α e β presenti nell'Eq. (3) che sono stati calibrati adoperando gli indici espressi dalle Eq. (4) e (5), con i relativi errori medi $(E_{rr})_m$ calcolati ed i coefficienti di variazione dell'errore, CV(Err). Inoltre, la Tabella riporta anche il valore di α ottenuto immaginando una dipendenza lineare di \bar{f}_{cc} dalla pressione laterale di confinamento effettivamente agente ($\beta=1$).

Le analisi di best-fit sono state condotte sulla base dei seguenti set di dati sperimentali:

- ✓ provini confinati con tessuti in CFRP (n = 193);
- ✓ provini confinati con tessuti in GFRP (n = 87);
- ✓ tutti i provini confinati (n = 280).

Si sottolinea che per i tre set considerati, la pressione efficace di confinamento espressa dalla (2) è stata sempre calcolata considerando un valore medio di k_e (k_{em}) pari a 0.60; tale valore rappresenta il risultato dell'analisi statistica condotta trascurando l'influenza di f_{c0} , come discusso in §3.

Dalla lettura dei valori riportati in Tabella 1a è possibile trarre le seguenti considerazioni:

- ✓ come era attendibile, la calibrazione dei coefficienti α e β risente del tipo di indice adottato per le analisi di best-fit;
- ✓ utilizzando il MAPE, la legge di best-fit che dà luogo al minimo errore $(E_{rr})_m$ è sempre di tipo lineare, contrariamente a quanto avviene impiegando l' MSE;
- ✓ qualunque sia l'indice di previsione adottato, l'introduzione dei set di dati sperimentali relativi all'uso di tessuti in GFRP, comporta un notevole incremento degli errori medi calcolati;
- ✓ confrontando le relazioni lineari ottenute utilizzando i due indici selezionati, si osserva che il MAPE fornisce sempre una stima più conservativa, soprattutto nel caso dei sistemi confinanti in GFRP;
- ✓ se si confrontano le relazioni di best-fit ottenute

mediante l'applicazione di MSE (leggi non lineari) e MAPE (leggi lineari), si osserva che la tecnica di minimizzazione degli errori mediante il MAPE risente maggiormente dei set di dati considerati in quanto le relazioni analitiche ottenute per i vari casi sono sensibilmente differenti le une dalle altre. Leggi molto simili invece, sono ottenute applicando l'MSE.

La Tabella 2b riassume risultati delle analisi di best-fit analoghi a quelli della Tabella 2a ma ottenuti considerando i soli set di dati sperimentali appartenenti alla classe LSC ($f_{c0} \leq 40$ MPa) che, come detto in precedenza, rappresenta la categoria di maggiore interesse nelle applicazioni pratiche. In queste analisi, i valori di k_{em} adottati per la stima di f_l risultano pari a: 0.65 in presenza di tutti i dati; 0.63 e 0.68 nel caso dei soli sistemi in CFRP e GFRP; rispettivamente (si veda la Tabella 1). Dai risultati riportati in Tabella 2b si osserva che, indipendentemente dal tipo di indice di previsione adottato, le relazioni di best-fit che più di tutte minimizzano gli errori sono sempre di tipo non lineare, sebbene nel caso del MAPE gli errori calcolati con la legge di tipo lineare non si discostano molto da quelli ottenuti per la legge non lineare.

In Figura 3a è illustrato il confronto tra le due leggi di best-fit calibrate mediante l'applicazione del MAPE e MSE a tutti i set sperimentali. Come si può osservare, la legge ottenuta con il MAPE fornisce stime più conservative per valori di \bar{f}_l minori di 0.7 (ossia nel range di maggiore interesse pratico). Inoltre, le relazioni identificate sono confrontate con le formulazioni proposte in recenti documenti pre-normativi e normativi nazionali ed internazionali, tra cui: le linee guida edite dal CNR [3], dal Comitato 440 dell'American Concrete Institute [4], e le indicazioni riportate nel bollettino *fib* n. 14 [5]:

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 2.6 \cdot (\bar{f}_l)^{2/3} \quad (6)$$

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 3.3 \cdot \bar{f}_l \quad (7)$$

$$\bar{f}_{cc} = 0.2 + 3 \cdot (\bar{f}_l)^{1/2} \quad (8)$$

Si evidenzia che: (a) la relazione riportata nel DT200 (Eq. 6) è stata anche inserita nel bollettino *fib* n. 35 [11]; (b) la formulazione adottata dal Comitato ACI 440 (Eq.7) è quella proposta da Lam e Teng [12]; l'Eq. (8), invece, rappresenta la formula "pratica" suggerita dal bollettino *fib* n.14.

Tabella 2 - Risultati delle analisi di best-fit per la stima di \bar{f}_{cc}

(a) Tutti i set di dati

Set di dati	MSE							MAPE						
	Lineare			Non lineare				Lineare			Non lineare			
	α	(Err) _m	CV(Err)	α	β	(Err) _m	CV(Err)	α	(Err) _m	CV(Err)	α	β	(Err) _m	CV(Err)
CFRP (n = 193)	3.93	0.182	2.51	3.54	0.83	0.158	1.73	3.89	13.30	0.76	3.89	1.00	13.30	0.76
GFRP (n = 87)	3.50	0.210	2.25	3.34	0.92	0.206	2.22	2.95	14.90	0.81	2.95	1.00	14.90	0.81
TUTTI (n = 280)	3.80	0.195	2.13	3.49	0.86	0.179	1.78	3.57	14.55	0.74	3.57	1.00	14.55	0.74

(b) Set di dati appartenenti alla classe LSC

Set di dati	k_{em}	MSE							MAPE						
		Lineare			Non lineare				Lineare			Non lineare			
		α	(Err) _m	CV(Err)	α	β	(Err) _m	CV(Err)	α	(Err) _m	CV(Err)	α	β	(Err) _m	CV(Err)
CFRP n = 135	0.63	3.75	0.229	2.41	3.37	0.78	0.179	1.56	3.80	13.72	0.76	3.67	0.96	13.69	0.74
	0.65	3.66	0.229	2.41	3.31	0.78	0.179	1.56	3.71	13.72	0.76	3.59	0.96	13.69	0.74
GFRP n = 53	0.68	3.30	0.257	2.00	3.05	0.78	0.209	2.00	3.08	13.29	0.82	3.00	0.96	13.23	0.82
	0.65	3.46	0.257	1.99	3.17	0.78	0.209	2.00	3.23	13.29	0.83	3.14	0.96	13.23	0.82
TUTTI n = 188	0.65	3.61	0.238	2.15	3.27	0.78	0.188	1.63	3.59	13.88	0.73	3.56	0.98	13.87	0.72

Confrontando le suddette relazioni con la legge di best-fit ottenuta minimizzando gli errori con il MAPE, si osserva che: (a) l'espressione adottata dal DT200 sovrastima leggermente la resistenza \bar{f}_{cc} per valori della pressione di confinamento minori di 0.4, mentre fornisce valori più conservativi per \bar{f}_1 più elevate; (b) la relazione dell'ACI 440 fornisce stime analoghe alla legge trovata mediante il MAPE; (c) la relazione "pratica" suggerita dal fib fornisce le stime più conservative per qualsiasi valore della \bar{f}_1 .

Si evidenzia che nel grafico di Figura 3a le ascisse f_1 dei punti sperimentali sono state calcolate assumendo $k_e = 0.60$.

La Figura 3b, infine, mostra una rappresentazione del tutto analoga a quella della Figura 3a ma con riferimento ai soli set appartenenti alla classe LSC; si evidenzia che, ai fini rappresentativi, in questo diagramma le ascisse dei punti sperimentali sono state calcolate considerando un valore di $k_{em} = 0.65$. Dal confronto con le formulazioni fornite dalle (6-8), è possibile trarre considerazioni analoghe a quelle riportate con riferimento a tutti i set di dati; inoltre, anche per la sola classe LSC, l'indice del MAPE fornisce stime più conservative rispetto a quelle ottenute con l'MSE nel campo di valori per f_1 di maggiore interesse. In definitiva, se si confrontano le relazioni ottenute applicando il MAPE e l'MSE prima a tutti set sperimentali ($n = 280$, vedi Tabella 2a) e poi ai soli set appartenenti alla classe LSC ($n = 188$, vedi Tabella 2b), si può ritenere abbastanza trascurabile l'influenza della resistenza del calcestruzzo sull'esito delle analisi di best-fit. Pertanto, le seguenti relazioni di best-fit:

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 3.49 \cdot \bar{f}_1^{0.86} \quad (\text{MSE}) \quad (8)$$

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 3.57 \cdot \bar{f}_1 \quad (\text{MAPE}) \quad (9)$$

ottenute considerando tutti i 280 set di dati possono essere identificate come modelli "affidabili" per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP.

Inoltre, se si restringe il campo di interesse ai soli sistemi in CFRP, per i quali le relazioni di best-fit danno luogo a stime migliori rispetto a quelle ottenute per i tessuti in GFRP, si possono ritenere "affidabili" le seguenti relazioni (Tab. 2a):

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 3.54 \cdot \bar{f}_1^{0.83} \quad (\text{MSE}) \quad (10)$$

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 3.89 \cdot \bar{f}_1 \quad (\text{MAPE}) \quad (11)$$

5. LA DEFORMAZIONE ULTIMA

Nella letteratura tecnica sono stati proposti diversi modelli per la stima della deformazione ultima del

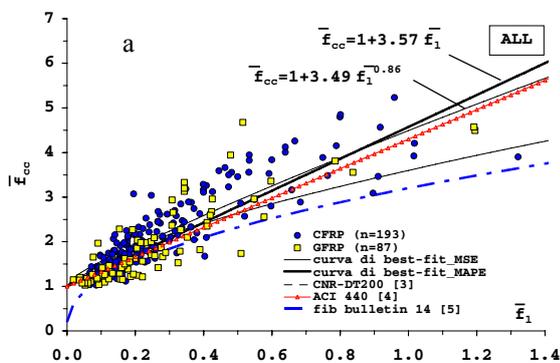


Figura 3 - Confronto teorico-sperimentale delle curve $\bar{f}_{cc} - \bar{f}_1$ per: qualsiasi classe di calcestruzzo (a); classe LSC (b)

calcestruzzo confinato (ε_{ccu}) che si attinge in corrispondenza della rottura del jacket. È noto che quando il calcestruzzo è "sufficientemente confinato", ossia quando il quantitativo di fasciatura supera una certa soglia, la risposta tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è di tipo bilineare incrudente ed ε_{ccu} coincide con la deformazione ε_{cc} attinta in corrispondenza della resistenza di picco (f_{cc}), ossia $\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cc}$. Solamente in pochi casi, invece, il comportamento post picco è di tipo softening e la resistenza f_{cc} viene raggiunta prima della rottura del jacket ($\varepsilon_{ccu} > \varepsilon_{cc}$). In particolare, secondo Lam e Teng [12], un calcestruzzo può definirsi sufficientemente confinato quando il valore di \bar{f}_1 è maggiore di 0.07; pertanto, nelle analisi di best-fit riportate in questo paragrafo sono stati considerati solo i set di dati per i quali è rispettata la suddetta condizione.

Diversamente da quanto accade per la stima di \bar{f}_{cc} che nel caso di elementi cilindrici dipende linearmente o meno solo dalla pressione laterale adimensionale \bar{f}_1 , la stima della deformazione ultima $\bar{\varepsilon}_{cc}$ è affetta da maggiori incertezze e pertanto non è possibile definire a priori, tra i vari modelli proposti in letteratura, quello che meglio interpreta il comportamento deformativo del calcestruzzo confinato. In questo studio, sono stati presi in esame i seguenti modelli:

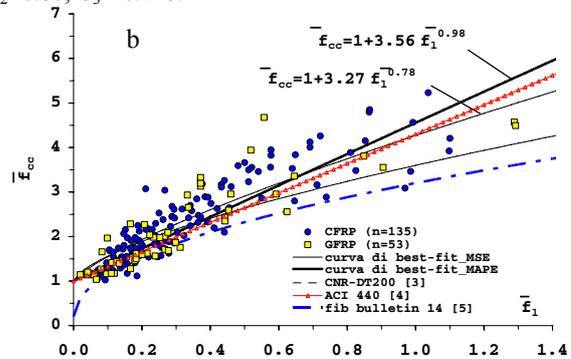
$$\bar{\varepsilon}_{ccu} = 1.75 + C_1 \cdot \bar{f}_1^{C_2} \quad (12)$$

$$\bar{\varepsilon}_{ccu} = 1.75 + C_1 \cdot \bar{f}_1^{C_2} \cdot \bar{\varepsilon}_{j,u}^{C_3} \quad (13)$$

$$\bar{\varepsilon}_{ccu} = 1 + C_1 \cdot \bar{f}_1^{C_2} \cdot k_{conf}^{C_3} \quad (14)$$

dove $\bar{\varepsilon}_{ccu}$ e $\bar{\varepsilon}_{j,u}$ sono i valori di ε_{ccu} e $\varepsilon_{j,u}$ adimensionalizzati rispetto alla deformazione ε_{c0} valutata in corrispondenza della resistenza di picco del calcestruzzo non confinato (si assume generalmente $\varepsilon_{c0} = 0.002$).

Si evidenzia che l'Eq. (12) rappresenta il modello adottato dal DT200 [3], che assume $C_1 = 7.5$ e $C_2 = 0.5$; l'Eq. (13) è la formulazione inizialmente proposta da Lam e Teng [12] ed adottata dal documento ACI 440 (con il termine 1.75 sostituito da 1.5) [4] dove $C_1 = 12$, $C_2 = 1$ e $C_3 = 0.45$. Tale relazione è stata successivamente ricalibrata da Teng et al. [13], per ottenere nuovi valori per i coefficienti C_i , ossia: $C_1 = 6.5$; $C_2 = 0.8$, $C_3 = 0.65$. L'Eq. (14) infine, è il modello proposto da De Lorenzis e Tefpers [14], che porta in conto in maniera esplicita la dipendenza di $\bar{\varepsilon}_{ccu}$ non solo da \bar{f}_1 ma anche dalla rigidità del confinamento k_{conf} , in questa relazione: $C_1 = 26.2$; $C_2 = 0.80$; $C_3 = -0.148$.



Inoltre, il coefficiente 1.75 presente nelle (12-13) sta ad indicare che la relazione fornisce una deformazione ultima $\varepsilon_{ccu}=0.0035$ quando il calcestruzzo non è confinato; l'Eq. (14), invece, restituisce $\varepsilon_{ccu}=\varepsilon_{co}$ in assenza di confinamento.

Un ulteriore modello predittivo può essere ottenuto dalla ben nota relazione esistente tra la deformazione assiale (ε_c) e la deformazione laterale (ε_l) per un calcestruzzo confinato con FRP. A tal proposito, Xiao e Wu [15] proposero una relazione $\varepsilon_l-\varepsilon_c$ lineare del tipo

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{l0} + \lambda_u \cdot \varepsilon_c \quad (15)$$

che risulta determinata una volta noti i valori della deformazione ε_{l0} e del parametro λ_u . Quest'ultimo rappresenta il valore asintotico a cui tende la funzione $\lambda = d\varepsilon_l/d\varepsilon_c$. Gli Autori inoltre trovarono una dipendenza non lineare del parametro λ_u dalla rigidità del sistema confinante K_{conf} adimensionalizzata rispetto ad f_{co} :

$$\lambda_u = 10 \cdot \left(\frac{k_{conf}}{f_{co}} \right)^{-0.9} \quad (16)$$

Successivamente Faella et al. [16] semplificarono ulteriormente la (15) trascurando il termine ε_{l0} :

$$\varepsilon_l = \lambda_u \cdot \varepsilon_c \quad (17)$$

Il parametro λ_u assume, pertanto, il significato di una sorta di coefficiente di Poisson "apparente" che può essere ritenuto costante durante il processo di carico e, in accordo alla (17), può essere valutato in modo approssimato, direttamente in condizioni di collasso, come rapporto tra la deformazione laterale ε_{lu} e la deformazione assiale ε_{ccu} del provino ($\lambda_u = \varepsilon_{lu}/\varepsilon_{ccu}$). Pertanto, nell'ipotesi di perfetta aderenza tra il calcestruzzo ed il materiale composito (ossia $\varepsilon_{lu} = \varepsilon_{j,u}$), il parametro $1/\lambda_u$ può essere espresso come segue:

$$\frac{1}{\lambda_u} = \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{j,u}} \right) = a \cdot \left(\frac{k_{conf}}{f_{co}} \right)^b \quad (18)$$

dove i coefficienti a e b devono essere calibrati mediante le analisi di best-fit.

Attraverso semplici passaggi analitici è possibile quindi definire un modello aggiuntivo a quelli definiti dalle Eq. (12-14) per la stima $\bar{\varepsilon}_{ccu}$:

$$\bar{\varepsilon}_{ccu} = \frac{1}{\varepsilon_{co}} \cdot a \cdot \left(\frac{k_{conf}}{f_{co}} \right)^b \cdot \varepsilon_{j,u} \quad (19a)$$

$$\bar{\varepsilon}_{ccu} = \frac{a}{\varepsilon_{co}^b} \cdot \bar{f}_l^b \cdot \bar{\varepsilon}_{j,u}^{1-b} = C_1 \cdot \bar{f}_l^{C_2} \cdot \bar{\varepsilon}_{j,u}^{C_3} \quad (19b)$$

dove: $C_1 = a/\varepsilon_{co}^b$; $C_2 = b$; $C_3 = 1-b$. Si evidenzia che l'Eq. (19b) è molto simile al modello definito dall'Eq. (13) sebbene produce un'evidente anomalia quando $\bar{f}_l = 0$.

Analogamente a quanto fatto per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo, i coefficienti C_1 dei quattro modelli deformativi selezionati sono stati calibrati mediante best-fit dei dati sperimentali: le relazioni ottenute sono state quindi confrontate con quelle proposte in letteratura.

Anche in questo caso, i parametri C_1 , C_2 e C_3 che minimizzano la differenza tra il valore sperimentale della deformazione ultima $\bar{\varepsilon}_{ccu}^{-exp}$ e quello teorico $\bar{\varepsilon}_{ccu}^{-th}$ sono stati calibrati impiegando gli indici di previsione del MAPE e MSE; questi, applicati ai modelli deformativi esaminati,

consentono di valutare i seguenti errori medi $(E_{rr})_m$:

$$(E_{rr})_m^{MSE} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i}{n}, \quad E_i = \frac{\bar{\varepsilon}_{cc,i}^{-exp} - \bar{\varepsilon}_{cc,i}^{-th}}{\bar{\varepsilon}_{cc,i}}^2 \quad (20)$$

$$(E_{rr})_m^{MAPE} = \frac{\sum_{i=1}^n |E_i|}{n}, \quad E_i = \frac{\bar{\varepsilon}_{cc,i}^{-exp} - \bar{\varepsilon}_{cc,i}^{-th}}{\bar{\varepsilon}_{cc,i}} \cdot 100 \quad (21)$$

dove n è il numero di set di dati estratti dal database [1].

I risultati delle analisi di best-fit ottenuti mediante il MAPE e l'MSE sono riportati in Tabella 3. In particolare, per ciascun modello deformativo selezionato sono riportati sia i valori dei coefficienti C_i trovati in letteratura con i rispettivi valori di $(E_{rr})_m$ e $CV(E_{rr})$ calcolati, sia i nuovi valori calibrati (riportati in grassetto) con i corrispondenti errori medi $(E_{rr})_m$ e coefficiente di variazione $CV(E_{rr})$ calcolati.

In Tabella 3: il modello 1a si riferisce alla relazione adottata dal DT200 [3], mentre il modello 1b è quello con i coefficienti ricalibrati mediante le analisi di best-fit; i modelli 2a' and 2a'' sono quelli proposti da Lam e Teng [12] e Teng et al. [13], rispettivamente, mentre i modelli 2b' e 2b'' sono quelli ricalibrati; il modello 3a si riferisce alla formulazione proposta da De Lorenzis e Tefers [14] mentre quello 3b si riferisce alla stessa formulazione ma con i parametri ricalibrati; il modello 4 infine, è quello ottenuto dalla (19b) dove i parametri C_i sono ottenuti dall'identificazione dei coefficienti a e b dell'Eq. (18).

L'analisi è stata dapprima condotta considerando tutti i set di dati sperimentali per i quali il valore di ε_{ccu} era noto ($n = 207$), e successivamente restringendo il campo di interesse alla sola classe LSC ($n = 130$). Inoltre, come fatto per la valutazione di f_{cc} , sono stati considerati i seguenti tre gruppi di set sperimentali: (a) set relativi ai soli provini confinati on CFRP ($n = 142$; $n = 88$); (b) set relativi ai soli provini confinati con GFRP ($n = 65$; $n = 42$); (c) tutti i set senza distinzione del tipo di fasciatura adottata ($n = 207$; $n = 130$).

Si evidenzia che al fine di calcolare i valori di $\bar{\varepsilon}_{cc,i}^{-th}$ nei differenti modelli, la deformazione ultima del jacket è stata stimata considerando i valori medi del coefficiente di efficienza k_{em} indicati in Tabella 1 ($\varepsilon_{j,u} = k_{em} \cdot \varepsilon_{f,u}$). Infine, come evidenziato in precedenza, i set di dati adottati per le analisi sono quelli per i quali i valori di \bar{f}_l , stimati considerando $k_{em} = 0.60$ in Eq. (2), risultano maggiori di 0.07.

Osservando i risultati riportati in Tabella 3, si possono trarre le seguenti considerazioni:

- a prescindere dal modello adottato, gli errori calcolati per la stima di $\bar{\varepsilon}_{ccu}$ sono considerevolmente più elevati di quelli ottenuti per la stima di \bar{f}_{cc} ; questa evidenza è giustificata anche dal fatto che il campo di variazione della deformazione ultima è di gran lunga più elevato rispetto agli incrementi di resistenza che ci si può attendere per un calcestruzzo confinato;
- la calibrazione dei coefficienti C_i è affetta dal tipo di indice di previsione adottato;
- a prescindere dall'uso del MAPE o MSE e trascurando l'influenza della resistenza f_{co} , gli errori dei modelli si incrementano in maniera significativa quando si includono nell'analisi i set di dati relativi all'uso dei sistemi in GFRP;
- confrontando ciascun modello (1a, 2a', 2a'' e 3a) con il corrispondente ricalibrato (1b, 2b', 2b'' e 3b) si osserva una

riduzione degli errori $(E_{rr})_m$ piuttosto rilevante, sebbene in alcuni casi tale riduzione è accompagnata da un incremento dei coefficienti di variazione $CV(E_{rr})$;

- il modello 4, fornisce valori $(E_{rr})_m$ che sono del tutto comparabili a quelli degli altri modelli.

I grafici riportati in Figura 4 mostrano un confronto ulteriore sull'efficienza di alcuni dei modelli deformativi calibrati mediante le analisi di best-fit, ossia i modelli $2b''$ e $3b$ che generalmente forniscono, tra tutte le formulazioni

considerate (Tab. 3), i valori più bassi di $(E_{rr})_m$ e $CV(E_{rr})$. In particolare, i valori sperimentali di deformazione ultima ε_{ccu}^{exp}

sono confrontati con quelli teorici ε_{ccu}^{th} .

La linea bisettrice a 45° corrisponde alla perfetta predizione del dato sperimentale; di conseguenza, i punti posizionati al di sotto di essa sono rappresentativi di stime conservative, mentre quelli ricadenti al di sopra sono indici di predizioni non conservative.

Tabella 3 - Risultati delle analisi di best-fit per la stima di $\bar{\varepsilon}_{ccu}$

	Set di dati	Modello	MSE											
			C_1	C_2	C_3	$(Err)_m$	$CV(Err)$	C_1	C_2	C_3	$(Err)_m$	$CV(Err)$		
Tutti i set di dati	CFRP $n = 142$ $k_{em} = 0.60$	1	<i>a</i>	7.50	0.50	–	15.00	1.83	7.50	0.50	–	37.73	0.83	
			<i>b</i>	13.48	0.60	–	9.08	1.88	14.28	0.89	–	36.10	0.94	
		2	<i>a'</i>	12.00	1.00	0.45	18.33	3.44	12.00	1.00	0.45	42.43	1.32	
			<i>b'</i>	17.26	1.00	0.01	12.20	2.11	14.80	1.00	0.09	36.44	0.99	
			<i>a''</i>	6.50	0.80	0.65	11.85	2.57	6.50	0.80	0.65	39.91	1.32	
			<i>b''</i>	10.09	0.59	0.19	8.91	1.86	10.58	0.85	0.19	36.02	0.99	
			3	<i>a</i>	26.20	0.80	-0.148	21.71	1.55	26.20	0.80	-0.148	43.87	0.43
				<i>b</i>	37.61	0.63	-0.12	8.80	1.91	49.38	0.90	-0.14	34.92	1.03
		4	–	7.55	0.49	0.51	9.73	1.90	11.55	0.71	0.29	35.96	1.12	
		GFRP $n = 65$ $k_{em} = 0.59$	1	<i>a</i>	7.50	0.50	–	36.45	1.93	7.50	0.50	–	50.98	0.78
				<i>b</i>	12.29	0.37	–	24.11	1.77	9.18	0.68	–	50.12	0.71
			2	<i>a'</i>	12.00	1.00	0.45	51.83	3.36	12.00	1.00	0.45	70.83	1.37
	<i>b'</i>			41.61	1.00	-0.40	35.23	1.87	9.24	1.00	0.23	51.34	0.80	
	<i>a''</i>			6.50	0.80	0.65	61.03	2.35	6.50	0.80	0.65	80.99	1.12	
	<i>b''</i>			41.35	0.31	-0.42	22.90	1.78	12.60	0.67	0.45	45.99	0.70	
	3			<i>a</i>	26.20	0.80	-0.148	46.12	1.75	26.20	0.80	-0.148	51.54	0.48
				<i>b</i>	5.79	0.28	0.11	23.87	1.70	65.12	0.80	-0.24	49.51	0.69
	4		–	4.33	0.33	0.67	33.27	1.84	4.25	0.52	0.48	50.33	0.65	
	TUTTI $n = 207$ $k_{em} = 0.60$		1	<i>a</i>	7.50	0.50	–	21.68	2.14	7.50	0.50	–	43.87	0.79
				<i>b</i>	13.00	0.52	–	14.36	2.16	12.24	0.82	–	42.51	0.81
			2	<i>a'</i>	12.00	1.00	0.45	29.30	3.94	12.00	1.00	0.45	51.73	1.43
		<i>b'</i>		19.41	1.00	-0.04	19.78	2.30	16.83	1.00	-0.03	41.37	0.91	
		<i>a''</i>		6.50	0.80	0.65	28.01	3.25	6.50	0.80	0.65	53.32	1.33	
		<i>b''</i>		11.15	0.46	0.04	14.63	2.15	9.66	0.68	0	39.95	0.80	
3		<i>a</i>		26.20	0.80	-0.148	29.27	1.85	26.20	0.80	-0.148	46.26	0.46	
		<i>b</i>		26.45	0.53	-0.08	14.15	2.20	35.90	0.79	-0.13	40.02	0.87	
4		–	6.71	0.46	0.54	17.38	2.49	8.65	0.66	0.34	42.42	0.91		
$f_{co} \leq 40$ MPa		CFRP $n = 88$ $k_{em} = 0.63$	1	<i>a</i>	7.50	0.50	–	15.05	1.71	7.50	0.50	–	33.68	0.66
				<i>b</i>	13.19	0.60	–	7.66	1.89	14.43	0.85	–	30.20	0.95
			2	<i>a'</i>	12.00	1.00	0.45	26.26	3.71	12.00	1.00	0.45	37.94	1.24
	<i>b'</i>			14.34	1.00	0.07	11.31	1.98	10.30	1.00	0.35	30.31	1.01	
	<i>a''</i>			6.50	0.80	0.65	12.82	3.40	6.50	0.80	0.65	32.02	1.16	
	<i>b''</i>			8.32	0.56	0.29	7.17	1.79	8.60	0.80	0.32	29.08	0.86	
	3			<i>a</i>	26.20	0.80	-0.148	21.02	1.40	26.20	0.80	-0.148	40.81	0.40
				<i>b</i>	20.97	0.58	-0.05	7.54	1.87	39.29	0.85	-0.12	29.48	0.96
	4		–	6.84	0.47	0.53	7.69	1.97	9.96	0.67	0.33	27.88	0.94	
	GFRP $n = 42$ $k_{em} = 0.68$		1	<i>a</i>	7.50	0.50	–	48.76	1.66	7.50	0.50	–	55.63	0.62
				<i>b</i>	11.48	0.25	–	30.62	1.47	7.71	0.57	–	55.27	0.56
			2	<i>a'</i>	12.00	1.00	0.45	100.94	3.30	12.00	1.00	0.45	91.25	1.52
		<i>b'</i>		46.49	1.00	-0.52	50.67	1.50	10.82	1.00	-0.23	56.01	0.43	
		<i>a''</i>		6.50	0.80	0.65	116.81	2.38	6.50	0.80	0.65	104.56	1.22	
		<i>b''</i>		44.27	0.25	-0.73	28.37	1.62	16.15	0.61	-0.41	49.84	0.61	
		3		<i>a</i>	26.20	0.80	-0.148	59.33	1.54	26.20	0.80	-0.148	55.92	0.44
				<i>b</i>	2.68	0.11	0.21	27.71	1.37	26.19	0.69	-0.14	55.64	0.57
		4	–	3.23	0.23	0.77	47.66	1.63	4.94	0.61	0.39	56.57	0.52	
		TUTTI $n = 130$ $k_{em} = 0.65$	1	<i>a</i>	7.50	0.50	–	25.94	2.05	7.50	0.50	–	40.70	0.70
				<i>b</i>	12.34	0.46	–	16.61	2.08	12.07	0.79	–	39.13	0.81
			2	<i>a'</i>	12.00	1.00	0.45	49.67	3.81	12.00	1.00	0.45	54.89	1.57
	<i>b'</i>			17.13	1.00	-0.04	24.80	2.13	14.78	1.00	0.04	40.41	0.95	
	<i>a''</i>			6.50	0.80	0.65	42.93	3.41	6.50	0.80	0.65	54.10	1.48	
	<i>b''</i>			9.77	0.41	0.01	16.77	2.10	9.75	0.68	-0.01	38.45	0.73	
3	<i>a</i>			26.20	0.80	-0.148	33.31	1.81	26.20	0.80	-0.148	45.22	0.45	
	<i>b</i>			10.85	0.40	0.02	16.54	2.077	8.52	0.67	0.06	38.61	0.84	
4	–		5.61	0.41	0.59	20.08	2.64	9.06	0.67	0.33	39.14	1.03		

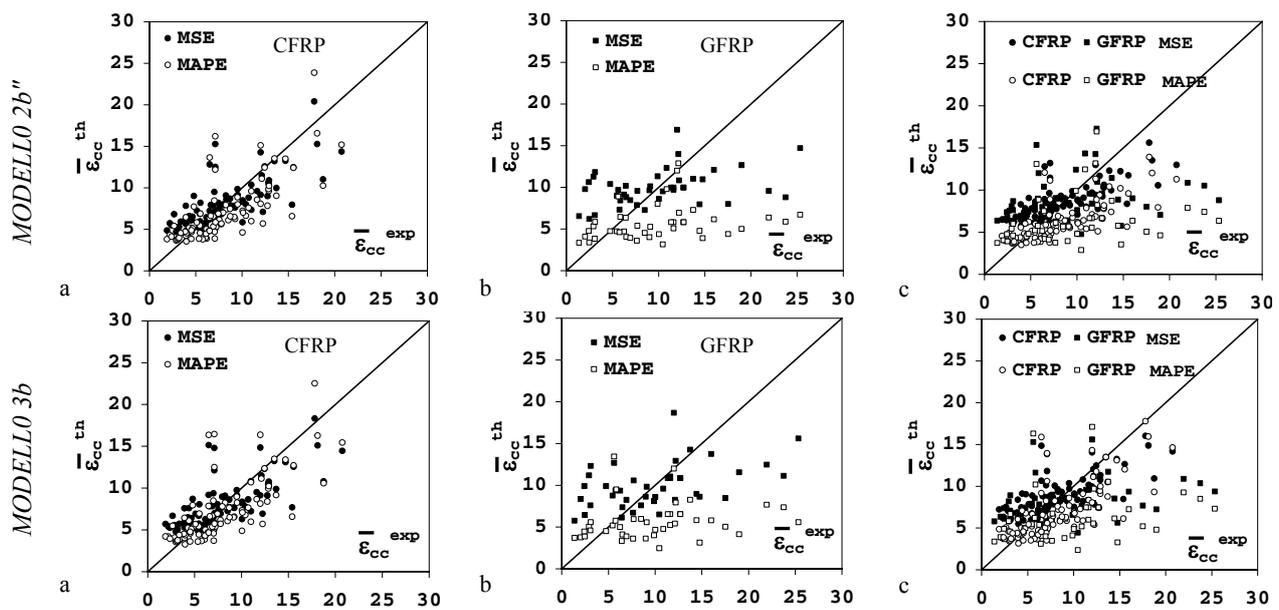


Figura 4. Confronti tra valori teorici (ε_{cc}^{th}) e valori sperimentali (ε_{cc}^{exp}) per: sistemi in CFRP (a); in GFRP (b) e qualsiasi tipo di fibra (c)

Si osserva che, soprattutto per i sistemi in GFRP, e prescindendo dal modello predittivo usato, le analisi di best-fit effettuate applicando il MAPE forniscono sempre stime più conservative rispetto a quelle ottenute con l'MSE. Come già notato da altri autori [12], i grafici relativi all'uso di soli tessuti in GFRP mostrano dispersioni notevoli intorno alla retta a 45°; ovviamente, tali dispersioni si riducono quando si aggiungono i set di dati per il carbonio.

4. CONCLUSIONI

In questa memoria sono state proposte nuove relazioni per la stima della resistenza a compressione e della deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP. Le relazioni sono state ottenute mediante procedure di best-fit di dati sperimentali raccolti in un ampio database recentemente pubblicato. Il confronto con alcune tra le più accreditate formulazioni presenti in letteratura ha consentito di verificare l'affidabilità delle leggi proposte, soprattutto quelle relative alla stima della resistenza a compressione di elementi in calcestruzzo confinati adoperando tessuti in fibra di carbonio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] REALFONZO, R., NAPOLI, A. (2011) – Concrete confined by FRP systems: Confinement efficiency and design strength models, *Composites: Part B*, V.42, 736-755.
- [2] LAM, L., TENG, J.G. (2004) – Ultimate Condition of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete. *J of Composites for Construction*, V.8, No. 6, 539-548.
- [3] CNR-DT200 – (2004), Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, *CNR-DT 200/2004*. Roma, Italia.
- [4] ACI 440.2R – (2008), Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, *American Concrete Inst.*, Farmington Hills, Mich.
- [5] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2003) – Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. *Fib Bulletin* No. 14, Technical Rep. Lausanne, Switzerland.

- [6] MANDAL, S., HOSKIN, A., FAM A. (2005) – Influence of Concrete Strength on Confinement Effectiveness of Fiber-Reinforced Polymer Circular Jackets. *ACI Struct J* V. 102, No.3, 383-392.
- [7] MATTHYS, S. (2000) – Structural Behaviour and Design of Concrete Members Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement. *Ph.D thesis*, Ghent University, 1-367.
- [8] CIUPALA, M.A, PILAKOUTAS, K., MORTAZAVI, A.A. (2007) – Effectiveness of FRP Composites in Confined Concrete. In: Proc. of FRPRCS-8 Int. Symposium, Patras, Greece, July:1-10.
- [9] MATTHYS, S., TOUTANJI, H., AUDENAERT, K., TAERWE, L. (2005) – Axial Load Behavior of Large-Scale Columns Confined with Fiber-Reinforced Polymer Composites. *ACI Structural J*; V.102, No.2, 258-267.
- [10] WU, Y.F, WANG, L.M. (2009) – Unified Strength Model for Square and Circular Concrete Columns Confined by External Jacket. *J Struct Eng*; V.135, No.3, 253-261.
- [11] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2001) – Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs. *Fib Bulletin* No. 35, Technical Rep. Lausanne.
- [12] LAM, L., TENG, J.G. (2003) – Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-confined concrete, *Constr Build Mater*; V.17, N. 6-7, 471-489.
- [13] TENG, J.G., JIANG, T., LAM, L., LUO, Y.Z. – (2009), Refinement of a Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete, *J. of Composites for Construction*, V.13, No.4, 269–278.
- [14] DE LORENZIS, L., TEPFERS, R. (2003) – Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with Fiber-Reinforced Polymer Composites, *J. of Comp. for Construction*, V.7, No.3, 219-237.
- [15] XIAO, Y., WU, H. – (2000), Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets, *J. of Materials in Civil Engineering*, V.12, No.2, 139-146.
- [16] FAELLA, C., REALFONZO, R., SALERNO, N. – (2004), FRP-confined concrete constitutive relationships, *The 2nd Int. Conf. on FRP Comp in Civil Eng.(CICE)*, Adelaide, Australia

STUDIO NUMERICO E SPERIMENTALE DEL PROCESSO DI PIEGATURA DI BARRE DI GRANDE DIAMETRO

Andrea Panteghini¹, Giovanni Metelli¹, Giovanni Plizzari¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente, Università degli Studi di Brescia

SOMMARIO

L'impiego di barre di grande diametro nella realizzazione di elementi in c.a. consente di ottenere significativi vantaggi economici, legati principalmente alla riduzione del numero armature impiegate, con il conseguente risparmio nelle operazioni di manodopera richieste per la posa delle stesse e nella fase di getto. Nella presente memoria si intendono presentare i risultati degli studi numerici e sperimentali per lo studio del danneggiamento della barre di grande diametro al variare del diametro del mandrino di piegatura. Le Norme Tecniche delle Costruzioni prescrivono un diametro minimo del mandrino di piegatura ($\phi_{m,min}$) pari a 10ϕ per armature con diametro superiore a 25mm. La necessità di dover seguire tali prescrizioni ha delle ricadute importanti nell'esecuzione dei nodi e dei dettagli costruttivi, il cui dimensionamento sarebbe governato dall'eccessivo ingombro delle barre piegate.

Nella memoria si presentano i risultati degli studi numerici e sperimentali sul comportamento della barre di grande diametro durante la piegatura con mandrini di diverso diametro. Barre da 40 mm e 50 mm sono state piegate a 90° con mandrini sempre più piccoli, fino ad un diametro pari a 4 volte il diametro della barra, molto inferiore ai limiti normativi, senza che si evidenziasse la nascita di cricche.

SUMMARY

The use of large diameter bars brings to technical and economical advantages because they can reduce the number of rebars in the structural member, allowing a reduction of the labour costs for placing the rebars. Furthermore, large diameter provides wider spacing between bars, thus allowing concrete to flow easily into spaces. The Italian Building Code requires a minimum mandrel diameter not lower of 10 times the rebar diameter, in order to avoid damage to reinforcement; this mandrel diameter significantly influences the reinforcement detailing in joints and anchorages. Reinforcement geometry would be easily managed by using smaller mandrel diameters.

In the paper, some experimental and numerical studies concerning the influences of the mandrel size on the large bar damage are presented. Rebars having a diameter of 40 and 50 mm are bent with a mandrel diameter up to 4 times the bar diameter, without observing cracks in the external fibers.

1. INTRODUZIONE

L'utilizzo di barre di grande diametro in strutture di cemento armato è ormai una realtà sia nel Nord America che in gran parte dell'Europa, per particolari applicazioni quali pile dei ponti, fondazioni, travi di grande luce ed elementi di controvento [1].

Nel settore delle costruzioni italiane le barre di grande diametro rappresentano invece una novità introdotta dapprima con il D.M. 14.09.2005 [2] che ne consentiva l'impiego fino ad un diametro massimo di 50 mm, limite successivamente ridotto a 40 mm con l'entrata in vigore delle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni [3]. Il loro impiego sta suscitando notevole interesse da parte del settore delle costruzioni in quanto consentono in molti casi di ottenere significativi vantaggi di natura economica. In particolare le barre di grande diametro possono risultare molto efficaci nel risolvere problematiche presenti in elementi strutturali caratterizzati da congestioni dovute all'elevato numero di armature, riducendone l'ingombro geometrico. I conseguenti vantaggi economici sono anche legati alla riduzione del numero di staffe, alla semplificazione nella realizzazione delle giunzioni

e all'aumento dell'altezza utile della trave (dovuto alla riduzione del numero di strati di barre necessari) che consente, a parità di carichi e di geometria dell'elemento, una riduzione del quantitativo di armatura impiegata. Tali vantaggi possono compensare anche gli inevitabili costi maggiori derivanti dall'ausilio di apparecchi di sollevamento per la posa e per il trasporto delle armature stesse.

In Figura 1 sono messe a confronto due soluzioni progettuali basate sull'utilizzo di barre con diametro di 26 mm e di 50 mm. Mentre nella prima soluzione è necessario impiegare ben 100 barre $\phi 26$ disposte su 7 file, nella seconda soluzione, a parità di momento resistente della sezione, sono sufficienti 20 barre $\phi 50$ disposte in gran parte su tre file e con un interfero pari a 85 mm. E' evidente che la soluzione con barre di grande diametro garantisce una riduzione dell'ingombro dell'armatura, un aumento dell'altezza utile della sezione e un maggior interfero che facilita le operazioni di getto del calcestruzzo. Ulteriori esempi sono riportati in un recente lavoro [4], insieme alle principali prescrizioni normative riguardanti l'impiego di barre di grande diametro.

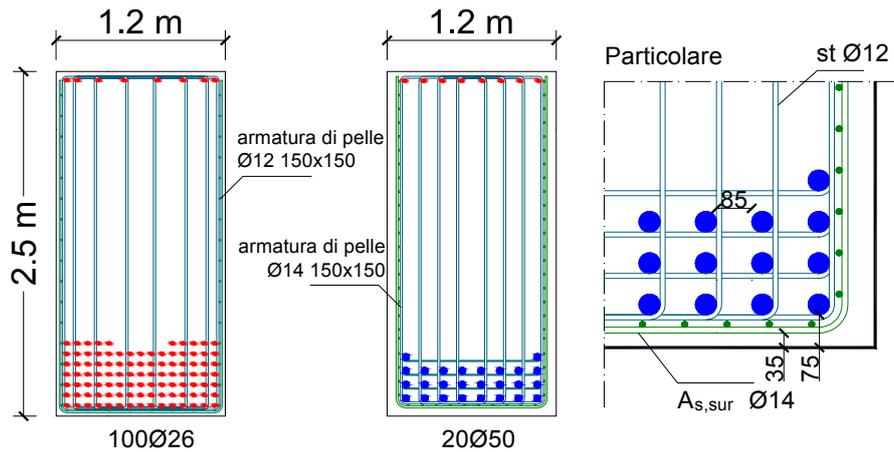


Figura 1. Confronto tra una trave realizzata con armature $\Phi 26$ e una con armature $\Phi 50$ mm [4].

L'utilizzo delle barre di grande diametro può tuttavia causare un'eccessiva fessurazione degli elementi strutturali, sia in termini di apertura delle fessure flessionali sia per la formazione di pericolose fessure da splitting che esporrebbero la barra agli agenti aggressivi lungo gran parte del suo sviluppo [5]. Il progetto della vita e dei costi di manutenzione dell'opera sono direttamente correlati al controllo dell'ampiezza delle fessure che potrebbero risultare inaccettabili se le barre di grande diametro fossero soggette a tensioni eccessive o se non fosse impiegata una adeguata armatura di pelle. Alcuni significativi risultati sperimentali [6] evidenziano l'efficacia del quantitativo minimo di armatura di pelle indicato dall'EC2 per il controllo dell'ampiezza delle fessure in esercizio delle travi con barre di grande diametro (Fig. 2). Inoltre tali prove mostrano come il comportamento flessionale delle travi armate con barre di grande diametro sia del tutto simile a quello di travi armate con barre ordinarie in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

Nel lavoro presentato in [4] sono pubblicati i risultati di una vasta campagna sperimentale riguardante il comportamento dell'aderenza tra le barre di grande diametro e il calcestruzzo. Sebbene il fenomeno dell'aderenza sia influenzato da fenomeni di scala (Fig. 3), i risultati dimostrano l'affidabilità dell'aderenza delle barre di grande diametro in termini sia di rigidità sia di resistenza [4, 6]. Lo sforzo massimo di aderenza è risultato superiore a 5 volte lo sforzo di aderenza di progetto (f_{bd}) previsto dalla normativa tecnica p per la verifica agli stati limite ultimi.

Le Norme Tecniche delle Costruzioni (par. 11.3.2.1) [3] prescrivono un diametro minimo del mandrino di piegatura ($\phi_{m,min}$) pari a 10ϕ per diametri superiori a 25mm, contro un valore di 7ϕ indicato dall'Eurocodice 2 (par. 8.3) [7] e di 8ϕ indicato dall'ACI (par. 7.2) [8] per diametri compresi fra 25mm e 43 mm. La necessità di dover seguire tali prescrizioni ha delle ricadute importanti nell'esecuzione dei nodi e dei dettagli costruttivi, il cui dimensionamento sarebbe governato dall'eccessivo ingombro delle barre piegate. I dettagli costruttivi risulterebbero meno complessi con l'utilizzo di mandrini di piegatura più piccoli, come è già previsto da autorevoli normative internazionali.

La presente memoria riporta i risultati degli studi numerici e sperimentali sul danneggiamento della barre di grande diametro al variare del diametro del mandrino di piegatura.

Le barre utilizzate sono micro-legate, caratterizzate quindi dall'assenza della dura e fragile cortecchia esterna martensitica, tipica della barre che hanno subito un trattamento termico in linea di tipo "tempcore".

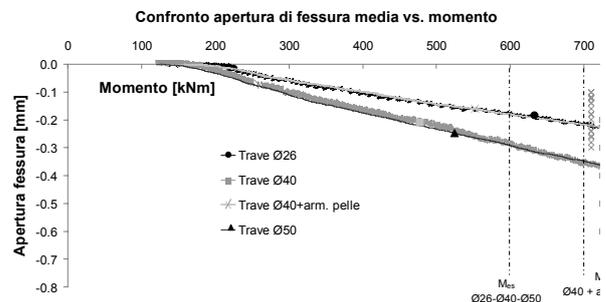


Figura 2: Andamento dell'apertura media di fessura in funzione del momento applicato [6]

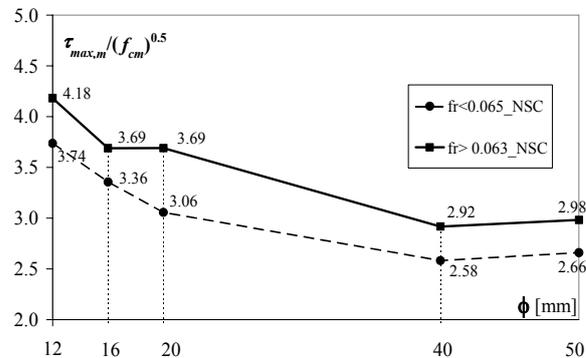


Figura 3. Sforzo di aderenza medio normalizzato ($\tau'_{max,m}$) al variare del diametro ϕ in calcestruzzi di normale resistenza NSC [4].

2. MODELLAZIONE NUMERICA DEL PROCESSO DI PIEGATURA DELLE BARRE DI ARMATURA

2.1 Obiettivi e metodologia di analisi

L'obiettivo principale dello studio numerico riguarda l'influenza del diametro di piegatura del mandrino sulle deformazioni nella barra piegata (con l'eventuale presenza di cricche), al fine di determinare il minimo rapporto fra diametro del mandrino e diametro della barra che consenta la piegatura, senza provocare la formazione di cricche nella zona tesa della barra piegata. I risultati ottenuti hanno poi consentito di fornire alcune utili indicazioni su un "modus operandi" che garantisce di minimizzare il danneggiamento della barra durante la piegatura.

I risultati numerici ottenuti per barre di grande diametro ($\Phi 40$ e $\Phi 50$) sono stati confrontati con quelli ottenuti per una barra convenzionale $\Phi 20$. Per ciascun diametro di barra,

sono stati considerati diversi diametri del mandrino di piegatura, compresi fra 4 Ø e 12 Ø. E' poi stata analizzata l'influenza della posizione iniziale del mandrino sulle caratteristiche finali della barra. In totale sono state effettuate 28 analisi numeriche.

Le simulazioni sono state effettuate utilizzando il metodo degli elementi finiti, in ambito non lineare sia per materiale che per geometria, considerando la presenza del contatto unilatero con attrito coulombiano fra mandrino e barra. Durante il processo di piegatura, il materiale è soggetto a grandi deformazioni plastiche (0.10-0.20) che possono portare alla formazione di cricche. La modellazione del comportamento meccanico del materiale (modellazione costitutiva) gioca un ruolo fondamentale nella simulazione di processi plastici [9; 10]. Per deformazioni così elevate, e in generale per lo studio di processi di metal forming, l'utilizzo di un modello costitutivo simmetrico a trazione e compressione, quale il modello di von Mises, non è consigliabile, in quanto:

- (i) non consente di cogliere differenze di comportamento meccanico a trazione-compressione che si manifestano nel materiale a deformazioni elevate (ad esempio il verificarsi del fenomeno della strizione a trazione),
- (ii) non tiene conto della possibilità che si possano formare cricche durante il processo, e
- (iii) non fornisce alcuna misura di danneggiamento del materiale [10].

Nelle analisi numeriche, il comportamento meccanico del materiale è stato modellato utilizzando il modello costitutivo di Gurson [11], di derivazione micro-meccanica, con comportamento non simmetrico a trazione e compressione per materiali duttili. Tale modello è in grado di cogliere la formazione di eventuali cricche o localizzazioni e di fornire una misura di danneggiamento del materiale durante il processo.

2.2 Modello costitutivo

In questa sezione è brevemente presentato un modello costitutivo per materiali duttili contenenti vuoti, adottato nelle simulazioni numeriche per descrivere il comportamento meccanico dell'acciaio. Il modello costitutivo è stato sviluppato da Gurson [11] sulla base di considerazioni micro-meccaniche: in particolare, la superficie di snervamento è stata ottenuta attraverso una soluzione upper-bound di analisi limite, in simmetria sferica, analizzando una singola cella composta da un vuoto sferico circondato da matrice con un comportamento del materiale di tipo elasto-plastico alla von Mises. La superficie di snervamento può essere descritta dalla seguente espressione matematica:

$$\Phi = \left(\frac{q}{\sigma_0} \right)^2 + 2q_1 f \cosh \left(-\frac{3}{2} \frac{q_2 p}{\sigma_0} \right) - (1 - q_3 f^2) = 0 \quad (1)$$

in cui σ_0 rappresenta lo sforzo di snervamento microscopico corrente della matrice, f è la porosità corrente, definita come rapporto fra volume dei vuoti e volume totale, q è lo sforzo equivalente secondo von Mises, e p è la pressione idrostatica. La porosità è una variabile di stato del materiale, ed è una quantità fondamentale, in quanto fornisce una "misura" del danneggiamento subito dal materiale durante il processo: in generale, i vuoti tendono a chiudersi per stati di sforzo assimilabili a compressione (con conseguente diminuzione della porosità), e tendono ad aprirsi e ad aumentare di numero (enucleazione), per stati di sforzo assimilabili a trazione.

I parametri q_1 , q_2 e q_3 sono stati introdotti da Tvergaard [12] al fine di correggere la risposta del modello di Gurson, rendendo i risultati concordi con quelli ottenuti dalla

simulazione numerica di materiali contenenti vuoti cilindrici distribuiti. La superficie di snervamento descritta dall'eq. (1) diviene coincidente con la superficie snervamento di von Mises per $f=0$. Per porosità maggiori di zero, a differenza di quanto avviene per von Mises, la risposta plastica del materiale dipende anche dalla pressione idrostatica (Fig. 4).

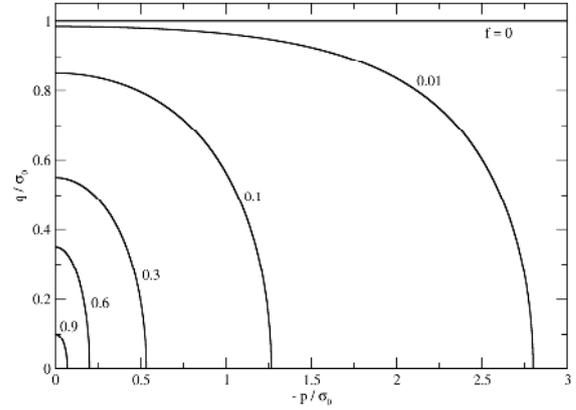


Figura 4 - Dipendenza della superficie di snervamento dalla pressione idrostatica

Nel modello di Gurson si assume che la deformazione plastica equivalente $d\bar{\epsilon}_p$ della matrice possa essere calcolata in funzione del lavoro plastico totale, cioè utilizzando l'equazione:

$$(1-f)\sigma_0 d\bar{\epsilon}_p = \sigma : d\epsilon_p \quad (2)$$

dove $\sigma \epsilon d\epsilon_p$ rappresentano rispettivamente i tensori di sforzo e di incremento di deformazione plastica.

L'evoluzione della porosità durante un incremento di deformazione è dovuta in parte al cambio di volume di vuoti esistenti, in parte alla nucleazione di nuovi vuoti a seguito di micro-rotture nella matrice o precipitazione di particelle. Si può quindi scrivere:

$$df = df_C + df_N \quad (3)$$

dove df_C è la quota parte di incremento di porosità dovuta al cambio di volume dei vuoti esistenti, e df_N è quella dovuta alla enucleazione di nuovi vuoti.

La matrice, come detto, è composta di materiale elasto-plastico alla Von Mises e soddisfa la condizione di incompressibilità. L'interazione fra matrice e vuoti, tuttavia, fa sì che la risposta macroscopica del materiale non soddisfi la condizione di conservazione del volume; cioè, il materiale, a scala macroscopica, può subire una deformazione volumetrica. L'incremento di porosità dovuto alla crescita dei vuoti esistenti è collegato al cambiamento del volume totale tramite seguente espressione:

$$df_C = (1-f)d\epsilon_p : \mathbf{I} \quad (4)$$

dove \mathbf{I} è il tensore identità del secondo ordine. La nucleazione di nuovi vuoti dipende invece della deformazione plastica equivalente della matrice [13] secondo la relazione:

$$df_N = A d\bar{\epsilon}_p \quad (5)$$

Come descritto in [14], il parametro A è definito in modo tale che l'incremento di porosità dovuto alla nucleazione possa essere definito da una distribuzione normale con valore medio $\hat{\epsilon}_N$ e deviazione standard \hat{s}_N :

$$A = \frac{\hat{f}_N}{\hat{s}_N \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{d\bar{\epsilon}_p - \hat{\epsilon}_N}{\hat{s}_N} \right)^2 \right] \quad (6)$$

dove f_N è la frazione volumetrica delle nuove particelle in nucleazione. Nel modello di Gurson si assume che la enucleazione possa avvenire solo per stati di sforzo “a prevalente trazione”, cioè caratterizzati da pressione idrostatica negativa.

Il modello costitutivo sopra descritto è stato integrato numericamente per stati piani di sforzo utilizzando il metodo backward Euler [15]. Il modello è stato implementato in una user subroutine FORTRAN del tipo UMAT all'interno del codice di calcolo ad elementi finiti ABAQUS [16].

Il modello costitutivo consente di considerare una legge di incrudimento isotropo del tipo:

$$\sigma_0 = \sigma_0(d\bar{\varepsilon}_p) \quad (7)$$

Nel caso di analisi non lineari per geometria, σ_0 rappresenta uno sforzo “vero”, riferito cioè alla geometria corrente, e $d\bar{\varepsilon}_p$ rappresenta invece una deformazione logaritmica (Figura 5).

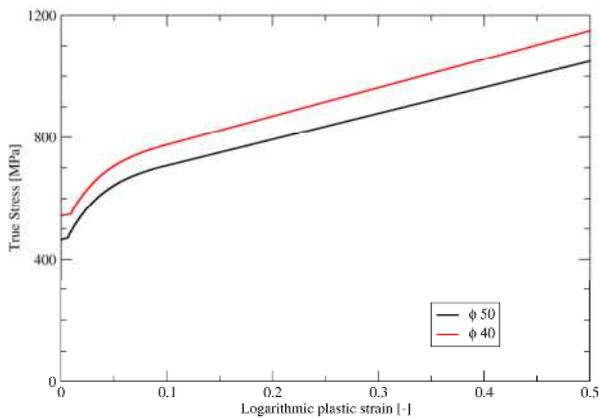


Figura 5.(a) - Curve uniassiali adottate nel modello costitutivo [17].

Al fine di calibrare il modello costitutivo usato nelle simulazioni numeriche, sono state effettuate prove standard di trazione su 6 provini a forma di osso di cane [17]. I risultati delle prove mostrano che il comportamento meccanico dei provini durante la prova di trazione è differente fra i provini ottenuti da barre $\phi 40$ (provini 1, 2, e 3) e $\phi 50$ (provini 4, 5, e 6): i primi sono risultati caratterizzati da valori di sforzo di snervamento e di sforzo massimo superiori ai secondi. In particolare, i valori minimi di sforzo di snervamento e di sforzo massimo ottenuti dalle prove sui provini $\phi 40$ sono pari rispettivamente a 532 MPa e 696 MPa. Quelli ottenuti dai provini $\phi 50$ sono invece rispettivamente pari a 465 MPa e 636 MPa. Il modulo elastico può essere stimato pari a 200.000 MPa.

Poiché le proprietà meccaniche sono risultate differenti in funzione del diametro della barra, si sono adottate due diverse calibrazioni per il modello costitutivo, sia per quanto riguarda la curva uniassiale che governa la risposta plastica della matrice del materiale poroso, sia per i parametri che controllano l'evoluzione della porosità.

I valori assunti per parametri di controllo del potenziale plastico q_1 , q_2 e q_3 sono valori standard di letteratura, e sono riportati in [4] e in [7]. In particolare, si è ipotizzato:

$$q_1 = 1.5, \quad q_2 = 1.0, \quad q_3 = q_1^2 = 2.25$$

I parametri di nucleazione di nuove particelle e la porosità iniziale f_0 del materiale controllano la risposta di una barra al necking durante una prova di trazione simulata (Fig. 6). Sono state quindi simulate alcune prove di trazione, in simmetria cilindrica, al fine di tarare questi parametri sulla

base delle curve sperimentali disponibili. Per le barre $\phi 20$ e $\phi 40$ si è adottato:

$$f_0 = 0.0005, \quad \hat{f}_N = 0.04, \quad \hat{\varepsilon}_N = 0.25, \quad \hat{s}_N = 0.125$$

per le barre $\phi 50$ si è adottato invece:

$$f_0 = 0.0005, \quad \hat{f}_N = 0.04, \quad \hat{\varepsilon}_N = 0.20, \quad \hat{s}_N = 0.125$$

Il modulo elastico e il coefficiente di Poisson sono stati assunti rispettivamente pari a 200.000 MPa e 0.25.

Nella Figura 6 sono riportati i confronti fra i risultati sperimentali e le curve ottenute numericamente simulando prove di trazione in simmetria cilindrica. Le analisi sono state effettuate con i parametri adottati per il modello, sia per le barre $\phi 40$ che $\phi 50$ [17]. I grafici mostrano che i risultati numerici sono in buon accordo con quelli sperimentali. Nello stesso grafico è inoltre riportato l'andamento della porosità in funzione della deformazione ottenuto dalle simulazioni numeriche, utile per comprendere il grado di danneggiamento a cui il materiale è sottoposto durante la trazione, e confrontarlo con quello ottenuto durante le simulazioni del processo di piegatura.

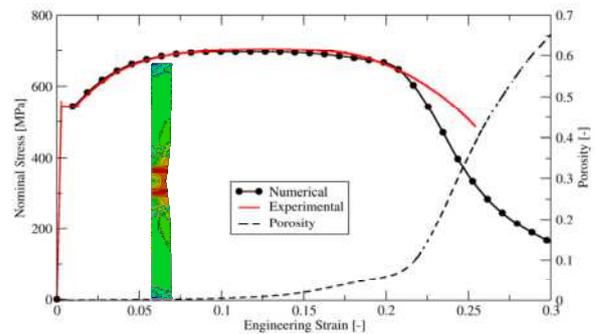


Figura 6.(a) - Confronto fra prove di trazione sperimentali e simulate per barre $\phi 40$ [17].

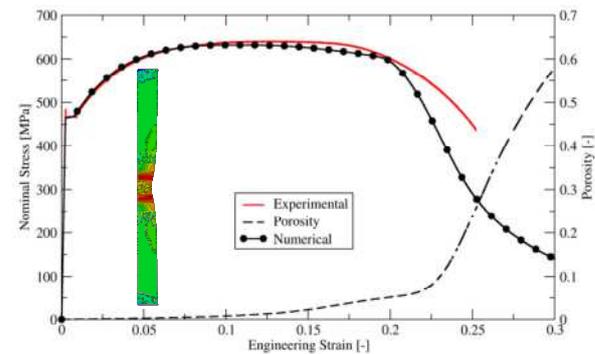


Figura 6.(b) - Confronto fra prove di trazione sperimentali e simulate per barre $\phi 50$ [17].

2.3 Descrizione della mesh

Il modello numerico adottato consente di simulare processi di piegatura di barre da armatura in acciaio di grande diametro, con tempi di elaborazione accettabili, per diversi diametri del mandrino di piegatura e della barra stessa, e per diverse posizioni iniziali del mandrino di piegatura. In tutte le simulazioni si è analizzata la piegatura di una barra a 90° . Il modello adottato, di tipo parametrico, è in stato piano di sforzo.

La geometria iniziale del modello è riportata in Figura 7 e rispecchia fedelmente la macchina di prova utilizzata nella fase sperimentale del lavoro (Fig. 13). Il modello numerico utilizzato è bidimensionale ed è basato su elementi finiti tipo plane stress, considerando spessori differenti a seconda della

posizione dei punti di gauss rispetto all'asse della barra, in modo tale da discretizzare correttamente la rigidità della barra durante la piegatura. La *mesh* è costituita da 1680 elementi finiti isoparametrici di tipo CPS4 (4 nodi, integrazione della matrice di rigidità e degli sforzi in 4 punti di gauss, funzioni di forma lineari, stato piano di sforzo). La scelta del tipo di elementi finiti è stata condotta con particolare cura, considerando sia la presenza delle forze di contatto, sia il rischio di problemi numerici legati a *locking* volumetrico [10], che potrebbe presentarsi con valori di porosità del materiale prossimi a zero. Sono state effettuate a tale scopo anche alcune analisi iniziali confrontando i risultati con quelli ottenuti utilizzando elementi con matrice di rigidità sottointegrata, ottenendo risultati praticamente coincidenti.

La *mesh* è stata generata dividendo la lunghezza della barra, pari a 20ϕ , in 80 parti uguali. La larghezza è invece stato suddivisa in 21 parti di dimensioni variabili, in modo simmetrico rispetto all'asse del filo. In particolare, partendo dalla superficie esterna ed arrivando fino all'asse, la suddivisione è stata così effettuata: 4 suddivisioni di larghezza pari a $1/40\phi$; 5 suddivisioni di larghezza pari a $1/20\phi$; 1 suddivisione di larghezza pari a $1/10\phi$ in prossimità del centro della barra. La suddivisione in parti di dimensione variabile si è resa necessaria per meglio approssimare la rigidità della sezione circolare della barra in direzione fuori piano: ad ogni suddivisione si sono infatti utilizzati elementi finiti di spessore fuori piano differente (Fig.7).

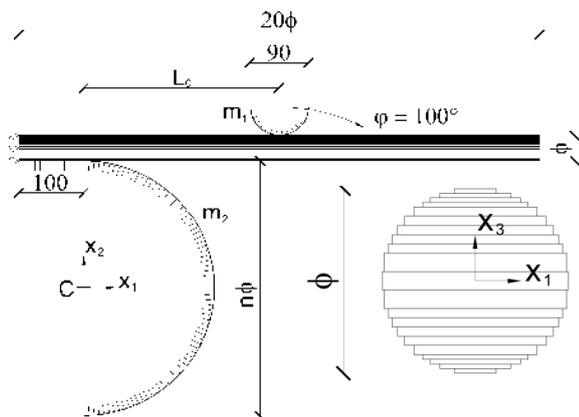


Figura 7 – Geometria del modello

Si assume che la porzione di barra analizzata sia incastrata all'estremità di sinistra a contatto con il mandrino. Fra le superfici esterne della barra e dei mandrini è stato definito un contatto unilatero, con attrito di tipo Coulombiano. Durante il processo di piegatura, il mandrino m_1 è libero di ruotare sulla barra. Per questa ragione, si è assunto un coefficiente di attrito μ di valore ridotto, pari a 0.01. Fra il mandrino m_2 e la barra si assume che il coefficiente di attrito μ sia pari a 0.5.

Al fine di semplificare l'analisi ed aumentare la velocità di convergenza dell'algoritmo di contatto, si assume che i mandrini m_1 e m_2 siano elementi infinitamente rigidi.

L'analisi è a spostamenti impressi. Considerando gli effetti dello scarico elastico, al mandrino m_1 è stata impressa una rotazione di 100° rispetto al centro C del mandrino fisso, m_2 . Durante l'analisi, il mandrino m_1 , in contatto con la superficie esterna della barra, esercita sulla stessa una forza, facendola deformare plasticamente e aderire al mandrino m_2 . Quando il mandrino m_1 ha raggiunto la sua posizione finale, si procede allo scarico, riportandolo in configurazione iniziale.

Sono state considerate sia barre di grande diametro ($\phi 40$ e $\phi 50$), sia barre di diametro convenzionale $\phi 20$. Per ciascun diametro di barra, sono stati considerati differenti diametri di mandrino m_2 , il cui diametro è definito moltiplicando il diametro della barra analizzata per un coefficiente n . In particolare, si sono considerati diametri di mandrino compresi fra 4ϕ e 12ϕ . In totale sono cioè state effettuate 28 analisi. La posizione iniziale del mandrino, L_0 , è stata rilevata sperimentalmente ed è riportata nella seguente tabella:

Tabella 1 - Posizione iniziale del mandrino adottata nelle analisi

$\phi 20$		$\phi 40$		$\phi 50$	
$\phi(m_2)$	L_0 [mm]	$\phi(m_2)$	L_0 [mm]	$\phi(m_2)$	L_0 [mm]
80	140.9	160	397.2	200	382.2
100	132.8	200	388.4	250	368.4
120	123.5	250	375.7	300	352.0
140	112.5	300	360.5	350	333.1
160	99.3	320	353.8	400	310.6
180	82.7	360	339.1	450	284.9
200	60.6	400	322.5	500	253.2
240	167.7	480	281.9	600	164.5

2.4 Principali risultati numerici

Lo scopo delle analisi numeriche è la stima del danneggiamento a cui la barra è sottoposta durante il processo di piegatura. Per questa ragione, i risultati di maggior interesse sono le misure della porosità del materiale posto in prossimità dell'estradosso della barra, dopo il processo di piegatura, in aggiunta all'influenza dei vari parametri del modello sulla porosità. La porosità costituisce una misura di danneggiamento del materiale durante il processo: essa è definita infatti come il rapporto fra il volume di vuoti (microcricche) presenti nel materiale e il volume totale. Per stimare il danneggiamento, è possibile confrontare il valore della porosità ottenuto dalle simulazioni del processo di piegatura con quello ottenuto dalle simulazioni di prove di trazione (Fig. 6).

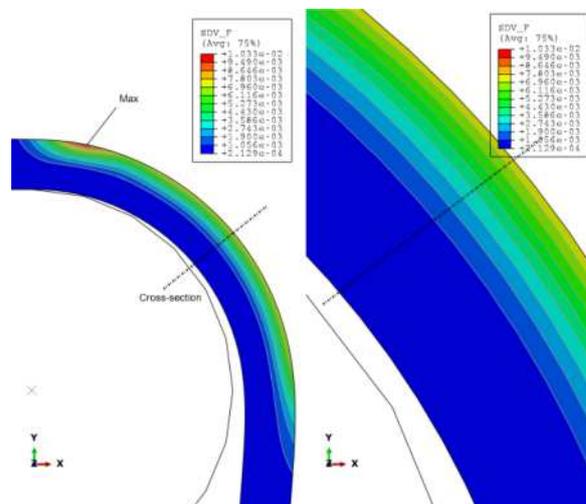


Figura 8 - Andamento della porosità dopo la piegatura.

La porosità è una quantità puntuale. In particolare, le analisi hanno mostrato che, per tutte le geometrie considerate, il valore massimo si presenta all'estradosso della barra, in prossimità della prima sezione trasversale interessata dal processo di piegatura (con riferimento alla Figura. 7, si tratta della sezione posta a $x_1 = 0$). Sulla restante regione di barra interessata dal processo di piegatura, la porosità presenta un andamento costante, tipico dei processi *steady-state* nelle varie sezioni trasversali, con un valore massimo all'estradosso della barra (Fig. 8), nel punto maggiormente

soggetto a sforzi di trazione. Tale valore di porosità, comunque importante, verrà indicato con il termine di porosità massima a regime f_{avg} (Fig. 10) La presenza di un valore “a regime”, all’incirca costante lungo l’estradosso della barra, indica che il danneggiamento non dipende dall’angolo di piegatura utilizzato.

I valori di porosità massima e “massima a regime”, così come precedentemente definiti, sono riportati rispettivamente nei grafici delle Figure 9-10, in funzione del rapporto n fra il diametro del mandrino m_2 e il diametro della barra.

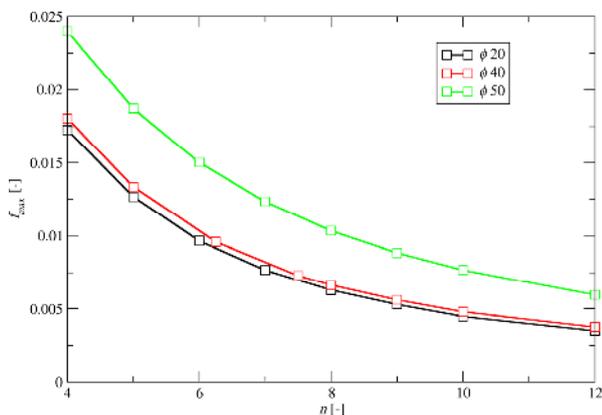


Figura 9 - Andamento della porosità massima dopo la piegatura, in funzione del diametro della barra e del rapporto fra diametro del mandrino e diametro della barra.

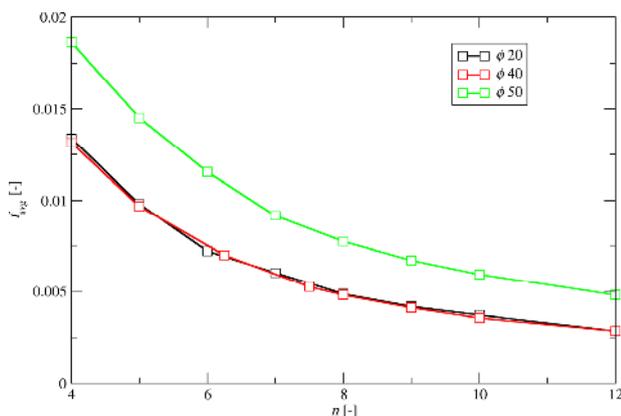


Figura 10 - Andamento della porosità massima a regime dopo la piegatura, in funzione del diametro della barra e del rapporto fra diametro del mandrino e diametro della barra.

Dall’analisi delle Figure 9-10 si evince che il comportamento delle barre $\phi 20$ e $\phi 40$ è molto simile. Le barre $\phi 50$ presentano invece valori di porosità più elevati. Ciò è dovuto alla diversa caratterizzazione meccanica del materiale di partenza, desumibile dalle prove di trazione riportate in [17]. Si nota inoltre che il valore a regime è sensibilmente inferiore al valore massimo. La conoscenza dell’esatta localizzazione del massimo valore di porosità può essere utilizzata al fine di ottimizzare il processo di piegatura: in generale, sarebbe auspicabile effettuare la piegatura bloccando nella piegatrice la parte di barra più corta, che risulta in generale la meno sollecitata in un ancoraggio.

In Figura 11 è riportato l’andamento della coppia massima sul mandrino ottenuta numericamente, in funzione del rapporto n fra diametro del mandrino e diametro della barra. Dall’analisi del grafico si evince che, fissato il diametro della barra, la coppia tende a decrescere all’aumentare di n .

La macchina utilizzata per la piegatura consente, fissato il diametro della barra e il diametro di piegatura, di utilizzare

diverse posizioni iniziali di mandrino m_1 . Si è quindi analizzata l’influenza della posizione iniziale L_0 del mandrino m_1 sulle principali variabili del processo.

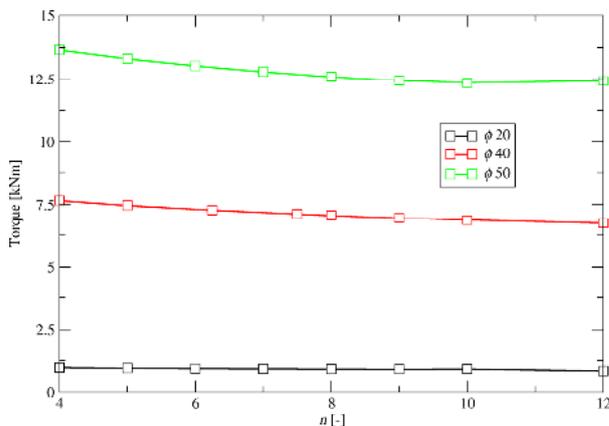


Figura 11 - Andamento della coppia massima durante la piegatura, in funzione del diametro della barra e del rapporto fra diametro del mandrino e diametro della barra.

A tale scopo, è stato analizzato numericamente il processo di piegatura di una barra di diametro $\phi 50$, piegata usando un mandrino m_2 di diametro pari a 200mm, al variare di L_0 . I principali risultati sono riportati in Figura 12. Le analisi hanno mostrato che, per posizioni iniziali L_0 maggiori di $2-3\phi$, la barra, durante il processo di piegatura, ha un comportamento “a mensola”. Per valori inferiori, la pressione di contatto fra il mandrino m_1 e la barra interagisce con lo stato di sforzo prevalentemente uniassiale dovuto alla piegatura, generando uno stato di sforzo pluriassiale. Questo fenomeno causa, fra l’altro, un forte aumento della coppia necessaria al processo di piegatura. Si consiglia quindi, al fine di minimizzare sia la coppia di piegatura che la porosità media a regime, di adottare una distanza iniziale del mandrino pari ad almeno 4ϕ .

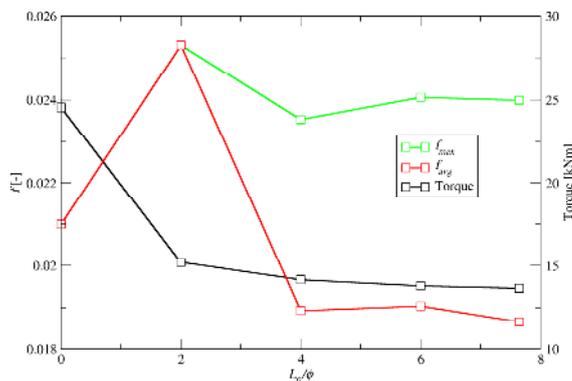


Figura 12 - Andamento dei principali risultati ottenuti dalla simulazione del processo di piegatura di una barra $\phi 50$ adottando un diametro di piegatura $\phi 200$, al variare della posizione iniziale L_0 del mandrino

3. PROVE DI PIEGATURA

Sono state eseguite anche numerose prove di piegatura su barre di grande diametro ($\phi 40$ e $\phi 50$), aventi le stesse caratteristiche meccaniche dei campioni testati con prove monoassiali per la calibrazione del modello numerico. La macchina di piegatura è rappresentata in Figura 13 ed è caratterizzata da un elemento di contrasto, da un mandrino centrale fisso attorno al quale ruota un rullo rotante di diametro inferiore che permette la piegatura della barra. Durante il processo di piega le barre sono state disposte con le nervature giacenti nel piano di piegatura. Nei grafici delle

Figure 14-15 sono rappresentate le deformazioni medie, calcolate con una base di misura pari a 20 mm lungo le fibre tese esterne al variare del rapporto n tra il diametro del mandrino e il diametro della barra ($n=4\div 10$). La deformazione massima misurata della barra varia da 23% per un diametro del mandrino pari a 4ϕ a un valore pari a 11% per un mandrino di diametro pari al limite inferiore normativo di 10ϕ . Un'analisi della barra dopo il processo di piega effettuata con i liquidi penetranti non ha evidenziato la nascita di cricche in nessuna barra. I valori di deformazione misurati sono del tutto confrontabili con i valori attesi sulla base di semplici considerazioni di carattere geometrico e con i valori ottenuti dalle analisi numeriche.



Figura 13 – Barra inserita nella macchina piegatrice.

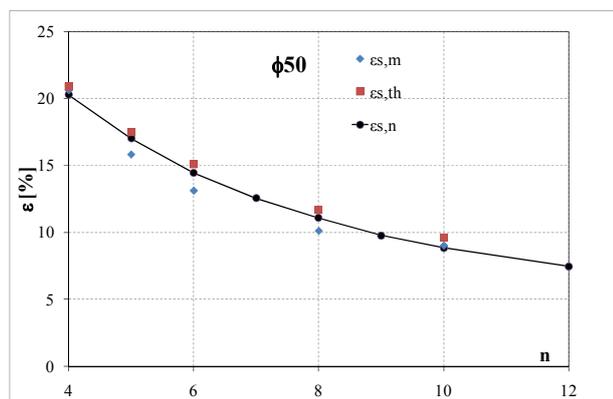


Figura 14 – Deformazioni delle barre $\phi 50$ al variare del rapporto n tra il diametro del mandrino e il diametro della barra

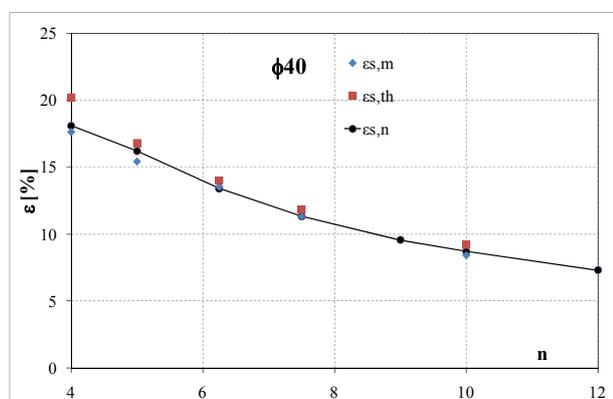


Figura 15 – Deformazioni delle barre $\phi 40$ al variare del rapporto n tra il diametro del mandrino e il diametro della barra

4. CONCLUSIONI

In questo lavoro sono riportati i principali risultati numerici e sperimentali relativi a simulazione di processi di piegatura di barre $\phi 20$, $\phi 40$ e $\phi 50$. Le barre utilizzate erano micro-legate, caratterizzate quindi dall'assenza della dura e fragile cortecchia esterna martensitica, tipica della barre che hanno subito un trattamento termico in linea di tipo "tempcore".

I risultati sperimentali non evidenziano la formazione di cricche nella barra micro legata, anche per diametri del mandrino inferiori ai limiti normativi.

Inoltre dalle analisi numeriche si può osservare che:

- I valori di deformazione ottenuti lungo le fibre esterne sono del tutto confrontabili con i valori ottenuti dalla campagna sperimentale
- il punto di massimo danneggiamento del materiale è situato all'estradosso della barra, nella prima sezione trasversale interessata dal processo di piegatura;
- la piegatura è un processo steady-state e il danneggiamento non dipende dall'angolo di piegatura adottato;
- considerando la localizzazione del punto di massimo danneggiamento, è consigliabile bloccare nella piegatrice la parte di barra più corta, al fine di ridurre gli effetti del danneggiamento sul funzionamento della barra;
- è consigliabile porre il mandrino di piegatura a una distanza maggiore o uguale di 4ϕ , in modo tale da ridurre la coppia necessaria alla piegatura e la porosità massima in esercizio;
- le barre $\phi 20$ e $\phi 40$, caratterizzate dallo stesso materiale, hanno mostrato un comportamento sostanzialmente identico durante il processo di piegatura;
- i valori di porosità ottenuti per le barre $\phi 50$, in generale, sono risultati superiori a quelli ottenuti per le barre $\phi 40$ e $\phi 20$. Ciò è dovuto al diverso comportamento meccanico del materiale iniziale.

La maggior duttilità della parte esterna delle barre micro legate può quindi consentire per la piegatura l'impiego di un mandrino con diametro inferiore a 10ϕ senza generare danneggiamenti nelle fibre esterne della barra piegata.

BIBLIOGRAFIA

- [01] G. METELLI, G. PLIZZARI. Impiego di barre di grande diametro nelle strutture in calcestruzzo armato, *Atti del 16° Convegno CTE*, Parma, 2006, pp. 385-396.
- [02] D.M. 14.09.2005, Norme tecniche per le costruzioni.
- [03] D.M. 14.01.2008, Norme tecniche per le costruzioni, G.U. n. 30 del 04-02-2008.
- [04] G. METELLI, G. PLIZZARI. La progettazione di strutture in cemento armato mediate l'impiego di barre di grande diametro". *Atti del convegno GIORNATE A.I.C.A.P.*, Pisa, 14-16 maggio 2009, pp.257-264.
- [05] GIURIANI E. AND PLIZZARI G.A. (1998). Interrelation of splitting and flexural cracks in R.C. beams. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124, No.9, pp.1032-1040.
- [06] G. METELLI, L. COMINOLI, G. PLIZZARI, (2006). Studio sperimentale sul comportamento di travi armate con barre di grande diametro, *Atti del 16° Convegno CTE*, Parma, pp. 385-396.
- [07] EUROCODE 2 (2005) Design of concrete structures - Part 1-1: General Rules, and Rules for Buildings, EN 1992-1-1:2004, *European Committee for Standardization*.
- [08] ACI 318M-08 (2007). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *American*

Concrete Institute, Farmington Hills, Deemed to satisfy ISO 19338.

- [09] A. PANTEGHINI, (2008). Numerical simulations of multipass wire drawing processes. *Starrylink Editore*, Brescia.
- [10] A. PANTEGHINI, F. GENNA, (2010). Effects of the strain hardening law in the numerical simulation of wire drawing processes. *Computational Material Science*, 49(2), 236-242.
- [11] A.L. GURSON, (1977). Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth: Part I – Yield criteria and flow rules for porous ductile media. *Journal of Engineering Materials and Technology-Transactions of the ASME* 99(1), pp. 2-15.
- [12] V. TVERGAARD (1981). Influence of voids on shear band instabilities under plane strain conditions. *International Journal of Fracture*, 17, pp. 389-407.
- [13] A. NEEDLEMAN, J.R. RICE, (1978). Limits to ductility set by plastic flow localization. In D. P. Koistinen et al. (eds), *Mechanics of Sheet Metal Forming*, Plenum Press, New York.
- [14] C.C. CHU, A. NEEDLEMAN, (1980). Void nucleation effects in biaxially stretched sheets. *Journal of Engineering Materials and Technology*, 102, pp. 249-256.
- [15] N. ARAVAS, (1987). On the numerical integration of a class of pressure-dependent plasticity models.

International Journal for Numerical Methods in Engineering, 24, pp. 1395-1416.

- [16] ABAQUS User's Manual. Version 6.10. Simulia Inc.
- [17] METELLI G., COMINOLI L., PANTEGHINI A., PLIZZARI G., (2010). Studio numerico e sperimentale sull'impiego di barre nervate di grande diametro in strutture in cemento armato. *Technical Report no. 11*, dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente, Università degli Studi di Brescia.

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata finanziata dalla società Leali S.p.A (Odolo, Brescia, Italia) attraverso il consorzio CIS-E; un ringraziamento particolare è rivolto al Dott. Pierluigi Leali e agli ing. Giancarlo Braga e ing. Andrea Brunori per il loro supporto.

Si ringraziano inoltre il dott. Marco Ferliga per la collaborazione nell'esecuzione delle prove sperimentali.

CONTATTI CON GLI AUTORI

Andrea Panteghini andrea.panteghini@ing.unibs.it
Giovanni Metelli gmetelli@ing.unibs.it
Giovanni Plizzari plizzari@ing.unibs.it

L'IMPIEGO DI CALCESTRUZZI A RITIRO COMPENSATO PER LA REALIZZAZIONE DI STRUTTURE IN C.A. PRIVE DI GIUNTI E AD ELEVATA DURABILITÀ

Roberto Troli¹, Stefano Maringoni², Luca Castellani²

1 Enco, Engineering Concrete, Ponzano Veneto, (TV), info@encosrl.it

2 Tecnochem Italiana Spa, Barzana, (BG), info@tecnochem.it

SOMMARIO

L'impiego di calcestruzzi a ritiro compensato è, probabilmente, il metodo più efficace per eliminare o, almeno, minimizzare la formazione di fessure dovute al ritiro igrometrico nelle strutture in cemento armato. Questa tecnica si basa su un'espansione volumetrica che viene indotta nel calcestruzzo, mediante una reazione chimica tra un agente espansivo e l'acqua.

La tecnica più utilizzata, soprattutto negli Stati Uniti, per la messa a punto di calcestruzzi a ritiro compensato consiste nell'impiego di speciali cementi espansivi in luogo del normale cemento Portland.

In alcuni paesi, come l'Italia e il Giappone, si è diffusa una tecnica di produzione di calcestruzzi a ritiro compensato non basata sull'impiego di cementi speciali espansivi ma di agenti espansivi a base di ossido di calcio e/o magnesio in aggiunta ad un cemento Portland ordinario.

Questa tecnica presenta diversi vantaggi di ordine economico e pratico rispetto a quella basata sull'impiego di cementi espansivi.

Recentemente si è trovato che l'aggiunta di un additivo riduttore di ritiro (SRA) migliora il comportamento espansivo dei calcestruzzi a ritiro compensato a base di ossido di calcio soprattutto in assenza di un'adeguata maturazione umida del manufatto.

Nel presente lavoro viene illustrata un *case history* riguardante la realizzazione della platea di fondazione di un parcheggio di due piani a Como con superficie superiore adibita direttamente a pavimento. In questo caso, l'impiego di un particolare calcestruzzo a ritiro compensato ha consentito la realizzazione, in assenza di stagionatura umida, della platea/pavimento come una piastra monolitica, priva di giunti avente superficie complessiva di 11.000 m². Per questo calcestruzzo, oltre all'agente espansivo a base di CaO, è stato impiegato un additivo ibrido (PA/SRA) contenente nella sua molecola sia un gruppo poliacrilico (PA), capace di ridurre l'acqua di impasto, sia un gruppo chimico a base di polietilenglicole che agisce da SRA.

SUMMARY

The use of shrinkage-compensating concrete is probably the most effective way to reduce or avoid the crack formation caused by the restrained drying shrinkage through a chemical reaction between an expansive agent and water. The most used technique specially in USA is based on the use of an expansive cement instead of an ordinary Portland cement. In other countries such as Italy or Japan the most frequent technique consists in using a lime- or magnesia-based expansive agent in addition to a concrete mixture containing Portland cement. This technique appears to be more advantageous from an economical and practical point of view with respect to that based on the use of the expansive cement.

Recently the use of the admixture SRA has been found to improve the behaviour of a lime-based expansive agent specially in the absence of an adequate wet curing.

In the present work a case history is illustrated which concerns a wide monolithic ground slab of a two-floor car parking in Como carried out in the absence of wet curing without any joint for a total surface of 11,000 m². A special superplasticized shrinkage-compensating concrete has been used containing a CaO-based expansive agent and a hybrid admixture (PA/SRA) containing in its molecular structure both the PA water-reducer and the poly-ethylene-glycol based SRA.

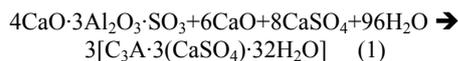
1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo a ritiro compensato può essere vantaggiosamente utilizzato per costruire strutture in C.A. senza giunti di contrazione purché una adeguata stagionatura umida sia messa in atto subito dopo la rimozione dei casseri. In particolare si possono realizzare estensioni fino a 900 o 600 m² senza giunti di costruzione per pavimenti rispettivamente al coperto o all'aria aperta [1]. Questa tecnica è basata sul contrasto all'espansione che si verifica attraverso una reazione tra un prodotto chimico, chiamato agente espansivo, e l'acqua di impasto del calcestruzzo. A causa del contrasto provocato

con le armature metalliche l'espansione si tramuta in uno stato di co-azione che si manifesta in forma di auto-compressione del calcestruzzo e di trazione nei ferri di armatura. Nel tempo, a partire dal termine della stagionatura umida, parte della precompressione è gradualmente persa in conseguenza del ritiro igrometrico; tuttavia l'effetto positivo, consistente nell'assenza di fessure indotte dal ritiro, è comunque conseguito purché permanga uno stato di tensione nel calcestruzzo inferiore a quello che provoca la sua rottura a trazione.

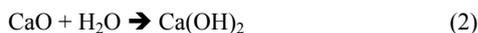
In assenza di un'adeguata stagionatura umida, l'espansione non avviene, o avviene solo in parte, e allora questa tecnica non risolve il problema di eliminare i giunti di contrazione perché non si instaura nel calcestruzzo un adeguato stato di auto-compressione.

A seconda del tipo di agente espansivo la durata della stagionatura umida deve essere prolungata da 2 a 7 giorni dal getto del calcestruzzo. Per esempio quando si impiega come agente espansivo il solfo-alluminato di calcio $4CaO \cdot 3Al_2O_3 \cdot SO_3$ noto anche come *CSA*, questo reagisce con la calce (*CaO*), l'anidrite ($CaSO_4$) e l'acqua per formare ettringite secondo la reazione (1) che avviene con aumento di volume:



Questa reazione richiede circa 7 giorni per essere completata e questo implica che è necessario adottare una stagionatura umida continua per almeno una settimana al fine di far sviluppare tutta la potenziale espansione dal processo.

Calcestruzzi con altri agenti espansivi, quali quelli basati sul *CaO* possono espandere a causa dell'idratazione della calce e richiedono 1-2 giorni per il completamento di questa reazione e del corrispondente processo espansivo:



La calce richiesta per questo processo deve essere "cotta a morte", cioè molto meno porosa della calce impiegata per intonaci per evitare che la reazione di idratazione sia troppo rapida ed il processo espansivo si esaurisca quando il calcestruzzo è ancora plastico e quindi senza alcuna adesione ai ferri di armatura per creare la necessaria auto-compressione che si realizza solo in un calcestruzzo indurito [2]. Si richiedono tempi di stagionatura umida di circa 1-2 giorni a seconda della temperatura di cottura della calce e della sua dimensione granulometrica: la calce cotta a temperature più alte (per esempio a 1000 °C) e macinata con granuli più grossi (per esempio 100 μm) richiede una stagionatura umida più lunga (fino a 2 giorni).

Le curve continue nella Fig. 1 mostrano schematicamente l'espansione contrastata determinata secondo il metodo UNI 8148-metodo A basato sulla variazione di lunghezza di provini sformabili dopo la presa (a 6-8 ore) e quindi permanentemente immersi sotto acqua: l'espansione misurata rispetto alla lunghezza dei provini appena sformati, si completa in meno di 2 giorni nel calcestruzzo con agente espansivo a base di *CaO*, e in circa 7 giorni nel calcestruzzo contenente *CSA* come agente espansivo. Tuttavia questo metodo, basato sulla permanente immersione in acqua di calcestruzzo subito dopo la presa è irrealistico se si pensa alle condizioni pratiche di maturazione delle strutture in C.A. Se si limita la bagnatura a due giorni (come è indicato dalle curve tratteggiate della Fig.1) sono sufficienti 5 giorni di esposizione all'aria per cancellare tutta l'espansione del calcestruzzo con *CSA*; anche nel calcestruzzo con *CaO* l'espansione è del tutto annullata nel giro di una settimana. Per questa ragione finora la tecnica di realizzare pavimenti industriali senza giunti di contrazione ha trovato scarse applicazioni.

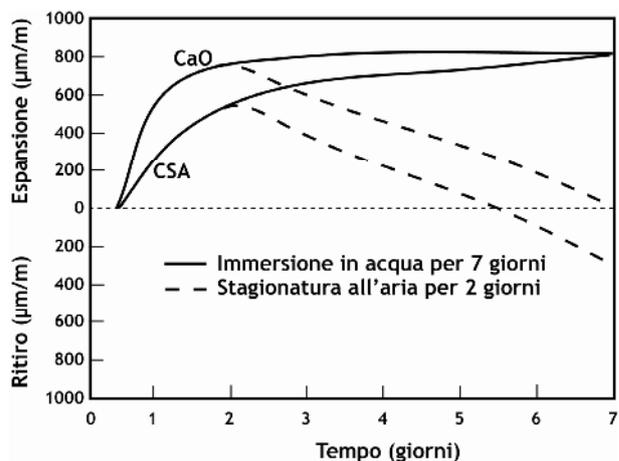


Figura 1 – Variazione di lunghezza in calcestruzzi armati contenenti come agenti espansivi *CaO* o *CSA*; le curve tratteggiate si riferiscono a stagionature con UR di 65 % dopo l'immersione in acqua durante i primi 2 giorni

Recentemente è stata scoperta [3] che un'applicazione combinata di additivo SRA con un agente espansivo a base di calce produce un vantaggiosissimo effetto sinergico: questo consiste nel provocare un'espansione della calce contrastata dalla presenza di armature metalliche anche in assenza di qualsiasi stagionatura umida come è mostrato dall'andamento delle curve in Fig. 2. I risultati qui mostrati sono stati ottenuti misurando l'allungamento di travetti in C.A. in accordo al metodo UNI 8148-Metodo B, secondo il quale i provini appena sformati dopo la presa sono protetti da un telo impermeabile per 1 giorno e quindi lasciati all'aria insatura di vapore con umidità relativa del 60 %.

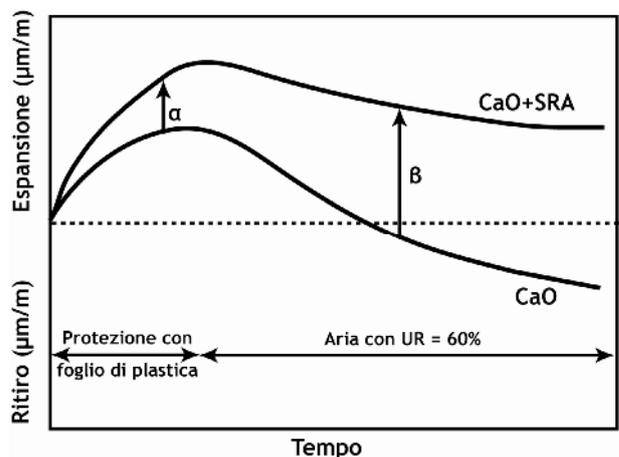


Figura 2 – Rappresentazione schematica dell'influenza dell'SRA sulla variazione di lunghezza di un Calcestruzzo a ritiro compensato

I risultati della Fig. 2 mostrano due effetti (α e β) dell'SRA sul calcestruzzo a ritiro compensato uno dei quali (β) prevedibile e l'altro (α) inatteso e che pertanto rende ancor più vantaggioso il connubio SRA + *CaO*. L'effetto β consiste nella prevista riduzione del ritiro del calcestruzzo quando si trova all'aria insatura di vapore subito dopo la rimozione del telo protettivo che simula la rimozione della cassaforma. L'effetto α consiste nell'aumento di espansione provocata dall'idratazione della calce secondo il processo (2) quando il calcestruzzo si trova protetto dall'asciugamento dalla presenza del cassero o di un telo di plastica steso sulla superficie di un pavimento industriale subito dopo l'applicazione dello spolvero indurente. L'effetto α è stato confermato da Maltese ed altri [4] i quali hanno trovato che l'impiego di agenti

espansivi a base di CaO , utilizzato congiuntamente con l'additivo SRA, consente di ottenere malte meno vulnerabili dall'asciugamento all'aria.

2. SCOPO DELLA RICERCA

Lo scopo della ricerca è stato finalizzato all'uso congiunto di un agente espansivo a base di CaO con un particolare additivo ibrido (PA/SRA) che conteneva nella sua struttura molecolare sia un componente di polimero acrilico (PA) capace di ridurre l'acqua di impasto, sia un componente a base di poli-etilen-glicole che agisce da SRA con i suoi potenziali effetti a e b nei confronti dell'espansione del CaO .

3. PARTE SPERIMENTALE: MATERIALI E METODI

3.1 Materiali

La Tabella 1 mostra la composizione di cinque calcestruzzi tutti alla stessa consistenza superfluida S5 (slump = 230 ± 10 mm), con lo stesso rapporto acqua/cemento (a/c) di 0,62 e la stessa resistenza a compressione di circa 30 MPa a 28 giorni.

Tabella 1 – Composizione di miscele di calcestruzzo tutte a consistenza superfluida con slump= 230 ± 10 mm

COMPOSIZIONE (kg/m ³)	ClS CONTROL	ClS PA	ClS SRA	ClS PA/SRA	ClS PA/SRA+CaO
CEM II A-V 42.5 N*	348	290	340	280	285
Acqua	215	180	210	174	176
Sabbia (0-5 mm)	900	972	905	975	960
Ghiaia (5-25 mm)	765	934	870	937	925
PA	----	3.0	----	----	----
SRA	----	----	4.0	----	----
PA-SRA	----	----	----	7.0	7.0
CaO	----	----	----	----	25.0
a/c	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62
i/c	5.1	6.6	5.2	6.8	6.6

* Cemento di miscela con 15 % di cenere volante

Come cemento è stato utilizzato un cemento di miscela alla cenere volante tipo CEM II A/V 42.5 N. Gli inerti naturali contenevano una sabbia di 0-5 mm e una ghiaia di 5-25 mm. Gli additivi e l'agente espansivo sono stati scelti tra quelli prodotti da Tecnochem.

Il calcestruzzo di riferimento indicato con "Control" non contiene alcun additivo né l'agente espansivo ed è caratterizzato da un rapporto inerte/cemento (i/c) di 5,1.

Il calcestruzzo indicato con "PA" contiene 3 kg/m³ di additivo superfluidificante acrilico capace di ridurre sia l'acqua di impasto sia il dosaggio di cemento in modo che rimangano eguali il rapporto a/c e la lavorabilità; la diminuzione del volume di acqua e di cemento rispetto al calcestruzzo di riferimento Control viene compensata da un pari incremento di volume dell'inerte cosicché il rapporto inerte/cemento (i/c) passa da 5,1 a 6,6 con beneficio per la riduzione del ritiro igrometrico.

Nel calcestruzzo indicato con "SRA" è presente l'additivo a base di glicole etilenico nella misura di 4 kg/m³ capace di ridurre la tensione superficiale dell'acqua contenuta nei pori capillari [5] e conseguentemente di far diminuire, a parità di rapporto a/c e di slump, il ritiro igrometrico rispetto al calcestruzzo di riferimento Control.

Nel quarto calcestruzzo indicato con PA/SRA è presente uno speciale superfluidificante ibrido mostrato in Fig. 3 (in misura di 7 kg/m³) perché contiene sia il gruppo PA capace sia di incrementare il rapporto i/c fino a 6,8 (grazie alla contemporanea diminuzione dell'acqua e del cemento accompagnata dall'aumento di inerte), sia il gruppo SRA

capace di ridurre la tensione superficiale dell'acqua con conseguente diminuzione del ritiro igrometrico; in altre parole nel calcestruzzo PA/SRA c'è un solo additivo capace di agire sulla riduzione del ritiro igrometrico su due fronti: aumentare il rapporto i/c e diminuire la tensione superficiale dell'acqua rispetto al calcestruzzo di riferimento Control a parità di rapporto a/c e di lavorabilità del calcestruzzo fresco.

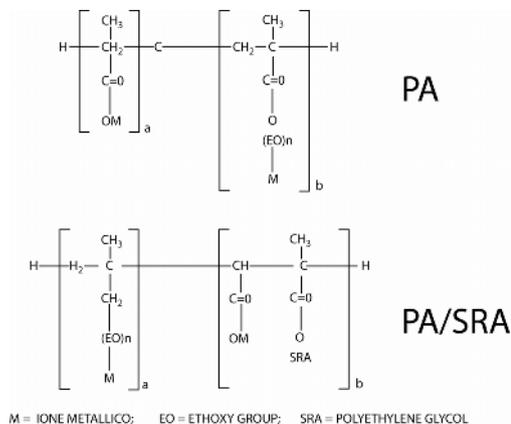


Figura 3 – Composizione chimica del polimero acrilico PA e dell'additivo ibrido che contiene nella sua molecola SRA oltre al PA

Infine un quinto calcestruzzo è stato confezionato utilizzando sia l'additivo ibrido PA/SRA (7 kg/m³) come nel quarto calcestruzzo PA/SRA, sia un agente espansivo a base di CaO cotto ad alta temperatura dosato a 25 kg/m³ introdotti in sostituzione della sabbia e della ghiaia per non cambiare il dosaggio di cemento e l'acqua di impasto: questo calcestruzzo viene indicato con il simbolo "PA/SRA + CaO".

3.2 Metodi

Le misure di espansione sono state eseguite in accordo alla norma UNI 8148 che prevede due Metodi (A e B) basati su due diversi tipi di stagionatura prima di esporre i provini armati ad un ambiente insaturo di vapore con umidità relativa (UR) del 55 % capace di provocare il ritiro igrometrico come di seguito descritto.

3.2.1 Metodo A

I provini di calcestruzzo (40x40x240 mm), armati con barra metallica filettata lunga 280 mm, sono conservati in camera umida con UR $\geq 95\%$, sformati a 6-8 ore dopo la presa; si misura la lunghezza iniziale della barra metallica annegata nel calcestruzzo che fuoriesce dai provini; quindi i provini sono immersi in una vasca contenente acqua satura di calce (1,65 g/L) per favorire la massima espansione. Dopo 2 giorni i provini sono estratti dalla vasca, sono asciugati in superficie e sottoposti alla misura della lunghezza della barra di tanto in tanto fino a 28 giorni.

3.2.2 Metodo B

I provini armati stagionati in camera umida con UR $\geq 95\%$ sono sformati a 6-8 ore dopo la presa, sono sottoposti alla misura della lunghezza della barra metallica, sono avvolti con una pellicola sottile di polietilene a bassa densità capace di aderire perfettamente ai provini; dopo 2 giorni si rimuove la pellicola di plastica e si ripete la misura della lunghezza della barra per registrare l'eventuale espansione. Nella pratica la protezione con il telo di plastica per almeno 1 giorno è raccomandata per la realizzazione di pavimenti industriali se sono esposti all'aria e quindi agli agenti atmosferici (pioggia e vento) quando non sono ancora ben maturati. Rimosso il telo di plastica, i provini sono esposti all'UR del 55% e sottoposti

a misura della lunghezza della barra metallica per registrare il ritiro che segue l'espansione del primo giorno.

La determinazione della resistenza meccanica è stata eseguita su provini cubici (di lato 150 mm) maturati in camera umida (UR \geq 95 %) e rotti a compressione da 1 a 28 giorni.

4. RISULTATI

L'espansione contrastata dei calcestruzzi conservati sempre sotto acqua in accordo al Metodo A della Norma UNI 8148 non mostra significative variazioni di espansione nei calcestruzzi privi di agente espansivo (Fig. 4). Inoltre, in tutti questi calcestruzzi l'espansione non raggiunge il valore minimo di 200 $\mu\text{m/m}$ affinché, secondo la Norma UNI 8146, questi calcestruzzi posano essere considerati espansivi. L'aumento di lunghezza di circa 150 $\mu\text{m/m}$ per tutti i calcestruzzi senza agente espansivo corrisponde più al fenomeno di rigonfiamento fisiologico (*swelling* in Inglese) opposto a quello del ritiro igrometrico quando il calcestruzzo è immerso sotto acqua.

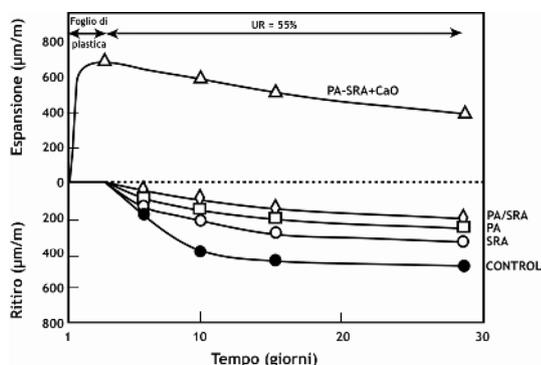


Figura 4 – Espansione contrastata dei provini confezionati con calcestruzzi mostrati in Tabella 1, protetti per 2 giorni con un foglio di plastica e quindi esposti all'aria con U.R. = 55% (Norma UNI – Metodo B)

Il Metodo B della norma UNI 8148, basato sull'espansione di calcestruzzi protetti con telo per due giorni, e senza bagnatura con acqua, appare innanzitutto un metodo di misura che riproduce le realistiche condizioni di cantiere laddove i casseri sono rimossi a 2 giorni e il calcestruzzo rimane in balia dell'ambiente che può essere anche molto sfavorevole all'esplicazione dell'espansione in quanto asciutto. I risultati mostrati nella Fig. 5 indicano che, in assenza dell'agente espansivo, in tutti i calcestruzzi si registra un ritiro igrometrico a partire da 2 giorni quando si rimuove il telo di polietilene e i calcestruzzi sono esposti ad un ambiente molto asciutto con UR del 55 %. Tuttavia i dati di ritiro dipendono moltissimo dalla presenza degli additivi: nel calcestruzzo PA il ritiro è minore di quello del Control per il maggiore rapporto *i/c* (6,6 contro 5,1). Il calcestruzzo SRA presenta anch'esso un minor ritiro igrometrico del Control per la riduzione della tensione superficiale dell'acqua libera dentro i pori capillari del calcestruzzo. Ancor più efficace nel ridurre il ritiro è la presenza dell'additivo ibrido nel calcestruzzo PA/SRA per l'effetto combinato sull'aumento del rapporto *i/c* e sulla riduzione della tensione superficiale.

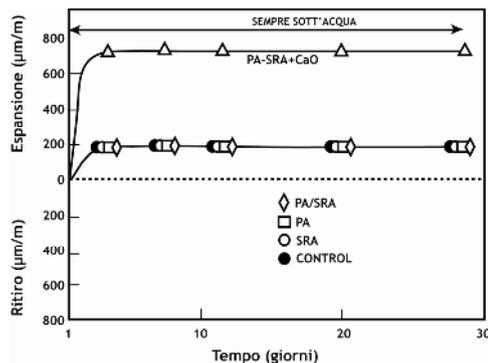


Figura 5 – Espansione contrastata dei provini confezionati con calcestruzzi mostrati in Tabella 1, secondo la Norma UNI – Metodo A

Solo impiegando l'additivo ibrido PA/SRA congiuntamente con l'agente espansivo si registra un'espansione entro i primi 2 giorni di quasi 650 $\mu\text{m/m}$ ancorché il calcestruzzo PA/SRA + CaO non sia stato bagnato ma solo protetto con un telo di polietilene per 2 giorni.

La Fig. 6 mostra lo sviluppo della resistenza meccanica a compressione dei calcestruzzi. Rispetto al Control, i calcestruzzi SRA e PA/SRA presentano una leggera diminuzione di resistenza meccanica che sempre si registra con l'additivo SRA. Tuttavia nel calcestruzzo con CaO oltre che con PA/SRA si registra un piccolo incremento di resistenza meccanica probabilmente dovuto al consumo di acqua libera per idratazione del CaO secondo il processo (2) e quindi ad un effettivo minor rapporto *a/c*.

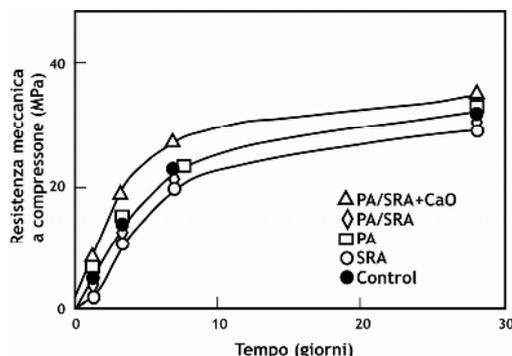


Figura 6 – Resistenza meccanica a compressione dei calcestruzzi mostrati in Tabella 1

Sulla base di queste prove di laboratorio sono stati prescelti i calcestruzzi PA/SRA e PA/SRA + CaO per realizzare due pavimenti industriali in calcestruzzo, entrambi in assenza di stagionatura umida. In particolare, il calcestruzzo PA/SRA + CaO è stato messo in opera a una consistenza superfluida S5 (Fig. 7), protetto con un telo di plastica per 1 giorno (Fig.8) subito dopo aver frattazzato la superficie del pavimento per incorporare lo spolvero indurente (Fig. 9), ed esposto all'aria aperta con UR del 60% senza applicare alcuna stagionatura umida e praticare alcun giunto di contrazione per una superficie di 800 m^2 (Fig. 10). Solo i giunti di costruzione sono stati realizzati al termine di ogni giorno lavorativo (Fig. 11).



Figura 7 –Getto di Calcestruzzo a consistenza superfluida S5 con slump = 230 mm per un pavimento industriale rinforzato con rete elettrosaldata



Figura 8 –Finitura con frattazzo di un pavimento industriale in calcestruzzo



Figura 9 – Protezione del pavimento industriale in Calcestruzzo con foglio di plastica applicato dopo la sua finitura



Figura 10 – Vista di un pavimento industriale in Calcestruzzo privo di giunti di contrazione



Figura 11 – Giunto di costruzione a sinistra e di isolamento a destra

Per contro, il calcestruzzo *PA/SRA* è stato gettato anch'esso a consistenza S5 e protetto per 1 giorno con un telo di plastica; dopo la rimozione del telo sono stati immediatamente realizzati i giunti di contrazione ogni 6 m e quindi il pavimento è stato lasciato all'aria aperta con UR del 60%.

A distanza di 12 mesi non sono state osservate fessure sulla superficie dei due pavimenti lasciati all'aria.

5. CONCLUSIONI

Impiegando uno speciale additivo ibrido contenente nella sua struttura molecolare sia un superfluidificante a base di polimero acrilico (PA) sia un riduttore di ritiro (SRA) si è potuto produrre un calcestruzzo a ritiro molto minore indicato con il simbolo *PA/SRA*, rispetto al calcestruzzo di riferimento (*Control*) senza additivo. Con il calcestruzzo *PA/SRA* è stato realizzato un pavimento industriale, protetto per 1 giorno dal getto con un telo di plastica impermeabile, e praticando giunti di contrazione ogni 6 m. Nessuna fessurazione è stata registrata dopo 12 mesi ancorché il pavimento all'aperto non sia stato sottoposto ad alcuna stagionatura umida.

Con il calcestruzzo a ritiro compensato indicato con *PA/SRA + CaO*, la cui espansione contrastata non richiede alcuna bagnatura o stagionatura umida, è stato realizzato un pavimento industriale lasciato all'aria aperta con UR del 60% dopo aver rimosso un telo di plastica steso sulla superficie appena terminata l'operazione di frattazzatura per incorporare lo spolvero indurente. Non è stato praticato alcun giunto di contrazione su una superficie di 800 m². Nessuna fessurazione è stata osservata dopo 12 mesi dal getto. Le principali caratteristiche di questo calcestruzzo sono la robustezza comportamentale e l'assenza di fessura anche in assenza di stagionatura umida su un totale di 11.000 m² di pavimenti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI 223-93 “Standard Practice for the use of shrinkage compensating concrete”, ACI Manual of Concrete Practice, Part I: Materials and General Properties, Detroit, MI, pp. 26, 1994.
- [2] L. COPPOLA, 2000, “Concrete Durability and Repair Technology”, Proceedings of the Fifth CANMET/ACI International Conference on “Durability of Concrete”, Editor V.M. Malhotra, Barcelona (Spain), pp. 1209-1220.
- [3] M. COLLEPARDI, A. BORSOI, S. COLLEPARDI, J.J. OGOUMAH OLAGOT, R. TROLI, (2005), “Effects of Shrinkage-Reducing Admixture in Shrinkage Compensating Concrete Under Non-Wet Curing Conditions”, Cement and Concrete Composite, 6, pp. 704-708.

- [4] C. MALTESE, C. PISTOLESI, A. LOLLI, A. BRAVO, T. CERULLI AND D. SALVIONI, (2005), “*Combined Effect of Expansive AND Shrinkage Reducing Admixtures to Obtain Stable and Durable Mortars*”, 12, pp 22444-2251.
- [5] N.S. BERKE, L. LI, M.C. HICKS, J. BAL, (2003), “*Improving Concrete Performance with Shrinkage-Reducing Admixtures*”, Proceedings of the Seventh CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Editor V.M. Malhotra, Berlin, pp. 37-50.

CALCESTRUZZI HVFC (HIGH VOLUME FLY ASH CONCRETE) AD ELEVATI VOLUMI DI FLY ASH PER LA DURABILITÀ E LA SOSTENIBILITÀ DELLE STRUTTURE IN C.A. NEL TERZO MILLENNIO

Michele Valente¹, Marco Bressan², Alessandro Pasqualini², Felice M. Liberatore³, Ennio Strazzer⁴

1 G.A. *General Admixtures S.p.A.*

2 Divisione Ingegneria G.A. *General Admixtures S.p.A.*

3 Ingegnere Civile, Libero professionista – Vasto(CH)

4 Responsabile del Servizio Tecnologico *General Beton Triveneta S.p.A.*

SOMMARIO

Il calcestruzzo HVFC rappresenta la massima espressione di ottimizzazione prestazionale (strutturale e di durabilità) e di sostenibilità (ambientale ed economica) tecnicamente realizzabile nella produzione di calcestruzzo strutturale. La sua peculiare composizione, caratterizzata dal perfetto bilanciamento fra i contenuti di cemento e cenere volante (Micro Pozz PFA), e dall'aggiunta di additivi superfluidificanti acrilici di ultima generazione (Primum RM), conferisce al materiale prestazioni meccaniche e tecnologiche perfettamente in linea con quanto richiesto dalla più avanzata tecnica delle costruzioni sia a breve che a lungo termine. Nel presente lavoro, dopo una breve disamina sullo stato dell'arte, sono stati raccolti i risultati sperimentali di prove eseguite su diversi calcestruzzi ad alto contenuto di cenere volante (Micro Pozz PFA) ed additivati con superfluidificanti. In particolare sono state studiate le caratteristiche reologiche allo stato fresco, relative alla lavorabilità ed al suo mantenimento nel tempo, e tecnologiche allo stato indurito quali le resistenze meccaniche, lo sviluppo del calore di idratazione, il ritiro, la permeabilità all'acqua ed ai cloruri, la resistenza alla carbonatazione ed ai solfati.

SUMMARY

HVFC is the ultimate expression of performance optimization (structural and durability) and sustainability (environmental and economic) technically feasible in the production of structural concrete. Its unique composition, characterized by the perfect balance between the content of cement and fly ash (Micro Pozz PFA), and the addition of acrylic superplasticizers (PRIMIUM RM), gives the material mechanical and technological performances, matching perfectly what required by the most advanced construction technology in both the short and long term. In this paper, after a brief discussion about the state of the art, the results of experimental tests on different concrete with a high content of fly ash (Micro Pozz PFA) and with superplasticizers have been collected. In particular we have studied the rheological properties in fresh state, the workability and its maintenance over time, and in hardened state we have studied technologies such as compressive strength, the development of heat of hydration, shrinkage, permeability to water and chlorides, resistance to carbonation and sulfate attack.

1. HIGH VOLUME FLY ASH CONCRETE

Nelle ordinarie applicazioni la cenere volante viene utilmente impiegata come aggiunta minerale pozzolanica in parziale sostituzione del cemento in ragione del 10-30% sul peso complessivo di legante (cemento + cenere volante).

Questa modalità di utilizzo consente di realizzare conglomerati cementizi estremamente prestazionali, sia da un punto di vista meccanico che di durabilità.

L'impiego di cenere volante non solo garantisce resistenze meccaniche alle brevi-medie stagionature (3-7 giorni) comparabili con quelle di un classico calcestruzzo confezionato con solo cemento Portland, ma grazie alla sua natura pozzolanica consente notevoli incrementi di resistenza a lungo termine (60-90 giorni).

La sua presenza garantisce inoltre importanti benefici legati alla durabilità delle strutture. Conglomerati confezionati con tale aggiunta risultano infatti estremamente resistenti all'aggressione dei cloruri e dei solfati; in presenza di aggregati potenzialmente reattivi agli alcali, i fenomeni espansivi vengono notevolmente attenuati, limitando in tal modo la probabilità di fessurazioni.

L'ottimizzazione dei contenuti di clinker determina inoltre forti riduzioni del calore di idratazione con conseguente eliminazione del rischio di fessurazioni termiche sia esterne che interne ai getti massivi.

Numerosi studi hanno dimostrato poi come la presenza di cenere volante determini benefici in termini di riduzione di ritiro igrometrico e di deformazioni viscoso sotto carico costante (creep).

Il termine HVFC, introdotto per la prima volta dal Prof. Malhotra nel 1980 in occasione del CANMET, designa quei conglomerati cementizi caratterizzati da rilevanti quantitativi (>40÷50% sul legante complessivo) di cenere volante. Proprio per questa loro peculiarità, molti dei benefici accennati precedentemente risultano, per questa famiglia di calcestruzzi, notevolmente amplificati.

Inizialmente gli HVFC sono stati impiegati esclusivamente in quelle situazioni ove era fondamentale controllare lo sviluppo del calore di idratazione; nel tempo, tuttavia, hanno trovato impiego in molte altre tipologie di applicazione. Ricerche e studi approfonditi hanno infatti dimostrato come tutte le più importanti prestazioni del calcestruzzo, meccaniche e di durabilità, vengono beneficamente influenzate dall'impiego di elevati volumi di cenere volante. Prima di presentare i risultati del lavoro sperimentale, viene qui di seguito riportata una breve disamina sugli aspetti principali che caratterizzano gli HVFC.

1.1 Richiesta d'acqua e reologia

Il quantitativo di acqua impiegato per il confezionamento delle miscele di calcestruzzo influenza in modo determinante le sue principali proprietà, allo stato fresco ed indurito.

L'utilizzo di cenere volante in parziale sostituzione del cemento garantisce, in generale, una riduzione nella richiesta di acqua necessaria al raggiungimento di una specifica consistenza.

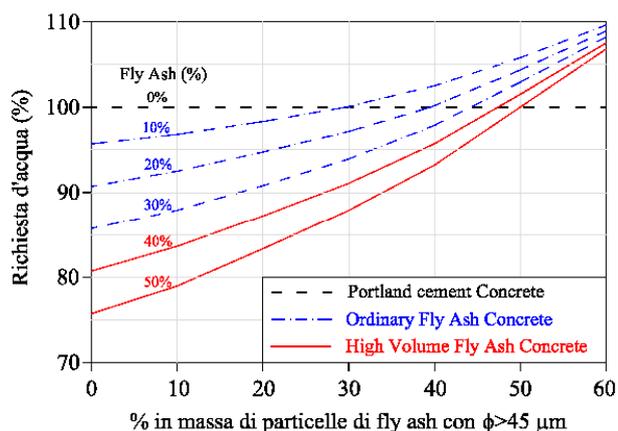


Figura 1 – Riduzione della richiesta di acqua in funzione del contenuto di cenere volante (modificato da [1]).

Questo comportamento (Figura 1), è attribuibile a tre meccanismi principali. Il primo è l'effetto deflocculante della cenere volante, le cui particelle più piccole vengono adsorbite dalla superficie dei granuli di cemento andando a limitare la loro reciproca attrazione elettrostatica e quindi il fenomeno della flocculazione. Il secondo è dovuto alla minore superficie specifica delle particelle di cenere (di forma praticamente sferica) rispetto a quelle di cemento. Infine, l'effetto "impacchettamento" operato dalle particelle di cenere più piccole determina una riduzione del quantitativo di pasta necessaria alla fluidificazione del materiale calcestruzzo.

Nei conglomerati HVFC, grazie al rilevante contenuto di cenere volante, i tre meccanismi descritti risultano notevolmente influenti e la richiesta di acqua per una

determinata lavorabilità risulta notevolmente inferiore rispetto ad un calcestruzzo tradizionale.

È stato stimato [2] che tale riduzione è dell'ordine del 20%. Dalla Figura 1 si evince come all'aumentare del contenuto di cenere volante, l'effetto di riduzione dell'acqua diventi marcato anche per ceneri aventi un contenuto medio-alto di particelle con diametro medio maggiore di 45 μm.

Ovviamente la sola azione della cenere volante non è sufficiente a determinare un contenuto di acqua sufficientemente basso da permettere il raggiungimento di determinate prestazioni. La maggiore o minore lavorabilità degli impasti, compatibile con la loro messa in opera, può essere raggiunta modulando opportunamente il dosaggio di additivo superfluidificante. Con l'impiego dei moderni additivi acrilici è possibile confezionare HVFC estremamente lavorabili, coesi e caratterizzati da elevati mantenimenti di lavorabilità nel tempo anche nelle condizioni più penalizzanti (climi caldi). Diverse esperienze hanno dimostrato come la presenza di cenere volante nelle miscele di calcestruzzo aiuti a risolvere i frequenti problemi di incompatibilità tra additivi superfluidificanti acrilici e i diversi cementi Portland. I calcestruzzi HVFC, grazie al ridotto contenuto di acqua ed alla presenza massiccia di particelle fini, sono inoltre caratterizzati da fenomeni di bleeding ridotti. Questo comporta in primo luogo la maggiore omogeneità, in termini di composizione e quindi prestazioni, delle strutture in opera (soprattutto in quegli elementi strutturali sviluppati in altezza). Inoltre, la riduzione del "bleeding interno" contribuisce al miglioramento della qualità della zona di transizione [3], con conseguenti vantaggi sia in termini di prestazioni che di durabilità. Infine, i conglomerati HVFC sono caratterizzati da tempi di inizio e fine presa più allungati rispetto ad un classico calcestruzzo confezionato con cemento Portland. Questo risulta molto vantaggioso in periodi molto caldi dove una prematura fase di presa può determinare notevoli inconvenienti.

1.2 Prestazioni meccaniche

Lo sviluppo delle prestazioni meccaniche nel tempo, ed in particolare della resistenza a compressione, dipende fortemente dalla tipologia e quantità di cenere volante utilizzata.

La reazione pozzolanica, attraverso la quale tale aggiunta minerale contribuisce alla formazione di ulteriori fibre di silicati idrati di calcio (C-S-H), comincia a manifestarsi in maniera influente solo quando una certa quantità di cemento si è già idratato ed ha prodotto idrossido di calcio Ca(OH)_2 .

Nelle miscele di calcestruzzo ove la cenere volante viene utilizzata in parziale sostituzione del cemento, le resistenze meccaniche alle brevi stagionature sono pertanto sostanzialmente quelle fornite dalla sola reazione di idratazione del clinker e quindi saranno tanto maggiori quanto minore sarà il rapporto acqua/cemento. Solo successivamente (dopo qualche giorno) il contributo della reazione pozzolanica diviene essenziale e modifica in modo radicale lo sviluppo delle resistenze meccaniche. In particolare, determina notevoli incrementi di resistenza a lungo termine (da 90 giorni ad 1 anno dal confezionamento). Con calcestruzzi HVFC è quindi possibile ottenere elevate resistenze sia alle brevi che alle lunghe stagionature. Grazie alla riduzione di acqua operata dalla cenere e all'impiego di additivi superfluidificanti acrilici di nuova generazione, è possibile infatti ottenere rapporti a/c molto ridotti con soddisfacenti resistenze alle brevi

stagionature (2 – 7 giorni). L'elevato contenuto di cenere volante garantisce poi una reazione pozzolanica protratta nel tempo, capace di determinare importanti incrementi di resistenza anche dopo un anno dal confezionamento del calcestruzzo. Per approfondimenti sulla efficienza delle ceneri volanti e quindi sulla sua influenza nell'incremento delle prestazioni meccaniche si rinvia ad altra pubblicazione [4].

1.3 Calore di idratazione

Il ridotto contenuto di clinker, ed in particolare del suo componente C₃A (alluminato tricalcico), caratteristico delle miscele ottimizzate con elevati contenuti di cenere volante, e la lentezza che caratterizza la reazione pozzolanica rispetto a quella del cemento, limita fortemente il calore di idratazione che accompagna la fase di indurimento di un HVFC (Figura 2). Questo comporta, soprattutto nella realizzazione di strutture massive, la riduzione sia della massima temperatura raggiunta nel nucleo del getto che del gradiente termico tra quest'ultimo e la parte periferica della struttura. Conseguenza di questo è la notevole riduzione del rischio di fessurazioni termiche dei manufatti.

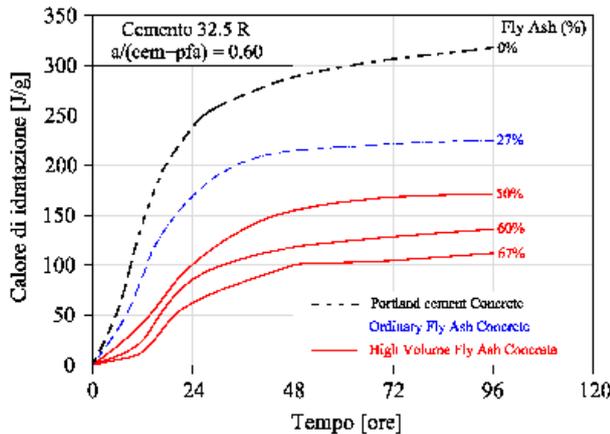


Figura 2 – Riduzione del calore di idratazione unitario all'aumentare del tenore di cenere volante nel legante (modificata da [5]).

1.4 Permeabilità all'acqua ed ai cloruri

Nelle Figure 3 e 4 si riportano le conclusioni di una serie di lavori sperimentali [6,7], condotti dagli autori della presente memoria, inerenti il contributo della cenere volante alla riduzione della permeabilità all'acqua ed ai cloruri del calcestruzzo.

Si evidenziano (Figura 3) le correlazioni tra penetrazione dell'acqua e rapporto acqua/cemento al variare della percentuale di cenere volante in aggiunta al cemento.

La penetrazione media, con riferimento alla prova di penetrazione dell'acqua in pressione di cui alla UNI EN 12390-8, è da intendersi come rapporto tra superficie di calcestruzzo penetrata dall'acqua e lo spigolo del provino.

In [7] sono state misurate, mediante la tecnica del Rapid Chloride Penetration Test (RCPT), le permeabilità allo ione cloruro di una serie di miscele con diversi contenuti di cemento.

In Figura 4, in modo analogo a quanto fatto per la permeabilità all'acqua, si riporta la relazione tra carica totale transitata e rapporto acqua/cemento, evidenziando le percentuali di cenere volante presenti negli impasti.

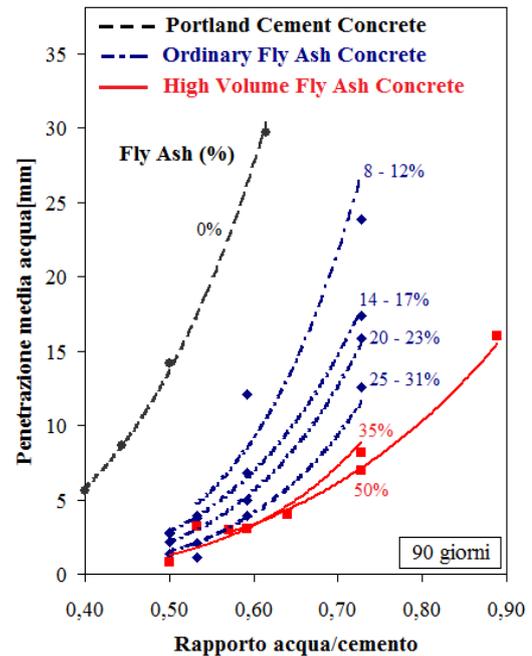


Figura 3 – Riduzione della permeabilità media all'acqua in pressione (a 90 giorni di stagionatura) all'aumentare del tenore di cenere volante in aggiunta al cemento.

Si conclude come sia per la penetrazione all'acqua che per quella allo ione cloruro, i calcestruzzi HVFC siano in grado di esibire prestazioni notevoli.

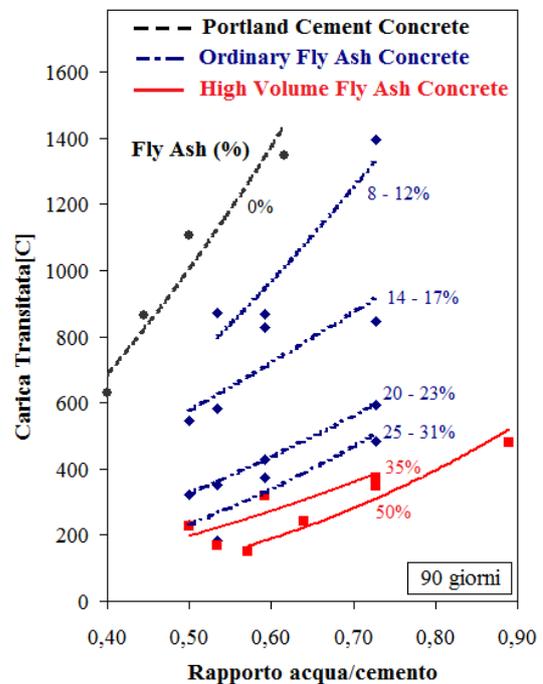


Figura 4 – Riduzione della permeabilità ai cloruri (a 90 giorni di stagionatura) all'aumentare del tenore di cenere volante in aggiunta al cemento.

1.5 Penetrazione della CO₂ e carbonatazione

Quando si parla di utilizzo di cenere volante, soprattutto ad elevati dosaggi, uno degli aspetti più discussi è quello relativo al fenomeno della carbonatazione. Molti autori ritengono che calcestruzzi confezionati utilizzando cenere volante in parziale sostituzione del cemento siano più sensibili alla penetrazione della CO₂ quando viene meno un adeguato periodo di stagionatura iniziale del conglomerato.

Questa maggiore sensibilità viene spesso attribuita alla riduzione, ad opera della cenere volante, dei quantitativi di Ca(OH)₂ nella matrice cementizia. Tuttavia, è stato verificato come la presenza di cenere, anche in elevati quantitativi, non riduce sensibilmente i valori di pH nel calcestruzzo [3].

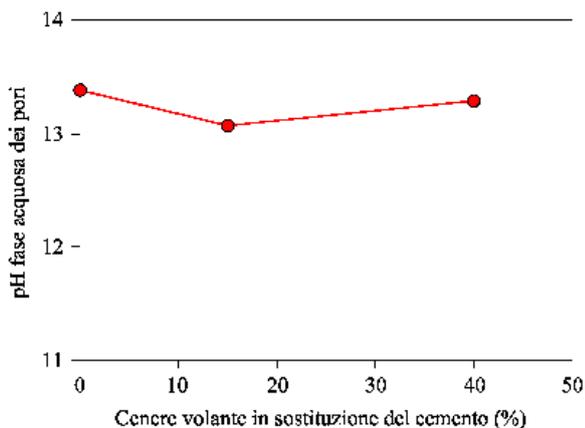


Figura 5 – pH della fase acquosa dei pori capillari di paste di cemento in funzione della percentuale di cenere volante utilizzata in parziale sostituzione del cemento [3]

Nei conglomerati HVFC, grazie all'aumento degli alcali apportati dalla cenere, il valore del pH è spesso superiore a quello di un calcestruzzo confezionato con più bassi contenuti di cenere [3]. Esperienze sperimentali [8,9] hanno dimostrato come, a parità di prestazioni meccaniche di compressione, calcestruzzi confezionati con cementi diversi (ad esempio un cemento Portland puro e un cemento pozzolanico ad alto tenore di cenere volante) presentano la stessa permeabilità all'anidride carbonica.

1.6 Reazione alcali-aggregato (ASR)

Un numero elevato di test di laboratorio conferma che l'impiego di elevati contenuti di cenere volante nei conglomerati cementizi riduce notevolmente i fenomeni espansivi risultanti dalla reazione tra la silice contenuta in alcune tipologie petrografiche e gli alcali.

Costituente principale della cenere volante è infatti la silice amorfa: questa si lega agli alcali presente nel sistema evitando che vadano a reagire con la eventuale silice presente negli aggregati.

Negli HVFC tale fenomeno risulta maggiormente evidente, tanto che il processo espansivo di cui sopra viene ridotto al minimo (Figura 6).

1.7 Attacco solfatico

L'aggressione dei solfati a danno della matrice cementizia determina una delle forme più deleterie di degrado.

L'azione di queste sostanze si può manifestare, infatti, attraverso espansioni e disallineamenti delle strutture con conseguenti quadri fessurativi e distacchi di materiale.

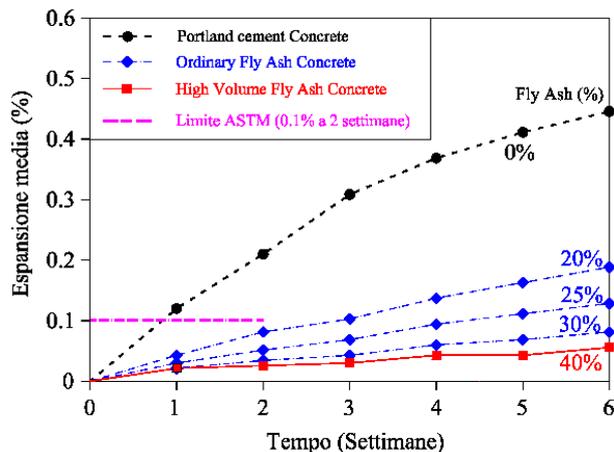


Figura 6 – Espansione media misurata in accordo alla ASTM C1260 (modificata da [10]) in funzione del contenuto di cenere volante.

Se accompagnato poi da particolari condizioni al contorno (temperatura inferiore a 10°C, U.R.>95% ed in presenza di CaCO₃), l'attacco solfatico può determinare la vera e propria disgregazione della matrice cementizia [3,11].

L'azione degradante ad opera dei solfati prende le mosse dalla loro interazione con il Ca(OH)₂ prodotto durante la reazione di idratazione del cemento. In presenza di aggiunte minerali pozzolaniche quali la cenere volante, i quantitativi di Ca(OH)₂ presenti nella matrice si riducono a causa del loro consumo durante la reazione pozzolanica.

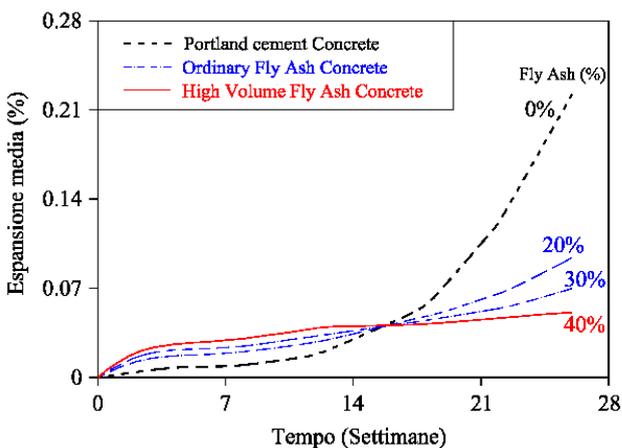


Figura 7 – Espansione media dovuta al contatto del calcestruzzo con Na₂SO₄ (modificata da [10])

All'aumentare del tenore di cenere volante utilizzata il consumo di Ca(OH)₂ sarà maggiore e la possibilità che esso reagisca con i silicati si riduce notevolmente (Figura 7).

2. LAVORO SPERIMENTALE

2.1 Scopi e metodi

Nel lavoro sperimentale sono state studiate quattro miscele di calcestruzzo confezionate con cenere volante di produzione italiana utilizzata in ragione del 50% sul legante complessivo (Tabella 1).

Tabella 1 – Composizione delle miscele esaminate

Miscela	Cemento [kg/m ³]	Fly Ash [kg/m ³]	Aggregati [kg/m ³]	Additivo [%]	Acqua [kg/m ³]
1	180	180	1880	0.5	160
2	220	220	1800	0.5	160
3	250	250	1730	0.5	160
4	280	280	1650	0.5	160

La caratterizzazione di dette miscele è stata fatta sia a livello reologico, tramite la valutazione della lavorabilità (UNI EN 12350-2) e del suo mantenimento nel tempo, che allo stato indurito.

Per ogni miscela sono stati confezionati campioni per la esecuzione di prove di compressione, a diversi gradi di stagionatura (fino a 90 giorni), di valutazione dello sviluppo di calore di idratazione, di ritiro idraulico, di resistenza all'aggressione dei solfati, di penetrazione dell'acqua in pressione e dei cloruri ed infine di valutazione della profondità di carbonatazione nel tempo.

Il calore di idratazione è stato valutato, per ciascuna miscela, su un campione cubico delle dimensioni di 50 cm di lato, inserendo al suo interno una termocoppia collegata ad una centralina per l'acquisizione automatica a tempi discreti.



Figura 8 – Alcune delle attrezzature utilizzate nella sperimentazione: comparatore millesimale per la determinazione del ritiro igrometrico (a), permeabilmetro per la valutazione della profondità dell'acqua in pressione (b) e l'apparecchiatura per la esecuzione del Rapid Chloride Penetration Test (c).

I provini sono stati isolati termicamente al fine di evitare al massimo le dispersioni termiche verso l'ambiente esterno.

Si vuole precisare che lo scopo di queste misure è stato quello di ricavare dati da utilizzare in modo comparativo per le diverse miscele.

Per questo motivo piccole dispersioni termiche che si sono comunque verificate (Figura 9) sono state tollerate proprio perché agenti in modo identico sulle quattro miscele.

Per la valutazione del ritiro idraulico (UNI 11307) sono stati confezionati, per ogni miscela, 3 provini prismatici delle dimensioni di 100x100x400 mm. Alle scadenze prefissate, sono state eseguite misure della lunghezza dei provini mediante attrezzatura dotata di comparatore millesimale (Figura 8.a). La resistenza all'aggressione dello ione solfato è stata fatta valutando la riduzione della resistenza a compressione di provini immersi in soluzione di Na₂SO₄ per 62 giorni dopo una preliminare stagionatura umida di 28 giorni, rispetto ai provini di riferimento (stagionatura a 90 giorni di cui alla tabella 3). La prova di penetrazione all'acqua in pressione (Figura 8.b) è stata eseguita secondo quanto previsto dalla UNI EN 12390-8 alle stagionature di 28 e 90 giorni dal confezionamento, dopo una stagionatura in condizioni standard (T=20°C e U.R. = 95%).

La caratterizzazione in termini di penetrabilità allo ione cloruro (Figura 8.c) è stata fatta in modo indiretto mediante l'impiego della tecnica Rapid Chloride Penetration Test (RCPT). La prova consiste nel sottoporre un campione di definite dimensioni al transito di corrente per un tempo di sei ore. Al termine della prova il risultato è dato dalla quantità totale di carica transitata. Tale valore è correlabile (ASTM C-1202) alla penetrabilità dello ione cloruro. Le prove di carbonatazione sono state eseguite utilizzando una apposita camera per la carbonatazione accelerata. In tale ambiente è stata predisposta una concentrazione di CO₂ pari al 30%. I risultati ottenuti, in termini di coefficiente di carbonatazione, sono stati divisi per 3 per avere una stima del coefficiente di carbonatazione in condizioni reali.

2.2 Materiali

In tutte le miscele è stato utilizzato un cemento Portland tipo CEM I 42.5R. La cenere volante impiegata è, come detto, di origine italiana (Micro Pozz PFA) ed è classificabile, con riferimento alla ASTM C618 come cenere tipo F. Tre pezzature di aggregato alluvionale (d_{max}=30mm) sono state combinate in modo da ottenere per ogni miscela una distribuzione granulometrica prossima a quella ideale di Bolomey. È stato impiegato un additivo acrilico superfluidificante specifico per climi caldi (Primium RM 34 di General Admixtures SpA).

2.3 Risultati delle prove

In Tabella 2 sono riportati i risultati delle prove relativi alla lavorabilità iniziale delle miscele e al suo mantenimento nel tempo. Le prove sono state condotte ad una temperatura di 25°C, in modo da accentuare il fenomeno della perdita di lavorabilità.

Tabella 2 – Lavorabilità e suo mantenimento nel tempo

Miscela	Slump [mm]		
	0'	30'	60'
1	24	23	21
2	25	24	23
3	25	23	22
4	25	23	21

In Tabella 3 si riportano i dati relativi alle prove di compressione effettuate ai diversi gradi di stagionatura.

I provini utilizzati allo scopo, sono stati conservati nei propri casseri per le prime 24 ore dal confezionamento alla temperatura di 20°C ed U.R. del 95%.

Successivamente sono stati scasserati e conservati, fino a rottura, alle medesime condizioni termo-igrometriche.

Tabella 3 – Resistenze a compressione delle miscele testate

Miscela	Resistenze meccaniche di compressione [N/mm ²]				
	3 giorni	7 giorni	14 giorni	28 giorni	90 giorni
1	10.81	18.20	23.75	29.94	39.78
2	18.39	28.44	34.34	42.37	53.73
3	24.00	37.32	43.86	56.93	65.97
4	27.89	42.69	52.95	58.96	69.01

In Figura 9 si riporta, per ciascuna miscela, l'andamento della temperatura all'interno dei provini di cui al paragrafo 2.1 in funzione del tempo.

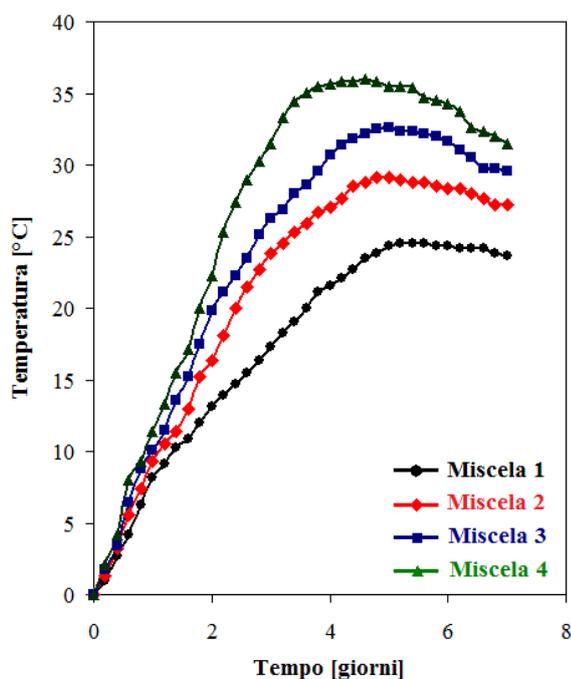


Figura 9 – Risultati delle misure di temperatura all'interno di campioni realizzati con le miscele in esame.

In particolare il monitoraggio della temperatura è stato esteso fino al 7° giorno dalla realizzazione dei campioni.

I dati riportati in Figura 9 sono da intendersi come incrementi di temperatura rispetto alla temperatura iniziale del getto.

In Figura 10 si riportano i valori del ritiro igrometrico determinati fino al novantesimo giorno di stagionatura.

I provini utilizzati sono stati lasciati, dopo il confezionamento, nei casseri per un tempo di 24 ore (T=20°C e U.R.=95%) e successivamente allo scassero sono stati posti in camera climatizzata a 20°C ed umidità relativa del 65% durante tutto il tempo delle prove.

Nelle Tabelle 4 e 5 si riportano i risultati delle prove di penetrazione dell'acqua in pressione, in termini di penetrazione massima e media, e dei cloruri condotte alle stagionature di 28 e 90 giorni.

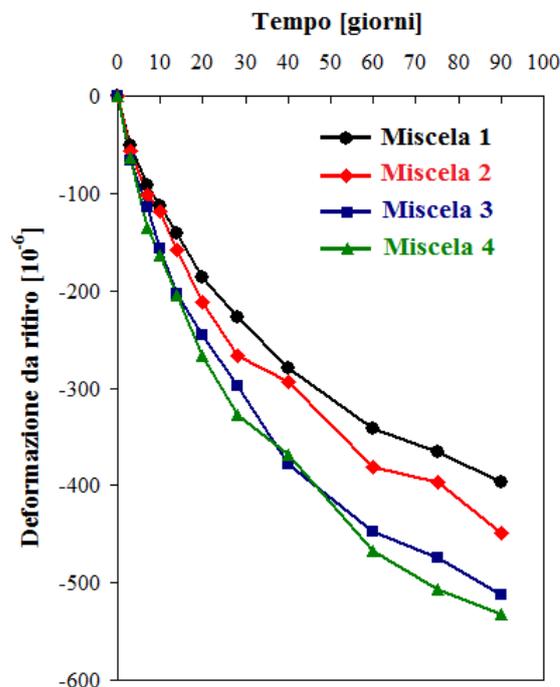


Figura 10 – Misura del ritiro igrometrico in ambiente a temperatura di 20°C ed umidità relativa del 65%.

In Tabella 6 si riportano i risultati delle prove di compressione eseguite sui provini tenuti a contatto con la soluzione Na₂SO₄ secondo le modalità descritte al punto 2.1.

Tabella 4 – Risultati delle prove di penetrazione dell'acqua in pressione (UNI EN 12390-8).

Miscela	Penetrazione acqua [mm]			
	Massima		Media	
	28 giorni	90 giorni	28 giorni	90 giorni
1	32	28	25	21
2	22	14	12	9
3	10	6	7	3
4	11	4	6	1

Per una maggiore facilità di interpretazione dei risultati, vengono di nuovo riportati i valori delle resistenze a compressione ottenute sui provini non entrati in contatto con la soluzione di cui sopra.

Tabella 5 – Risultati delle prove di RCPT (ASTM C-1202)

Miscela	Penetrazione cloruri [C]	
	28 giorni	90 giorni
1	926	457
2	615	351
3	597	260
4	517	152

Tabella 6 – Resistenze a compressione dei provini tenuti a contatto con la soluzione di Na_2SO_4 e di quelli di riferimento.

Miscela	Resistenza a compressione [N/mm^2]	
	Provini a contatto con Na_2SO_4	Provini di riferimento
1	43.11	44.78
2	54.19	53.73
3	67.07	65.97
4	67.84	69.01

Si riportano, infine, in Tabella 7 i dati dei coefficienti di carbonatazione ricavati dalla prova accelerata, come descritto al punto 2.1.

Tabella 7 – Coefficienti di carbonatazione delle quattro miscele testate ricavati mediante prova accelerata

Miscela	Coefficiente di carbonatazione K [$\text{mm}\cdot\text{anno}^{1/2}$]
1	7.8
2	5.9
3	4.9
4	4.4

2.4 Discussione dei risultati

Dai dati riportati in Tabella 2 risulta evidente l'elevato mantenimento di lavorabilità esibita dalle miscele testate. Il risultato, dovuto chiaramente anche alla tipologia di additivo utilizzato, è influenzato positivamente dall'elevato contenuto di cenere volante. Tale aggiunta minerale infatti, nelle prime ore dal confezionamento non presenta alcuna reattività e pertanto, in questa fascia temporale, contribuisce unicamente ad incrementare il volume di pasta e quindi a lubrificare il "sistema".

Dopo un'ora dal confezionamento e con una temperatura ambiente costantemente pari a 28°C , l'abbassamento al cono ha subito una riduzione massima di 40 mm, garantendo in tal modo la conservazione della classe di consistenza iniziale.

Relativamente alle prestazioni meccaniche di compressione (Tabella 3) è da evidenziare in particolare il notevole incremento di prestazione ottenuto tra i 28 ed i 90 giorni. In particolare, Questo aspetto è, come accennato al paragrafo 1.2, caratteristico delle miscele contenenti componenti pozzolaniche.

In Figura 11 è riportato lo sviluppo delle prestazioni meccaniche nel tempo delle quattro miscele. Associando ad ogni distribuzione di punti sperimentali una curva di tendenza (nel caso specifico sono state utilizzate curve logaritmiche) è possibile attribuire ad ogni miscela un tasso di incremento delle prestazioni nel tempo. Questo, che altro non è che la pendenza della curva di regressione in ogni suo punto, risulta tendenzialmente aumentare passando dalla miscela 1 alla miscela 4.

Il risultato è dovuto in parte al fatto che passando dalla miscela 1 alla miscela 4 il rapporto acqua/cemento diminuisce ed in parte è attribuibile all'aumento dell'efficienza della cenere volante all'aumentare del dosaggio di cemento [4].

I risultati, relativi allo sviluppo di calore di idratazione, riportati in Figura 9, confermano l'utilità dell'impiego di miscele ricche di cenere volante nella realizzazione dei getti di grande spessore.

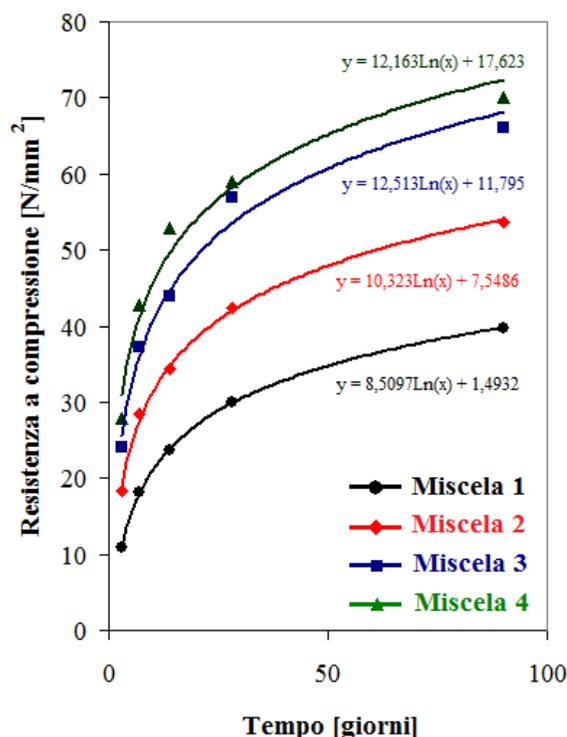


Figura 11 – Incrementi di resistenza nel tempo esibiti dalle miscele studiate.

L'ottimizzazione dei contenuti di clinker, ed in particolare, dei contenuti di C_3A nella miscela, consente di ridurre notevolmente sia il picco massimo di temperatura all'interno dei nuclei, sia il gradiente di temperatura tra il nucleo stesso e la periferia.

Come era lecito aspettarsi il calore di idratazione aumenta all'aumentare del contenuto di cemento.

I valori di ritiro misurati, risultano ridotti ed in particolare tendono ad aumentare con il contenuto di legante. Dopo 90 giorni di stagionatura le variazioni dimensionali registrate variano tra i 400 e 550 $\mu\text{m}/\text{m}$ circa, passando dalla miscela 1 alla 4.

Estremamente interessanti si sono rivelati i risultati ottenuti in termini di permeabilità, sia all'acqua in pressione che ai cloruri. Relativamente alla prima, i dati riportati in Tabella 4 mostrano come dopo 28 giorni di stagionatura, le miscele 2,3 e 4 possano essere considerate impermeabili, secondo quanto prescritto dalla norma DIN 1048.

Dopo 90 giorni di stagionatura la permeabilità all'acqua subisce una notevole riduzione, con valori di penetrazione, sia massima che media, estremamente bassi.

La penetrabilità allo ione cloruro, valutata in maniera indiretta mediante la tecnica RCPT, è risultata, per tutte le miscele, estremamente bassa, già a partire dal ventottesimo giorno di stagionatura.

Sulla base della classificazione qualitativa riportata nella ASTM C1202, le quattro miscele possono considerarsi con permeabilità "bassissima" sia a 28 che a 90 giorni.

Purtroppo non esistono correlazioni univoche tra i risultati di prove condotte con il Rapid Chloride Penetration Test (RCPT) e il coefficiente di diffusione ai cloruri (D).

Tuttavia, per poter avere una stima dell'ordine di grandezza del coefficiente D relativo alle quattro miscele viene qui utilizzata [12] l'espressione (1):

$$D_{eff} = 1.03 \cdot 10^{-14} \cdot C^{0.84} \quad (1)$$

dove C è il valore di carica passante misurata. Le stime dei coefficienti D che si ottengono introducendo i dati di Tabella 5 nell'espressione (1) sono riportati nella seguente Tabella 8.

Tabella 8 – Stima dei coefficienti D mediante la (1) sulla base dei risultati di cui alla Tabella 5.

Miscela	Coefficiente di diffusione ai cloruri [m ² /s]	
	28 giorni	90 giorni
1	3.20 · 10 ⁻¹²	1.77 · 10 ⁻¹²
2	2.27 · 10 ⁻¹²	1.42 · 10 ⁻¹²
3	2.21 · 10 ⁻¹²	1.10 · 10 ⁻¹²
4	1.96 · 10 ⁻¹²	7.01 · 10 ⁻¹³

I dati appena riportati, pur essendo semplici stime, evidenziano la bassa permeabilità allo ione cloruro raggiunta dalle quattro miscele dopo soli 28 giorni di stagionatura e come tale prestazione risulti notevolmente migliorata, con valori di D stimati praticamente dimezzati passando da 28 a 90 giorni di stagionatura (risultato peraltro coerente con quanto ottenuto da altri autori [13]).

Dal confronto tra le resistenze dei provini posti a contatto con Na₂SO₄ e quelli di riferimento non risultano sostanziali differenze, indice di una elevata resistenza della matrice cementizia ai solfati. Tale resistenza è stata sicuramente favorita dalla elevata impermeabilità delle matrici cementizie realizzate.

Relativamente alla penetrazione dell'anidride carbonica, le prove condotte hanno evidenziato come, ad esclusione della miscela 1, nella quale la riduzione nel dosaggio di cemento è stata volutamente esasperata, i coefficienti K ottenuti per le altre miscele sono relativamente bassi. Considerando valida la nota legge di penetrazione della CO₂

$$x = k \cdot \sqrt{t} \quad (2)$$

che lega la profondità di carbonatazione x al tempo di esposizione t, e assumendo uno spessore di copriferro di 45 mm (previsto dalla UNI EN 1992-2 per la classe di esposizione XC4) si può infatti prevedere, per le miscele 2,3 e 4 un tempo di innesco della corrosione, rispettivamente di 58,84 e 105 anni.

Si mette poi in evidenza che, a prescindere dallo scopo di studio del presente lavoro, le miscele 3 e 4 risultano conformi, da un punto di vista compositivo e prestazionale, alle prescrizioni della UNI EN 206-1 relativamente ad alcune classi di esposizione ambientale.

3. CONCLUSIONI

I risultati sperimentali proposti nella memoria confermano che i calcestruzzi confezionati con elevati dosaggi di cenere volante (HVFC, High Volume Fly ash Concrete) sono in grado di fornire elevate prestazioni meccaniche e di durabilità, sia a breve che, e soprattutto, a lungo termine. Inoltre, grazie alla loro peculiare composizione, rappresentano una delle migliori scelte tecnologiche nella realizzazione di strutture

massive, nella prevenzione del fenomeno dell'alcali-reattività e nella prevenzione del degrado da cloruri e solfati.

L'ottimizzazione dei contenuti di clinker a parità di prestazioni rappresenta inoltre la soluzione migliore alla sostenibilità economica ed ambientale delle strutture in c.a. del terzo millennio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Owen, P.L., (1979), "Fly ash and its usage in concrete", Journal Concrete Society, U.K. Vol. 13, No. 7, pp.21-26.
- [2] Jiang, L.H. and Malhotra, V.M., (2000) "Reduction in Water Demand of Non Air-Entrained Concrete Incorporating Large Volumes of Fly Ash", Cement and Concrete Research, Vol. 30, pp.1785-1789.
- [3] Coppola, L., (2007), "Concretum", Ed. McGraw-Hill.
- [4] Valente, M., Vigneri, M., Bressan, M., Pasqualini, A., Bianchini, S., Liberatore, F.M., (2010), "Use of fly ash in concrete: efficiency factors of the supplementary cementing materials", Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Vol.2, pp. 767-776.
- [5] Schiebl, P., Härdtl, R., (1996), "Concretes for massive structural elements", Beton 46 H.11, pp.668-672.
- [6] Burden, D., (2006), "The durability of concrete containing high levels of fly ash", Portland Cement Association, Research and Development Information, PCA R&D Serial No. 2989.
- [7] Collepari, M., Collepari, S., Ogoumah, J.J., Simonelli, F., (2004), "The influence of slag and fly ash on the carbonation of concretes". Proceedings of eighth CANMET/ACI International Conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete, Las Vegas, USA, 23-29 May, pp.483-494.
- [8] Valente, M., Bressan, M., Pasqualini, A., Liberatore, F.M., (2010), "Incremento delle prestazioni e della sostenibilità economica delle strutture attraverso l'utilizzo di aggiunte minerali pozzolaniche quali le ceneri volanti", Le nuove frontiere del calcestruzzo strutturale – 1st Workshop: the new boundaries of structural concrete, University of Salerno.
- [9] Valente, M., Bressan, M., Pasqualini, P., Liberatore, F.M., Vivaldi, S., (2011), "Fattori di efficienza K della cenere volante relativi alla penetrazione dei cloruri ed alla permeabilità all'acqua nell'ottica dell'incremento della vita utile delle strutture in c.a.", Padova, Giornate AICAP 2011.
- [10] Sudheer Anantharaman, (2008), "Sulfate and Alkali Silica Resistance of Class C & F fly ash replaced blended cements", Arizona State University.
- [11] Collepari, M., (1991), "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Hoepli ed.
- [12] Gergely, J., Bledsoe, J.E., Tempest, B.Q., Szabo, I.F., (2006), "Concrete Diffusion Coefficients and Existing Chloride Exposure in North Carolina", Department of Civil Engineering University of North Carolina.
- [13] Thomas, M.D.A., Bamforth, P.B., (1998), "Modelling Chloride diffusion in concrete. Effects of fly ash and slag", Cement and Concrete Research 29 (1999), pp. 487-495.

FATTORI DI EFFICIENZA K DELLA CENERE VOLANTE RELATIVI ALLA PENETRAZIONE DEI CLORURI ED ALLA PERMEABILITÀ ALL'ACQUA NELL'OTTICA DELL'INCREMENTO DELLA VITA UTILE DELLE STRUTTURE IN C.A.

Michele Valente¹, Marco Bressan², Alessandro Pasqualini², Felice M. Liberatore³, Sergio Vivaldi⁴

1 G.A. *General Admixtures S.p.A.*

2 Divisione Ingegneria G.A. *General Admixtures S.p.A.*

3 Ingegnere Civile, Libero professionista – Vasto(CH)

4 Responsabile del Servizio Tecnologico *Colabeton S.p.A.*

SOMMARIO

L'efficienza della cenere volante viene usualmente valutata con riferimento alla resistenza a compressione dei calcestruzzi che la contengono e misurata con specifiche prove di reattività pozzolanica. Questa modalità operativa viene seguita dalle NTC 2008 che, attraverso specifiche norme europee ed italiane, fissano i valori di opportuni fattori *k* di efficienza della cenere in relazione, appunto, alle sole prestazioni meccaniche. Tuttavia, poiché tale aggiunta minerale influenza positivamente anche la durabilità del calcestruzzo e quindi la vita utile delle strutture, è opportuno introdurre il concetto di fattore di efficienza della cenere volante anche in relazione a quelle prestazioni del calcestruzzo direttamente legate alla durabilità delle strutture. Nel presente lavoro, i valori di tali coefficienti *k* di efficienza sono stati determinati attraverso il confronto dei parametri di permeabilità all'acqua ed ai cloruri di calcestruzzi contenenti quantità variabili di ceneri volanti e di calcestruzzi privi di tale aggiunta. Sulla base dei valori di *k* ottenuti, spesso superiori all'unità, è stato stimato il miglioramento conseguibile, in termini di vita utile delle strutture, con l'impiego di conglomerati cementizi confezionati con cenere volante.

SUMMARY

The efficiency of fly ash is usually related to the compressive strength of concrete containing it and measured through specific tests for pozzolanic reactivity. This procedure is followed by the NTC 2008 (Italian technical Law) that, referring to European and Italian standards, gives values of *k*-factor related to the sole compressive strength. Since this mineral addition also improves the durability of concrete and therefore extends the life of structures, it is considered appropriate to broaden the concept of efficiency factor to the durability of the structures. In this paper, efficiency factors *k* were determined by comparing the results of water permeability and rapid chloride penetration tests on concretes containing different amounts of fly ash. Using these values of the efficiency factor, often greater than one, the better behaviour of fly ash concretes in terms of structures' life has been calculated.

1. PERMEABILITÀ DEL CALCESTRUZZO

Indipendentemente dalla causa degradante che può interessare una struttura in conglomerato cementizio armato, la sua durabilità nel tempo dipende essenzialmente dalla permeabilità del calcestruzzo.

La penetrazione di sostanze aggressive al suo interno può avvenire principalmente in due modi: per mezzo di acqua, eventualmente contenente ioni disciolti, oppure tramite fasi gassose.

Premesso che i processi di trasporto di acqua, ioni e sostanze gassose attraverso la matrice cementizia sono fenomeni complessi, spesso accompagnati da una serie di meccanismi fisico-chimici secondari che, a seconda dei casi, possono accelerare o ritardare il trasporto stesso, esistono

modellazioni differenti a seconda della tipologia di sostanza penetrante che si considera.

Trattando di un fluido che attraversa un mezzo poroso sotto la spinta di un gradiente di pressione, il meccanismo di descrizione più adeguato è quello della *permeazione*, descritto dalla legge di Darcy che, nel caso specifico dell'acqua può essere scritta come (1):

$$\frac{dq}{dt} \cdot \frac{1}{A} = K \cdot \frac{dH}{l} \quad (1)$$

dove dq/dt è il flusso di acqua, *A* è l'area della sezione di flusso, *l* è la lunghezza del percorso, *dH* è il gradiente di pressione e *K* è il coefficiente di permeabilità del calcestruzzo.

Quando il processo di penetrazione della generica sostanza avviene sotto la spinta di una differenza di concentrazione, il

meccanismo di trasporto è quello della *diffusione*. Trattando della penetrazione di sostanze gassose quali l'anidride carbonica (responsabile del fenomeno della carbonatazione) e l'ossigeno (co-responsabile, assieme all'acqua, della ossidazione delle barre di armatura), la descrizione del fenomeno può essere utilmente realizzata con la prima legge di Fick (2) potendo ritenere che il processo di diffusione avvenga in regime stazionario (la concentrazione della sostanza in oggetto sulla superficie del calcestruzzo non varia nel tempo).

$$J = -D \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \quad (2)$$

Nell'espressione (2), J rappresenta il flusso della sostanza in oggetto, c(x) la sua concentrazione ad una determinata profondità x e D il coefficiente di diffusione. Trattando invece della penetrazione degli ioni cloruro, risulta più opportuno considerare il processo di penetrazione come non stazionario (concentrazione dei cloruri sulla superficie non costante nel tempo) ed utilizzare la seconda legge di Fick (3):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (3)$$

dove c(x,t) è la concentrazione della sostanza alla profondità x al tempo t e D il coefficiente di diffusione (apparente).

Indipendentemente dalla sostanza diffondente e dal fenomeno secondo il quale essa diffonde, i parametri principali che influenzano la permeabilità di un calcestruzzo sono la porosità capillare e la qualità della zona di transizione.

In particolare, con riferimento alla porosità capillare, è importante sia la dimensione media dei pori che il loro grado di interconnessione. In generale, ad un aumento del volume e del grado di interconnessione dei pori consegue un aumento della permeabilità. Essendo poi la porosità direttamente dipendente dal rapporto a/c e dal grado di stagionatura, ne deriva che anche la permeabilità dipenderà direttamente da tali parametri.

Relativamente alla zona di transizione, cioè la zona di interfaccia tra matrice cementizia e aggregato, essa risulta spesso più porosa rispetto alla matrice cementizia lontana dall'aggregato. Questo fenomeno è dovuto in gran parte al fenomeno del "bleeding interno", cioè alla raccolta di acqua che può realizzarsi al di sotto degli aggregati medio-grandi. A seguito di questo fenomeno, il locale valore del rapporto acqua-cemento tende ad aumentare e la matrice cementizia, risultandone indebolita, può essere sede di microfessurazioni che incrementano la permeabilità del sistema.

2. INFLUENZA DELLA CENERE VOLANTE SULLA PERMEABILITÀ DEL CALCESTRUZZO

La presenza di una aggiunta minerale pozzolanica quale la cenere volante ha notevole influenza sulla permeabilità del calcestruzzo, in particolare a lungo termine (60 – 90 giorni).

Utilizzata in aggiunta al cemento, la cenere volante determina, attraverso l'esplicazione della reazione pozzolanica, una riduzione della porosità, e di conseguenza della permeabilità, della matrice cementizia grazie alla produzione di ulteriori fibre C-S-H in "sostituzione" del Ca(OH)₂ derivante dalla reazione di idratazione del cemento. Esperienze di laboratorio hanno dimostrato come, anche

l'utilizzo della cenere in parziale sostituzione del cemento, possa determinare benefici riduzioni di permeabilità.

In Figura 1 si riporta il risultato di un confronto in termini di coefficiente di permeabilità all'ossigeno [1], valutato attraverso una combinazione della legge di Darcy (1) e dell'equazione di Poiseuille su calcestruzzi confezionati con diverse percentuali di cenere volante (utilizzata in parziale sostituzione del cemento, in modo da pervenire alla stessa resistenza a compressione a 28 giorni della miscela di riferimento). Le prove sono state condotte a 56 giorni di maturazione, conservando i provini dapprima avvolti in polietilene umido per i periodi di curing indicati in figura, successivamente lasciandoli all'aria fino al cinquantaseiesimo giorno di stagionatura a 20°C e U.R. del 65%.

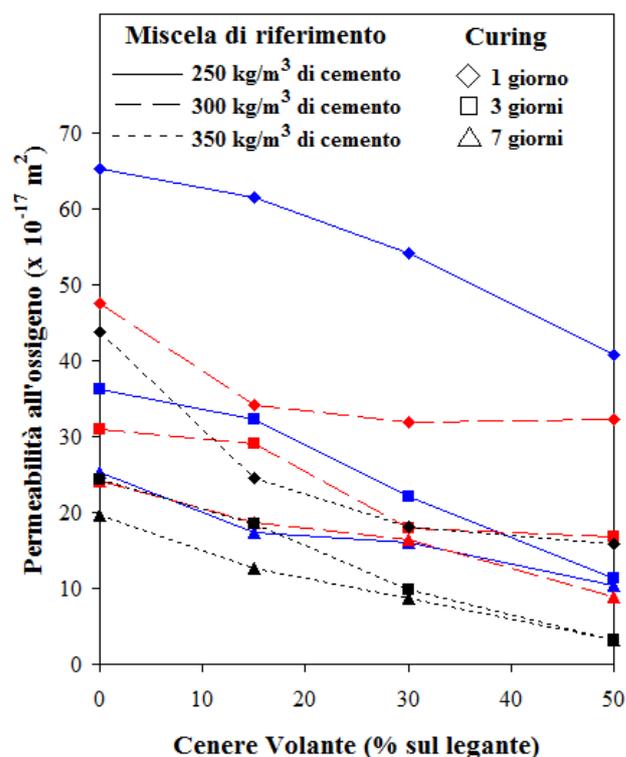


Figura 1 – Effetto sulla permeabilità all'ossigeno della cenere volante utilizzata in parziale sostituzione del cemento [1]

È evidente come all'aumentare dei giorni di curing iniziale tutti i provini manifestino una permeabilità via via inferiore ma soprattutto si nota come, a parità di durata di curing iniziale, all'aumentare del tenore di cenere volante presente, il coefficiente di permeabilità all'ossigeno tenda notevolmente a ridursi.

Analoghi risultati sono stati trovati con riferimento alla penetrazione dello ione cloruro. È ormai indiscussa la benefica azione svolta dalla cenere volante nel ridurre la velocità di ingresso dei cloruri nel calcestruzzo. In questo caso specifico, il beneficio è dovuto in parte al miglioramento della microstruttura della matrice cementizia operata dalla reazione pozzolanica ed in parte alla capacità della cenere volante di fissare i cloruri e quindi rallentare l'ingresso.

In Figura 2 si riporta l'effetto nel tempo del contenuto di cenere volante sulla riduzione del coefficiente di diffusione dei cloruri D di cui all'equazione (3).

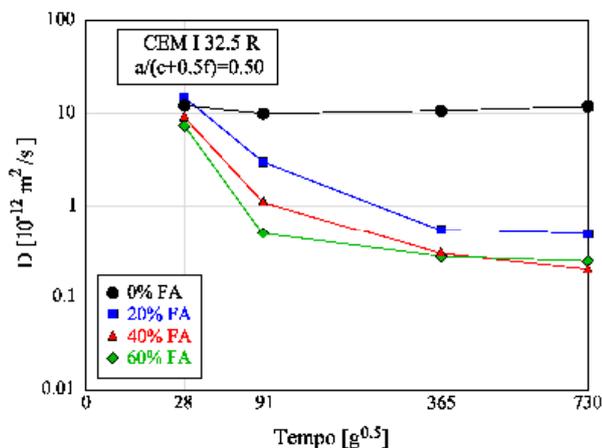


Figura 2 – Riduzione del coefficiente di diffusione D ai cloruri in funzione del dosaggio di cenere volante utilizzato [2]

3. SCOPI DEL LAVORO E METODI IMPIEGATI

Diverse miscele di calcestruzzo, confezionate con e senza l'impiego di cenere volante di produzione italiana, sono state caratterizzate in termini di permeabilità a lungo termine (90 giorni di stagionatura) all'acqua ed ai cloruri, in modo da valutare, con riferimento a queste ultime, l'influenza della cenere e la sua efficienza. Tale parametro viene usualmente valutato solo con riferimento alla resistenza meccanica di compressione tanto che le normative, europee e nazionali, forniscono i valori di fattori di efficienza K solo per tale prestazione. Tuttavia questi fattori possono essere utilmente definiti con riferimento a qualsiasi prestazione influenzata dalla presenza della cenere volante. In generale, definendo con P una generica prestazione funzione del rapporto a/c , sarà possibile scrivere:

$$P = P\left(\frac{a}{c}\right) \quad (4)$$

Definendo K_p fattore di efficienza della cenere volante riferito alla prestazione P e F il contenuto di tale aggiunta minerale nella miscela di calcestruzzo, analogamente a quanto accade per le miscele senza cenere volante la (4) può essere scritta nella forma:

$$P = P\left(\frac{a}{c + K_p \cdot F}\right) \quad (5)$$

dove la quantità $K_p \cdot F$ prende il nome di *cemento equivalente* e la sua somma con il cemento effettivo c il nome di *cemento totale* (c_{tot}). Costruita la funzione P mediante miscele di riferimento contenenti solo cemento, con la (5) è possibile ricavare, per una qualsiasi miscela contenente cenere volante F e capace di esibire una prestazione P , il valore di K_p . Per quanto riguarda la penetrazione allo ione cloruro, la funzione P è stata determinata con riferimento ai risultati di prove RCPT (Rapid Chloride Penetration Test) eseguite in conformità alla ASTM C-1202). La metodologia indicata si basa sulla misura della carica elettrica totale transitante attraverso un campione di conglomerato cementizio in un

determinato tempo. Tale carica è correlabile con la permeabilità del conglomerato stesso allo ione cloruro: maggiore è la carica transitante e maggiore è la permeabilità del mezzo allo ione cloruro. Per la penetrazione dell'acqua si è preferito caratterizzare il materiale con prove di permeabilità all'acqua in pressione (UNI EN 12390-8). La scelta di non fare riferimento direttamente al coefficiente di permeabilità K di cui alla equazione (1) è stata dettata dalle note difficoltà sperimentali che si incontrano nella valutazione diretta di tale coefficiente, soprattutto per calcestruzzi di bassa porosità.

Inoltre, espressioni disponibili in letteratura tecnica, come la equazione di Valenta [3], consentono di correlare il valore dello spessore di calcestruzzo penetrato dall'acqua in pressione al coefficiente di permeabilità K .

4. LAVORO SPERIMENTALE

Sono state confezionate 24 miscele di calcestruzzo (Tabella 1) così suddivise: 4 miscele di riferimento, cioè realizzate con diversi dosaggi di solo cemento Portland e 4 gruppi da 5 miscele ciascuno caratterizzate da dosaggio di cemento costante e dosaggio di cenere volante variabile.

Modulando opportunamente il dosaggio di superfluidificante acrilico, i calcestruzzi sono stati realizzati con la stessa classe di consistenza a parità di contenuto di acqua efficace.

Tabella 1 – Miscele di calcestruzzo realizzate

Contrassegno miscela	Cemento [kg/m ³]	Fly Ash [kg/m ³]	Acqua [l/m ³]	Slump [cm]
1	260	0	160	19
2	320	0	160	21
3	360	0	160	23
4	400	0	160	22
5	220	20	160	21
6	220	40	160	21
7	220	60	160	22
8	220	80	160	22
9	220	120	160	21
10	270	30	160	21
11	270	50	160	23
12	270	80	160	23
13	270	110	160	21
14	270	140	160	22
15	300	40	160	21
16	300	60	160	22
17	300	100	160	20
18	300	130	160	22
19	300	160	160	22
20	320	50	160	19
21	320	80	160	20
22	320	120	160	20
23	320	145	160	21
24	320	170	160	21

4.1 Materiali impiegati

Tutte le miscele sono state confezionate utilizzando cemento Portland tipo CEM I 42.5 R, cenere volante tipo F di produzione italiana (MICRO POZZ PFA) e additivo superfluidificante acrilico PRIMUM RM 34 di General Admixtures S.p.A. Sono state impiegate tre pezzature di aggregati (diametro massimo nominale 32 mm) di natura

tondeggiante combinate fra loro in modo da riprodurre nel modo migliore la distribuzione ottimale di Bolomey.

4.2 Confezione e stagionatura dei provini

Per ciascuna miscela sono stati confezionati, secondo le specifiche dettate dalla UNI EN 12390-1, una serie di provini cubici aventi spigolo 150 mm. Dopo il confezionamento sono stati mantenuti nelle casseforme per 24 h alla temperatura di 20° C ed U.R. del 95%. Successivamente allo scasso, i provini sono stati stagionati per i primi 28 giorni in acqua ad una temperatura di 20°C e per i successivi giorni lasciati all'aria.

4.3 Misurazioni eseguite

Dopo 90 giorni dal confezionamento, le miscele sono state caratterizzate in termini di resistenza meccanica a compressione, secondo la UNI EN 12390-3. Come introdotto al paragrafo 3, sono state poi eseguite prove di permeabilità all'acqua sotto pressione, secondo le prescrizioni della UNI EN 12390-8. Il singolo provino è stato sottoposto su una faccia ad un flusso di acqua in pressione (500 kPa) per 72 ore.

Al termine del processo, il provino è stato rimosso dall'apparecchiatura di prova (Figura 3a) ed è stato rotto a trazione indiretta al fine di valutare la massima penetrazione dell'acqua al suo interno (Figura 3b). Oltre alla penetrazione massima è stata valutata anche la penetrazione media, ottenuta come rapporto tra l'area bagnata e lo spigolo del provino (150 mm).

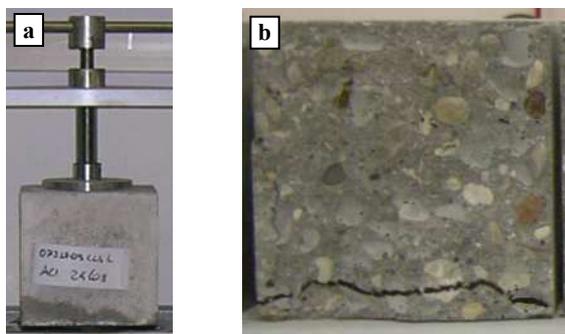


Figura 3 – (a) Prova di permeabilità all'acqua in pressione. (b) Aspetto visivo del provino al termine della prova e profilo di penetrazione dell'acqua al suo interno.

Inoltre è stata valutata indirettamente la permeabilità allo ione cloruro mediante la tecnica del Rapid Chloride Penetration Test (RCPT) secondo le indicazioni della ASTM C-1202 (Figura 4).



Figura 4 – Apparecchiatura per il Rapid Chloride Penetration Test.

Tabella 2 – Risultati delle prove

Miscela	Resistenza a compressione [N/mm ²]	Penetrazione acqua		Carica totale Q [C]
		P _{MAX} [mm]	P _{MED} [mm]	
1	43.64	40	30	1348
2	56.24	18	14	1105
3	62.87	12	9	864
4	72.36	11	6	630
5	37.16	29	24	1394
6	43.76	31	17	844
7	46.13	21	16	594
8	47.51	18	13	483
9	50.82	13	8	374
10	50.62	18	12	826
11	55.29	12	7	867
12	58.69	8	5	428
13	62.80	6	4	373
14	64.94	5	3	320
15	60.98	7	4	870
16	65.94	14	4	582
17	69.04	4	1	350
18	72.27	5	2	183
19	74.29	14	3	167
20	71.62	10	3	544
21	73.29	14	2	324
22	77.16	5	3	232
23	79.33	4	1	231
24	85.62	4	1	227

4.4 Elaborazione dei risultati

In Tabella 2 sono riportati, per ciascuna miscela, i valori della resistenza a compressione, della penetrazione dell'acqua in pressione (massima e media) e della carica elettrica transitata durante la RCPT, valutati a 90 giorni di stagionatura.

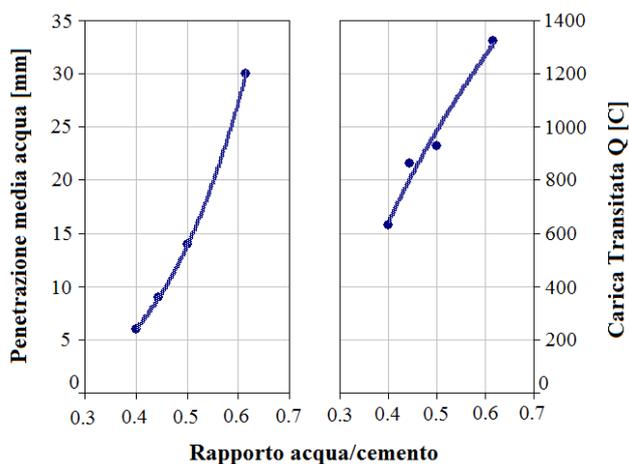


Figura 5 – Correlazioni $P_{MED} - a/c$ e $Q - a/c$.

In Figura 5 sono riportate le funzioni $P_{MED} = P_{MED}(a/c)$ e $Q = Q(a/c)$ costruite con le miscele contenenti solo cemento (Miscele da 1 a 4) e riferite rispettivamente alla penetrazione media dell'acqua ed alla carica totale misurata. I punti sperimentali sono stati interpolati con una curva di potenza per la prima e con una curva logaritmica per la seconda, ed i coefficienti di correlazione ottenuti (rispettivamente 0,99 e 0,97) risultano molto soddisfacenti.

Esprimendo le correlazioni riportate in Figura 5 in forma analitica si ottengono le seguenti funzioni:

$$P_{MED} = 184.5 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^{3.7307} \quad (6)$$

$$Q = 1541 \ln\left(\frac{a}{c}\right) + 2057 \quad (7)$$

Queste rappresentano la (4) per il caso specifico della penetrazione media dell'acqua in pressione e dello ione cloruro. Sostituendo nella (6) e nella (7) la quantità c con $ctot$, come definito al paragrafo 3, è possibile esplicitare le equazioni in funzione della variabile K_p che può quindi essere ricavata per ciascuna delle miscele realizzate con l'impiego di cenere volante. Nella Tabella 3 si riporta il risultato di tale elaborazione.

Tabella 3 – Valori di K calcolati mediante le (6) e (7)

Miscela	K (acqua)	K (cloruri)
5	2.82	1.93
6	2.08	3.52
7	1.47	3.33
8	1.32	2.86
9	1.26	2.16
10	2.09	3.13
11	2.29	1.71
12	1.89	2.42
13	1.61	1.91
14	1.52	1.61
15	3.67	1.38
16	2.45	2.05
17	1.83	1.86
18	1.83	1.83
19	1.14	1.52
20	3.25	2.25
21	2.73	2.18
22	1.36	1.69
23	2.26	1.40
24	1.93	1.20

5. DISCUSSIONE DEI RISULTATI

5.1 Permeabilità all'acqua

In Figura 6 viene riportato il valore della penetrazione media dell'acqua in funzione della percentuale (riferita al peso di cemento) di cenere volante presente nella miscela.

A parità di contenuto di cemento, la permeabilità a lungo termine (90 giorni) all'acqua si riduce all'aumentare del contenuto di cenere volante nel legante. Tale effetto aumenta sensibilmente all'aumentare del contenuto di cemento (e quindi clinker) nella miscela. Questo comportamento è sicuramente ascrivibile al miglioramento della microstruttura della matrice cementizia ad opera dei prodotti derivanti dalla reazione pozzolanica. Soprattutto a lungo termine, i silicati prodotti durante la reazione pozzolanica contribuiscono a ridurre sensibilmente il diametro medio delle porosità e ad interrompere le loro interconnessioni. Inoltre, la presenza di un materiale fillerizzante quale la cenere volante contribuisce notevolmente alla riduzione del cosiddetto "bleeding interno"

e, per quanto detto al paragrafo 2, all'ottenimento di una matrice cementizia nella zona di transizione adeguatamente compatta e resistente.

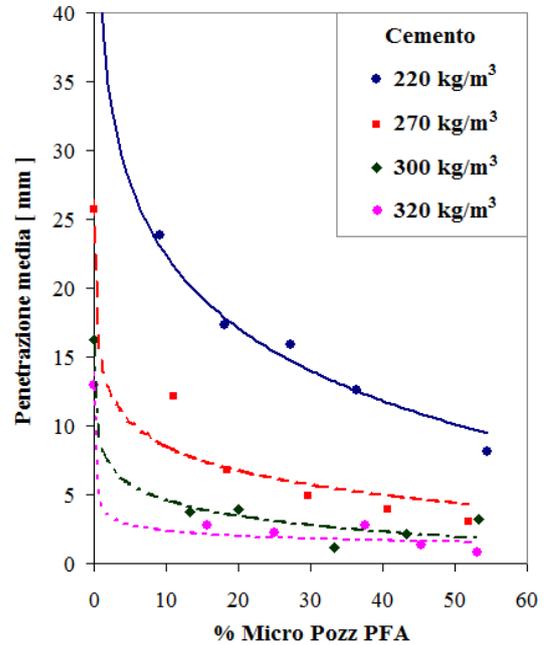


Figura 6 – Correlazione tra penetrazione media dell'acqua e contenuto di cenere volante nel calcestruzzo.

In Figura 7 viene riportato il valore della penetrazione media dell'acqua in funzione della resistenza meccanica di compressione valutata al momento della prova di permeabilità all'acqua.

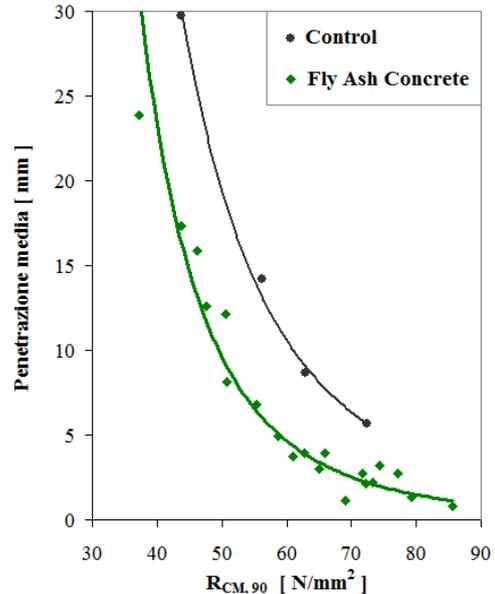


Figura 7 – Correlazioni tra penetrazione all'acqua e resistenza a compressione in calcestruzzi con e senza cenere volante.

Risulta evidente come i punti sperimentali rappresentativi

delle miscele con solo cemento Portland e quelli delle miscele contenenti cenere volante tendano a disporsi su due curve ben distinte. È inoltre evidente come, a parità di resistenza a compressione, il calcestruzzo confezionato con cenere volante risulta meno permeabile all'acqua. Questo risultato può essere spiegato proprio con la interruzione, da parte dei silicati prodotti dalla cenere volante, delle interconnessioni tra i vari pori. Tali interconnessioni, infatti, hanno molta più influenza sulla penetrazione dell'acqua che non sulla resistenza a compressione. Una loro interruzione, determina un incremento di penetrazione all'acqua superiore al contestuale incremento di resistenza meccanica.

In Figura 8, si riportano le correlazioni tra il fattore di efficienza K, determinati con i metodi illustrati nei paragrafi precedenti, ed il contenuto di cenere nelle miscele.

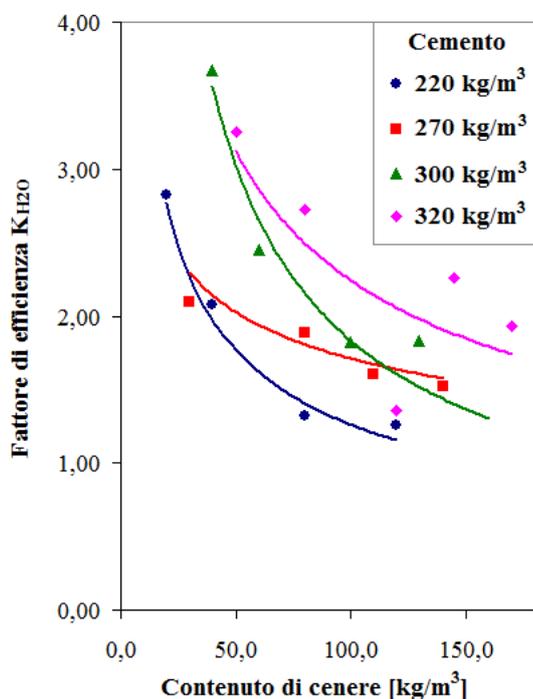


Figura 8 – Andamento dei fattori di efficienza a 90 giorni della cenere relativi alla penetrazione all'acqua.

La prima considerazione riguarda i valori trovati: in ogni caso i fattori di efficienza sono risultati superiori all'unità. Tale risultato evidenzia come, a lungo termine, il contributo della cenere volante alla riduzione della permeabilità all'acqua del calcestruzzo sia superiore a quello del cemento Portland.

La seconda considerazione riguarda la distribuzione di tali fattori. Per un determinato contenuto di cemento, il fattore di efficienza della cenere volante diminuisce all'aumentare del contenuto di cenere. Questo fenomeno è legato al meccanismo che sta alla base della reazione pozzolanica. La cenere per poter esplicitare la reazione pozzolanica necessita di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a sua volta prodotta dall'idratazione del cemento. Man mano che la cenere aumenta, e con essa il rapporto cenere/cemento, il quantitativo di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ disponibile per l'unità di volume di cenere diminuisce. Per lo stesso motivo, a parità di contenuto di cenere volante, la sua reattività cresce con il contenuto di cemento.

5.2 Permeabilità ai cloruri

Il risultati delle prove condotte confermano gli innumerevoli dati disponibili nella letteratura tecnica secondo i quali le componenti pozzolaniche determinano un forte rallentamento della penetrazione dello ione cloruro nelle strutture in calcestruzzo armato. Questo rallentamento si attribuisce, oltre che ad una riduzione della porosità della matrice cementizia come nel caso della permeabilità all'acqua, anche ad una diversa struttura della superficie dei pori capillari caratteristici di un conglomerato confezionato con cenere volante. Molti autori sostengono infatti che, in presenza di aggiunte pozzolaniche, i prodotti di idratazione presentino un maggiore sviluppo superficiale rispetto a quelli derivanti dal solo cemento Portland [4]. Questo aspetto conferirebbe a tali prodotti la capacità di adsorbire gli ioni cloruri rallentandone l'ingresso nel calcestruzzo.

Nel presente lavoro, la permeabilità allo ione cloruro, valutata indirettamente mediante la tecnica del Rapid Chloride Penetration Test (RCPT), è risultata profondamente influenzata dalla presenza di cenere volante negli impasti di calcestruzzo.

In Figura 9 si mette in evidenza come, all'aumentare del contenuto di cenere volante nella miscela, il quantitativo di carica totale transitata durante la prova RCPT diminuisca sensibilmente.

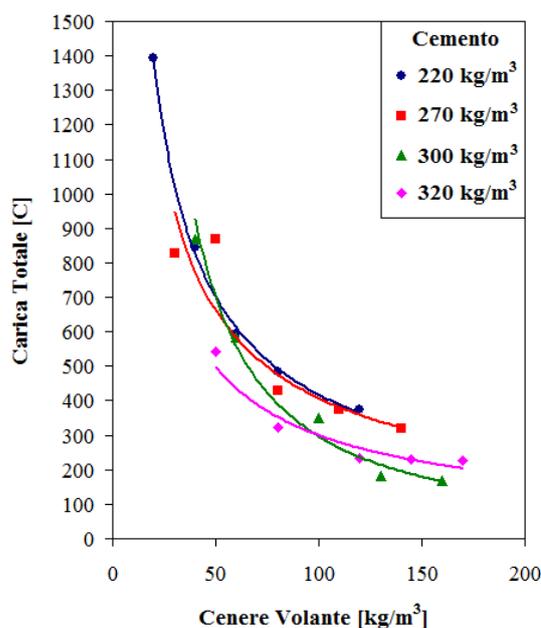


Figura 9 – Correlazione tra la carica totale misurata durante le prove RCPT e il contenuto di cenere nelle miscele

Anche se le curve di correlazione trovate per i diversi contenuti di cemento sono molto vicine tra loro, sembra che a parità di contenuto di cenere volante, il quantitativo di carica totale diminuisca con l'aumentare del contenuto di cemento.

In parte il fenomeno può essere ricondotto a quanto visto per la permeabilità all'acqua e cioè che in presenza di maggiori contenuti di clinker si rende disponibile per la reazione pozzolanica un maggiore quantitativo di $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

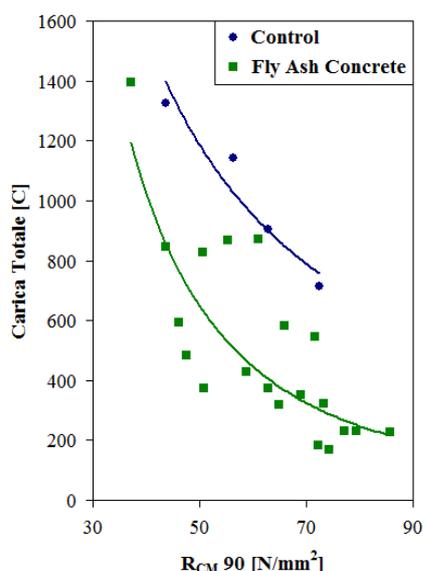


Figura 10 – Correlazione a 90 giorni tra carica totale passante e resistenza a compressione in calcestruzzi con e senza cenere volante.

La Figura 10, concettualmente equivalente alla Figura 7, evidenzia come anche nel caso della permeabilità ai cloruri, a parità di resistenza a compressione, le miscele contenenti cenere volante forniscano valori di carica passante sempre inferiore. In Figura 11, analogamente a quanto fatto in Figura 8 per la permeabilità all'acqua, viene correlato il valore del fattore di efficienza K_{Cl} dei cloruri con il contenuto di cenere volante nella miscela. Rispetto al caso della penetrazione all'acqua, i risultati sperimentali risultano maggiormente dispersi, tuttavia, è evidente una analoga tendenza del coefficiente a diminuire all'aumentare del contenuto di cenere.

È interessante notare come gli autori, in una diversa pubblicazione [5], hanno presentato, per le stesse miscele qui proposte, il calcolo del fattore di efficienza (relativo ai cloruri) della cenere utilizzando come parametro di riferimento direttamente il coefficiente di diffusione D invece della carica totale Q . Le due determinazioni hanno fornito valori di K sostanzialmente comparabili e del tutto coerenti con i valori riscontrati da altri autori [6]. Diversa è risultata la modalità di variazione del K in funzione del contenuto di cenere volante.

Questo disaccordo è dovuto alla tipologia di curve adottata per l'interpolazione dei dati sperimentali.

6. PERMEABILITÀ DEL CALCESTRUZZO E VITA UTILE DELLE STRUTTURE

I risultati proposti evidenziano come l'impiego di cenere volante determini una sensibile riduzione a lungo termine della generale permeabilità del calcestruzzo agli agenti esterni, sia essi liquidi, gassosi o in forma ionica. È evidente come questo si rifletta in maniera diretta sulla vita utile delle strutture. Il rallentamento dell'ingresso di specie gassose quali la CO_2 o l' O_2 determina, rispettivamente, una riduzione del processo di carbonatazione [3,4,7] e una riduzione della velocità di ossidazione delle barre di armatura [7].

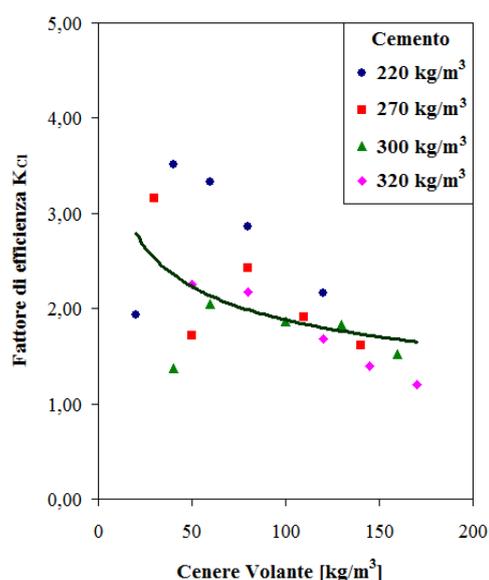


Figura 11 – Fattori di efficienza della cenere volante relativi alla penetrazione dello ione cloruro (90 giorni di stagionatura).

La riduzione della permeabilità all'acqua, nei termini visti nella sperimentazione, consente di ottenere strutture praticamente impermeabili, con conseguenti notevole incrementi dei tempi di propagazione della corrosione. Relativamente alla limitata permeabilità ai cloruri, l'incremento della vita utile è facilmente stimabile a mezzo di semplici modelli di penetrazione basati, ad esempio, sulla (3).

Rinviando ad altre pubblicazioni [8,9] dove vengono riportati confronti realizzati su esempi applicativi concreti, in questa sede si vuole semplicemente far osservare la diretta correlazione tra incremento del coefficiente di diffusione ai cloruri (qui considerato indirettamente con la tecnica del Rapid Chloride Penetration Test) ad opera della cenere volante e l'incremento della vita nominale della struttura.

Allo scopo viene utilizzata una correlazione (8) disponibile in letteratura [10] tra la quantità di carica C determinata in una prova RCPT e il coefficiente di diffusione D .

$$D_{eff} = 1.03 \cdot 10^{-14} \cdot C^{0.84} \quad (8)$$

È bene chiarire che non esistono correlazioni valide per tutti i conglomerati ma, dovendo fare considerazioni di tipo comparativo, l'approssimazione che si introduce è accettabile.

Utilizzando i valori dei coefficienti D_{eff} derivanti dalla applicazione della (8) ai dati di Tabella 2 è stato stimato il valore del tempo di innesco (Figura 12) della corrosione da cloruri sulla base della (3). I valori calcolati fanno riferimento ad uno spessore di copriferro pari a 45 mm, un valore della concentrazione critica dei cloruri pari a 1.4 kg/m^3 , un valore di concentrazione superficiale di 7.4 kg/m^3 e un tempo di salatura annua di 45 giorni.

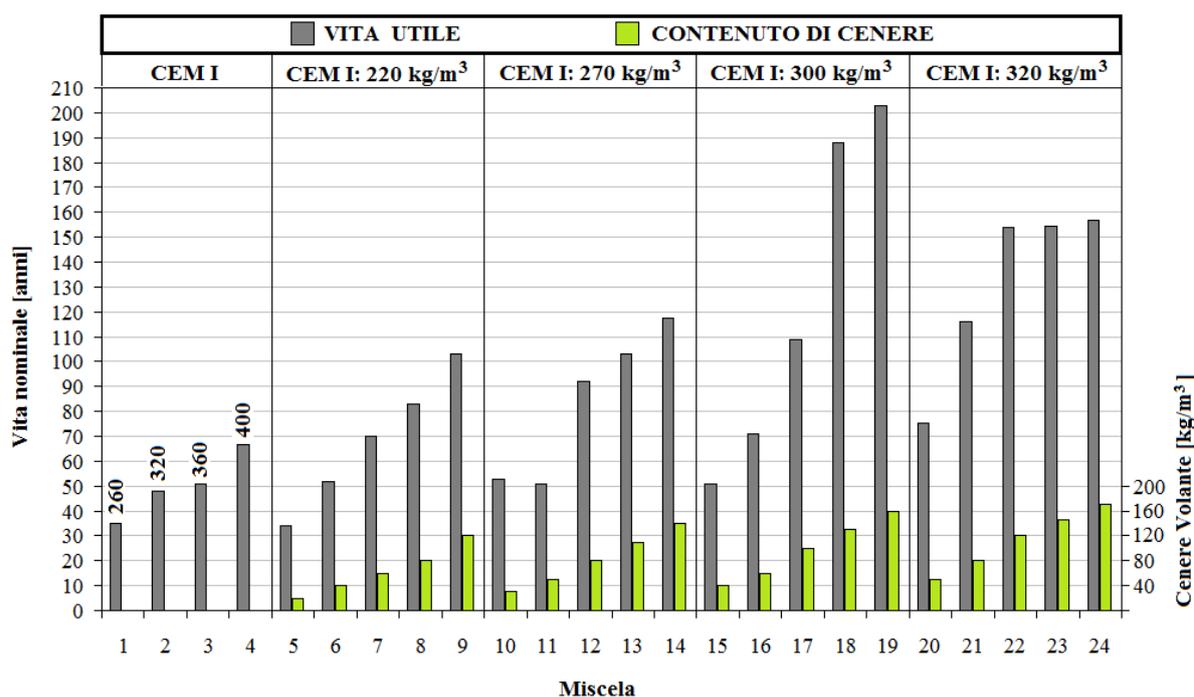


Figura 12 – Stima della vita utile di strutture realizzate con le miscele studiate

7. CONCLUSIONI

Per una serie di miscele di calcestruzzo confezionate con e senza cenere sono state valutate due proprietà essenziali per la durabilità delle strutture in c.a.: la permeabilità all'acqua ed ai cloruri. La prima è stata caratterizzata con la prova di permeabilità dell'acqua in pressione mentre la seconda con la tecnica del Rapid Chloride Penetration Test. I risultati ottenuti hanno evidenziato come la presenza di cenere consenta di pervenire, a tempi di stagionatura di 90 giorni, a matrici cementizie estremamente compatte ed impermeabili. I fattori di efficienza della cenere volante, valutati con riferimento a tali proprietà, pur variabili con il contenuto di cemento e di cenere, sono risultati sempre superiori all'unità (mediamente 1.5÷2.0 per la permeabilità all'acqua e 2.0÷2.5 per quella ai cloruri).

La conseguenza di tali risultati, in termini di vita utile delle strutture, è immediata, data la riduzione della velocità di ingresso nel materiale di tutte specie degradanti. Il lavoro conferma i rilevanti benefici in termini di prestazioni meccaniche, di durabilità e sostenibilità, conseguibili attraverso l'impiego di una aggiunta minerale pozzolanica quale la cenere volante.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M.D.A. Thomas, J.D. Matthews – (1992), The permeability of fly ash concrete, *Materials and Structures*, pp. 388-396.
- [2] P. Schiebl et. Al. – (2001), New finding concernig the performance of concrete containing coal fly ash, *Beton51*.
- [3] L. Coppola – (2007), *Concretum*, McGraw-Hill.
- [4] M. Collepari – (1991), *Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo*, Hoepli.
- [5] M. Valente, M. Vigneri, A.Pasqualini, M.Bressan, S. Bianchini, F.M. Liberatore – (2010), *Uso di ceneri volanti nei calcestruzzi: fattori di efficienza delle aggiunte minerali pozzolaniche*, Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies (Ancona 2010).
- [6] V.G. Papadakis, S.Tsimas – (2002), *Supplementary cementing materials in concrete – Part I: efficiency and design*, *Cement and Concrete Research* 32, pp.1525-1532.
- [7] P.Pedefferri, L.Bertolini – (2000), *La durabilità del calcestruzzo armato*, McGraw-Hill.
- [8] M.Valente, M.Bressan, A.Pasqualini, F.M.Liberatore – (2010), *La cenere volante come aggiunta minerale pozzolanica nel calcestruzzo – incremento delle prestazioni meccaniche, della durabilità e della sostenibilità economico – ambientale delle strutture in c.a.*, Convegno CTE, Brescia 2010.
- [9] M.Valente, M.Bressan, A.Pasqualini, F.M.Liberatore, (2010), *Incremento delle prestazioni e della sostenibilità economica delle strutture attraverso l'utilizzo di aggiunte minerali pozzolaniche quali le ceneri volanti*, ACI Italy Chapter, Salerno 2010.
- [10] Gergely, J., Bledsoe, J.E., Tempest, B.Q., Szabo, I.F., (2006), *Concrete Diffusion Coefficients and Existing Chloride Exposure in North Carolina*, Department of Civil Engineering University of North Carolina.