

SOTTOTEMA 1

MATERIALI E TECNICHE TRADIZIONALI O INNOVATIVI

COSTRUIRE CON LA SLIPFORM

Vito Alunno Rossetti¹, Antonella Ferraro², Paolo Locatelli³

1 Dipartimento di Ingegneria Chimica Materiali Ambiente, Sapienza Università di Roma

2 clinicadelcalcestruzzo, Roma

3 Impresa Astaldi, Roma

SOMMARIO

L'impiego del sistema costruttivo basato sulla Slip form, o cassero scivolante, consente di accrescere la velocità di getto e ridurre i costi per la realizzazione di edifici alti, torri, pile e simili. Nella presente nota vengono descritti alcuni dettagli peculiari della tecnica della Slipform, mettendo anche in evidenza aspetti di tecnologia del calcestruzzo che richiedono attento controllo e monitoraggio, per non incorrere in difetti tipici, che possono essere anche gravi.

In considerazione del fatto che le caratteristiche del conglomerato che determinano la bontà dei risultati devono variare anche in funzione della temperatura ambiente e della velocità di salita della cassaforma, si descrive sinteticamente un metodo messo a punto in cantiere basato sulla misura del tempo di presa del calcestruzzo in laboratorio e in cantiere, che consente di aggiustarne la composizione variando un solo componente della miscela.

BUILDING WITH THE SLIPFORM

SUMMARY

Building with a Slipform allows to increase the casting rate and to reduce costs when constructing high rise buildings, towers, piles and the like. In this paper some peculiar details of the slipform technique are described; also some aspects of concrete technology are evidenced that require careful control and monitoring, to avoid typical defects that can be serious.

Since the concrete properties that determine the goodness of the results must vary according to the ambient temperature and the raising speed of the form, a synthetic description is given of a method, set up in the yard, based on the measurement of the setting time of concrete, both in the laboratory and on site; the application of the method, allows a fast adjustment of the mix, by small variations of only one component of the mix.

1. PREMESSA

Giusto nel decennio in cui veniva pubblicata la prima Norma italiana sul cemento e sul cemento armato (1907), l'Ingegnere MacDonald collaudava e in seguito pubblicava il primo pionieristico lavoro [1] in merito all'impiego della Slip Form (o Slipform; in italiano cassero slittante o scorrevole).

Da allora questa tecnica si è affermata saldamente e in tutto il mondo, per realizzare nuclei di edifici alti, pile da ponte, silos, torri per ponti radio, ciminiere, piattaforme offshore pozzi e altre costruzioni. In questa nota, finalizzata alla presentazione di un metodo per risolvere alcuni problemi tecnologici relativi all'interazione tra calcestruzzo per slipform, si descriveranno in sintesi anche aspetti salienti del sistema costruttivo.

2. CASSERI RAMPANTI E SLIPFORM

Per realizzare strutture caratterizzate da altezza elevata (non meno di 30/40 metri per motivi di convenienza economica) e dalla presenza di pareti verticali o quasi verticali, come quelli sopra elencati, vengono spesso utilizzati casseri rampanti oppure slipform.

Mediante i primi (Figura 1) si realizza una costruzione discontinua: i casseri vengono riempiti, in seguito, allorché la resistenza del calcestruzzo raggiunge il livello richiesto,



Figura 1 - Sistema di costruzione a cassero rampante. I casseri sono fissati alle pareti e, dopo il getto, smontati e sollevati in una posizione più alta, quando il calcestruzzo presenta una resistenza sufficiente (foto da Internet)

vengono smontati, sollevati mediante gru e fissati sul costruito, per poi proseguire nello stesso modo.

Questo procedimento non presenta problemi specifici di tecnologia del conglomerato cementizio relativi alle modalità costruttive, salvo la necessità di realizzare numerose riprese di getto, che per quanto possibile non devono costituire ‘giunti freddi’.

Con la slipform si realizza invece un processo continuo, nel quale i tempi di attesa dell’indurimento si riducono drasticamente, poiché a differenza del precedente i getti non vengono interrotti, rendendo possibili velocità di elevazione fino a 3 metri/d. Detto processo è stato paragonato ad un tipo di estrusione, in cui l’oggetto realizzato è in genere fermo e la forma in movimento. Con questo procedimento, anche se meno semplice dal punto di vista tecnologico, proprio per le maggiori velocità raggiungibili e per il ridotto uso della gru si realizzano notevoli risparmi, sia rispetto ai procedimenti tradizionali che richiederebbero impegnative impalcature sia rispetto all’impiego dei casseri rampanti.

3. LA TECNICA DELLA SLIPFORM

Come mostrato nella Figura 2, che descrive una tipica apparecchiatura di impiego attuale, l’intero sistema (slipform e piattaforme con parapetto per gli operatori) è sostenuto da un supporto a forma di giogo o staffa (n. 4 nella Figura 2).

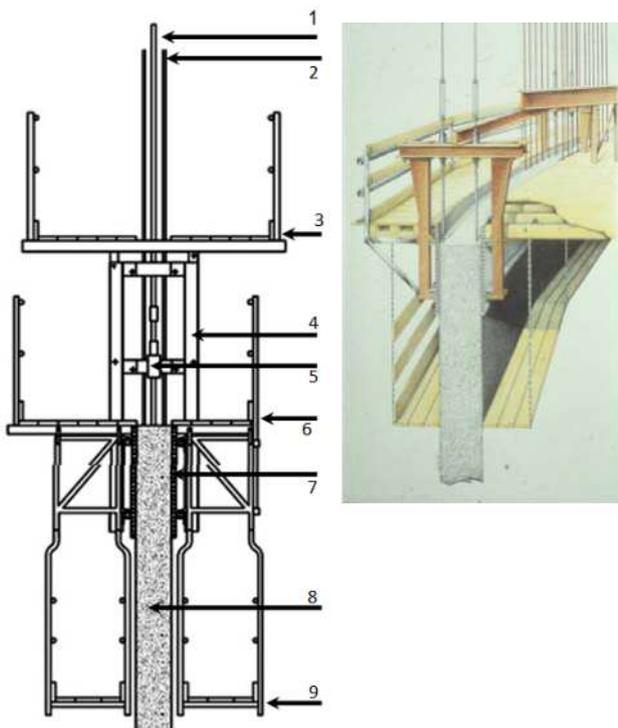


Figura 2 – Sezione e disegno della Slipform (da Internet con modifiche). Nel disegno è rappresentato per leggibilità un sistema a due sole piattaforme. Spiegazione dei numeri nel testo.

Il sollevamento continuo del giogo, e quindi dell’intero sistema, è realizzato facendo scorrere un numero adeguato di martinetti idraulici (5) fissati sul giogo, su altrettante barre continue a perdere di acciaio, dette barre di sollevamento (1), che corrono dalla fondazione fino alla sommità delle pareti. Tali barre vengono progressivamente allungate con un semplice sistema a manicotti filettati. Sono possibili anche altre soluzioni, come ad esempio quella mostrata in Figura 3 caratterizzata dall’assenza di tali barre (2).



Figura 3 - Uso di slipform per costruire casseri a mare. Il cassero viene sollevato progressivamente mediante 4 gru. Non si impiegano le barre di sollevamento [4]

I materiali principali, cioè barre di sollevamento o arrampicamento, armature verticali e orizzontali, vengono sollevati fino alla piattaforma superiore (3) mediante appositi montacarichi; il calcestruzzo viene portato mediante pompaggio a sistemi di distribuzione situati sulla piattaforma (3) e quindi trasferito con tubi getto all’interno delle forme (7).

Sulla piattaforma intermedia (6) si esegue il posizionamento delle armature ed il getto del calcestruzzo. Inoltre si controlla la vibrazione del calcestruzzo, eseguita normalmente con numerosi vibratori ancorati al cassero. Sulla piattaforma inferiore (9) si controlla il risultato dei getti ed eventualmente si eseguono le riparazioni occorrenti sull’elemento appena realizzato.

Da questa sintetica descrizione del processo si può intuire la grande importanza della logistica, ovvero dell’approvvigionamento dei materiali a terra e sulla piattaforma, e delle lavorazioni che devono essere eseguite in sito, come il posizionamento dei ferri e loro legatura, manicottatura e allungamento delle barre, pompaggio e distribuzione del conglomerato, controllo della vibrazione del calcestruzzo [3]; se queste operazioni non sono coordinate e nei tempi corretti mediante apposite procedure, risulterà difficile il controllo dei risultati.

4. ASPETTI TECNOLOGICI DELL’INTERAZIONE TRA CALCESTRUZZO E SLIPFORM

Il calcestruzzo per slipform deve ovviamente soddisfare requisiti di durabilità e resistenza appropriati per la costruzione da realizzare. Quanto alla lavorabilità e ancor di più alla velocità di indurimento, questi requisiti sono strettamente legati alla modalità con cui si procede alla costruzione, ovvero al modo di impiego della slipform. Infatti se il calcestruzzo non possiede tali requisiti al livello necessario, possono verificarsi notevoli inconvenienti e difetti.

Per categorizzare i difetti è innanzitutto necessario ricordare che, durante il getto, la slipform può essere sollevata solo se lo strato inferiore (Figura 4) di calcestruzzo nella cassaforma (7) presenta una resistenza sufficiente e uno spessore tale da sostenere il calcestruzzo al di sopra di esso (normalmente tale spessore è 20/30 cm). Al di sopra dello strato inferiore nella cassaforma (in fase di indurimento), si trova il calcestruzzo in fase di presa e al di sopra di questo si trova calcestruzzo semiplastico o fresco.



Figura 4 - Evoluzione della resistenza del calcestruzzo durante lo scorrimento della slipform.

In un sistema di getto con slipform ben progettato e condotto, soltanto una distanza corretta dello strato di calcestruzzo in fase di presa dal fondo della cassaforma può assicurare risultati privi di difetti (20/30 cm come si è detto).

4.1 Difetti dovuti a trascinamento e strappo

Se lo strato di calcestruzzo in fase di presa è troppo distante dal bordo inferiore della cassaforma, o in altre parole se lo strato inferiore nella cassaforma è troppo spesso, per far scorrere verso l'alto la cassaforma, sarà necessaria una forza eccessiva per vincere l'aderenza sviluppatasi tra il calcestruzzo e la cassaforma stessa. A questo effetto può anche sovrapporsi un attrito locale eccessivo, dovuto a:

- un possibile sbilanciamento del peso della cassaforma,
- o alla presenza di superfici non piane nella stessa,
- oppure ad un batter insufficiente (con il termine batter o convergenza ci si riferisce al non parallelismo delle due pareti della cassaforma, che convergono in alto da 5 a 10 mm/m, proprio per facilitare il distacco del calcestruzzo inferiormente).

La conseguenza è che lo strato inferiore di calcestruzzo nella cassaforma può essere trascinato verso l'alto e strappato; si formano così grosse fessure orizzontali (Figura 5).

Lo strato più basso nella cassaforma, al di sotto dello strato in fase di presa, può diventare troppo spesso se:

- la velocità di indurimento è troppo alta (a causa di temperature elevate, o perché la miscela base presenta un'elevata velocità di indurimento, o si usano additivi acceleranti),
- la velocità di sollevamento della cassaforma è troppo bassa (difficoltà di approvvigionamento del calcestruzzo, dei ferri e del posizionamento di questi).



Figura 5 - Difetti dovuti a trascinamento e strappo

È palese la pericolosità di questi difetti dal punto di vista della durabilità, specialmente se la profondità delle fessure supera il copri ferro.

4.2 Difetti dovuti ad insufficiente indurimento del calcestruzzo

Se lo strato di calcestruzzo in fase di presa è troppo vicino al bordo inferiore della cassaforma, in altre parole se lo strato inferiore del calcestruzzo al fondo della cassaforma non ha spessore sufficiente, esso può risultare troppo debole per sopportare il peso del calcestruzzo soprastante. Si può quindi verificare la formazione di rigonfiamenti e colature che, (ove osservabili) costituiscono difettosità evidenti (Figura 6).



Figura 6 - Colature e rigonfiamenti dovuti a calcestruzzo semifluido (al di sotto del bordo inferiore della slipform)

Nelle stesse condizioni sopra descritte, se lo strato soprastante al bordo inferiore della slipform è addirittura semifluido o fluido, esso può fluire (Figura 7) fuori della cassaforma. In questo modo possono formarsi delle grosse cavità, ricoperte in parte da scaglie sottili.

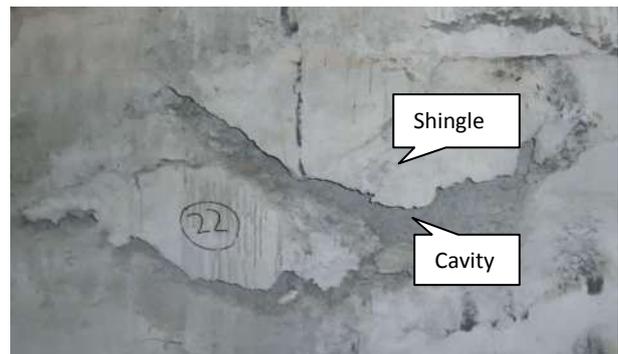


Figura 7 - Una quantità elevata di calcestruzzo, non ancora indurito, è fluiva fuori della slipform, generando una cavità. L'adesione tra il calcestruzzo e la forma ha sostenuto scaglie (shingle) di calcestruzzo semi indurito

Lo strato inferiore nella cassaforma può essere troppo sottile se:

- la temperatura ambiente è troppo bassa,
- il tempo di presa e di indurimento del calcestruzzo è troppo lungo,
- la velocità di sollevamento della cassaforma è eccessiva.

Da quanto sopra si è accennato, si comprende che i fattori che intervengono sul buon funzionamento dello slipforming sono numerosi e, soprattutto, che è indispensabile un ottimo sincronismo tra la velocità di approvvigionamento dei materiali, la presa ed indurimento del calcestruzzo e la

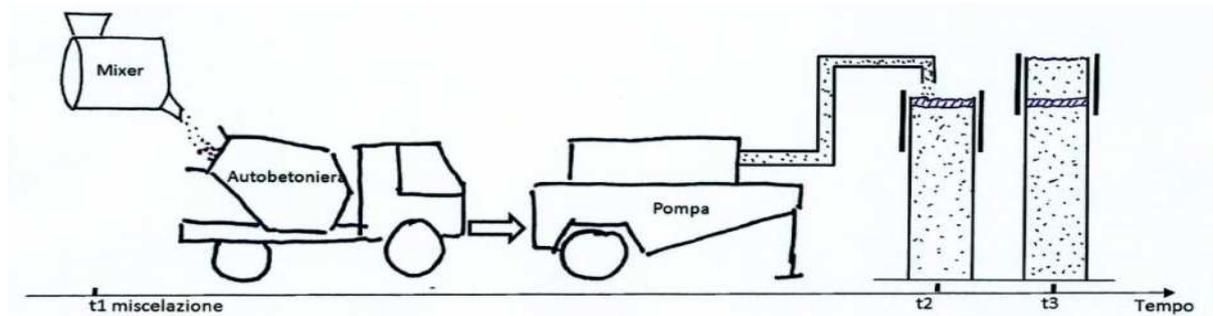


Figura 8 – Il tempo t_3 , in corrispondenza del quale il calcestruzzo miscelato al tempo t_1 e gettato al tempo t_2 si trova nella posizione corretta a 20/30 cm dal fondo, deve corrispondere al tempo di inizio presa misurato con il plunger in cantiere o in laboratorio con il sistema Proctor

velocità di sollevamento della slipform. L'obiettivo è quello di assicurare che lo strato di calcestruzzo inizi la sua fase di presa allorché si trova a 20/30 cm dal fondo della slipform (Figura 8).

Si comprende anche che occorre tenere sotto controllo la posizione dello strato in fase di presa e, che in caso di posizione errata, si possa intervenire sulla velocità della slipform ed evitare inconvenienti. È evidente che questo procedimento non dovrebbe essere considerato di routine (come spesso avviene), ma solo come un intervento di emergenza; infatti la velocità di scivolamento dovrebbe essere un valore target di un determinato sistema di slipforming.



Figura 9 - Il plunger o ago, consente di misurare la distanza dal fondo dello strato in fase di presa

Per il corretto funzionamento del sistema è evidentemente necessario disporre di una misura continua della distribuzione della consistenza del calcestruzzo nella cassaforma, peraltro impossibile con mezzi o strumenti standard.

A conoscenza degli Autori della presente nota non esistono al momento indicazioni di carattere Normativo in proposito e anche la Guida dell'ACI Committee 347 [6] non fornisce alcun criterio quantitativo di resistenza per il sollevamento della slipform ma richiede di affidarsi all'esperienza di tecnici qualificati.

Attualmente la misura è normalmente eseguita a mano in sito, con una precisione sufficiente allo scopo, mediante l'impiego di cosiddetti "aghi" o plungers (Figura 9). Sono

tuttavia allo studio metodi per la misura del grado di idratazione, correlabili alla resistenza, si veda ad esempio [5], basato sulla valutazione della resistenza a breve mediante la misura della velocità superficiale delle onde ultrasoniche.

5 UN CASO DI STUDIO: IL TERZO PONTE SUL BOSFORO

La realizzazione del terzo ponte sul Bosforo (span di 1408 m), dalla parte europea a quella asiatica della Turchia, un'opera facente parte dell'autostrada "Northern Marmara Motorway" (in costruzione: Impresa Astaldi-Ictas) aggiudicata nel maggio 2012, e con data di apertura prevista a fine 2015, destinata a snellire il traffico di Istanbul, costituisce un importante caso di applicazione dello slipforming (Figura 10). Le quattro torri cave, inclinate e rastremate che sorreggeranno il ponte, sospeso e strallato, sono alte 320 m dei quali circa 200 m vengono realizzati mediante slipforming e, più in alto, circa 100 m con casseri rampanti.

Sono evidenti le difficoltà di tipo logistico, connesse con l'altezza delle torri ed anche con la variabilità della loro sezione e quelle legate all'ampia escursione termica stagionale, che può superare i 30 °C, anche con variazioni repentine di temperatura.

Le variabili principali da tenere sotto controllo allo scopo di sincronizzare la presa del conglomerato e la corretta posizione nel cassero sono:

- composizione della miscela/miscele di calcestruzzo (richiesta in capitolato aggiunta di loppa),
- temperatura del calcestruzzo,
- tempi di trasporto del calcestruzzo dalla centrale di betonaggio alla slipform,
- tempi di approvvigionamento dell'acciaio,
- tempo per la posa in sito dell'armatura,
- velocità di sollevamento della cassaforma,
- temperatura ambiente.

Gli Autori della presente nota hanno condotto uno studio per ottimizzare la composizione del calcestruzzo in funzione delle combinazioni delle variabili sopra elencate.

Il metodo originale ottenuto ha consentito, mediante misure di resistenza con plunger e di tempi di presa Proctor secondo ASTM C403 di varie miscele di calcestruzzo, di individuare la possibilità di ottenere un soddisfacente controllo del sistema, una volta assegnate le condizioni di:

- velocità di sollevamento del cassero,
- temperatura media ambiente,
- composizione della miscela base di calcestruzzo, con additivo superfluidificante a dosaggio e tipo costante.



Figura 10 – Il terzo ponte sul Bosforo in costruzione, vista dal lato Europa. Si riconosce la presenza di 4 impianti slipform, uno per ciascuna torre

Il controllo si realizza variando unicamente il dosaggio di un secondo additivo, ad effetto accelerante oppure ritardante a seconda delle condizioni individuate (estive o invernali) e mantenendo fissa, oltre alla composizione dei solidi della miscela anche la quantità e tipo del primo additivo ovvero il superfluidificante impiegato. In questo modo, non si modifica la lavorabilità della miscela né la sua composizione; l'unica correzione di composizione, (di un solo componente liquido a basso dosaggio), può essere eseguita tempestivamente e semplicemente in funzione delle variazioni delle variabili su elencate.

La caratterizzazione del calcestruzzo richiesta per individuare detta correzione della miscela è basata:

- sulla determinazione del valore di resistenza alla penetrazione mediante il metodo Proctor, eseguita nel laboratorio di cantiere, al momento t_3 (Figura 8) in cui il calcestruzzo gettato al tempo t_1 raggiunge la corretta resistenza nella corretta posizione nella slip-form in sito. Tale resistenza è designata PSV (Proctor Setting Value);

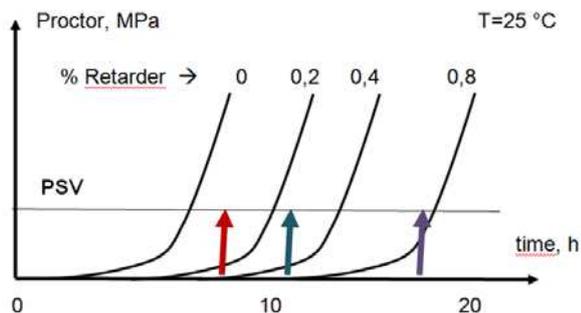


Figura 11 - Curve Proctor di resistenza alla penetrazione a 25°C; diversi dosaggi di additivo ritardante in % sul dosaggio di cemento

- è anche basata sulla caratterizzazione della risposta del calcestruzzo alle variazioni del dosaggio e del tipo del secondo additivo; richiede cioè la determinazione delle curve di resistenza alla penetrazione mediante il metodo Proctor, eseguita nel laboratorio di cantiere, eseguita sulla miscela base con diverse aggiunte del secondo additivo (Figura 11). Le curve Proctor riportate nella Figura 11 sono state ricavate alla temperatura media giornaliera di 25°C, quindi impiegando un additivo ritardante,
- Impiegando il grafico in Figura 11, ad esempio, a una temperatura media di 25°C, il sollevamento della slipform alla velocità target di progetto comporta un tempo t_3 di circa 11 ore. Ciò consente di leggere nel

grafico il corretto valore dell'aggiunta del secondo additivo, in questo caso circa 0,25% sul dosaggio di cemento.

Qualora si verificasse la necessità di cambiare la velocità di salita della cassaforma, il tempo t_3 verrebbe necessariamente a cambiare. In tal caso la miscela potrebbe facilmente venire corretta variando la percentuale di ritardante aggiunto alla miscela base (mantenendo come si è detto invariato il dosaggio di superfluidificante). Le frecce verticali indicano la possibilità di determinare il corretto dosaggio di additivo in funzione del tempo t_3-t_1 , dipendente dalla velocità di sollevamento della slipform.

Ad esempio, se fosse necessario procedere ad una riduzione della velocità di risalita della slipform e del getto, tale da prolungare di due ore il tempo tra il getto stesso e il raggiungimento della posizione corretta del calcestruzzo nella forma, cioè il tempo t_3-t_2 , aumenterebbe anche il tempo totale t_3 , passando (nell'esempio) da circa 11 a 13 ore. Sarebbe pertanto necessario portare il dosaggio di additivo ritardante da circa 0,25 a 0,4%.

Naturalmente l'effetto di questa variazione di additivazione non si riscontrerebbe immediatamente sulla piattaforma ma solo dopo un numero di ore corrispondente al nuovo tempo t_3 .

È evidente il fatto che, protrandosi la costruzione per numerosi mesi, a seconda della stagione la temperatura ambiente varierà notevolmente. La media giornaliera in Febbraio è infatti di circa 5°C, il che comporta la possibilità che per diversi giorni la temperatura media scenda vicino a 0°C.

Con elevate variazioni della temperatura ambiente, il grafico ottenuto a 25°C non è più utilizzabile; un grafico simile deve essere pertanto determinato di volta in volta operando alla temperatura media del cantiere.

BIBLIOGRAFIA

- [1] JAMES MACDONALD (1910) - "Moving Forms for Reinforced Concrete Storage Bins." *Proceedings of the Seventh Annual Convention Held at N.Y., N.Y. Volume 7*, By National Association of Cement Users (U.S.). Page 554
- [2] J. F. CAMELLERIE (1978) "Vertical slipforming as a construction tool"; *Concrete Construction*,
- [3] V. ALUNNO ROSSETTI, A. FERRARO, (2008): "Cassoni in cemento armato per il nuovo pontile della centrale termoelettrica Enel di Torrevadali", in

Concreto n. 83- 96-104

[4] TAREK ZAYED et al. (2008): “Slip-Form Application to Concrete Structures”; *Journal of Construction Engineering And Management* © Asce

[5] HYEJIN YOON, et al. (2013) - : “A Study on the Quality Control of Concrete during the Slip Form Erection of Pylon” *Engineering*, 2013

[6] ACI 347-04 (2005) “Guide to Formwork for Concrete,” *American Concrete Institute*

UN APPROCCIO SPERIMENTALE PER LA DETERMINAZIONE DELL'OMOGENEITÀ DEL CALCESTRUZZO

**Franco Angotti¹, Emanuele Cagnacci², Carlo Guastini³
Maurizio Orlando⁴, Emiliano Pesciolini⁵**

1 Professore emerito, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA), Università degli Studi di Firenze

2 Cultore della materia, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA), Università degli Studi di Firenze

3 Libero professionista, GPA Ingegneria S.r.l., Prato

4 Professore associato, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA), Università degli Studi di Firenze

5 UNICAL S.p.A.

SOMMARIO

Lo studio propone un approccio sperimentale per la valutazione dell'omogeneità del calcestruzzo in autobetoniera. Le prove sono state condotte su calcestruzzi confezionati con due diversi sistemi di miscelazione dei componenti: solo autobetoniera (metodo classico utilizzato in Italia) e sistema accoppiato CHTT (Concrete High Tech Turbomixer) ed autobetoniera. Dalla ricerca emerge che impasti omogenei si ottengono attraverso cicli di carico con tempi lunghi e mescolazioni parziali durante l'inserimento dei componenti in autobetoniera, indipendentemente dal sistema di miscelazione utilizzato.

AN EXPERIMENTAL APPROACH FOR THE EVALUATION OF CONCRETE HOMOGENEITY

SUMMARY

The study presents an experimental approach for the evaluation of homogeneity of fresh concrete. Experimental tests were carried out on mixtures produced with two different procedures: using a concrete mixer truck (traditional method used in Italy) or using a Concrete High Tech Turbomixer (CHTT) together with a concrete mixer truck. Tests show that homogenous mixtures can be obtained if load steps have long mixing times and partial mixings are done while adding concrete ingredients in the concrete mixer truck, independently from the utilized mixing procedure.

1. INTRODUZIONE

1.1 Scopo della ricerca

Come è noto la maggior parte del calcestruzzo impiegato nelle strutture è confezionata in impianto e trasportata in cantiere mediante autobetoniere. Il presente studio si propone di sviluppare un metodo per valutare l'omogeneità del calcestruzzo in cantiere al momento della consegna.

Il punto critico del confezionamento e del successivo trasporto è legato alla corretta miscelazione del calcestruzzo all'interno dell'autobetoniera, infatti quanto più il prodotto sarà ben miscelato tanto più omogenee risulteranno le caratteristiche del prodotto fornito in cantiere.

La tipologia più diffusa di miscelazione, almeno in Italia, è quella eseguita completamente in autobetoniera: i vari ingredienti (inerti, legante, additivi, acqua, etc.) sono inseriti in autobetoniera con un preciso dosaggio e seguendo una determinata sequenza temporale. Durante il caricamento inizia il mescolamento che continua durante il trasporto in cantiere. Recentemente si stanno diffondendo metodi di miscelazione alternativi, come quello che utilizza il CHTT (Concrete High

Tech Turbomixer) per premiscelare le polveri ed i liquidi, che poi sono immessi in autobetoniera insieme agli altri costituenti.

Lo studio si propone di valutare se e come il sistema di carico e mescolamento possa influenzare le proprietà del prodotto finale. A questo scopo prove standardizzate e facilmente eseguibili in cantiere possono consentire di valutare l'omogeneità del calcestruzzo fresco e di intervenire in tempi rapidi per eliminare eventuali disomogeneità.

La questione dell'omogeneità deve essere ben inquadrata perché da essa dipende il controllo di accettazione del calcestruzzo, che va eseguito su miscele omogenee del materiale.

1.2 Criteri di controllo

Per prima cosa è necessario stabilire cosa si intenda per omogeneità del calcestruzzo. Per sua natura, infatti, il calcestruzzo è un materiale eterogeneo e multifase le cui caratteristiche fisiche mutano nel tempo (miscelazione, presa, maturazione, etc.).

Il D.M. 09/01/1996 definiva omogeneo un calcestruzzo la

cui miscela è confezionata con componenti aventi essenzialmente le stesse caratteristiche di qualità e se i rapporti quantitativi tra i componenti, le attrezzature e le modalità di confezionamento rimangono praticamente invariate [1]. Più sinteticamente le NTC 2008 [2] considerano omogeneo un calcestruzzo se è confezionato con la stessa miscela e prodotto con le medesime procedure.

La norma ASTM C94 [3] prescrive alcuni controlli da compiere durante la fase di scarico dell'autobetoniera per valutare se le caratteristiche del materiale sono omogenee. In particolare la norma fissa degli intervalli di variazione dell'abbassamento al cono, della massa volumica, del contenuto d'aria, del passante ad un setaccio standard e della resistenza.

È possibile definire omogeneo un calcestruzzo se, considerato un volume significativo, le caratteristiche fisiche e prestazionali non variano sensibilmente all'interno del volume stesso.

Ai fini pratici, per lo scopo di questa ricerca, conviene distinguere due tipi di omogeneità: una fisica e una prestazionale. La prima riguarda l'omogeneità dei parametri fisici direttamente riscontrabili sul calcestruzzo (massa volumica, contenuto d'acqua, quantitativo di legante, tendenza alla segregazione e al bleeding, distribuzione granulometrica degli inerti, quantità di additivi, etc.). L'omogeneità prestazionale invece riguarda le caratteristiche che influenzano le prestazioni in opera del calcestruzzo, la sua lavorabilità e la sua durabilità (resistenza meccanica, modulo elastico, resistenza alla penetrazione di acqua e gas, porosità, consistenza, etc.). Ovviamente la distinzione tra i due tipi di omogeneità è puramente teorica e finalizzata alla trattazione del problema.

Il lavoro si è incentrato sulla caratterizzazione di quali parametri fisici influenzino maggiormente l'omogeneità prestazionale del calcestruzzo e sull'individuazione di semplici prove di cantiere che possano evidenziare l'eventuale disomogeneità.

2. CAMPAGNA SPERIMENTALE

2.1 Introduzione

In impianto sono state confezionate sette autobetoniere caricate sia con il metodo classico (solo miscelazione in autobetoniera) sia con l'utilizzo del CHTT. Inoltre, anche la sequenza delle fasi di caricamento e la loro durata sono state differenziate per il caricamento di alcune autobetoniere. Tutte le autobetoniere sono state confezionate presso l'impianto di Barberino Val d'Elsa (FI) della UNICAL S.p.A.

Le analisi del calcestruzzo sono state condotte tramite prove standardizzate riferite ad un volume di riferimento corrispondente al volume tipico dell'autobetoniera (circa 10 m³). I campioni sono stati prelevati direttamente dalla "canala" dell'autobetoniera. I parametri da misurare sono stati scelti in modo che fossero facilmente determinabili in cantiere. Non essendo possibile monitorare in continuo tali parametri, sono stati fissati tre punti di controllo durante le fasi di scarico del calcestruzzo dall'autobetoniera.

Si riportano in Tabella 1 le caratteristiche dei calcestruzzi analizzati ed i criteri di confezionamento.

I criteri di carico sono stati così definiti:

- *sequenziale*, i componenti sono stati inseriti con un preciso ordine e con mescolamenti intermedi del materiale caricato; ordine e tempistica sono stati definiti all'impianto di produzione UNICAL S.p.A.;
- *ordinato*, i componenti sono stati inseriti con un preciso ordine, ma senza mescolamenti intermedi del materiale caricato;
- *veloce*, i componenti sono stati inseriti contemporaneamente in autobetoniera senza rispettare né un ordine specifico né sequenze temporali con l'obiettivo di minimizzare i tempi di carico.

2.2 Procedura di prelievo dei campioni

Generalmente sono state seguite le indicazioni della ASTM C94 [3], apportando alcune modifiche per ottimizzare la procedura sperimentale.

La caratterizzazione del volume di riferimento è stata fissata sui tre punti di controllo, dove sono stati effettuati i prelievi per la misura dei parametri: *inizio* (dopo aver scaricato il 20% del volume del calcestruzzo in autobetoniera); *metà* (dopo aver scaricato il 50% del volume) e *fine* (dopo aver scaricato l'80% del volume dell'autobetoniera). I valori riportati differiscono da quelli indicati nella ASTM C94. In particolare è stato aggiunto il punto intermedio a metà scarico. Ad ogni punto di controllo è stato prelevato, in un'unica soluzione, un volume significativo per eseguire le misurazioni. In ciascuno dei tre punti di controllo è stato prelevato un volume di calcestruzzo superiore a quello necessario per eseguire le misure.

Le caratteristiche del calcestruzzo sono soggette a rapide variazioni dopo che il materiale sia stato prelevato dall'autobetoniera. Di conseguenza, dato che per alcune prove il rispetto dei tempi di prova è di fondamentale importanza, le misure sono state eseguite entro sei minuti dal momento del prelievo [4].

Tabella 1 – Caratteristiche dei calcestruzzi analizzati

Autobetoniera	Sistema di miscelazione*	Criterio di carico	Classe di resistenza	Classe di consistenza	Diametro max. inerti (mm)	Classe di esposizione
1	CHTT	Sequenziale	C25/30	S4	20	XC1
2	CHTT	Sequenziale	C25/30	S4	20	XC1
3	ATB	Ordinato	C35/45	S5	12	XC4
4	ATB	Ordinato	C25/30	S4	20	XC1
5	CHTT	Sequenziale	C45/55	S5	12	XC4
6	ATB	Sequenziale	C45/55	S5	12	XC4
7	ATB	Veloce	C25/30	S4	20	XC1

* CHTT: miscelazione eseguita con CHTT ed autobetoniera; ATB: miscelazione eseguita solo in autobetoniera.

2.3 Parametri rilevati

Per prima cosa è stato eseguito un controllo visivo dei campioni al momento del prelievo rilevando la coesione dell'impasto e la presenza di grumi. Le considerazioni sull'aspetto sono comuni nella pratica di cantiere e forniscono una prima indicazione della qualità del calcestruzzo. Nel caso specifico i risultati dell'analisi visiva sono confrontabili poiché i calcestruzzi sono stati confezionati nel medesimo impianto ed utilizzando gli stessi componenti di base. Infatti, sia la coesione sia la presenza di grumi sono anche influenzati dai componenti utilizzati.

Sui campioni prelevati sono state poi eseguite le seguenti prove:

- abbassamento al cono secondo la UNI EN 12350-2 [5];
- setacciatura, utilizzando setacci da 16, 4 e 2 mm impilati;
- misurazione della massa volumica secondo la UNI EN 12390-7 [6];
- Misura della resistenza a compressione a 28 giorni secondo la UNI EN 12390-3 [7].

Sono inoltre stati misurati il modulo elastico e la resistenza a trazione. Infine è stata analizzata la sezione longitudinale di provini cilindrici rilevando la distribuzione degli inerti nella massa con tecniche di analisi delle immagini [8, 9].

3. ANALISI DEI RISULTATI

3.1 Criterio di analisi dei dati

Il criterio individuato per stabilire se il calcestruzzo dell'autobetoniera in esame potesse essere definito omogeneo consiste nel controllo degli intervalli di variazione dei parametri rilevati durante i tre punti di controllo. Infatti, sulla base di una deduzione empirica, quanto meno i parametri variano da un punto all'altro del prelievo, tanto più il calcestruzzo in esame è omogeneo.

Per agevolare la lettura e la gestione dell'ingente numero di dati sperimentali e la sintesi dei risultati sono state definite le seguenti grandezze:

- m_p (media puntuale): valore medio delle misure di un parametro al singolo punto di controllo;
- r_p (intervallo di variazione puntuale): differenza tra valore massimo e minimo relativamente al medesimo punto di controllo;
- $r_{p,max}$ (valore massimo dell'intervallo di variazione puntuale): massimo valore di r_p nei tre punti di controllo;
- r_m (intervallo di variazione complessivo): differenza tra il valore massimo e minimo delle tre medie puntuali (inizio, metà e fine scarico) relative al medesimo parametro.

Il valore $r_{p,max}$ rappresenta una misura degli errori sistematici commessi durante l'esecuzione delle prove. Se l'intervallo di variazione complessivo r_m è confrontabile al valore $r_{p,max}$, allora il parametro non è affidabile per rilevare la disomogeneità del calcestruzzo. Infatti, non sarebbe possibile distinguere un errore indotto dal metodo di prova da una variazione dovuta alla disomogeneità del calcestruzzo in esame. Viceversa valori di r_m elevati e molto maggiori di $r_{p,max}$ sono un indice di disomogeneità.

A partire dai valori sopra descritti sono stati definiti indici di omogeneità relativi alla medesima autobetoniera: $I = r_m/r_{p,max}$, uno per ogni parametro misurato durante le prove.

3.2 Risultati

3.2.1 Controllo visivo

Il controllo visivo è un metodo pratico per la valutazione della qualità del calcestruzzo fresco. Tale pratica è raccomandata anche dalle linee guida del Servizio Tecnico Centrale [4]. L'esito del controllo visivo dei campioni è riportato nella Tabella 2.

Tabella 2 – Considerazioni sull'aspetto visivo

Autobet.	Sistema miscelaz.	Criterio caricam.	Considerazioni
1	CHTT	Sequenz.	Impasto coeso, grumi trascurabili
2	CHTT	Sequenz.	Impasto coeso, grumi trascurabili
3	CHTT	Ordinato	Bassa coesione, grumi di 3÷4 cm di diametro
4	ATB	Ordinato	Impasto mediamente coeso, grumi di piccolo diametro
5	CHTT	Sequenz.	Impasto coeso, grumi trascurabili
6	ATB	Sequenz.	Impasto coeso, grumi trascurabili
7	ATB	Veloce	Impasto coeso, grumi di 3÷10 cm di diametro

Dall'esame visivo risulta che gli impasti di peggiore qualità sono quelli delle autobetoniere n. 3, 4 e, in particolare, n. 7.

3.2.2 Prova di abbassamento al cono

Per ogni punto di controllo sono state eseguite tre misure di abbassamento. Dall'analisi dei dati si osserva che l'errore di misurazione commesso da un operatore sulle misure di un medesimo punto di controllo (equivalente al valore r_p sopra definito) varia tra 0 e 40 mm. Per le stesse prove, il valore di r_m vale al massimo 30 mm. Ne consegue che le prove di abbassamento al cono non risultano affidabili per determinare l'omogeneità del calcestruzzo.

Nel grafico riportato in Figura 1 è stato rappresentato l'andamento dell'indice di omogeneità per l'abbassamento al cono I_A .

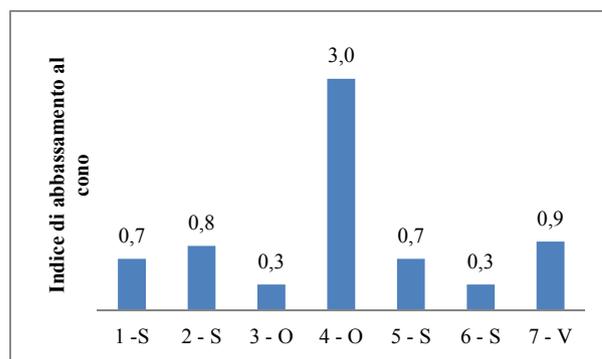


Figura 1 – Indice di omogeneità per l'abbassamento al cono per le varie autobetoniere. Le lettere S, O e V rappresentano i tre criteri di caricamento (Sequenziale, Ordinato e Veloce)

3.2.3 Setacciatura

Le prove di setacciatura sono state effettuate facendo passare il calcestruzzo fresco attraverso tre setacci impilati di diametro 16, 4 e 2 mm. L'operazione è stata effettuata lavando il calcestruzzo in modo da separare gli inerti dalla pasta cementizia e dai componenti più fini. Al termine della setacciatura sono stati misurati i trattenuti.

La setacciatura è una misura diretta dell'omogeneità fisica del calcestruzzo; infatti, quanto più il calcestruzzo sarà ben amalgamato, tanto più gli inerti saranno distribuiti nel volume con la medesima curva granulometrica. È importante sottolineare che una variazione della distribuzione degli inerti non indica necessariamente una carenza di prestazioni. Infatti, nei calcestruzzi moderni sono i componenti fini e finissimi a determinare le prestazioni del prodotto.

Nel caso specifico sono state eseguite prove di setacciatura in due punti di controllo: all'inizio della fase di scarico e alla fine (cfr. § 2.2).

Dall'analisi dei dati i risultati più significativi si ottengono con il setaccio di 2 mm. In Figura 2 è stato riportato l'andamento dell'indice di omogeneità relativo alla setacciatura per le autobetoniere analizzate.

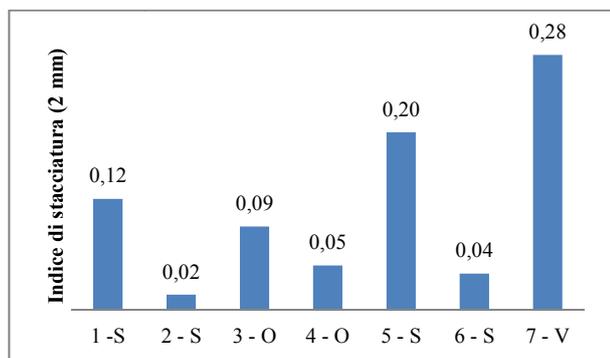


Figura 2 – Indice di omogeneità per le prove di setacciatura a 2 mm per le varie autobetoniere. Le lettere S, O e V rappresentano i tre criteri di caricamento (Sequenziale, Ordinato e Veloce)

I risultati ottenuti sono parzialmente in linea con le osservazioni desunte dal controllo visivo dei campioni.

3.2.4 Massa volumica

La massa volumica può essere un potenziale indicatore dell'omogeneità; infatti, una diversa distribuzione degli inerti può modificare sensibilmente questo parametro. Nel grafico di Figura 3 è stato riportato l'indice di omogeneità relativo alla massa volumica.

Nel caso specifico si nota come l'indice non risenta in modo significativo dei metodi di mescolamento e dei criteri di caricamento.

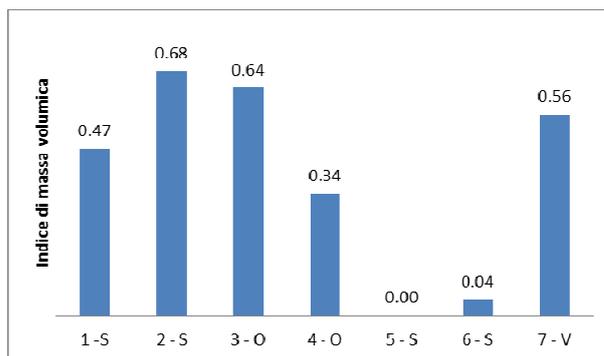


Figura 3 – Indice di omogeneità per la massa volumica per le varie autobetoniere. Le lettere S, O e V rappresentano i tre criteri di caricamento (Sequenziale, Ordinato e Veloce)

3.2.5 Resistenza a compressione a 28 giorni

La resistenza a compressione a 28 giorni è un parametro prestazionale. Per ogni punto di campionamento di ogni autobetoniera sono stati realizzati sei provini cubici di dimensioni standard (lato 150 mm). Nel grafico di Figura 4 si riporta l'indice di omogeneità per le prove di resistenza a compressione.

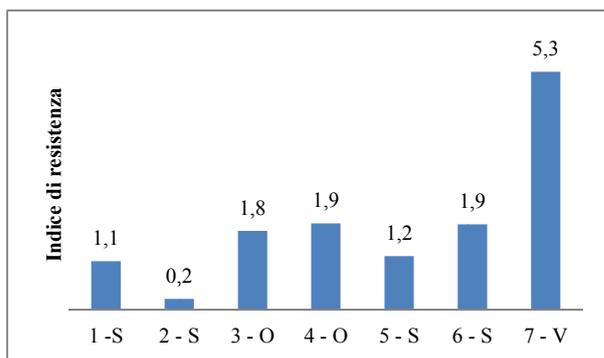


Figura 4 – Indice di omogeneità per le prove di resistenza a compressione per le varie autobetoniere. Le lettere S, O e V rappresentano i tre criteri di caricamento (Sequenziale, Ordinato e Veloce)

Nel caso in esame è possibile osservare come tale indice sia un buon indicatore dell'omogeneità, infatti sia l'autobetoniera n. 7 (caricata con il criterio *veloce*) sia le autobetoniere n. 3 e 4 (caricate con il criterio *ordinato*) risultano caratterizzate da indici tendenzialmente superiori a quelli ricavati per le altre autobetoniere. Tale tendenza risulta evidente dal grafico di Figura 5, dove sono rappresentate le medie degli indici di omogeneità per le prove di resistenza sulla base dei tre diversi sistemi di caricamento considerati.

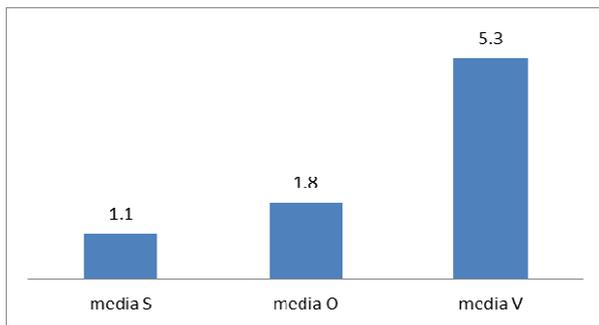


Figura 5 – Indice omogeneità medio per le prove di resistenza. Le lettere S, O e V rappresentano i tre criteri di caricamento (Sequenziale, Ordinato e Veloce)

3.2.6 Altre prove

Le altre prove eseguite (misura del modulo elastico, resistenza a trazione, analisi per immagini della distribuzione degli inerti) non hanno fornito risultati significativi per la valutazione dell'omogeneità del calcestruzzo. Inoltre, il numero limitato di queste prove non ha permesso un'analisi statistica attendibile dei dati.

4 CONCLUSIONI

La ricerca mostra come le prestazioni richieste del calcestruzzo (resistenza a compressione, classe di consistenza, etc.) possano essere ottenute indipendentemente dal sistema di caricamento considerato: solo autobetoniera oppure CHTT + autobetoniera. Naturalmente il mix-design, le sequenze temporali di caricamento e gli intervalli di mescolamento stabiliti sono decisivi perché il calcestruzzo soddisfi i requisiti prestazionali richiesti.

Dall'analisi e dalle elaborazioni dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali, sopra descritte, è emerso che:

1. i valori dell'indice di omogeneità per le prove di resistenza a compressione e l'analisi visiva dell'aspetto dell'impasto mostrano come i cicli di carico che rispettano sia la sequenza di inserimento sia i tempi di carico (criterio di carico sequenziale) producono tendenzialmente impasti più omogenei;
2. il parametro che è risultato più significativo tra quelli analizzati per la misura dell'omogeneità del calcestruzzo corrisponde all'indice di omogeneità per le prove di resistenza a compressione;
3. l'indice di omogeneità per la setacciatura più elevato corrisponde all'autobetoniera caratterizzata come più scadente (autobetoniera n.7); comunque indici di setacciatura elevati non implicano necessariamente impasti poco omogenei (si confrontino ad esempio i grafici delle Figg. 2 e 4);
4. gli indici di omogeneità relativi alle prove di abbassamento al cono ed alla massa volumica non hanno fornito indicazioni attendibili sull'omogeneità del calcestruzzo;
5. i calcestruzzi caratterizzati come meno omogenei, relativamente alle misure eseguite sulla miscela fresca, presentano una maggiore dispersione dei dati anche per la

resistenza a compressione a 28 giorni, mostrando come difetti di omogeneità nell'impasto si risentano anche nel calcestruzzo indurito.

Il lavoro di ricerca fin qui svolto ha cercato di tracciare una strada per valutare sperimentalmente l'omogeneità del calcestruzzo fresco e le ripercussioni sulle prestazioni del calcestruzzo indurito, senza la pretesa di fornire una trattazione esaustiva e definitiva dell'argomento.

Seppure con riferimento ad un unico impianto di produzione e ad un numero limitato di prove, lo studio ha permesso di evidenziare come una miscela omogenea possa essere ottenuta fissando solo requisiti prestazionali e controllandoli in corso d'opera, indipendentemente dalla procedura seguita per la miscelazione del calcestruzzo (autobetoniera oppure CHTT+autobetoniera), visto che nessun metodo di carico è risultato ostativo all'ottenimento di buoni risultati.

5 RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la UNICAL S.p.A. per il supporto tecnico e logistico per l'esecuzione delle prove, oltre che per la fornitura del materiale di prova.

Gli autori ringraziano anche il Prof. Tiberio Bacci per i suggerimenti e le discussioni critiche; l'ing. Francesco Chiti e la laureanda Elena Noci per l'aiuto nell'esecuzione delle prove sperimentali e nel trattamento dei dati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 09/01/1996, "Norme tecniche per il calcolo l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [2] D.M. Infrastrutture 14/01/2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
- [3] ASTM C94 / C94M – 14, "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete".
- [4] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI. SERVIZIO TECNICO CENTRALE (2008) - Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.
- [5] UNI EN 12350-2:2009, "Prova sul calcestruzzo fresco - Parte 2: Prova di abbassamento al cono".
- [6] UNI EN 12390-7:2009, "Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 7: Massa volumica del calcestruzzo indurito".
- [7] UNI EN 12390-3:2009, "Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini".
- [8] BARBOSA, F.S., BEAUCOUR, A.L., FARAGE, M.C.R., ORTOLA, S. (2011) - Image processing applied to the analysis of segregation in lightweight aggregate concretes. *Construction and Building Materials*, 25 (8), pp 3375-3381.
- [9] OZEN, M., GULER, M. (2014) - Assessment of optimum threshold and particle shape parameter for the image analysis of aggregate size distribution of concrete sections. *Optics and Lasers in Engineering*, 53, pp.122-132.

RILIEVO DELLO STATO DI DEGRADO DEL CALCESTRUZZO TRAMITE MISURE DI PROPAGAZIONE DEGLI ULTRASUONI

Maria Luisa Beconcini, Pietro Croce, Giuseppe Chellini

Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale, Università di Pisa

SOMMARIO

Il calcestruzzo delle strutture in cemento armato può presentare difetti interni dovuti a cattiva esecuzione dei getti o fessure prodotte da fenomeni di degrado o danneggiamento, quali ad esempio quelli conseguenti ad un incendio.

Nel presente lavoro si è ricercato un metodo di indagine diagnostica che consentisse di ottenere informazioni significative sul livello di danneggiamento degli elementi in calcestruzzo, in particolare sui pilastri di un edificio industriale interessato da un incendio.

Tra i diversi possibili metodi di indagine è stato utilizzato quello basato sulla propagazione degli ultrasuoni; tale metodo è stato scelto, oltre che per la sua natura non distruttiva che lo rende particolarmente applicabile nel caso degli edifici esistenti e per la sua facilità di esecuzione in situ, per la potenzialità di rilevare irregolarità interne alla compagine del calcestruzzo.

Le analisi effettuate hanno previsto dapprima una fase di prove in laboratorio, finalizzate alla messa a punto di una procedura di indagine e di elaborazione dei dati, che permettesse di valutare il livello di danneggiamento tramite la variazione dei principali parametri del segnale trasmesso; successivamente sono state condotte delle prove in situ su un edificio industriale danneggiato dal fuoco, per studiare l'applicabilità dei risultati ottenuti in laboratorio.

ASSESSMENT OF THE INTERNAL DAMAGE OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS THROUGH ULTRASONIC PULSE TESTS

SUMMARY

In r.c. structures, concrete can present internal defects, due to poor quality of the execution or cracks produced by degradation or damage, such as those resulting from a fire.

In this paper we have sought a method of diagnostic survey that would allow to obtain significant information about the level of damage in concrete elements, particularly on the pillars of an industrial building hit by fire.

Among the different possible methods of investigation, it has been used the one based on the propagation of ultrasonic pulse. This method was chosen for its non-destructive nature that makes it particularly applicable in the case of existing buildings, for its ease of implementation in situ, and above all for the potential to detect irregularities in the internal structure of the concrete.

After a first phase devoted to laboratory tests, aiming to determine a procedure for investigation and processing of the data that would allow to assess the level of damage through the variation of the main parameters of the transmitted ultrasonic signals, the study has been addressed to a real case study, an industrial building hit by fire, to study the applicability of the results obtained in the preliminary laboratory tests.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo delle strutture può presentare al suo interno difetti e discontinuità, dovuti a varie cause, che possono ridurre significativamente la resistenza. In primis, difetti originari legati a cattiva esecuzione dei getti:

- una quantità eccessiva di acqua d'impasto porta ad una elevata porosità e ad una riduzione della resistenza;
- il calcestruzzo può presentare pori o cavità derivanti da una insufficiente compattazione (vespai), che ne riducono localmente la resistenza ed espongono le armature alla corrosione;

- micro- e macrofessurazioni prodotte da inadeguati provvedimenti di stagionatura, che favoriscono la penetrazione degli agenti aggressivi.

Per quanto il calcestruzzo sia di per sé un materiale dotato di una buona resistenza al fuoco, l'esposizione degli elementi strutturali ad incendio comporta molto spesso uno stato di danneggiamento dovuto ai forti gradienti di temperature che si verificano fra zone esposte e zone meno esposte e, in presenza di armature, per la diversa conducibilità termica dei due materiali. Sia in fase di riscaldamento che di raffreddamento, le parti a temperatura più alta si dilatano maggiormente, inducendo tensioni di trazione nelle parti più fredde, che

provocano lesioni e fratture interne, e distacco di scaglie.

Negli edifici esistenti, e soprattutto negli edifici soggetti ad incendio, è importante, oltre alla valutazione della resistenza del calcestruzzo, l'individuazione di zone in cui la resistenza è compromessa da difetti interni o da presenza di fessure causate dal fuoco.

Come noto, la resistenza del calcestruzzo può essere stimata attraverso prove non distruttive, fra cui, quelle basate sulla misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni offrono i risultati più affidabili [1], [2], [3].

Peraltro, la sola misura della velocità degli ultrasuoni fornisce risultati non univoci sulla qualità del calcestruzzo, essendo influenzata sia dalle caratteristiche meccaniche - modulo elastico- sia dalla presenza di difetti localizzati. Informazioni più complete si possono ottenere analizzando l'oscillogramma dell'onda in arrivo, che permette di valutare, oltre che il tempo di percorrenza, anche l'attenuazione del segnale [4].

Nel presente lavoro, si espongono i risultati di prove con ultrasuoni eseguite sia in laboratorio su provini di calcestruzzo appositamente confezionati, sia in situ su elementi strutturali in cemento armato danneggiati da incendio.

2. MISURE SU PROVINI IN CALCESTRUZZO

Le prove condotte in laboratorio avevano lo scopo di individuare modificazioni nella trasmissione delle onde ultrasoniche attraverso il calcestruzzo indotte dalla presenza di difetti interni.

Le prove sono state condotte su provini in calcestruzzo appositamente confezionati, in cui il danneggiamento è stato progressivamente indotto da carichi crescenti di compressione assiale.

Sono stati sottoposti a prove:

- n° 3 provini cubici di lato 15 cm
- n° 4 provini di 15x15x30cm, confezionati con calcestruzzo C25/30
- n° 4 provini di 15x15x30cm, confezionati con calcestruzzo C50/60.

Contestualmente alle serie di provini C25/30 e C50/60, sono stati confezionati dei provini cilindrici standard, su cui sono state effettuate prove di schiacciamento a 28 giorni di maturazione.

Le prove con ultrasuoni sono state eseguite utilizzando un generatore di impulsi elettrici Controls, modello 58-E0049/A corredato di 2 sonde a 54 kHz e risoluzione di 0,1 μ s; la caratteristica di poter modificare la tensione di eccitazione ha permesso di calibrare la differenza di potenziale ai capi dei trasduttori, in modo che il segnale non saturasse e che quindi si potesse apprezzare l'ampiezza di ciascun picco.

Per la visualizzazione del fronte d'impulso dell'onda ultrasonica è stato utilizzato un oscilloscopio Tektronix, modello TDS 210, con larghezza di banda di 60 MHz e velocità di campionamento di 1 GS/s (fig. 1). Lo strumento consente di scegliere di volta in volta le dimensioni della finestra di acquisizione, variando sia la scala dell'asse del tempo (ascisse) sia la scala dell'ampiezza del segnale (ordinata). L'interfaccia grafica permette di avere l'immagine del segnale ricevuto ancora prima di effettuare l'acquisizione dei dati.

Il segnale registrato è stato poi acquisito al computer tramite il programma di interfaccia "WaveStar for Oscilloscopes", che permette di descrivere l'oscillogramma

con un campionamento di 2500 punti all'interno dell'intervallo di tempo visualizzato nell'oscilloscopio: questo ha fatto sì che la frequenza di campionamento del segnale non fosse costante nelle diverse misurazioni, ma dipendesse dalla finestra di acquisizione visualizzata per ognuna di esse. Per questo motivo, a seconda dell'obiettivo di ciascuna prova, sono state prese in considerazione diverse finestre di acquisizione del segnale.

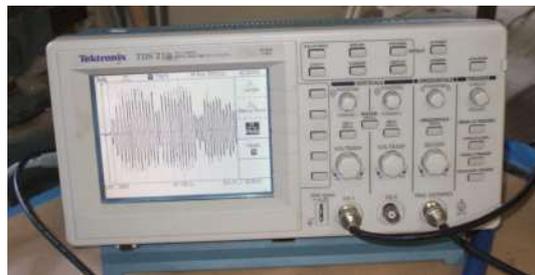


Figura 1 – Oscilloscopio Tektronix

Il materiale di interfaccia sonde-provino è stato scelto sulla base di alcuni test volti ad ottenere la migliore ripetibilità dei risultati. Si sono sperimentati un particolare gel da ultrasuoni e il grasso di vaselina. Si è notato che il primo prodotto, oltre che assicurare un'applicazione più uniforme sulle sonde, garantisce, a parità di condizioni di prova e di campione analizzato, un tempo di volo minore, seppur di poco, e dunque una migliore trasmissione dell'onda; a ciò si contrappone la maggiore volatilità del prodotto, che fa sì che per prove di lunga durata l'efficacia dell'accoppiamento decresca nel tempo, con una non trascurabile variazione del segnale. Viceversa, il grasso di vaselina risulta limitare, seppur di poco, l'ampiezza del segnale, ma ha il vantaggio di garantire la costanza nel tempo senza che quindi l'oscillogramma cambi in assenza di variazioni dei parametri di interesse, quali carico applicato o pressione di contatto tra sonde e provino. Sulla base di tali considerazioni, si è scelto di utilizzare il grasso di vaselina, in uno strato il più possibile uniforme e sottile, circa 2 mm, e di applicare le sonde con una pressione tale che le sonde stesse, appoggiate su blocchetti in legno, non si distaccassero dal provino una volta che fosse rilasciata la pressione.

Le misure con ultrasuoni sono state condotte sui provini posti sotto una macchina per prove di compressione su calcestruzzi. Le misure sono state ripetute a diversi livelli del carico applicato ai provini; il carico è stato aumentato fino alla rottura. Per alcuni provini sono state condotte prove cicliche, effettuando le misure ultrasoniche a gradini di carico crescenti e successivamente a scarico.

Si è notato che la forma e l'ampiezza del segnale variano da misure effettuate con le piastre della macchina di prova accostate alle facce del provino o completamente staccate: nel primo caso l'ampiezza e l'energia del segnale sono minori che non nel secondo. Pensando che questo fosse dovuto ad una dispersione delle onde ultrasoniche nelle piastre, la seconda e terza serie di prove sono state effettuate su provini con altezza doppia delle dimensioni di base; in più, fra provini e piastre sono stati interposti pacchetti di fogli di carta. Nonostante questi accorgimenti, si è sempre registrata una differenza fra i segnali ottenuti da misure effettuate con le piastre staccate oppure a contatto con i provini.

1.1 Misure su provini cubici

Le prove sulla prima serie di provini sono servite sostanzialmente a mettere a punto il programma di prove. Sono state condotte disponendo i campioni fra le piastre della macchina di prova; le sonde dell'apparecchio a ultrasuoni, appoggiate su tacchetti di legno, sono state applicate alle superficie laterali dei provini, utilizzando grasso di vasellina ed elastici per assicurare una pressione costante.



Figura 2 – Posizionamento del provino

Le misure con ultrasuoni sono state eseguite a gradini di carico crescenti e allo scarico dopo ciascun gradino, fino alla rottura. Gli oscillogrammi registrati sono stati elaborati in modo da ricavare, a ciascun gradino, la velocità di propagazione, l'ampiezza massima del segnale, l'energia quadratica totale relativa alla registrazione del segnale per 2,5ms, la frequenza principale e l'ampiezza di Fourier del segnale.

Nella tabella 1 sono riportati, a titolo di esempio, i dati relativi alla prova sul campione 1.

Nelle figure 3, 4, 5 sono illustrate le variazioni della velocità di propagazione, dell'ampiezza e dell'energia del segnale, durante le prove, per i provini 1, 2, 3.

Dai diagrammi si osserva che tutti i parametri presentano una brusca riduzione quando il provino si avvicina alla rottura, in relazione alla formazione di fessure interne. Peraltro, soprattutto nei valori dell'energia, brusche variazioni si registrano anche ai diversi gradini di carico, sia nella fase di provino sotto carico che di provino scarico. Tali variazioni non sono spiegabili né con modificazioni interne dello stato del provino, né con alterazioni delle condizioni di prova; sembrano pertanto insite nella tipologia di prova stessa.

Tabella 1 – Risultati delle misure sul provino 1

Step	Carico [kN]	Tensione [N/mm ²]	Velocità di propagazione [m/s]	Ampiezza segnale [V]	Energia segnale [V ² s]	Ampiezza spettrale	Frequenza Principale [Hz]
0	0	0,0	3659	656	134	72	41000
1	200	8,9	3750	664	130	93	41600
1 _s	0	0,0	3571	664	134	71	41400
2	400	17,8	3750	688	138	93	41400
2 _s	0	0,0	3571	640	117	64	41200
3	600	26,7	3750	664	87	52	41400
3 _s	0	0,0	3571	616	149	64	41600
4	700	31,1	3571	656	92	67	42000
4 _s	0	0,0	3571	600	122	87	40800
5	800	35,6	3409	648	111	57	42800
5 _s	0	0,0	3409	624	86	48	41800
6	900	40,0	2885	376	11	15	4100
6 _s	0	0,0	1705	232	5	15	41200

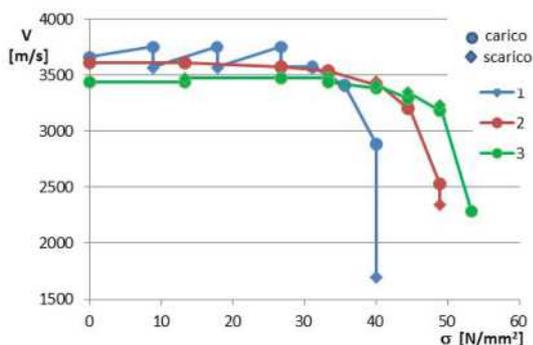


Figura 3 – Variazione della velocità degli ultrasuoni

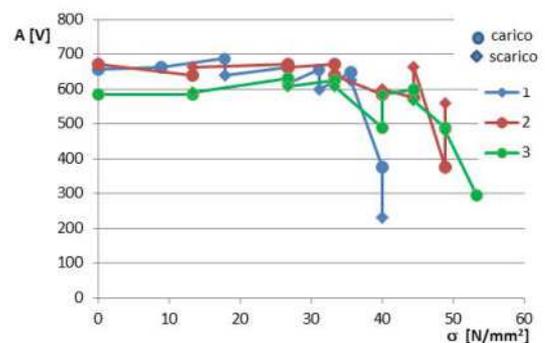


Figura 4 – Variazione dell'ampiezza del segnale

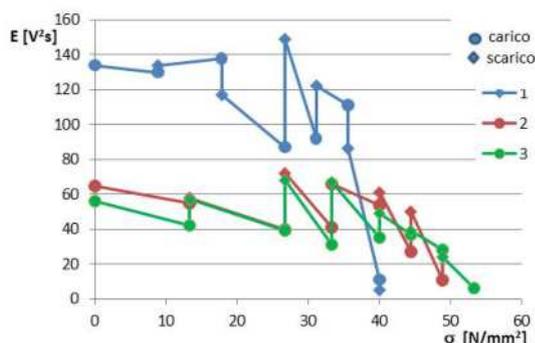


Figura 5 – Variazione dell'energia del segnale

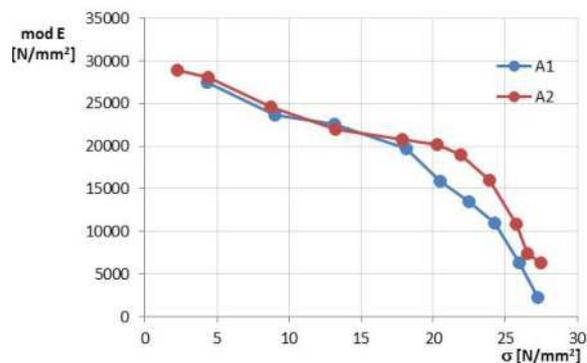


Figura 7 – Variazione del modulo elastico

1.2 Misure su provini C25/30

Le prove sono state eseguite su 4 provini di dimensioni 15x15x30cm, confezionati con calcestruzzo che, alle prove di schiacciamento su 4 cilindri, ha fornito una resistenza media $f_{cm} = 28.1 \text{ N/mm}^2$.

Sui campioni A1 e A2 sono state condotte prove per gradini di carico crescenti; per i campioni A3 e A4, il carico è stato applicato per gradini con successivo scarico. In ogni caso, in corrispondenza di ciascun gradino il carico è stato mantenuto costante per il tempo necessario ad effettuare la registrazione del segnale delle onde ultrasoniche. Per tutte le prove, sono stati registrati con continuità i valori del carico applicato e delle corrispondenti deformazioni, rilevate tramite due estensimetri ER applicati su due facce opposte dei provini.

I dati ricavati dalle prove sono stati elaborati in termini di:

- diagramma tensioni-deformazioni;
- modulo elastico per ciascun gradino di carico: nelle prove monotone è stato valutato il modulo elastico secante nel tratto di diagramma corrispondente a ciascun gradino, nelle prove cicliche il modulo elastico secante fra il 40 e 60% del carico massimo raggiunto nel ciclo;
- velocità di propagazione degli ultrasuoni, in corrispondenza di ogni gradino di carico;
- ampiezza massima del segnale;
- energia quadratica totale relativa alla registrazione del segnale per 2,5 ms.

Nelle figure 6÷10 sono riportati i risultati delle elaborazioni relative ai provini A1, A2; nelle figure 11÷15 quelli relativi ai provini A3, A4.

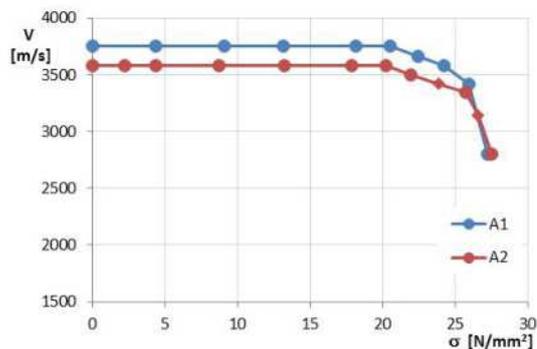


Figura 8 – Variazione della velocità ultrasonica

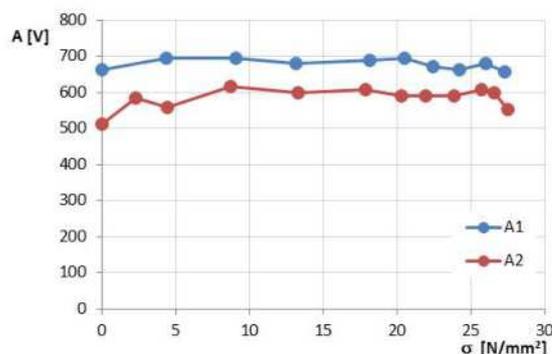


Figura 9 – Variazione dell'ampiezza del segnale

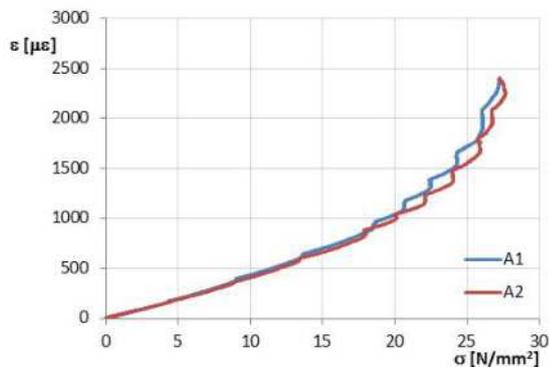


Figura 6 – Diagrammi tensione-deformazione

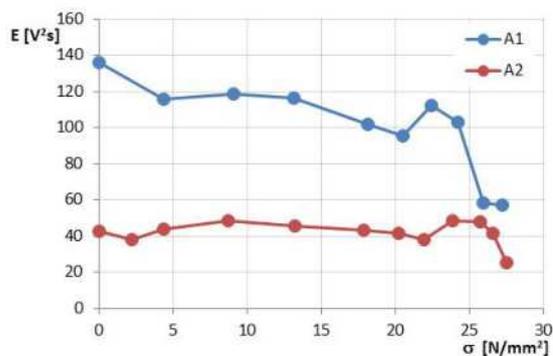


Figura 10 – Variazione dell'energia del segnale

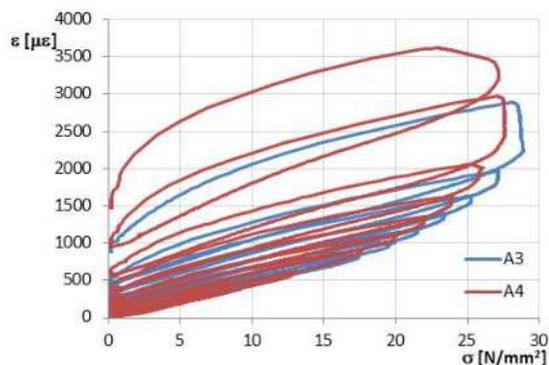


Figura 11 – Diagrammi tensione-deformazione

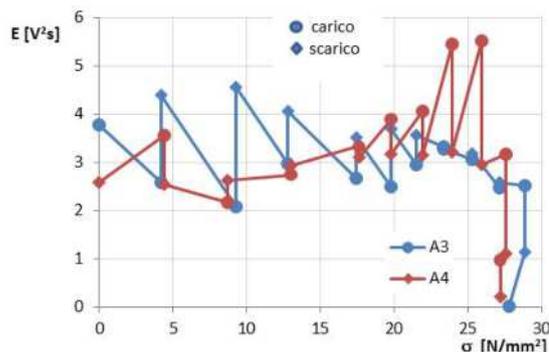


Figura 15 – Variazione dell'energia del segnale

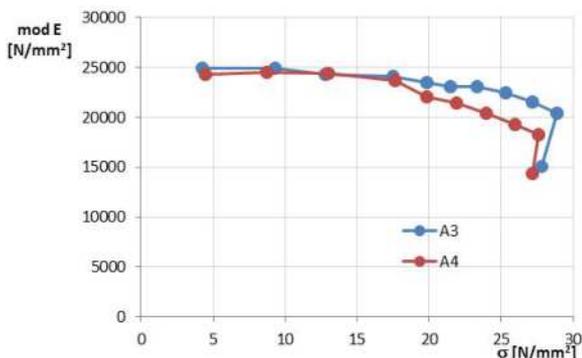


Figura 12 – Variazione del modulo elastico

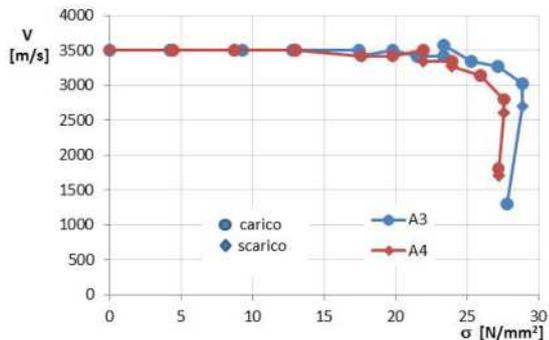


Figura 13 – Variazione della velocità ultrasonica

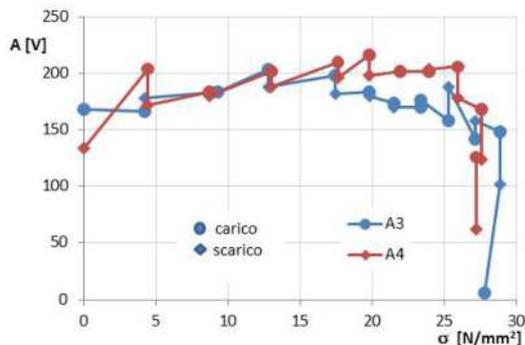


Figura 14 – Variazione dell'ampiezza del segnale

I grafici illustrati nelle figure precedenti mettono in evidenza che, allorché nei provini si raggiunge una tensione pari a circa il 70% di quella massima (all'incirca 20 N/mm²), il modulo elastico tende a diminuire più rapidamente e la velocità degli ultrasuoni, costante fino a quel punto, inizia a ridursi, fino a raggiungere, in prossimità della rottura, valori pari a circa l'80% di quelli iniziali.

Le caratteristiche del segnale, ampiezza massima ed energia, non mostrano evidenti correlazioni con il livello di tensione raggiunto nel provino.

1.3 Misure su provini C50/60

Sono state eseguite prove su 2 campioni di dimensioni 15x15x30cm, confezionati con calcestruzzo che, alle prove di schiacciamento su 4 cilindri, ha fornito una resistenza media $f_{cm} = 52.5$ N/mm² (fig. 16).

Le prove sono state condotte in analogia a quelle eseguite sui campioni A3, A4, ed i dati sono stati elaborati nel modo descritto al paragrafo precedente.

I risultati sono riportati nelle figure 17÷21.



Figura 16 – Immagine di uno dei provini testati

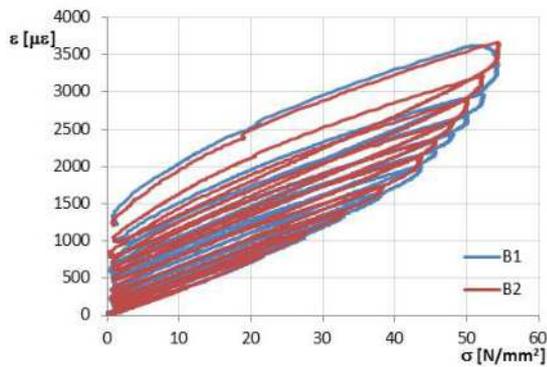


Figura 17 – Diagrammi tensione-deformazione

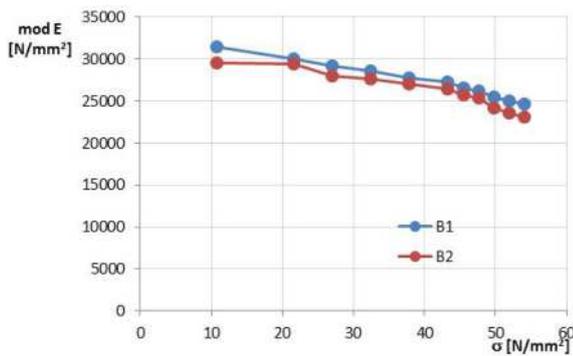


Figura 18 – Variazione del modulo elastico

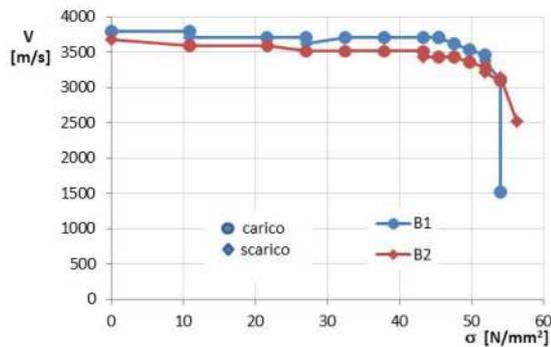


Figura 19 – Variazione della velocità ultrasonica

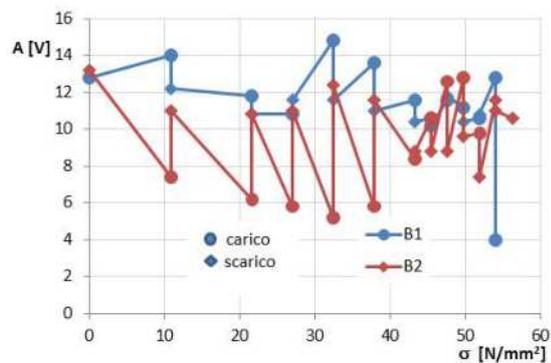


Figura 20 – Variazione dell'ampiezza del segnale

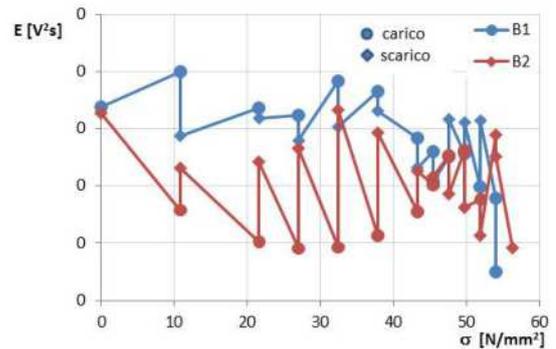


Figura 21 – Variazione dell'energia del segnale

Nei provini di classe C50/60 si registrano fenomeni analoghi a quelli osservati nei provini di classe C25/30: per tensioni al di sopra del 78% di quella massima diminuisce rapidamente il modulo elastico ed inizia a ridursi la velocità degli ultrasuoni, fino a raggiungere, in prossimità della rottura, valori pari a circa l'80% di quelli iniziali.

Anche in questi casi le caratteristiche del segnale non appaiono correlate al livello di tensione raggiunto nel campione.

1.4 Correlazioni fra resistenza, modulo elastico e velocità degli ultrasuoni

Il modulo elastico del calcestruzzo, in assenza di determinazioni sperimentali, viene stimato attraverso correlazioni, fra cui quella riportata nella Normativa Tecnica per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/08:

$$E_{cm} = 22.000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Per i calcestruzzi dei provini testati, i valori stimati attraverso la relazione precedente possono essere confrontati con i corrispondenti ricavati dalle prove. Per i provini tipo A, con $f_{cm} = 27,8 \text{ N/mm}^2$, si è misurato un modulo elastico $E_{cm} = 24.200 \text{ N/mm}^2$, mentre il valore stimato è pari a 29.900 N/mm^2 . Nei provini tipo B, con $f_{cm} = 55,2 \text{ N/mm}^2$, si è misurato un modulo elastico $E_{cm} = 29.700 \text{ N/mm}^2$, mentre il valore stimato è pari a 36.700 N/mm^2 . In definitiva, i valori ottenuti dalla correlazione contenuta nelle NTC08 sovrastimano di circa il 23% i valori misurati sperimentalmente.

I valori di resistenza a compressione dei campioni testati sono stati confrontati con quelli stimati in base alla velocità degli ultrasuoni tramite le correlazioni proposte in [5, 2, 6]:

$$f_c = 1,88 \cdot 10^{-21} \cdot V^{6,184} \quad [5]$$

$$f_c = 7,8 + 5,674 \cdot 10^{-21} \cdot V^6 \quad [2]$$

$$f_c = 0,0854 \cdot e^{1,2882 \cdot V} \quad [6]$$

in cui f_c in N/mm^2 e V in m/s .

Il confronto è illustrato nel diagramma di figura 22, da cui si evince che per il calcestruzzo di migliore qualità le correlazioni proposte sottostimano notevolmente la resistenza.

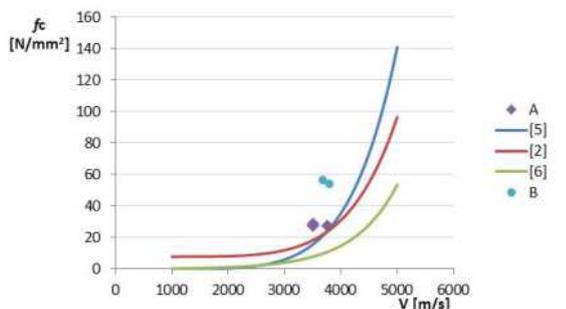


Figura 22 – Correlazione velocità degli ultrasuoni-resistenza del calcestruzzo

3. MISURE IN SITU

La metodologia sopra descritta è stata sperimentata in una campagna di indagini sugli elementi strutturali prefabbricati in cemento armato costituenti la struttura di un capannone industriale danneggiato da un incendio.

Si sono eseguite misure di propagazione degli ultrasuoni su tre pilastri, di cui due, C3, C6, più vicini al focolaio, risultavano visibilmente danneggiati, mentre B6, trovandosi a maggiore distanza dal focolaio, appariva soltanto annerito dal fumo (figure 23, 24).

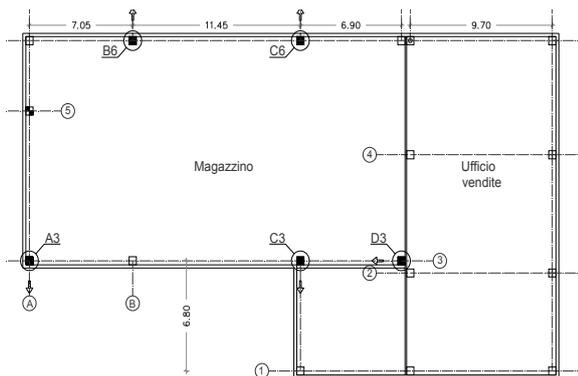


Figura 23 – Pianta del capannone



Figura 24 – Immagini dei pilastri B6, C3, C6

Su ogni pilastro sono state eseguite misure dirette di propagazione degli ultrasuoni, in più punti lungo l'altezza. Sono state evitate le zone in cui la superficie danneggiata avrebbe inficiato il contatto fra sonde e calcestruzzo.

I risultati ottenuti sono sintetizzati nei diagrammi delle figure 25, 26, 27, dove, per ogni punto di misura, contraddistinto dalla quota rispetto al pavimento, sono riportati i valori della velocità ultrasonica misurata, dell'ampiezza massima e dell'energia totale del segnale registrato per 2,5ms.

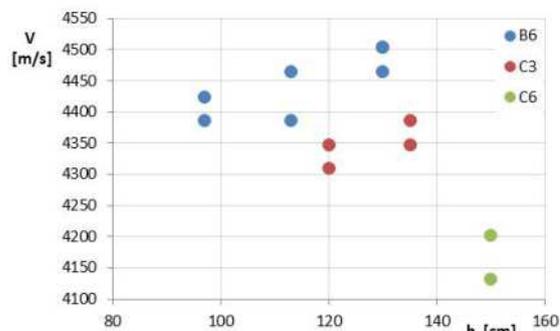


Figura 25 – Valori di velocità ultrasonica rilevata

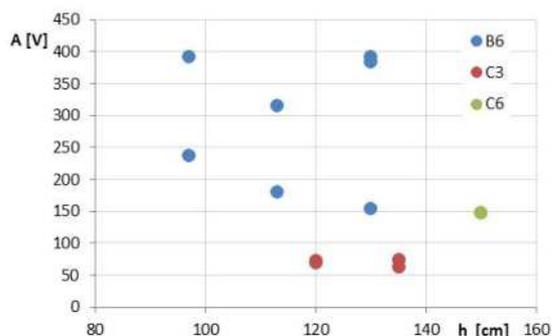


Figura 26 – Valori dell'ampiezza massima del segnale

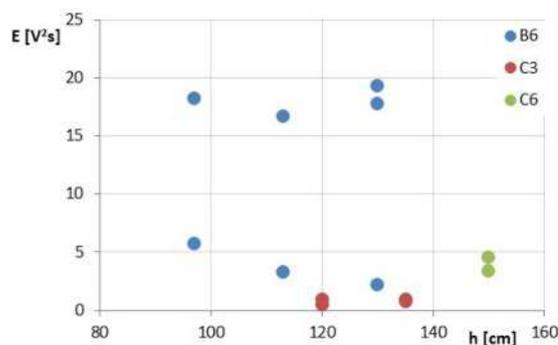


Figura 27 – Valori dell'energia del segnale

Dai risultati delle prove si deduce che, nei pilastri che sicuramente hanno risentito maggiormente dell'effetto del fuoco, i valori sia della velocità ultrasonica che dei parametri caratteristici del segnale si mantengono a valori piuttosto bassi, in relazione a quelli rilevati nei pilastri meno danneggiati. In particolare, la velocità ultrasonica raggiunge, nel pilastro più vicino al focolaio, un valore mediamente pari al 93% di quello rilevato nel pilastro più lontano. Questa riduzione corrisponde, se confrontata con i risultati delle prove in laboratorio, a quella che si registra in provini soggetti a

carichi pari al 90% di quelli di rottura, quindi già ampiamente danneggiati.

In definitiva, per quanto la dispersione dei risultati ottenuti in laboratorio non consenta di stabilire correlazioni affidabili fra il grado di danneggiamento interno del calcestruzzo ed i parametri relativi alla propagazione degli ultrasuoni, i risultati delle prove in situ indicano chiaramente quali siano gli elementi strutturali che hanno subito un danneggiamento consistente a causa del fuoco e quali invece si possano ritenere integri.

4. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro si espongono i risultati di una campagna di prove tese ad individuare eventuali difetti interni di elementi in calcestruzzo.

Le prove sono state condotte dapprima in laboratorio su provini in cui il danneggiamento interno è stato gradualmente indotto mediante schiacciamento, fino a portare i campioni alla rottura. Contemporaneamente all'incremento di tensione, si sono effettuate misure della propagazione degli ultrasuoni, per via diretta. I risultati delle misure sono stati elaborati in termini di velocità dell'onda, di ampiezza massima e di energia del segnale in arrivo.

Si è osservato che la velocità ultrasonica si mantiene praticamente costante fino a livelli di tensione pari a circa il 75% di quella massima, per poi ridursi fino all'80% di quella relativa al provino integro.

Relativamente alle caratteristiche del segnale, queste risultano in generale notevolmente disperse; pertanto, dalle misure eseguite non è stato possibile evidenziare una correlazione sufficientemente chiara con l'entità dei difetti interni.

Per quanto i risultati in laboratorio non siano stati troppo incoraggianti, le misure eseguite in situ su pilastri danneggiati, in misura diversa, dal fuoco, hanno evidenziato una marcata tendenza dei parametri relativi ai pilastri più danneggiati verso valori più bassi rispetto agli altri.

Poiché le esperienze effettuate hanno mostrato una grande dispersione dei parametri che caratterizzano il segnale in arrivo, verosimilmente dovuta al sistema di accoppiamento

sonde-calcestruzzo, varrebbe la pena ricercare un sistema che, per misure effettuate in condizioni analoghe, fornisca un segnale con caratteristiche simili. In questo modo, potendo confrontare più parametri, l'individuazione di difetti interni risulterebbe più affidabile.

Ringraziamenti

Al presente lavoro hanno collaborato Roberto Cambri e Daniele Cardella, nell'ambito dei loro lavori di tesi, rispettivamente per la laurea magistrale in Ingegneria delle costruzioni civili e triennale in Ingegneria civile e ambientale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CIANFRONE F. – (1993), Indagini microsismiche ed ultrasoniche, *Atti Seminario AICAP, Venezia*.
- [2] BECONCINI M.L., FORMICHI P. – (2003), Resistenza del calcestruzzo, misure sclerometriche e di velocità di propagazione degli ultrasuoni in strutture esistenti: risultati di una campagna di indagini, *Atti 10° Congr. Naz. AIPnD, Ravenna*.
- [3] BECONCINI M.L., FORMICHI P. – (2004), Considerazioni su base sperimentale circa l'impiego delle correlazioni tra alcune proprietà dei calcestruzzi in situ: resistenza a compressione, densità, velocità ultrasonica e indice sclerometrico, *Atti Giornate AICAP 2004, Verona*.
- [4] BECONCINI M.L. – (2004), Risultati di una campagna di misure di velocità di propagazione ed attenuazione degli ultrasuoni in pilastri di cemento armato danneggiati dal fuoco, *Atti Giornate AICAP 2004, Verona*.
- [5] NBN B15 – 229/1976 – Essais des bétons: essais non-destructifs: mesure de la vitesse du son, Norme Belge.
- [6] TRNTNIK G., KAVCIC F., TURK G. – (2008), Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks, *IGMAT d.d., Ljubljana, Slovenia*.

PARAMETRI PRESTAZIONALI PER IL PROGETTO DELLA DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO CON ARMATURE DI ACCIAIO INOSSIDABILE

Luca Bertolini, Matteo Gastaldi, Federica Lollini

Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Da tempo, anche per il progetto della durabilità delle strutture in calcestruzzo armato, sono disponibili modelli di calcolo basati su approcci prestazionali di tipo probabilistico. Presupposto essenziale per l'applicazione di questi modelli, indispensabili nel caso in cui si ricorra all'uso di nuovi materiali, come le armature in acciaio inossidabile, è la definizione delle grandezze sperimentali che consentano di valutare le prestazioni dei materiali impiegati. Per le armature in acciaio inossidabile, il cui impiego può, in genere, essere considerato in ambienti contenenti cloruri, il parametro che ne descrive le prestazioni è il tenore critico di cloruri necessario per l'innesco della corrosione. Questo parametro non è di semplice determinazione sia perché è influenzato da diversi fattori sia perché non esistono ancora metodologie di prova standardizzate o condivise per stimarlo. Questa nota descrive i risultati ottenuti nell'ambito di una ricerca sperimentale che ha l'obiettivo di proporre una metodologia di prova in grado di valutare la distribuzione di probabilità del contenuto di cloruri critico per l'innesco della corrosione di diversi tipi di acciai inossidabile. Nell'articolo si presentano i risultati ottenuti sperimentalmente con un tipo di armature di acciaio inossidabile austenoferritico (1.4362) e si discutono le possibili correzioni da applicare affinché questi dati possano essere utilizzati per il progetto di strutture che operano in diverse condizioni di esposizione ambientale.

PERFORMANCE PARAMETERS FOR THE DURABILITY DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH STAINLESS STEEL BARS

SUMMARY

Probabilistic performance-based service life design approaches are now available for the design of durable reinforced concrete (RC) structures. For the application of these models, especially when new materials are used, such as stainless steel reinforcement, the evaluation of the material performances is an indispensable requirement. For stainless steel reinforcement, which is suitable in chloride environment, the parameter which describes its performance is the critical chloride threshold for the initiation of corrosion. This parameter is not easy to be determined, both because it is influenced by many factors and a standardised methodology for its evaluation has not been proposed yet. This paper describes the results obtained in an experimental research aimed at developing a test methodology which allows to evaluate the probability density function of the critical chloride threshold for the corrosion initiation. Experimental results obtained on a duplex stainless steel reinforcement (1.4362) will be present and corrective factors, which have to be applied in order that these data can be used for the design of structures in different exposure conditions, will be discussed.

1. INTRODUZIONE

Da qualche anno, per affrontare il degrado delle strutture in calcestruzzo armato (c.a.) dovuto alla corrosione delle armature, sono disponibili dei modelli di calcolo basati su approcci prestazionali di tipo probabilistico, analoghi a quelli usati nella progettazione strutturale. In particolare, la Federazione Internazionale del Calcestruzzo Strutturale (*fib*), partendo da un precedente progetto europeo chiamato DuraCrete, ha sviluppato un codice di calcolo per il progetto della vita di servizio di strutture in c.a. che riporta delle procedure per la sua valutazione quantitativa [1]. Questo approccio si basa su un vero e proprio progetto della durabilità e, modellando gli effetti delle azioni ambientali sulla struttura, consente di individuare i tempi entro cui questi effetti determineranno il raggiungimento di un determinato stato limite, al quale il progettista associa il termine della vita utile della struttura.

L'aspetto peculiare degli approcci prestazionali è l'introduzione di prove di conformità che consentono di "misurare" in modo quantitativo le prestazioni dei materiali utilizzati, in particolare la resistenza alla penetrazione degli

agenti aggressivi. Questo aspetto lo si ritrova già nei codici di progetto strutturale dove le prestazioni meccaniche del calcestruzzo, in particolare la resistenza a compressione, sono valutate attraverso la prova di compressione.

Per quanto riguarda le azioni ambientali, tuttavia, le prove proposte nel modello sono accelerate e l'esito non consente di ricavare la resistenza che quel particolare materiale offrirà in condizioni di esposizione reali e non può quindi essere utilizzato direttamente nel modello. Il risultato delle prove accelerate è quindi modificato da una serie di coefficienti parziali, proposti direttamente dal modello, che tengono conto delle effettive condizioni di esposizione ambientale o della stagionatura.

Ad esempio, le proprietà del materiale in relazione alla penetrazione dei cloruri, che è necessario conoscere per valutare il tempo di innesco della corrosione sulle armature di una struttura esposta in ambiente marino, sono espresse da un coefficiente di diffusione apparente (D_{app}). Al fine di determinare questo coefficiente, il Codice Modello della *fib* propone la prova accelerata di migrazione in cella inclinata [2] che consente di determinare il coefficiente di diffusione D_{RCM} .

Per ottenere il coefficiente di diffusione apparente, D_{app} , D_{RCM} è modificato attraverso diverse funzioni: il fattore ambientale, k_e , introdotto per tenere conto che la velocità di diffusione dei cloruri varia in funzione della temperatura (aumenta con l'aumentare di essa e, viceversa, diminuisce quando la temperatura diminuisce) e il parametro di trasferimento, k_t , e la funzione dell'"invecchiamento", $A(t)$, introdotti per tenere in considerazione che il coefficiente di diffusione apparente si riduce all'aumentare del tempo di esposizione.

Questi modelli si rivelano utili per la progettazione mirata di elementi strutturali posti in ambienti particolarmente aggressivi, come la zona degli spruzzi di strutture marine, oppure per strutture per la quali sia richiesta una vita di servizio superiore a 50 anni, ovvero per quelle situazioni in cui gli approcci semplificati alla durabilità risultano inadeguati. Inoltre, diventano indispensabili nel caso in cui si ricorra all'uso di nuovi materiali o sistemi di protezione aggiuntivi, come ad esempio le armature in acciaio inossidabile, per potere quantificare i loro vantaggi in termini di incremento della vita di servizio e di affidabilità.

Presupposto essenziale per l'applicazione di questi modelli quando si ricorre all'uso di armature in acciaio inossidabile in ambienti marini è la definizione del parametro che ne descrive le prestazioni, ovvero il tenore critico di cloruri necessario per l'innesco della corrosione. Al momento, per questo tipo di armature, i modelli prestazionali non forniscono alcuna indicazione e la definizione di valori ragionevoli richiede le competenze di esperti. Questo parametro, inoltre, non è di facile determinazione, perché influenzato da numerosi fattori (ambiente di esposizione, composizione dell'acciaio, finitura superficiale ecc.) e può essere valutato solo con un approccio statistico che prenda in considerazione la sua variabilità (essendo l'innesco della corrosione da cloruri un fenomeno probabilistico). In letteratura sono state proposte numerose metodologie di prova, come, ad esempio, prove in soluzione, prove in calcestruzzo o malta con cloruri penetrati o con cloruri aggiunti al getto successivamente esposti a diverse condizioni climatiche [3-5]. Sfortunatamente i risultati ottenuti dai diversi autori sono difficilmente confrontabili e non consentono una interpretazione in termini stocastici che possa tenere conto della variabilità del parametro. È quindi sentita l'esigenza di sviluppare una prova sperimentale che consenta la valutazione di questo parametro e possa essere proposta come prova di conformità all'interno di approcci prestazionali.

Questa nota riassume gli obiettivi che deve soddisfare la metodologia di prova affinché possa essere utilizzata per determinare il tenore critico di cloruri, anche nei casi in cui questo possa raggiungere valori molto elevati, come nel caso delle armature in acciaio inossidabile. Descrive, inoltre, una proposta di metodologia che soddisfa tali obiettivi e presenta i risultati ottenuti sperimentalmente con questa metodologia su un tipo di armature di acciaio inossidabile austeno-ferritico (1.4362). Infine, discute le criticità della prova anche in relazione alle eventuali correzioni da applicare affinché questi dati possano essere utilizzati per il progetto di strutture che operano in diverse condizioni di esposizione ambientale.

2. OBIETTIVI DELLA METODOLOGIA DI PROVA

La metodologia di prova, affinché possa essere utilizzata per determinare il tenore critico per l'innesco della corrosione da utilizzare come parametro di ingresso degli approcci prestazionali, deve rispondere ad alcuni obiettivi.

Sulla base dei fattori che maggiormente influenzano questo parametro si ritiene che la prova debba consentire di:

- valutare la dipendenza del tenore critico dall'ambiente di esposizione delle strutture in calcestruzzo armato: il tenore critico diminuisce all'aumentare della temperatura e al diminuire del potenziale delle armature passive (*diagramma di Pedeferri*) che varia al variare dell'umidità [6];
- considerare il ruolo dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo: diversi studi in passato hanno infatti mostrato che la resistenza all'innesco della corrosione delle armature è fortemente influenzata dalle caratteristiche dell'interfaccia tra armatura e calcestruzzo [7];
- considerare la variabilità del risultato; questo aspetto è importante per due motivi: il primo è che il tenore critico è un parametro caratterizzato da una elevata variabilità statistica, il secondo è che i dati di ingresso dei modelli prestazionali sono variabili statistiche;
- garantire tempi ragionevoli per l'ottenimento dei risultati.

La prova inoltre deve consentire la possibilità di studiare gli effetti della composizione del calcestruzzo, della sua compattazione, del tipo e finitura superficiale delle armature. In particolare, nel caso di armature in acciaio inossidabile, le condizioni metallurgiche e superficiali dell'acciaio (che sono fortemente influenzate dai processi di produzione) possono avere un effetto notevole sul tenore critico.

3. CARATTERISTICHE DELLA METODOLOGIA DI PROVA PROPOSTA

Per soddisfare gli obiettivi elencati nel paragrafo precedente, è stata studiata e applicata un'apposita metodologia di prova. Al fine di poter considerare l'interfaccia armatura-calcestruzzo, le prove sono state effettuate su campioni in calcestruzzo (si sono escluse prove in soluzione, in quanto si è rilevato che possono fornire risultati anche molto differenti rispetto a quelli ottenuti in calcestruzzo [5]). I cloruri sono stati aggiunti direttamente nel calcestruzzo in fase di getto, in modo da evitare i lunghi tempi legati alla penetrazione dei cloruri nel calcestruzzo. Le prove con cloruri penetrati, infatti, hanno una limitazione pratica legata alla necessità di far penetrare i cloruri attraverso il copriferro e, quindi, alla conseguente elevata durata della prova che aumenta all'aumentare dello spessore del copriferro, al diminuire del coefficiente di diffusione dei cloruri e all'aumentare della resistenza alla corrosione delle armature. Nel momento in cui i cloruri vengono aggiunti direttamente in fase di getto, la durata della prova è indipendente dal rapporto acqua/cemento e dallo spessore di copriferro con cui sono confezionati i provini in calcestruzzo armato e, quindi, questa procedura può essere applicata per lo studio di qualunque tipo di calcestruzzo e di armatura; in particolare quando si considerano armature caratterizzate da elevati valori del tenore critico.

Si è controllato il potenziale dell'armatura durante lo svolgimento della prova (prova potenziostatica), in modo da simulare le condizioni in un calcestruzzo posto in un determinato ambiente. La temperatura è stata mantenuta costante per la durata della prova. Per realizzare una prova sufficientemente rapida per dare risultati in tempi brevi, ma non troppo veloce per consentire di raggiungere condizioni relativamente stabili sulle armature, i provini in calcestruzzo

sono stati stagionati sette giorni (un giorno nel cassero e sei giorni in una soluzione satura di idrossido di calcio) e poi è stato imposto il potenziale costante per 24 ore.

Infine, per considerare la variabilità del tenore critico, la prova è stata effettuata contemporaneamente su 10 provini, per ogni tenore di cloruri.

4. APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA DI PROVA ALL'ACCIAIO 1.4362

La metodologia di prova proposta è stata applicata per determinare il tenore critico di cloruri per l'innescò della corrosione di barre per armatura in acciaio inossidabile, di diametro 20 mm, con microstruttura austeno-ferritica di tipo 1.4362 (o 23-04). In Tabella 1 sono riportate le caratteristiche meccaniche e il contenuto dei principali elementi di lega, forniti dal produttore.

Tabella 1 - Caratteristiche meccaniche e principali elementi di lega delle barre d'armatura in acciaio 1.4362 utilizzate.

Caratteristiche meccaniche		Principali elementi di lega (%)	
$R_{s0,2}$ (MPa)	618	C	0.029
R_m (MPa)	819	Cr	23.58
A_{gt} (%)	13	Mo	0.45
		Ni	4.61
		Mn	1.41
D (mm)	20	N	0.1335

La prova è stata eseguita impiegando un calcestruzzo con rapporto a/c pari a 0,5, confezionato con 400 kg/m³ di cemento portland (tipo CEM I 52.5R, in base alla norma EN 197-1), 200 l/m³ di acqua deionizzata e 1704 kg/m³ di aggregato calcareo frantumato (diametro massimo aggregato di 9 mm). Sono stati realizzati diversi impasti con tenore di cloruri di 2.7%, 3%, 4% e 5% in massa rispetto al cemento, disciolti come CaCl₂ nell'acqua d'impasto. Per lo svolgimento delle prove si sono realizzati provini cilindrici con diametro pari a circa 75 mm e altezza di circa 100 mm in cui è stata fissata al centro, verticalmente, una barra d'armatura in acciaio inossidabile di lunghezza 100 mm (spessore di copriferro maggiore di 25 mm).

Prima del getto, le estremità delle barre sono state isolate in modo da lasciare esposti 60 mm della superficie nervata (schermando le superfici di taglio).

Al termine del getto i provini sono stati posti a stagionare, per 7 giorni, in una camera climatica ad una temperatura di 23°C; alcune prove, in calcestruzzo con 5% di cloruri, sono state ripetute anche a temperature di 10°C e 40°C (per simulare climi freddi e caldi) per valutare l'effetto di questo parametro. Al termine della stagionatura è stata avviata la prova di polarizzazione potenziostatica. Come valore del potenziale è stato scelto +200 mV vs SCE (valore massimo del potenziale rilevato nella zona atmosferica di strutture reali); alcune prove, in calcestruzzo con 5% di cloruri, sono state ripetute anche a potenziali di +100 mV vs SCE e 0 mV vs SCE per valutare l'effetto di questo parametro.

In Figura 1 è riportata, a titolo d'esempio, la densità di corrente di polarizzazione delle barre (riferita alla superficie dell'armatura esposta), misurata durante le 24 ore di polarizzazione a +200 mV vs SCE a 23°C sui provini confezionati con il 5% in massa rispetto al cemento di cloruri. Si osserva che su quattro armature (C5-2, C5-4, C5-6 e C5-7)

le densità di corrente mostrano una continua diminuzione nel tempo e raggiungono valori di 5-7 mA/m² al termine delle 24 ore di prova. Questo evidenzia che non si è avuto innescò della corrosione su queste barre che sono rimaste in condizioni di passività. L'assenza di inneschi di corrosione è stata confermata anche dall'osservazione visiva effettuata a fine prova sulla superficie delle armature (in Figura 2 è riportata, a titolo d'esempio, la barra rimossa dal campione C5-7 al termine della prova). Nelle altre sei armature, invece, la densità di corrente subisce un brusco incremento durante la prova di polarizzazione; questo indica l'innescò della corrosione sulle barre, confermata anche dall'osservazione visiva della superficie effettuata dopo rottura al termine della prova (a titolo d'esempio, in Figura 2, è riportata la barra rimossa dal campione C5-1 al termine della prova). Pertanto, si è rilevato che, in calcestruzzo con 5% di cloruri in massa rispetto al cemento, sul 60% delle armature in acciaio 1.4362 si è avuto l'innescò della corrosione.

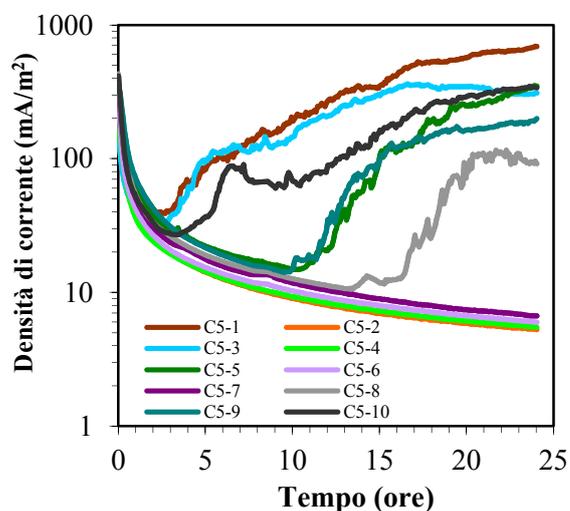


Figura 1 – Densità di corrente di polarizzazione misurata nelle 24 ore di polarizzazione a +200 mV vs SCE a 23°C sulle armature inserite nei provini in calcestruzzo con 5% di cloruri in massa rispetto al cemento

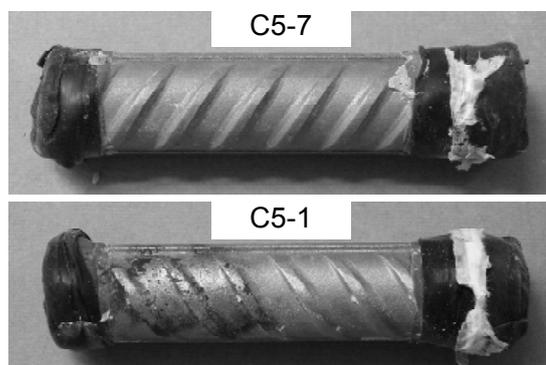


Figura 2 - Esempio di armatura priva di inneschi (provino C5-7) e con corrosione (provino C5-1) estratte dai provini in calcestruzzo con 5% di cloruri in massa rispetto al cemento al termine della prova di polarizzazione, a +200mV vs SCE e a 23°C, e dopo rottura

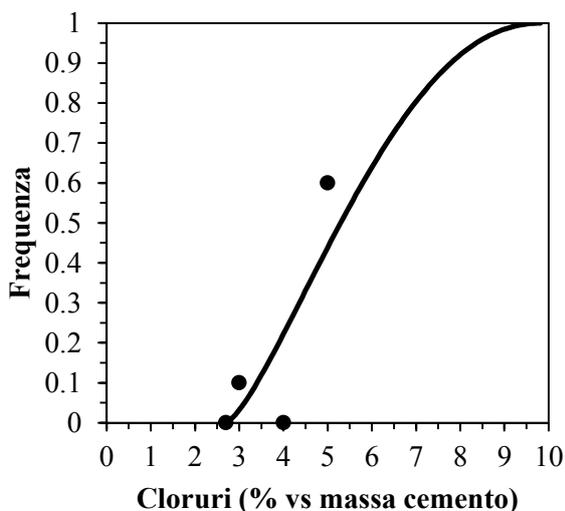


Figura 3 – Funzione di distribuzione cumulativa di probabilità (ottenuta considerando una distribuzione di tipo Beta) dell'acciaio 1.4362 determinata a partire dai risultati delle prove di polarizzazione a +200 mV vs SCE (indicati con i punti)

In Figura 3 sono riassunti i risultati, indicati con i punti, delle prove effettuate a 23°C diversi tenori di cloruri. In calcestruzzo con 2.7% di cloruri non si è osservato alcun innesco di corrosione su nessuna delle dieci armature sottoposte alla prova. Con il 3% di cloruri si è avuta corrosione su una barra su dieci (10% di armature innescate), mentre con 4% di cloruri non si sono rilevati inneschi di corrosione. Il risultato della prova non è direttamente il tenore critico di cloruri, ma fornisce il numero di provini su cui si è innescata la corrosione. Tuttavia, si può ritenere che il numero di provini a cui si è innescata la corrosione (ovvero il numero di provini su cui si ha avuto il fallimento) rappresenti la probabilità che si inneschi la corrosione a quel determinato tenore di cloruri. La funzione di densità di probabilità, PDF, che la corrosione si inneschi, ovvero la funzione di densità di probabilità del tenore critico di cloruri può essere ricavata interpolando statisticamente i dati sperimentali qualora la prova venga eseguita a diversi tenori di cloruri. Si ritiene che la funzione di densità di probabilità da utilizzare per descrivere il tenore critico di cloruri debba essere limitata sia inferiormente sia superiormente (affinché il tenore critico sia compreso all'interno di un determinato intervallo). Sebbene diverse PDF rispondano a questi requisiti, si è scelto di prendere come riferimento una distribuzione di tipo beta, caratterizzata da un valore medio, una deviazione standard, un limite inferiore, a , e un limite superiore, b .

Questo tipo di distribuzione è utilizzato anche nel modello *fib* per descrivere il tenore critico di cloruri dell'acciaio al carbonio [1]. I risultati sperimentali ottenuti sono stati utilizzati per stimare la funzione di distribuzione di probabilità (distribuzione di tipo Beta) del tenore critico di cloruri, riportata in Figura 3 (linea continua), per l'acciaio 1.4362 nelle condizioni di prova (a 23°C e ad un potenziale di +200 mV vs SCE).

Si sono quindi determinati i parametri della distribuzione: valore medio e deviazione standard rispettivamente pari a

5.5% e 1.6% rispetto alla massa di cemento e limite inferiore e superiore pari a 2.7% e 9.9%.

Le prove effettuate a diversi valori del potenziale e a differenti temperature hanno evidenziato l'effetto di questi parametri sulla percentuale di armature innescate. In Figura 4 si riportano i risultati delle prove effettuate, in calcestruzzo con 5% di cloruri in massa rispetto al cemento, modificando il valore del potenziale imposto durante la prova potenziostatica di 24 ore a 23°C. Si osserva che al diminuire del potenziale diminuisce il numero delle armature su cui si è innescata la corrosione; imponendo un potenziale di +200 mV vs SCE le armature innescate sono state 6 su 10, a +100 mV vs SCE solo 2 su 10 manifestano corrosione, mentre a 0 mV vs SCE tutte le armature sono rimaste passive. La Figura 5 mostra i risultati delle prove, sempre in calcestruzzo con 5% di cloruri in massa rispetto al cemento, a diversa temperatura e imponendo un potenziale di +200 mV vs SCE. Al crescere della temperatura aumenta il numero di armature innescate; la corrosione si è osservata a 10°C solo su 1 barra, a 23°C su 6 e a 40°C su 8 (sempre sul totale di 10 barre per ogni prova).

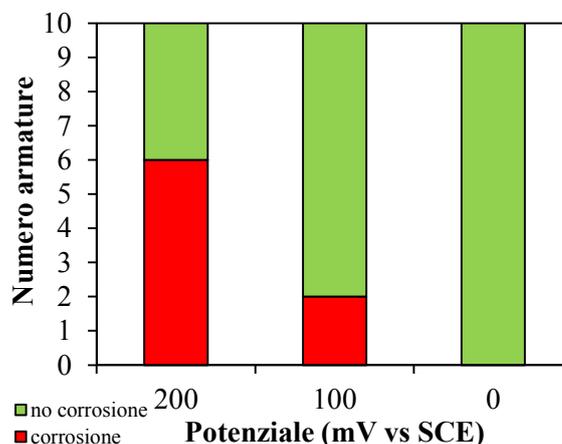


Figura 4 – Numero di armature, nei provini in calcestruzzo con 5% di cloruri, su cui è stata riscontrata corrosione (in rosso) nelle prove di 24h a 23°C a diversi potenziali

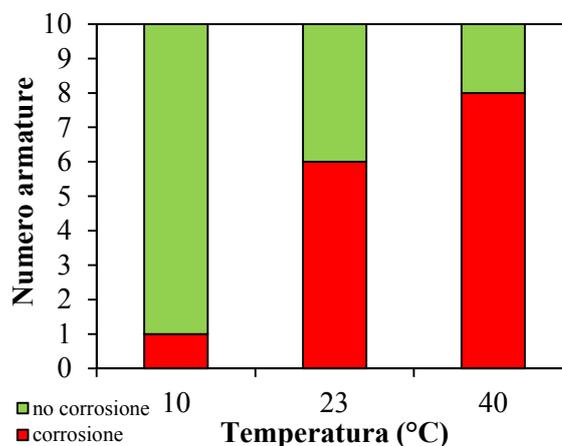


Figura 5 – Numero di armature, nei provini in calcestruzzo con 5% di cloruri, su cui è stata riscontrata corrosione (in rosso) nelle prove di 24h a +200 mV vs SCE realizzate a diverse temperature

5. DISCUSSIONE DELLA METODOLOGIA DI PROVA

La prova proposta consente di ottenere, in tempi ragionevolmente brevi (alcune settimane) e con facilità, chiare indicazioni sulla resistenza alla corrosione di una barra d'armatura. Essa può quindi essere utilizzata per confrontare le prestazioni di diversi tipi di armature: eseguendo la prova, infatti, allo stesso contenuto di cloruri è possibile individuare il tipo di armatura che offre una maggiore resistenza (ovvero quello per il quale si ha avuto il minore numero di inneschi). Questa prova, inoltre, si presta a essere utilizzata per studiare l'influenza dei fattori da cui dipende la resistenza alla corrosione.

Come si è visto, quando la prova è eseguita a diversi tenori di cloruri, consente di stimare la funzione di distribuzione di probabilità (PDF) del tenore critico di cloruri. Tuttavia, perché questa metodologia di prova possa essere proposta a questo scopo, devono essere ancora definiti alcuni dei parametri di prova: ad esempio, è necessario identificare qual è il numero minimo di tenori di cloruri a cui ripetere la prova affinché si possa stimare in modo accurato la PDF, così come è necessario stabilire, qualora il tipo di armatura fosse particolarmente resistente a corrosione, qual è il contenuto massimo di cloruri significativo a cui fare la prova. A tal proposito potranno fornire indicazioni utili simulazioni numeriche che riproducono diversi scenari che possono riscontrarsi nella pratica costruttiva.

Inoltre, un altro aspetto da considerare è che la distribuzione di tenore critico di cloruri, $Cl_{cr, test}$, stimata attraverso questa prova deve essere trattata al pari di una qualsiasi prova accelerata i cui risultati sono validi solo per il materiale considerato e le condizioni di prova analizzate (tipo di calcestruzzo utilizzato, temperatura, potenziale di corrosione, ecc). Così come avviene per la determinazione del coefficiente di diffusione, anche il risultato di questa prova, perché dia la distribuzione del tenore critico di cloruri di una struttura reale, $Cl_{cr, real}$, dovrà essere modificato, attraverso appropriati coefficienti correttivi, k_i , che tengono in considerazione il ruolo dei diversi parametri che possono influenzare il tenore critico di cloruri:

$$Cl_{cr, real} = Cl_{cr, test} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \dots \cdot k_n \quad (1)$$

I fattori correttivi dovranno, innanzitutto, considerare l'influenza del tipo di prova utilizzata. Ovvero, dovrà essere preso in considerazione quanto i risultati ottenuti con questa metodologia accelerata, in cui i cloruri sono aggiunti in fase di getto, siano rappresentativi della realtà, in cui i cloruri penetrano dall'esterno. Tale coefficiente potrà essere definito confrontando i risultati delle prove con cloruri aggiunti in fase di getto con risultati di prove in cui i cloruri sono stati fatti penetrare dall'esterno e, quindi, con prove che siano maggiormente rappresentative delle condizioni di esposizione naturale, o con dati ricavati da strutture reali. Le prove con cloruri penetrati richiedono, tuttavia, tempi molto lunghi, soprattutto quando svolte su acciai inossidabili e, ad oggi, non sono disponibili risultati ricavati da strutture reali. Per stimare tale coefficiente correttivo si devono anche considerare i diversi fattori che contraddistinguono la prova proposta: si può ritenere che il tipo di sale utilizzato ($CaCl_2$) porti a condizioni d'innesco più critiche rispetto a quelle attese in

condizioni reali dove il sale prevalente è il cloruro di sodio [8], mentre la durata della prova di polarizzazione è solo di 24 ore e in condizioni di esposizione reali l'innesco potrebbe verificarsi anche in tempi molto maggiori. Ulteriori prove sperimentali sono quindi necessarie anche per investigare ulteriormente l'effetto di questi due fattori.

I coefficienti correttivi dovranno poi considerare le condizioni di esposizione ambientale, le reali caratteristiche del calcestruzzo (come, ad esempio il tipo di legante), le condizioni superficiali delle armature, ecc. Tali coefficienti potranno essere determinati svolgendo prove con la medesima metodologia, ma variando il parametro che si vuole studiare. Ad esempio, se si vuole studiare l'effetto del tipo di calcestruzzo, variando la composizione con cui si confezionano i provini.

Tra i diversi fattori che possono influenzare il tenore critico è utile prestare maggiore attenzione a quello ambientale: esso dipende dall'umidità del calcestruzzo e dalla temperatura. Si dovranno quindi introdurre due fattori correttivi: il fattore k_{AMB} che tiene conto dell'umidità e il fattore k_T che considera la temperatura. L'umidità del calcestruzzo è legata alla zona di esposizione ambientale (ad esempio per un pontile marino: zona atmosferica, zona degli spruzzi, zona delle maree e zona immersa) e influisce sul tenore critico in quanto, come precedentemente detto, modifica il potenziale di corrosione delle armature passive. Per studiare questo aspetto è necessario disporre di informazioni quantitative riguardo al potenziale delle armature passive nei diversi ambienti. Dal momento che il potenziale è un parametro elettrochimico molto utilizzato per identificare l'innesco della corrosione, queste informazioni sono state raccolte tramite una analisi bibliografica dei valori di potenziale misurati durante l'ispezione di strutture in calcestruzzo reali [9-11]. Questa operazione è risultata complessa in quanto questi risultati presentano dei limiti, rendendo difficile la loro interpretazione. In particolare, le effettive condizioni di corrosione dell'elemento in calcestruzzo armato sono spesso ambigue. In Figura 6 è mostrato un tentativo di sintesi degli intervalli di variazione del potenziale delle armature passive determinati da vari autori.

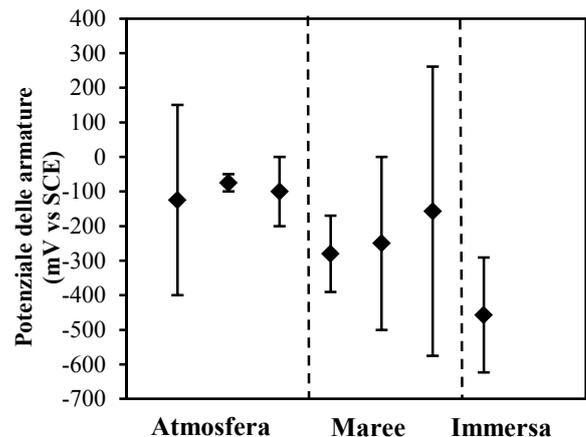


Figura 6 - Relazione tra il potenziale delle armature e la zona di esposizione ambientale, valori medi ed intervallo di variazione dei risultati [9-11]

Si osserva che i valori di potenziale misurati su elementi in calcestruzzo armato variano significativamente in funzione dell'umidità del calcestruzzo e, quindi, in funzione della zona di esposizione e sono anche molto variabili all'interno di ogni singola zona, probabilmente a causa della variabilità delle condizioni climatiche, che possono variare da struttura a struttura e nei diversi periodi dell'anno. Si può osservare che, nella zona atmosferica si hanno valori medi intorno a -100 mV vs SCE e si possano raggiungere valori massimi intorno a $+200$ mV vs SCE. Nella zona delle maree i valori medi sono attorno a -200 mV vs SCE e diminuiscono ulteriormente nella zona immersa. Tali valori andranno, tuttavia, confermati da ulteriori indagini, prendendo, ad esempio, in considerazione oltre ai risultati di ispezioni su strutture reali anche dati ottenuti con prove di laboratorio che simulano condizioni reali. Appare, tuttavia, al momento ragionevole assumere che la PDF di $Cl_{cr, test}$ possa considerarsi applicabile come PDF di $Cl_{cr, real}$ per la zona atmosferica (si può quindi assumere $k_{AMB} = 1$). Questa PDF si può considerare valida anche per la zona degli spruzzi, in quanto le condizioni di aerazione del calcestruzzo, e quindi di potenziale delle armature, sono paragonabili a quelle della zona atmosferica. Per le altre zone andrà determinato il valore di k_{AMB} . I risultati preliminari della ricerca, precedentemente illustrati, hanno mostrato che, a pari contenuto di cloruri a cui è svolta la prova sperimentale, il numero di inneschi diminuisce al diminuire del potenziale di corrosione e, quindi, k_{AMB} dovrà essere determinato per la zona delle maree e la zona immersa. Dovranno essere condotte ulteriori prove sperimentali, ad altri tenori di cloruri e su altri tipi di acciaio, per confermare l'andamento e definire il valore del coefficiente correttivo.

Per quanto riguarda il coefficiente k_T è necessario investigare come la temperatura influenza il tenore critico di cloruri. Questa, infatti, agisce sulla resistenza alla corrosione delle barre d'armatura in modo differente rispetto a come agisce sulla penetrazione dei cloruri. La velocità di diffusione dei cloruri varia in funzione della temperatura e non è costante nei diversi periodi dell'anno: per la temperatura si considera quindi un valore medio annuale [1]. L'innesco della corrosione, invece, è favorito dall'aumento della temperatura; è quindi più significativo considerare i valori raggiunti nel periodo più caldo dell'anno, ovvero il periodo in cui si ha una maggiore probabilità che si inneschi la corrosione. Il coefficiente k_T dovrà quindi essere funzione della media delle temperature massime annuali. Le prove sperimentali preliminari hanno indicato che la temperatura influenza in modo significativo il risultato della prova. Saranno necessarie prove a diverse temperature e a diversi contenuti di cloruri per determinare il coefficiente correttivo da applicare in fase di progettazione.

Da questa analisi emerge che, sebbene la prova proposta sia una ragionevole procedura che possa costituire la base di partenza per determinare il tenore critico di cloruri da utilizzare come parametro di ingresso negli approcci prestazionali, al momento rimangono ancora dei punti aperti che devono essere valutati. Sono in corso prove ulteriori prove volte a studiare il ruolo di questi fattori.

6. CONCLUSIONI

La metodologia di prova sviluppata può essere impiegata per stimare la distribuzione di probabilità del tenore critico per l'innesco della corrosione su armature in acciaio inossidabile

in calcestruzzo inquinato da cloruri. Questa si presta anche per valutare l'influenza di parametri come il tipo di calcestruzzo, la temperatura e l'esposizione sull'innesco della corrosione.

I risultati delle prove sperimentali effettuate sull'acciaio 1.4362, applicando la metodologia, hanno consentito di ottenere una curva di distribuzione del tenore critico per questo acciaio a 23°C e considerando una struttura esposta all'atmosfera e quindi di avere i parametri d'ingresso per i modelli di progettazione prestazionale. Si sono evidenziati anche gli effetti del potenziale di corrosione e della temperatura.

Tuttavia, i risultati di questa prova accelerata sono validi solo per il materiale considerato e le condizioni di prova analizzata. Affinché possa essere utilizzata come prova di conformità nell'ambito di una progettazione prestazionale, è necessario definire dei coefficienti correttivi che tengano in considerazione l'effetto dei diversi parametri, quali le condizioni di esposizione, il tipo di calcestruzzo ecc. Saranno necessari ulteriori studi per determinare l'effetto di questi parametri sul tenore critico.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *fib* – (2008), Model Code: “Codice Modello per il progetto della vita di servizio” - Bollettino FIB No. 34, Traduzione Italiana a cura di Aicap.
- [2] NT-BUILD 492 – (1999), Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient from Non-Steady State Migration Experiment, NORDTEST.
- [3] Bertolini, L. Gastaldi, M. Pastore, T. and Pedefferri, M.P., 'Corrosion Behaviour of Stainless Steels in Chloride Contaminated and Carbonated Concrete', *Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege* 6 (2000) 273-292.
- [4] Hartt, W.H. Powers, R.G. and Kessler, R.J., 'Performance of corrosion resistant reinforcements in concrete and application of results to service life projection', *Corrosion* 2009, NACE.
- [5] Bertolini, L. and Gastaldi, M., 'Corrosion resistance of low-nickel duplex stainless steel rebars', *Mater Corros* 62(2) (2011) 120-129.
- [6] Pedefferri, P., 'Cathodic protection and cathodic prevention', *Construction and building materials*, 10 (1995) 391-402.
- [7] Page, C.L., 'Initiation of chloride-induced corrosion of steel in concrete: role of the interfacial zone', *Mater Corros*, 60(8) (2009) 586-592.
- [8] Pruckner, F., Gjörv, O.E., 'Effect of CaCl_2 and NaCl additions on concrete corrosivity', *Cement and Concrete Research*, 34 (2004) 1209–1217.
- [9] T. Frølund, O. Klinghoffer, H.E. Sørensen, “Pro’s and con’s of half-cell potentials and corrosion rate measurements”, *Int. Conf. on “Structural Faults + Repairs”*, London, 2003.
- [10] K. Lau, A.A. Sagues, L. Yao, “Corrosion performance of concrete cylinder piles”, *Final Report to Florida Department of Transportation*, Tampa, 2005.
- [11] O. Poupard, V. L’Hostis, S. Catinaud, I. Petre-Lazar, “Corrosion damage diagnosis of a reinforced concrete beam after 40 years natural exposure in marine environment”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, 2006, pp. 504-520.

COMPORTAMENTO SPERIMENTALE DI TRAVI IN C.A. RINFORZATE CON FRP: CONFRONTO TRA L'EFFICIENZA DI SISTEMI EBR E NSM

Antonio Bilotta¹, Francesca Ceroni², Sandro Mautone³, Emidio Nigro⁴, Marisa Pecce⁵

¹Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli Federico II, via Claudio 21, 80125 Napoli, antonio.bilotta@unina.it

²Dipartimento di Ingegneria, Università del Sannio, Piazza Roma 21, 82100 - Benevento, ceroni@unisannio.it

³Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli Federico II, via Claudio 2, 80125 Napoli, sandromautone@hotmail.it

⁴Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli Federico II, via Claudio 21, 80125 Napoli, emidio.nigro@unina.it

⁵Dipartimento di Ingegneria, Università del Sannio, Piazza Roma 21, 82100 Benevento, pecce@unisannio.it

SOMMARIO

I materiali compositi fibro-rinforzati (FRP) sono efficacemente utilizzati per il rinforzo a flessione di travi in calcestruzzo armato (c.a.). Numerose prove sperimentali di aderenza hanno evidenziato che le elevate proprietà meccaniche degli FRP possono essere meglio sfruttate con la tecnica di applicazione NSM (Near Surface Mounted) rispetto alla tecnica EBR (Externally Bonded Reinforcement). In entrambi i casi l'efficienza del sistema di rinforzo dipende dal legame di aderenza all'interfaccia calcestruzzo-rinforzo. Inoltre, nel caso di rinforzo a flessione di travi in c.a., l'efficienza dipende anche dall'interazione con l'armatura in acciaio interna, dalla geometria dell'elemento rinforzato, dall'evolversi del quadro fessurativo della trave. In questa memoria si presentano i risultati di prove sperimentali su travi in c.a. rinforzate esternamente con lamine in fibra di carbonio applicate secondo la tecnica NSM e la tecnica EBR. Le prove di flessione sono state condotte su uno schema di trave appoggiata – appoggiata sia applicando due forze concentrate ed equidistanti dalla mezzera sia un sistema di otto forze uniformemente distribuite lungo la trave. Per la tecnica EBR è stata considerata una sola configurazione di rinforzo, mentre per la tecnica NSM sono state considerate due configurazioni di rinforzo (2 e 3 lamine) caratterizzate da un'area pari al 50% ed al 75%, rispettivamente, dell'area del rinforzo EBR. I carichi e le modalità di rottura, nonché le deformazioni locali misurate nel rinforzo esterno, sono discussi in dettaglio. Si conferma una maggiore efficienza della tecnica NSM che permette di raggiungere maggiori deformazioni grazie alla minore sensibilità del rinforzo applicato con la tecnica NSM a problemi di distacco (delaminazione).

EXPERIMENTAL BEHAVIOUR OF RC BEAMS STRENGTHENED WITH FRP COMPARISON BETWEEN THE EFFICIENCY OF EBR AND NSM SYSTEMS

SUMMARY

Fiber-reinforced composite materials (FRP) are effectively used for flexural strengthening of reinforced concrete (RC) beams. Several bond tests showed that the high mechanical properties of FRP can be better exploited with the NSM (Near Surface Mounted) strengthening technique of reinforced concrete (RC) members than the EBR (Externally Bonded Reinforcement). In both cases the efficiency of the reinforcement system depends on the bond law at the FRP-concrete interface. Moreover, in the case of flexural strengthening of concrete beams, it also depends on the interaction with the internal steel reinforcement, the geometry of strengthened member, the evolution of the crack pattern of the beam. In this paper, the results of experimental tests carried out on RC beams externally strengthened with carbon FRP according to the NSM and the EBR techniques are shown. The bending tests on simply supported beams were conducted by applying two concentrated forces equidistant from the mid-span or eight forces uniformly distributed along the beam. Only one configuration was considered for the EBR technique, while two configurations (2 and 3 strips) were considered for the NSM technique, having an area equal to 50% and 75%, respectively, of the EBR laminate. Failure loads and modes, as well as strain distribution locally measured in the external FRP reinforcement, are discussed in detail. A greater efficiency was confirmed for the NSM technique, which allows higher strains to be reached thanks to the lower sensitivity of such type of reinforcement technique to debonding phenomena.

1. INTRODUZIONE

Numerosi studi sperimentali hanno dimostrato che la resistenza a trazione dei materiali fibrorinforzati (FRP) può essere maggiormente sfruttata mediante la tecnica NSM [1]. In particolare, diverse prove di aderenza sui provini in c.a. rinforzati con materiali FRP con entrambe le tecniche NSM ed

EBR hanno mostrato che si possono raggiungere gli stessi carichi per entrambe le tipologie, anche se il rinforzo NSM-FRP è in genere caratterizzato da aree e rigidità assiali più basse e quindi si può considerare più efficiente. L'efficacia delle due tecniche dipende, comunque, dal meccanismo di aderenza che, nel caso della tecnica NSM, è funzione di

numerosi parametri quali le dimensioni della scanalatura, la rugosità del calcestruzzo, le proprietà meccaniche del materiale composito, il tipo di adesivo [2].

Indipendentemente dalla tecnica di rinforzo utilizzata, la rottura dell'elemento rinforzato è, spesso, legata al distacco del rinforzo in FRP che può avvenire in differenti zone dell'elemento [3,4]. Per il progetto del rinforzo a flessione di travi in c.a. con materiali FRP, bisogna considerare il distacco del rinforzo esterno sia all'estremità (ED) che nelle zone in cui si formano fessure flessionali e/o taglianti (delaminazione intermedia). Nel caso della delaminazione intermedia, esistono in letteratura diversi modelli che predicono il fenomeno di distacco in funzione della tipologia di fessura: a) distacco per fessura intermedia (ICD), essenzialmente di tipo flessionale, che avviene in corrispondenza di fessure sub-verticali formatesi in zone in cui il momento flettente è massimo, o b) distacco per fessure diagonali (CDCD), che si verifica in corrispondenza di fessure inclinate, essenzialmente da taglio, formatesi nelle zone dove il taglio è massimo. Poiché in travi semplicemente appoggiate il taglio è massimo all'estremità del rinforzo, il caso CDCD può interagire con il caso ED.

I modelli teorici per il caso ED si basano su risultati di test di aderenza, perché nella zona di ancoraggio, le distribuzioni di tensioni, principalmente tangenziali, sono assimilabili a quelle osservate nelle prove di aderenza di taglio puro [1].

I modelli teorici per ICD o CDCD sono generalmente basati sui risultati di prove a flessione [5]. L'attivazione del meccanismo di distacco dipende in tal caso dalla geometria del rinforzo (in particolare la distanza tra l'appoggio e l'estremità dell'FRP), dalla condizione di carico (distribuita o concentrata) e dall'interazione taglio-momento, la quale può influenzare l'inclinazione delle fessure ed il meccanismo di distacco [6].

L'interazione taglio-momento e la condizione di carico risultano chiaramente correlate al meccanismo di delaminazione. La maggior parte delle prove a flessione in letteratura sono state eseguite utilizzando lo schema di trave semplicemente appoggiata caricata con 1 o 2 forze concentrate, in quanto sono schemi più facili da eseguire in laboratorio rispetto all'applicazione di un carico uniformemente distribuito, che invece è una condizione di carico più simile a quella reale. Sotto carichi distribuiti sia il momento che il taglio attingono valore massimo in prossimità della mezzeria della trave, mentre, in corrispondenza dell'ancoraggio del rinforzo, il momento è minimo ed il taglio resta costante. In presenza di un carico distribuito, l'interazione taglio-momento è più bassa, perché in mezzeria il momento flettente è massimo ed il taglio è nullo, mentre all'estremità del rinforzo, il momento tende a zero ed il taglio al valore massimo. Ciò implica che sotto un carico distribuito, il caso ICD potrebbe avere meno possibilità di verificarsi rispetto al caso ED, a causa della bassa interazione taglio-momento in prossimità della mezzeria.

Inoltre, prove sperimentali di letteratura hanno evidenziato che in alcune travi soggette a carichi concentrati il distacco del rinforzo in FRP è stato indotto dalla formazione di estese fessure diagonali che collegano le estremità del rinforzo con i punti di applicazione del carico. Tale tipologia di fessure, spesso indicate come fessure critiche diagonali (CDC), può essere indotta da elevate sollecitazioni taglianti nell'area di ancoraggio soprattutto per elementi debolmente rinforzati a taglio. La presenza di staffe, infatti, ha in genere una funzione di cucitura delle lesioni da taglio

e minimizza tale fenomeno. Alcuni modelli considerano per la delaminazione per CDC il calcolo della resistenza a taglio da confrontare con la forza di taglio applicata [7].

Le prove su travi in c.a. rinforzate con FRP mediante tecnica EBR e soggette a carico distribuito disponibili in letteratura sono molto poche [8]. Alcuni dei risultati sperimentali disponibili ed analisi numeriche [9] indicano che il massimo valore di deformazione attinto nel rinforzo in FRP all'inizio della delaminazione ICD, nel caso di carico distribuito, è più alto di quello riscontrato nel caso di carico concentrato. Tale aspetto non è stato ancora trattato per travi in c.a. rinforzate secondo la tecnica NSM.

Pertanto, nel seguito si confrontano i risultati di prove sperimentali condotte dagli autori su travi in c.a. rinforzate con materiali FRP applicati secondo entrambe le tecniche di rinforzo EBR ed NSM, investigando, in particolare, anche l'effetto dello schema di carico (due forze concentrate e carico uniformemente distribuito su trave appoggiata).

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Sono state testate 10 travi in c.a. con luce netta di 2.1 m. Il carico è stato applicato secondo due schemi differenti:

- Schema a 4 punti (Figura 1a) con due forze concentrate a distanza di circa 25 cm, a cavallo della mezzeria;
- Schema di carico uniformemente distribuito (Figura 1b) con 8 forze concentrate applicate ogni 25 cm lungo la trave.

Tutte le travi hanno sezione rettangolare di altezza h pari a 160mm e larghezza pari a 120mm, armatura interna pari a $2\phi 10$ ed area $A_s = 1.57\text{mm}^2$ sia superiormente che inferiormente, e staffe $\phi 6$ poste con passo 200mm lungo tutta la trave (Figura 2a). Il copriferro dal centro della barra è 45 mm per l'armatura inferiore e 31mm per l'armatura superiore. È stato scelto un passo delle staffe elevato rispetto all'altezza della trave al fine di ridurre l'influenza sulla fessurazione dell'elemento.

La resistenza cubica media a compressione del calcestruzzo è di 21MPa, ricavata da 4 prove effettuata su provini cubici (lato 150mm). Mediante tre prove su campioni di barre d'acciaio, si è ricavata una resistenza media allo snervamento $f_s=540\text{MPa}$ ed una resistenza ultima $f_u=590\text{MPa}$. La stessa tipologia di lamina in carbonio è stata utilizzata sia per la tecnica EBR che per quella NSM (spessore $t_f = 1.4\text{mm}$, modulo di Young $E_f = 171\text{GPa}$, resistenza a trazione $f_f = 2052\text{MPa}$, deformazione massima $\epsilon_{fu} = 0.012$, valori medi ottenuti mediante prove a trazione su tre campioni).

Per quanto riguarda la tecnica EBR, una lamina di larghezza 40mm è stata incollata all'intradosso della trave (Figura 2b), dopo aver accuratamente pulito la superficie con aria compressa ed applicato uno strato di primer. Per la tecnica NSM, invece, sono state realizzate con una sega circolare scanalature di dimensioni $5 \times 15\text{mm}$ all'interno delle quali sono state inserite lamine di larghezza 10mm (Figura 2c-d). Anche nel caso della tecnica NSM le superfici del calcestruzzo sono state pulite con aria compressa prima di applicare il primer. Sono stati utilizzati gli stessi prodotti come primer ed adesivo utilizzati per la tecnica EBR. Per tutte le travi rinforzate (4 con EBR e 4 con NSM) il rinforzo è stato applicato ad una distanza di 100mm da entrambi gli appoggi (Figura 2a). In Tabella 1 si riporta il programma sperimentale completo. I provini sono identificati mediante la sigla $R_L_N \times T \times W_n$ dove:

- R indica il tipo di rinforzo
- L indica il tipo di carico
- N è il numero di lamine per la tecnica NSM
- T è lo spessore delle lamine
- W è la larghezza delle lamine
- n è il numero cardinale per distinguere provini uguali.

Due travi sono state testate senza sistema di rinforzo: una con schema di carico con due forze concentrate e l'altra mediante carico uniformemente distribuito, realizzato con otto forze uguali disposte in modo uniforme sulla trave attraverso un ripartitore appositamente progettato. Quattro travi rinforzate allo stesso modo con la tecnica EBR sono state caricate fino a rottura con le configurazioni di carico concentrato (2 travi uguali) e distribuito (2 travi uguali). Le altre 4 travi sono state rinforzate con la tecnica NSM (due travi con 2 lamine e due travi con 3 lamine) e per ciascuno schema di rinforzo una trave è stata sottoposta a carico uniformemente distribuito e l'altra a due forze concentrate. In entrambi i casi i carichi sono stati applicati mediante una macchina universale a controllo di spostamento (0.05mm/s). Lo spostamento in mezzera è stato misurato mediante trasduttore di spostamento verticale (LVDT). Sono stati, inoltre, applicati diversi estensimetri sul rinforzo esterno nel caso EBR, mentre nel caso NSM gli

estensimetri sono stati fissati sulla superficie delle lamine prima di inserirle all'interno delle scanalature; la posizione degli estensimetri nei vari casi è riportata in Figura 3.

Tabella 1: Programma sperimentale

Trave	FRP	Area FRP [mm ²]	Carico	estensimetri
Ref_c_no_1	No	-	concentrato	-
Ref_d_no_1	No	-	distribuito	-
EBR_c_1.4x40_1	EBR	56	concentrato	a
EBR_c_1.4x40_2	EBR	56	concentrato	a
EBR_d_1.4x40_1	EBR	56	distribuito	a
EBR_d_1.4x40_2	EBR	56	distribuito	a
NSM_c_2x1.4x10_1	NSM	28	concentrato	b*
NSM_c_3x1.4x10_1	NSM	42	concentrato	c*
NSM_d_2x1.4x10_1	NSM	28	distribuito	b
NSM_d_3x1.4x10_1	NSM	42	distribuito	c

*solo estensimetri in mezzera

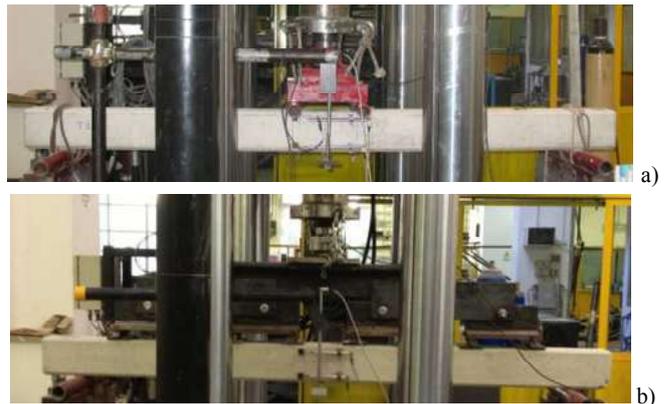
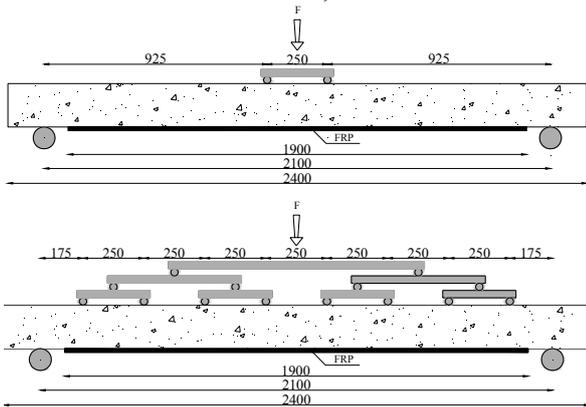


Figura 1: set up di prova: (a) schema di carico concentrato; (b) schema di carico distribuito

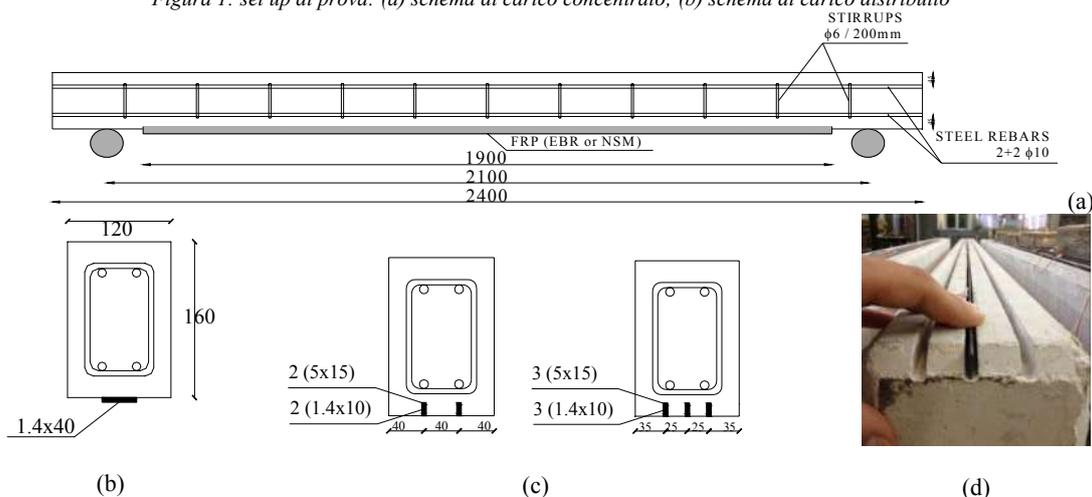


Figura 2: Geometria delle travi e schema di rinforzo: a) sezione longitudinale; b) sezione trasversale delle travi con tecnica EBR; c) sezione trasversale della trave con tecnica NSM; d) lamine NSM nelle scanalature.

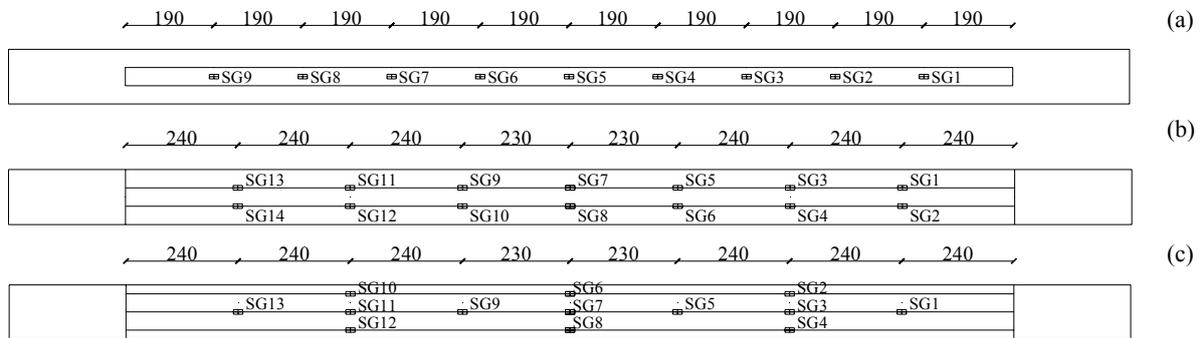


Figura 3: posizione degli estensimetri sul rinforzo in FRP: (a) travi con lamina EBR; (b) travi con 2 lamine NSM; (c) travi con 3 lamine NSM

3. RISULTATI

3.1 Carichi e modalità di rottura sperimentali

In Tabella 2 sono riportate le modalità di crisi di ogni trave, il massimo valore sperimentale del carico verticale, $F_{max,exp}$, ed il momento flettente agente in mezzzeria, $M_{max,exp}$, corrispondente a $F_{max,exp}$. Il momento in mezzzeria dovuto al peso proprio della trave (circa 0.3kNm) è trascurabile. Per quanto riguarda il comportamento della trave caricata con 8 forze, sulla base di una preliminare verifica del sistema di carico su una trave di acciaio e dell'osservazione del quadro fessurativo della trave in c.a., si può assumere che le due forze più esterne non contribuiscono alla flessione della trave poiché il trasferimento del carico avviene con un meccanismo di puntone e tirane tra il punto di applicazione della forza e l'appoggio della trave. Pertanto, per il calcolo del momento nello schema con 8 forze è stato considerato un carico uniformemente distribuito $q=7/8 \cdot F_{max,exp}$. Piccole differenze nei valori sperimentali dei momenti resistenti di provini uguali sono dovute prevalentemente alle imperfezioni delle caratteristiche delle travi che, avendo piccole dimensioni, sono molto sensibili a variazioni anche ridotte di parametri geometrici e meccanici (ad esempio la posizione delle barre longitudinali e i valori della tensione di snervamento e incrudimento dell'acciaio).

In Figura 4 si riportano le differenti modalità di rottura verificatesi per ogni provino. In entrambe le travi non rinforzate si è verificata una rottura per schiacciamento del calcestruzzo (CC) dopo lo snervamento dell'acciaio (SA) (Figura 4a e b).

Il confronto dei carichi massimi conferma che la tecnica NSM ha una maggiore efficienza rispetto alla tecnica EBR [1]; infatti, per entrambi gli schemi di carico, i carichi di rottura delle travi rinforzate mediante la tecnica EBR e NSM sono molto simili, anche se le quantità di lamina in FRP, nel caso del rinforzo NSM, è sempre inferiore al caso della lamina EBR (2 lamine NSM = 28mm² o 3 lamine NSM = 42mm² vs. 1 lamina EBR = 56mm²).

Tabella 2: Carichi e modalità di rottura sperimentali

Trave	Modalità di crisi	$F_{max,exp}$ [kN]	$M_{max,exp}$ [kNm]
Ref_c_no_1	CC+SA	20.1	9.3
Ref_d_no_1	CC+SA	46.1	10.6
EBR_c_1.4x40_1	ED-ID	36.5	16.7
EBR_c_1.4x40_2	CDCD-CCS	35.2	16.3
EBR_d_1.4x40_1	ED-CCS	75.1	17.2
EBR_d_1.4x40_2	ED	64.8	15.0
NSM_c_2x1.4x10_1	CDCD	32.2	14.9
NSM_c_3x1.4x10_1	CDCD-CCS	33.3	15.4
NSM_d_2x1.4x10_1	RT	71.3	16.4
NSM_d_3x1.4x10_1	RT	67.6	15.5

Modalità di crisi

CC = Compressione del Calcestruzzo

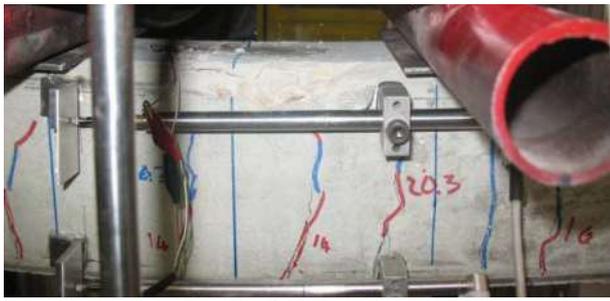
SA = Snervamento acciaio, RT = Rottura a taglio

ED = Delaminazione di Estremità, ID = Delaminazione Intermedia

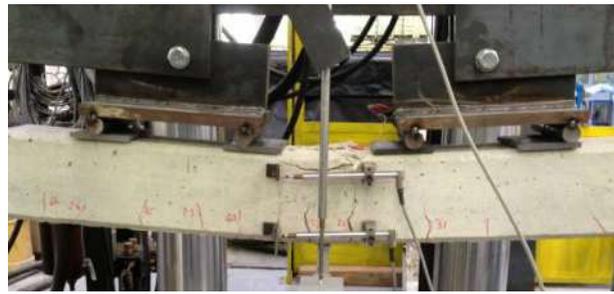
CDCD = Delaminazione per fessura Diagonale Critica

CCS = Distacco del Coprifero

Entrambe le travi rinforzate con la tecnica EBR e caricate con le due forze concentrate raggiungono circa lo stesso carico, pur avendo modalità di rottura lievemente differenti. Nella prima trave si verifica una rottura praticamente contemporanea per distacco della lamina nella zona centrale (ICD) e nell'estremità di destra (ED) (Figura 4c).



(a) Ref c no 1



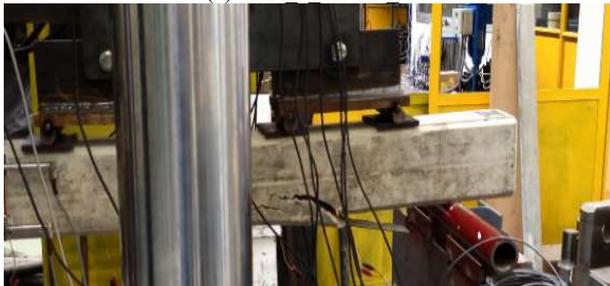
(b) Ref d no 1



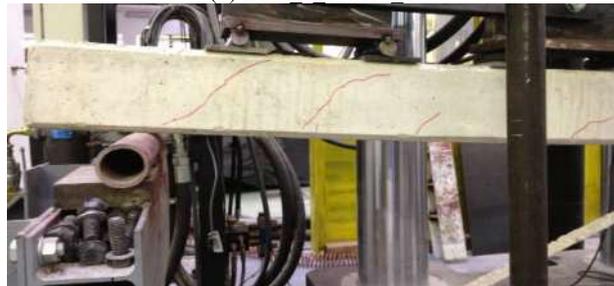
(c) EBR c 1.4x40 1



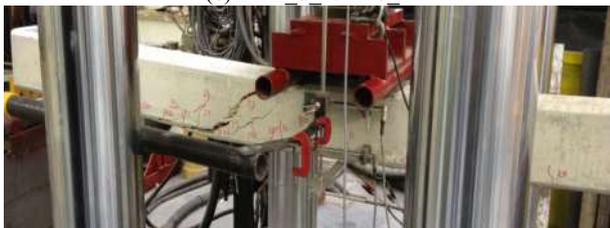
(d) EBR c 1.4x40 2



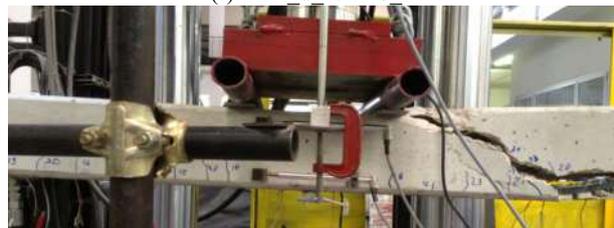
(e) EBR d 1.4x40 1



(f) EBR d 1.4x40 2



(g) NSM_c_2x1.4x10_1



(h) NSM_c_3x1.4x10_1



(i) NSM_d_2x1.4x10_1



(l) NSM_d_3x1.4x10_1

Figura 4: Modalità di rottura

Nella seconda trave si verifica solamente il distacco d'estremità della lamina (Figura 4d). La Figura 4d mostra, inoltre, in maniera evidente la formazione di due fessure all'estremità della trave: una si propaga verso il punto di applicazione di una delle due forze concentrate (fessura critica diagonale, CDCD), mentre l'altra si sviluppa parallelamente all'armatura in acciaio portando al distacco del copriferro (CCS). E', quindi, evidente in tal caso l'interazione tra i due differenti fenomeni di rottura in prossimità dell'estremità della lamina.

Nel caso di carico distribuito, il taglio raggiunto in prossimità degli appoggi è più alto di quello raggiunto nelle travi sottoposte a carico concentrato. Tale condizione ha probabilmente indotto in entrambe le travi soggette a carico distribuito una crisi per delaminazione di estremità (ED) (Figura 4f). Per la prima trave la delaminazione è avvenuta anche con la rimozione del copriferro (CCS) (Figura 4e). Per tali travi, a differenza delle travi caricate con le due forze, non si è osservata la netta formazione di una fessura critica diagonale (CDC) (Figura 4e) o, comunque, la fessura diagonale all'estremità è stata meno critica per il complessivo comportamento della trave (Figura 4f), per diversi motivi: a) minore influenza delle fessure da taglio all'estremità, in quanto il taglio non è costante, ma decresce dall'estremità verso la mezzera, b) minore distanza dell'estremità del rinforzo dalla forza concentrata più esterna (Figura 1b).

Per entrambe le travi rinforzate con due e tre lamine secondo la tecnica NSM e sottoposte alle due forze concentrate, la crisi è avvenuta a seguito della formazione di un'evidente fessura critica diagonale (CDCD) congiungente l'estremità del rinforzo con il punto di applicazione di una delle due forze (Figura 4g,h). I carichi sono molto simili per le due travi nonostante la diversa quantità di rinforzo; inoltre nella trave con tre lamine (Figura 4h) si è verificata anche una parziale rottura del copriferro (CCS) probabilmente perché più indebolito dal maggior numero di scanalature. Questa modalità di rottura è del tutto simile a quella già osservata per una delle due travi rinforzate con lamina EBR e sottoposta alle due forze concentrate; anche i carichi sono simili in quanto differiscono di circa il 10%.

Infine, per entrambe le travi rinforzate con due e tre lamine secondo la tecnica NSM e sottoposte a carico distribuito, la rottura si è avuta per taglio (SH) (Figura 4i,l). Tale modalità di rottura è dovuta al fatto che, in presenza di carico distribuito, il taglio, all'estremità della trave, è maggiore e la modalità di rottura può passare da flessionale a tagliante, se non avviene prima la delaminazione. A conferma di ciò, si è calcolata la resistenza a taglio, $V_{u,th}$, della trave non rinforzata considerando il meccanismo di traliccio ad inclinazione variabile nelle ipotesi di angolo $\theta=22^\circ$ per il puntone di calcestruzzo corrispondente alla contemporanea rottura delle staffe di acciaio e dei puntoni di calcestruzzo. La resistenza a taglio corrispondente a tale condizione è pari a 36.2kN e, quindi, la massima forza è pari al doppio $F_{max,th} = 72.4kN$. Tale valore è congruente con il valore medio sperimentale del carico massimo delle due travi (69.5kN).

I risultati sperimentali confermano, quindi, che le travi in c.a. rinforzate con la tecnica NSM sono meno sensibili ai fenomeni di distacco rispetto alle travi rinforzate con la tecnica EBR, soprattutto nel caso di schema di carico distribuito. In tal caso, infatti, si è verificata la crisi per taglio della trave; inoltre, la lieve diminuzione della resistenza, quando aumenta il numero delle lamine (3 invece di 2) è giustificata proprio dal

raggiungimento della soglia di resistenza a taglio della trave che non è influenzata dal rinforzo, ma dipende prevalentemente dalle proprietà meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo. Nel caso di schema di carico con le due forze concentrate, i carichi e le modalità di rottura sono risultati simili per le travi rinforzate con le due tecniche evidenziando, quindi, di nuovo una maggiore efficienza della tecnica NSM visto che la quantità di rinforzo applicata in questo caso era minore (50% e 75% della lamina EBR).

3.2 Curve carico-spostamento

In Figura 5a si riportano le curve carico-spostamento per le travi non rinforzate e per quelle rinforzate con la tecnica EBR sia per il caso di carico concentrato che distribuito. Il confronto delle curve mostra un significativo incremento di rigidezza delle travi rinforzate rispetto a quelle di riferimento oltre al già discusso incremento di resistenza.

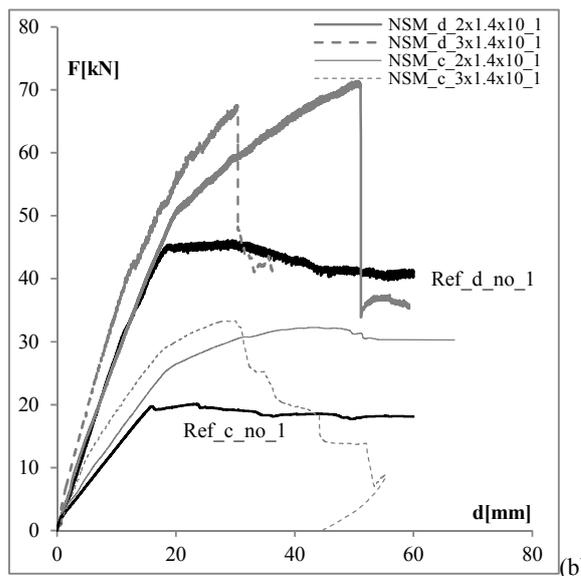
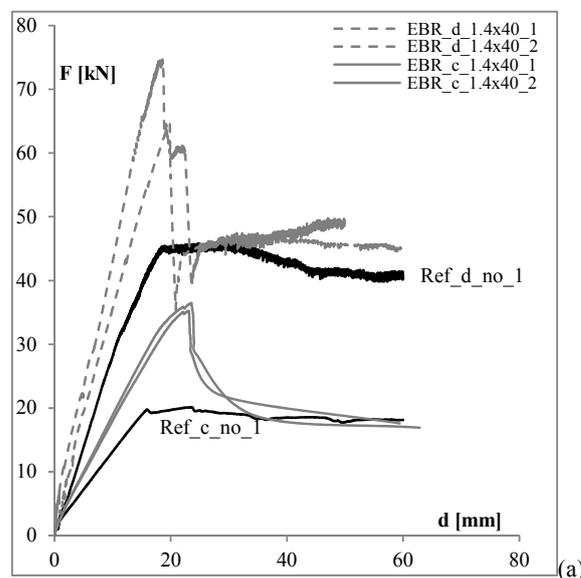


Figura 5: Curve carico-spostamento: (a) EBR e (b) NSM

In Figura 5b sono diagrammate le curve carico-spostamento per le travi non rinforzate e per quelle rinforzate mediante la tecnica NSM sia per il caso di carico concentrato che distribuito. Il confronto tra le curve mostra in questo caso un incremento di rigidità trascurabile per le travi con due lamine (2x1.4x10mm) soprattutto nel caso di carico distribuito. La rigidità aumenta quando vengono applicate 3 lamine (3x1.4x10mm). La bassa efficienza del sistema NSM in termini di rigidità è probabilmente causata dall'applicazione del rinforzo all'interno delle scanalature e dall'interazione con un maggiore spessore di adesivo che potrebbero dar luogo a maggiori scorrimenti all'interfaccia interna del calcestruzzo, come evidenziato anche in [3], rispetto al rinforzo applicato con la tecnica EBR. Inoltre si nota che la crisi del rinforzo è meno fragile di quella che si verifica con il sistema EBR (rami discendenti meno ripidi).

3.3 Deformazioni del rinforzo

In Figura 6 si mostrano le deformazioni lette sul rinforzo EBR per le due travi caricate con due forze concentrate, a varie percentuali del carico di rottura (20%, 40%, 60%, 80%, 99%). L'andamento delle deformazioni rispecchia fondamentalmente il diagramma del momento flettente, che è un diagramma trapezoidale, con valore costante massimo tra le due forze concentrate. Si osserva, inoltre, che le curve relative alle due travi uguali sono pressoché coincidenti, indicando una buona ripetibilità della prova.

Per le travi soggette a carico distribuito e rinforzate con la tecnica EBR ed NSM, gli andamenti delle deformazioni sono riportati in Figura 7 per carichi pari a 30kN, 45kN e 60 kN.

Anche in questo caso le deformazioni del rinforzo in entrambe le prove condotte sulle due travi uguali rinforzate con la tecnica EBR sono molto simili (Figura 7a) con andamento pseudo-parabolico che rispecchia quello del diagramma del momento per un carico uniformemente distribuito.

Per le due travi rinforzate con la tecnica NSM (Figura 7b) si riportano tutti i valori degli estensimetri, alcuni dei quali sono applicati alla stessa distanza dall'estremità della trave ma su lamine NSM diverse (Figura 3b e 3c). Le deformazioni lette nella trave con due lamine sono chiaramente maggiori di quelle lette nella trave con tre lamine. Analogamente, le deformazioni nel rinforzo EBR, caratterizzato dall'area maggiore, sono le più basse.

In Tabella 3 si riportano i valori delle deformazioni massime registrate a rottura per ciascuna trave rinforzata e l'incremento di carico ottenuto per ciascuna trave rispetto alla corrispondente trave non rinforzata.

Tabella 3: Deformazioni a rottura e incrementi di carico

Trave	$F_{max,exp}$ [kN]	ϵ_{fail} [-]	ΔF [%]
Ref_c_no_1	20.1	-	-
Ref_d_no_1	46.1	-	-
EBR_c_1.4x40_1	36.5	~5.5‰	81%
EBR_c_1.4x40_2	35.2	~5.5‰	75%
EBR_d_1.4x40_1	75.1	~4.5‰	63%
EBR_d_1.4x40_2	64.8	~4.0‰	41%
NSM_c_2x1.4x10_1	32.2	~11.5‰	66%
NSM_c_3x1.4x10_1	33.3	~7.5‰	67%
NSM_d_2x1.4x10_1	71.3	~12‰	55%
NSM_d_3x1.4x10_1	67.6	~6.5‰	47%

Sebbene non si riscontri un evidente beneficio dello schema di carico distribuito rispetto a quello concentrato in termini di deformazione massima nel rinforzo in FRP sia per la tecnica EBR che NSM, è opportuno osservare che l'applicazione del carico distribuito per le travi rinforzate EBR ha spostato la modalità di rottura nettamente nella zona di ancoraggio del rinforzo. Analogamente, per le travi rinforzate con la tecnica NSM, l'applicazione del carico distribuito ha spostato la crisi verso una rottura a taglio piuttosto che a flessione, prima che si potessero verificare fenomeni di distacco del rinforzo all'estremità come avvenuto nel caso di schema di carico concentrato.

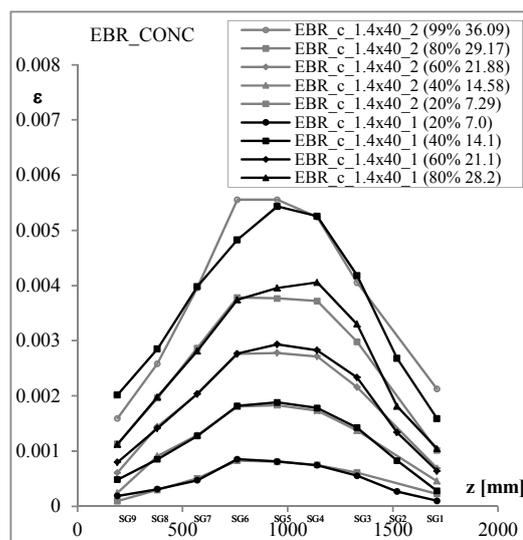


Figura 6: Deformazioni per le travi EBR: carico concentrato

Si osserva, inoltre, che per le due travi rinforzate con 2 lamine NSM la deformazione a rottura è stata pari al 11.5‰ e 12‰, nello schema di carico concentrato e distribuito rispettivamente, valori questi prossimi alla deformazione per rottura a trazione del rinforzo e significativi, quindi, di un'elevata efficienza del rinforzo. Invece, per le due travi rinforzate con 3 lamine NSM le deformazioni massime misurate sono state più basse (7.5‰ e 6.5‰, rispettivamente), a fronte della maggiore area di rinforzo e di un carico massimo praticamente uguale al caso delle due lamine. In ogni caso, nel rinforzo NSM si sono ottenuti valori di deformazioni a rottura maggiori di quelle attinte nel rinforzo EBR.

4. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Anche se alcuni risultati sperimentali ed analisi teoriche eseguite in passato mostrano che nelle travi in c.a. rinforzate con tecnica EBR i meccanismi di aderenza, e, quindi, di resistenza, potrebbero essere influenzati dall'effetto della condizione di carico, la maggior parte delle prove a flessione reperibili in letteratura sono realizzate con schemi di carico concentrato (3 o 4 punti) e pochissime prove sono state eseguite con carico distribuito. L'influenza della distribuzione del carico, inoltre, non è stata ancora investigata per travi rinforzate con la tecnica NSM.

Nella presente memoria sono stati mostrati i risultati di alcune prove sperimentali di flessione condotte su travi in c.a. rinforzate esternamente con lamine in fibra di carbonio

applicate secondo la tecnica EBR e la tecnica NSM, sia applicando due forze concentrate equidistanti dalla mezziera che otto forze equamente distribuite lungo la trave.

Sono state osservate diverse modalità di rottura: distacco del rinforzo per fessura intermedia, distacco del rinforzo all'estremità, distacco del rinforzo per fessura diagonale critica, rottura a taglio della trave. In particolare, in presenza di carico distribuito per le travi rinforzate EBR la modalità di rottura si è verificata sempre nella zona di ancoraggio del rinforzo. Per le travi rinforzate con la tecnica NSM, l'applicazione del carico distribuito ha determinato la rottura a taglio della trave piuttosto che a flessione, prima che si potessero verificare fenomeni di distacco del rinforzo all'estremità, come invece avvenuto nel caso di schema di carico concentrato.

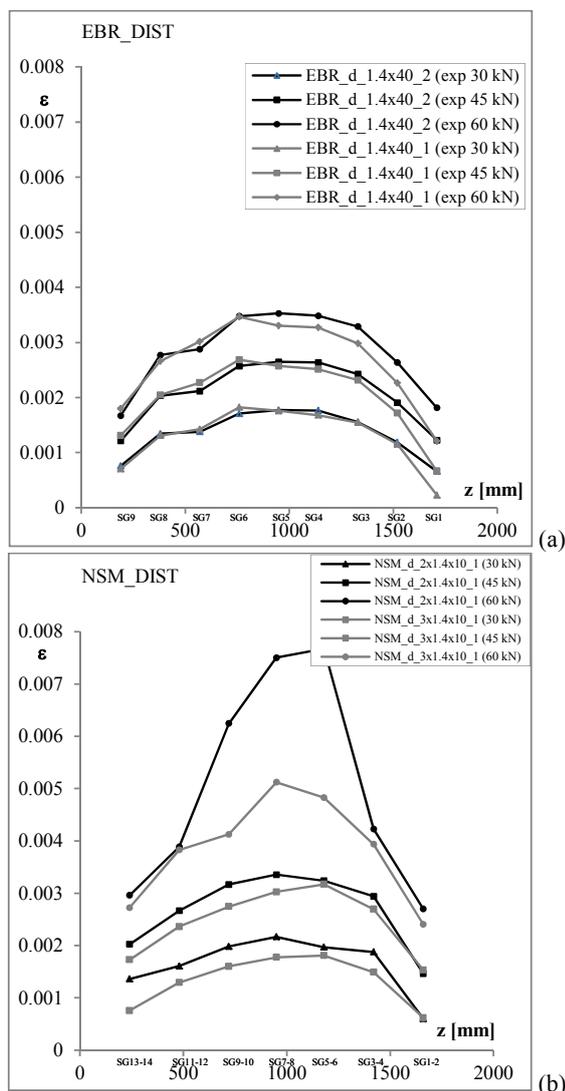


Figura 7: Deformazioni per le travi EBR (a) ed NSM (b): carico distribuito

L'esame dei carichi di rottura e delle massime deformazioni misurate nel rinforzo in FRP dagli estensimetri ha evidenziato una maggiore efficienza delle lamine NSM rispetto alla lamina

EBR in termini di incremento di resistenza a flessione. Infatti, nonostante l'area trasversale delle lamine applicate con la tecnica NSM sia più bassa della sola lamina applicata con la tecnica EBR, il massimo carico relativo ad entrambe le travi rinforzate con 2 o 3 lamine risulta confrontabile con quello raggiunto dalle travi rinforzate con lamina EBR per entrambe le condizioni di carico; anche le massime deformazioni misurate nel rinforzo sono maggiori. In particolare, il caso delle 2 sole lamine NSM è risultato il più efficiente in quanto la deformazione massima misurata è molto prossima alla deformazione a rottura per trazione delle fibre.

In caso di carico distribuito la rottura delle travi NSM è causata dal taglio piuttosto che dal distacco del rinforzo. Ciò fa pensare alla possibilità di ottenere un'efficienza ancora maggiore con il sistema NSM, qualora non ci siano problemi di taglio.

Pertanto, questi primi risultati dimostrano che il fenomeno di distacco nelle travi rinforzate con lamine NSM è meno rilevante di quello riscontrato nelle travi rinforzate secondo la tecnica EBR. Infine, i risultati sperimentali sembrano anche indicare che le lamine NSM abbiano un minore effetto irrigidente per la trave rinforzata rispetto al caso EBR.

Ulteriori indagini teoriche e sperimentali saranno dedicate in futuro ad investigare più in dettaglio l'effetto dello schema di carico sui fenomeni di distacco del rinforzo, sia applicato con la tecnica EBR che con quella NSM.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bilotta A., Ceroni F., Nigro E., Di Ludovico M, Pecce M., Manfredi G. (2011). "Bond efficiency of EBR and NSM FRP systems for strengthening of concrete members", J. of Composites for Construction, ASCE, 15 (5), 757–772.
- [2] Ceroni F., Bilotta A., Nigro E, Pecce M., (2012). "Bond behaviour of FRP NSM systems in concrete elements", Composites: Part B 43, Elsevier, 99–109.
- [3] Ceroni F. (2010). "Experimental performances of RC Beams Strengthened with FRP materials", Construction and Building Material, Elsevier, 24, 1547–1559.
- [4] Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L., FRP-strengthened RC structures. Chichester, West Sussex, UK: John Wiley and Sons, 2002. p. 245.
- [5] Bilotta A., Faella C., Martinelli E., Nigro E., (2013). "Design by testing procedure for intermediate debonding in EBR FRP strengthened RC beams" Engineering Structures, Elsevier, 46, 147–154.
- [6] Mazzotti C., Savoia M. (2009). "Experimental Tests on Intermediate Crack Debonding Failure in FRP – Strengthened RC Beams", Advances in Structural Engineering, 12 (5).
- [7] Teng J.G., Yao J. (2007). "Plate end debonding in FRP-plated RC beams—II: Strength model", Engineering Structures, Elsevier, 29, 2472–2486.
- [8] Pan J., Chung T.C.F., Leung C.K.Y. (2009). "FRP Debonding from Concrete Beams under Various Load Uniformities", Advances in Structural Engineering, 12 (6).
- [9] Bilotta A., Faella C., Martinelli E., Nigro E., (2012). "The influence of the load condition on the intermediate debonding failure of EBR-FRP strengthened RC beams", Proc. of 6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2012), Rome, June 13-15 2012, Italy.

COMPORTAMENTO DI MATERIALI CEMENTIZI AD ALTISSIME PRESTAZIONI PER IL RIPRISTINO STRUTTURALE, SOGGETTI AD ALTE TEMPERATURE

Stefano Cangiano¹, Chiara Rossino², Sara Sgobba³

1 CTG Italcementi Group, Bergamo, Italia

2 CTG Italcementi Group, Bergamo, Italia

3 CTG Italcementi Group, Bergamo, Italia

SOMMARIO

I calcestruzzi UHPC (Ultra-High Performance Concrete) rappresentano una classe innovativa di calcestruzzi che, tra i possibili utilizzi, possono trovare applicazione nella riparazione e rinforzo di strutture esistenti. In caso di esposizione all'alta temperatura, nella zona di interfaccia fra il calcestruzzo di riparazione e quello riparato, possono verificarsi fenomeni di danneggiamento intrinseco del materiale e di incompatibilità-termo-igrometrica, i quali possono indurre una riduzione delle prestazioni meccaniche anche dovuta a meccanismi di delaminazione dello strato di rinforzo oppure di distacco esplosivo (spalling). Considerata la rilevanza tecnico-economica di tali criticità, è stato attivato presso il CTG Spa un esteso studio sperimentale mirato a fornire un contributo all'approfondimento delle conoscenze riguardanti alcuni aspetti ancora poco noti di tali fenomeni. Sono stati considerati rinforzi cementizi di due tipi: uno ad elevatissime prestazioni fibrorinforzato (UHP-FRC) ed una malta da ripristino commerciale di classe R4. Per raffronto, è stato analizzato il comportamento di un sistema di rinforzo a base polimerica (FRP) sul medesimo calcestruzzo di supporto. Il confronto prestazionale tra l'UHP-FRC e la malta da ripristino, in termini residuali dopo trattamento termico a 300°C, ha fatto emergere un comportamento diametralmente opposto dei due materiali cementizi e della loro interazione con il substrato di supporto. Sebbene la malta da ripristino abbia rivelato una migliore adesione al supporto, anche dopo trattamento a 300°C, il calcestruzzo UHP-FRC risulta più efficace nel confinamento di elementi sottoposti a compressione centrata, con prestazioni significativamente aumentate per effetto dell'esposizione termica. Il sistema FRP appare svolgere, al contrario, un'azione di rinforzo in termini di confinamento, meno efficace di quella dei materiali cementizi considerati.

ULTRA HIGH PERFORMANCE CEMENTITIOUS MATERIALS PERFORMANCE FOR THE STRUCTURAL REPAIRING, SUBJECTED TO HIGH TEMPERATURE

SUMMARY

Ultra-High Performance Concrete (UHPC) are an innovative class of cementitious materials, which can be used for the repairing and strengthening of existing structures. In case of high temperature exposure, in the interface zone between the substrate and the repairing layer, thermo-hygrometric incompatibility phenomena can occur, potentially leading to delamination mechanism as well as spalling. Because of the technical and economical relevance of these critical issues, in CTG Laboratories an extensive experimental study has been carried out in order to contribute to deepen the knowledge on the not well-known aspects related to the mentioned phenomena. Two different types of strengthening cementitious materials have been considered: one consists in Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHP-FRC) and the other regards a commercial repairing mortar (class R4), both compared with FRP (Fiber Reinforce Polimer). The mechanical performance comparison between UHP-FRC and repairing mortar, in residual conditions after thermal exposure at 300°C, reveals an opposite behaviour also in terms of interaction with the substrate. Even if the repairing mortar exhibits a better adhesion with the substrate, also after heating at 300°C, UHP-FRC shows enhanced confinement effectiveness in case of elements subjected to centered compression, which is improved after thermal exposure. On the other hand, the FRP seems to perform a less effective strengthening action, in terms of confinement, in comparison with the considered cementitious materials.

1. INTRODUZIONE

L'utilizzo di calcestruzzi ad alte e altissime prestazioni per il ripristino strutturale di elementi in calcestruzzo sono oggi largamente utilizzati, data la loro eccellente capacità di ripristinare il materiale danneggiato dal punto di vista meccanico e della loro durabilità, dovuta a una matrice cementizia più compatta rispetto a un normale calcestruzzo [1]. L'attività di ripristino si è resa necessaria per intervenire su elementi strutturali in calcestruzzo al fine di porre rimedio all'azione di danneggiamento causata da ambienti aggressivi, cicli di gelo-disgelo ed anche azioni improvvise quali impatti, incendi ed esplosioni.

Una delle più diffuse e largamente utilizzate soluzioni di ripristino consiste nell'uso di FRP (Fiber Reinforced Polymers), i quali permettono non solo di riparare, ma anche rinforzare il substrato danneggiato [2]. Altrettanto nota però è la loro suscettibilità alle alte temperature di esposizione; infatti, la componente polimerica e gli adesivi presenti in tali materiali perdono parte della loro capacità resistente e la loro rigidità al di sopra della temperatura di transizione vetrosa (T_g), la quale può variare tra 65 e 82°C [3]. Questi materiali, in caso di esposizione ad alte temperature o al fuoco, se non adeguatamente protetti, possono addirittura supportare lo sviluppo delle fiamme e sprigionare fumi tossici, perdendo contemporaneamente le loro proprietà meccaniche e di adesione con il substrato [3].

Viste le suddette problematiche legate al comportamento di FRP quando esposti alle alte temperature e al fuoco, l'uso di materiali cementizi per il rinforzo strutturale sembrerebbe una valida alternativa per fronteggiare tali situazioni eccezionali di esposizione. Una vasta letteratura è ad oggi disponibile in merito all'utilizzo di materiali cementizi, in particolare ad alte ed altissime prestazioni come ripristino strutturale [4-7]. Al contrario, non risultano ad oggi disponibili un numero significativo di pubblicazioni riguardanti le prestazioni di sistemi cementizi bistrato, costituiti da substrato e materiale cementizio di ripristino, quando sottoposti ad azione termica [8].

Data quindi la scarsa disponibilità di informazioni in merito al comportamento di materiali cementizi bistrato (costituiti da un substrato in calcestruzzo ordinario da riparare/rinforzare e da uno strato di materiale di ripristino/rinforzo) sottoposti ad alte temperature e al fuoco, ed al ruolo dell'interfaccia tra essi, la quale può giocare un ruolo fondamentale nell'innescare eventuali fenomeni di delaminazione e spalling nelle suddette estreme condizioni di esposizione, è stato avviato un esteso studio sperimentale presso i laboratori R&D del CTG SpA in Bergamo volto a indagare e approfondire le conoscenze riguardanti tali aspetti ancora poco noti.

2. ATTIVITÀ SPERIMENTALE

2.1 Materiali e Mix design

Allo scopo di valutare l'efficacia del rinforzo da parte di materiali cementizi ad alte ed altissime prestazioni, è stato inizialmente progettato un calcestruzzo a normali prestazioni (di seguito denominato come "RC") fungente da substrato su cui applicare successivamente il rinforzo. I materiali cementizi individuati come rinforzo strutturale sono di due tipi: un calcestruzzo "UHP-FRC" (Ultra High Performance-Fiber Reinforced Concrete) ed una malta premiscelata autocompattante da ripristino commerciale fibrorinforzata (di seguito nominata come "MRC") di classe R4 secondo la norma EN 1504-3, a base cementizia polimero rinforzata.

I principali rapporti di proporzionamento relativi ai materiali RC ed UHP-FRC (% volumetrica sul legante) sono illustrati in Tabella 1. Per quanto concerne il prodotto MRC, la

di realizzazione dell'impasto si è basata sull'utilizzo di un dosaggio di acqua intermedio rispetto a quello indicato dal produttore, quindi pari al 14% in peso del prodotto.

Tabella 1 – Mix design di RC ed UHP-FRC

		RC	UHP-FRC
Rapporto a/c	-	0,57	0,34
Aggregato	% sul legante	5,2	1,6
Aggiunta pozzolanica	% sul legante	-	2,6
Filler calcareo	% sul legante	0,43	-
Additivo SP (*)	% sul legante	-	0,62
Additivo SRA (**)	% sul legante	-	1,5
Fibre metalliche	% sul legante	-	0,6
Diametro massimo	mm	10	4
aggregato			

* SP – Superfluidificante

** SRA – Shrinkage Reducing Admixture (Additivo antiritiro)

Il calcestruzzo RC, dopo confezionamento, è stato maturato in camera a nebbia (UR_95%±5%) per 28 giorni. Al termine di questo periodo, il materiale è stato rinforzato tramite getto con i materiali UHP-FRC ed MRC. Nel caso del rinforzo in UHP-FRC la maturazione dei provini bistrato rinforzati è stata condotta per ulteriori 56 giorni in acqua, mentre nel caso di rinforzo con malta MRC è stata svolta per 7 giorni in acqua e i successivi (fino a 56 giorni) in camera a nebbia. I materiali tal quali sono stati caratterizzati meccanicamente sia allo stato fresco che a quello indurito in accordo con le norme europee. I risultati di tale caratterizzazione sono raccolti in Tabella 2.

Tabella 2 – Proprietà meccaniche RC, UHP-FRC e MRC

Proprietà		RC	UHP-FRC	MRC
Densità allo stato fresco [UNI-EN 12350-6]	[Kg/m ³]	2315	2470	2255
Slump [UNI-EN 12350-2]	[mm]	175	-	-
Spandimento [UNI-EN 12350-8]	[mm]	-	700	755
T ₅₀₀ [UNI-EN 12350-8]	[s]	-	10	3
R _c (1 giorno) [UNI-EN 12390-3]	[MPa]	12,9	59,0	36,5
R _c (7 giorni) [UNI-EN 12390-3]	[MPa]	33,1	98,1	-
R _c (28 giorni) [UNI-EN 12390-3]	[MPa]	46,6	-	71,8
R _c (56 giorni) [UNI-EN 12390-3]	[MPa]	50,1	142,0	73,6

2.2 Caratterizzazione ad alta temperatura

2.2.1 Studio dei materiali tal quali

Al fine di caratterizzare il comportamento meccanico ad alta temperatura dei materiali selezionati per il presente studio, una serie di test fisico-meccanici è stata condotta su provini di laboratorio sia in calcestruzzo a normali prestazioni RC, che su UHP-FRC e malta MRC prima e dopo trattamento termico.

L'esposizione ad alta temperatura è consistita nell'espore i provini relativi a ciascun materiale aventi età di maturazione superiore ai 56 giorni (preventivamente condizionati in una camera a temperatura 20°±2°C e UR_50%±5%) direttamente a 300°C per due ore e lasciati raffreddare naturalmente in muffola. La temperatura di 300°C è stata selezionata in quanto risulta essere una sorta di temperatura di soglia alla quale si considera che la maggior parte dell'acqua principalmente legata al gel C-S-H sia stata espulsa dalla pasta di cemento [9]. Tale valore di temperatura risulta essere altresì critico a causa dell'impatto sulle proprietà meccaniche e fisiche del materiale,

come evidente dai dati di letteratura [10-11]. I provini sono stati sottoposti alle seguenti determinazioni meccaniche, sia a 20°C che in condizioni residuali, post-trattamento termico a 300°C:

- resistenza a compressione cubica (R_c) e cilindrica (f_c) secondo la UNI-EN 12390-3, su 3 provini;
- resistenza a trazione indiretta (f_{ct}) secondo la UNI-EN 12390-6, su due provini;
- resistenza a flessione (f_{cf}) secondo la UNI-EN 12390-5, su due provini;
- determinazione del modulo elastico dinamico (MED) basato sul metodo della frequenza di risonanza secondo la ASTM C215, su due provini;
- determinazione del ritiro da essiccamento secondo la UNI 11307, su due provini.

La caratterizzazione ad alta temperatura del materiale FRP, costituito da una rete in fibra termoplastica di carbonio ad alto modulo elastico, è stata condotta mediante Calorimetria a Scansione Differenziale, al fine di individuare le temperature a cui avvengono le principali reazioni di degrado e gli eventuali cambiamenti di stato della resina epossidica adesiva bi-componente di cui è composto il sistema. Per poter fare ciò, il campione è stato sottoposto alla prova calorimetrica in ambiente di azoto e di ossigeno. La prova è stata condotta imponendo una rampa di riscaldamento di 5°C/min tra -20 e 600°C. Gli andamenti ottenuti sperimentalmente in azoto e ossigeno sono riportati rispettivamente in Figura 1 e Figura 2; in esse viene indicato in ordinata il segnale in mW relativo alla potenza necessaria a compensare la differenza di temperatura tra il campione e il riferimento.

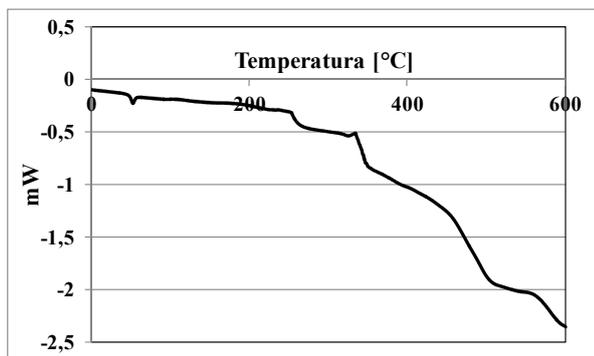


Figura 1: DSC resina FRP in azoto

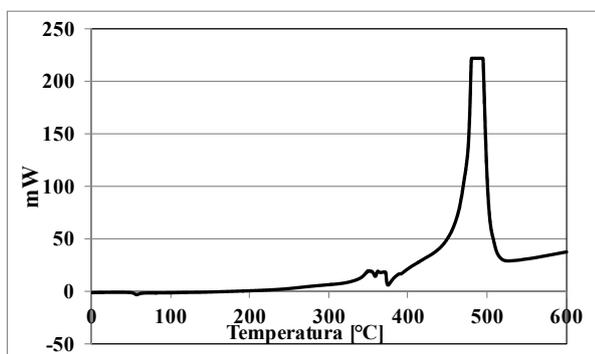


Figura 2: DSC resina FRP in ossigeno

Dalla Figura 1 si nota che in azoto il campione va incontro a un lieve picco endotermico a 52°C, attribuibile ragionevolmente alla transizione vetrosa del componente polimerico reticolato della resina, mentre dopo i 250°C il campione presenta un picco endotermico che si chiude addirittura dopo i 600°C, probabilmente dovuto alla reazione di degrado della resina stessa. In ossigeno si evidenzia invece

un picco esotermico a circa 500°C, che può essere ragionevolmente attribuito alla reazione di combustione della resina (Figura 2), la quale sembra avere inizio significativamente dopo i 250°C.

2.2.2 Studio dell'azione termica su provini rinforzati

Le prestazioni meccaniche, prima e dopo trattamento termico, di un substrato cementizio in RC, rinforzato con FRP e con materiale cementizio UHP-FRC ed MRC, sono state valutate preparando dei provini bistrato in diverse configurazioni di ripristino, in base al tipo di prova meccanica da effettuare sugli stessi.

Per valutare l'effetto termico sulle resistenze a compressione di materiali provvisti di incamiciatura, essi sono stati provati in configurazione analoga a quella corrispondente all'uso al quale sono destinati. Per questo motivo, sono stati confezionati dei provini cilindrici aventi un "core" interno in RC ($\Phi = 100$ mm, $h = 200$ mm) ed una "camicia" esterna in materiale cementizio da ripristino.

Tale incamiciatura è stata applicata secondo due geometrie: la prima lungo tutta l'altezza del provino (tipologia A, incamiciatura totale – Figura 3a); la seconda che si sviluppa solo parzialmente sull'altezza del provino, lasciando esposta la porzione di estremità superiore ed inferiore di una quota di 20 mm (tipologia B, incamiciatura parziale – Figura 3b). Entrambe le tipologie di incamiciatura, rappresentate in Figura 3, hanno uno spessore di 25 mm. Si è scelto di esaminare le due configurazioni di ripristino descritte, in quanto, le applicazioni reali di retrofitting/rinforzo di elementi strutturali, possono rappresentare una condizione intermedia tra i descritti "casi limite" (tipologia A e B). Infatti, per ragioni tecnologiche e realizzative è talora complesso riuscire a garantire una perfetta solidarizzazione degli strati di ripristino con gli elementi strutturali sovrastanti ed il relativo trasferimento dei carichi di esercizio.

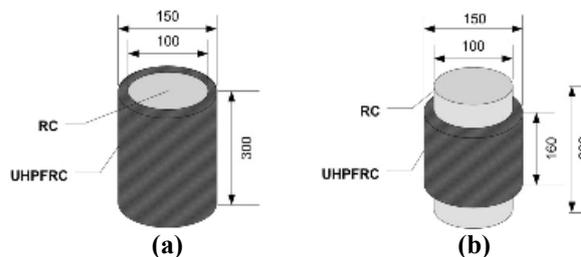


Figura 3– Tipologie A e B di incamiciatura su provini cementizi bistrato (dimensioni in mm)

In aggiunta ai predetti provini, ulteriori provini cilindrici in RC ($\Phi = 100$ mm, $h = 200$ mm) sono stati avvolti con materiale FRP, in configurazione Tipo A (per tutta l'altezza del provino, Figura 4) al fine di poterne confrontare le prestazioni meccaniche con quelle relative ai provini Tipo A incamiciati con UHP-FRC e MRC.



Figura 4: Provini RC incamiciati con FRP in singolo strato (configurazione Tipo A).

Dopo aver sottoposto le due tipologie di provini al trattamento termico precedentemente descritto, essi sono stati sottoposti a prova di resistenza a compressione secondo la UNI-EN 12390-3.

La valutazione dell'adesione tra substrato RC e materiale cementizio da ripristino in seguito a trattamento termico è stata valutata mediante prove di trazione diretta per pull-off, svolte su provini bistrato prima e dopo riscaldamento secondo la metodica di prova specificata nella UNI-EN 1542. Tali provini, di tipo prismatico, sono stati confezionati rinforzando prismi in RC (100 mm x 100 mm x 40 mm) con uno strato di materiale cementizio da ripristino al fine di ottenere un elemento prismatico di dimensioni totali 150 mm x 150 mm x 600 mm. Lo strato di ripristino ha quindi uno spessore verticale di 25 mm ed uno laterale di 100 mm. Tale configurazione viene rappresentata in Figura 5 e denominata come tipologia C.

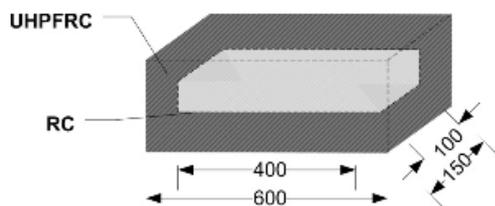


Figura 5 – Incamicatura su provini prismatici per prove di adesione – vista assometrica del “core” in RC

3. RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Caratterizzazione termica dei materiali tal quali

Come indicato nel Paragrafo 2.2.1, i materiali oggetto dello studio sono stati caratterizzati meccanicamente prima e dopo trattamento termico ad una scadenza superiore a 56 giorni. I dati ottenuti in accordo con le vigenti normative europee sono raccolti in Tabella 3.

Tabella 3 – Proprietà meccaniche RC, UHP-FRC e MRC prima e dopo trattamento termico a 300°C

Proprietà		RC	UHP-FRC	MRC
R _c 20°C (>56 giorni)	[MPa]	50,0	134,1	83,1
R _c 300°C (>56 giorni)	[MPa]	41,9	160,0	82,9
f _c 20°C (>56 giorni)	[MPa]	41,5	-	-
f _{ct} 20°C (>56 giorni)	[MPa]	3,50	8,90	4,05
f _{ct} 300°C (>56 giorni)	[MPa]	2,70	8,20	6,70
f _{cr} 20°C (>56 giorni)	[MPa]	5,4	11,1	4,1
f _{cr} 300°C (>56 giorni)	[MPa]	4,2	12,1	5,0
MED 20°C (>56 giorni)	[MPa]	29114	38639	28472
MED 300°C (>56 giorni)	[MPa]	19215	25312	19225

Come si può osservare da Tabella 3, si nota che in merito alla resistenza a compressione, l'azione termica porta a un diminuzione di tale parametro sia per RC che MRC, che si attesta tra il 15 e il 20%. Nel caso di UHP-FRC, vi è invece un incremento della resistenza a compressione intorno al 20% dopo esposizione ad alta temperatura. Questo incremento è stato osservato da alcuni autori per i materiali UHP-FRC [10] e più in generale, per HPC (High Performance Concrete) [12] e paste di OPC (Ordinary Portland Cement) contenenti aggiunte pozzolaniche o loppe [13-14].

Per quanto concerne la resistenza a trazione indiretta per splitting, si nota come l'esposizione ad alta temperatura penalizza tale dato di circa il 25% nel caso di RC e di circa il 10% nel caso di UHP-FRC. Un incremento è stato invece determinato nel caso di MRC (di circa il 60%), sebbene il coefficiente di variazione sulla media dei provini trattati sia superiore al 25%.

La resistenza a flessione subisce un decremento nel caso di RC di circa il 20% dopo trattamento termico, mentre UHP-FRC e MRC presentano un incremento rispettivamente di circa il 10% e 23%.

Il modulo elastico dinamico (MED) presenta per tutti e tre i materiali considerati una diminuzione tra il 30 e il 35% dopo esposizione a 300°C. Questo parametro appare essere quello più sensibile all'azione termica [10, 12].

L'andamento temporale delle deformazioni da ritiro totale, delle tre miscele esaminate, è mostrato in Figura 6. Le misure di deformazione sono state acquisite a partire dalla rimozione dei provini dallo stampo (24 ore dopo il getto) in accordo alla UNI EN 11307. Il grafico mostra una entità delle deformazioni da ritiro del mix MRC superiore di circa il 75% rispetto alla corrispondente deformazione del mix UHP-FRC a 56 giorni di maturazione, con una rapida progressione già nella prima settimana dal getto. L'andamento delle deformazioni alle brevi stagionature (< 7 giorni) è molto simile per UHP-FRC ed RC, tuttavia è evidente un apprezzabile rallentamento delle deformazioni nel tempo della miscela UHP-FRC.

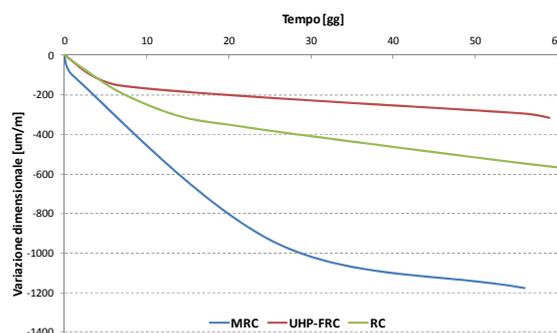


Figura 6 – Andamento delle deformazioni da ritiro totale in funzione del tempo

3.2 Caratterizzazione termica dei provini bistrato

3.2.1 Prove di compressione di provini incamicati

I provini cilindrici bistrato di tipologia A e B, rinforzati con i tre materiali di ripristino (UHP-FRC, MRC e FRP) sono stati sottoposti a determinazione della resistenza a compressione prima e dopo trattamento termico.

I provini cilindrici RC rinforzati in FRP sono stati testati in compressione prima e dopo il rinforzo solo a 20°C. Tali provini rinforzati in FRP non sono stati trattati termicamente per motivi di sicurezza, nonostante l'analisi della resina abbia rivelato la possibilità di trattare il campione a 300°C senza incorrere in fenomeni di degrado o combustione significativi. Lo sviluppo di fumi immediatamente dopo l'inserimento di tali cilindri in muffola ha costretto alla rimozione dei provini dalla stessa, impedendone il relativo trattamento. Alla luce dei risultati mostrati in Figura 1 e 2, tale sviluppo di fumi è da ricondurre verosimilmente, più che al degrado della resina, all'altro componente principale del sistema FRP (rete in fibra di carbonio).

I risultati relativi alle prestazioni dei provini bistrato prima e dopo trattamento termico sono raccolti in Tabella 4. Il confronto grafico tra i suddetti risultati è rappresentato in Figura 7a e 7b, rispettivamente per le due configurazioni di rinforzo (Tipo A e B). Sono stati inoltre determinati i rapporti

di rinforzo a 20°C, definiti come il rapporto tra la resistenza a compressione cilindrica dei provini rinforzati ($f_{c, \text{rinf}}$) e resistenza a compressione cilindrica dei provini tal quali in RC ($f_{c, \text{RC}}$), al fine di quantificare l'efficacia del rinforzo (Figura 7c).

Tabella 4 – Resistenza a compressione prima e dopo trattamento termico per provini cilindri bistrato

Proprietà	UHP-FRC	MRC	FRP
Tip. A f_c 20°C (>56 giorni)	98,7	62,3	51,7
Tip. A f_c 300°C (>56 giorni)	108,3	61,1	-
Tip. B f_c 20°C (>56 giorni)	50,9	42,7	-
Tip. B f_c 300°C (>56 giorni)	50,2	43,6	-
$f_{c, \text{rinf}}/f_{c, \text{RC}}$ Tip. A 20°C	2,38	1,50	1,25

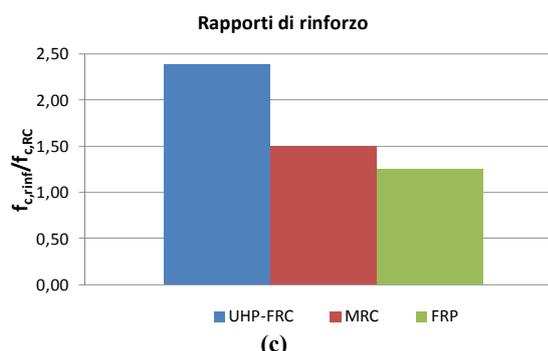
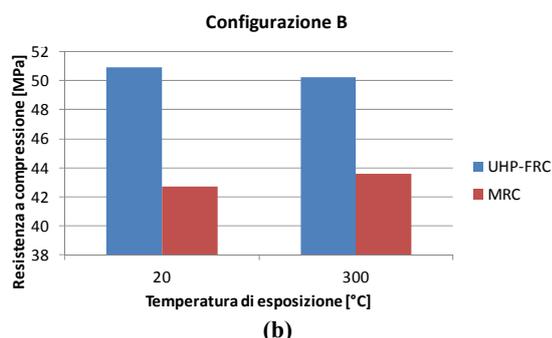
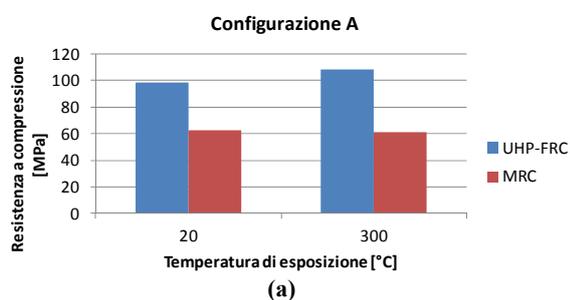


Figura 7 – Istogramma delle prestazioni di resistenza a compressione in funzione delle temperature di esposizione e delle configurazioni di ripristino: tipologia A (a) e tipologia B (b); rapporti di rinforzo delle configurazioni di tipo A a 20°C per i tre materiali di ripristino

I dati sperimentali rivelano che il confinamento totale, nel caso di entrambi i materiali da ripristino, esercita un'azione di rinforzo significativamente più efficace del confinamento parziale. Nel caso della tipologia A di rinforzo, UHP-FRC mostra un incremento della prestazione di confinamento dopo trattamento termico di circa il 10%, mentre nel caso di MRC non viene misurato un calo significativo di resistenza prima e

dopo trattamento termico.

In Figura 7c, si può osservare che FRP svolge un'azione di rinforzo incrementando la resistenza a compressione di circa il 25%, decisamente inferiore rispetto a quanto misurato per il rinforzo in UHP-FRC a 20°C (circa 140%) ed MRC (circa 50%). Alla luce di tali dati sperimentali, il materiale FRP appare svolgere un'azione di rinforzo meno efficace di quella esercitata dai materiali cementizi considerati.

I provini bistrato, preparati con entrambi i materiali cementizi da ripristino, prima e dopo riscaldamento sono riportati in Figura 8 e 9, rispettivamente per la tipologia A e la tipologia B.

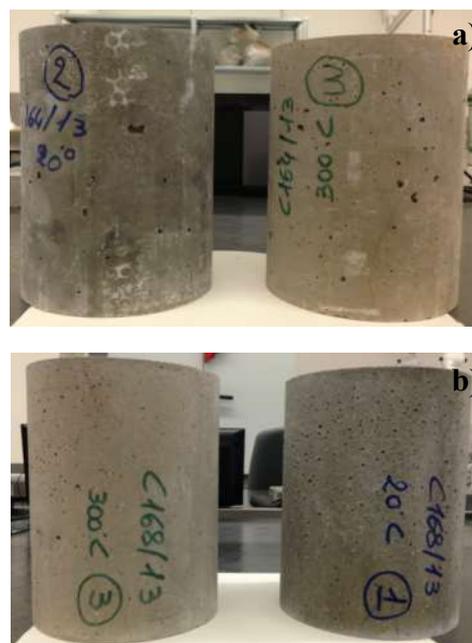


Figura 8 – Provini bistrato prima e dopo riscaldamento tipologia A: a) bistrato con UHP-FRC (20°C-provino di sinistra, 300°C-provino di destra), b) bistrato con MRC (20°C- provino di destra, 300°C-provino di sinistra)



Figura 9 – Provini bistrato prima e dopo riscaldamento tipologia B: a) bistrato con UHP-FRC (20°C-provino di sinistra, 300°C-provino di destra), b) bistrato con MRC (20°C- provino di sinistra, 300°C- provino di destra)

In Figura 8 e 9 si può osservare che dopo trattamento termico a 300°C entrambi i materiali di rinforzo presentano una lieve fessurazione dovuta all'azione termica. Per quanto concerne la tipologia B in Figura 9, si notano inoltre delle micro fessure a partire dall'interfaccia tra il substrato e il materiale di ripristino che si sviluppano radialmente, soprattutto nel caso del rinforzo con MRC.

In Figura 10 e in Figura 11 sono invece raffigurati i provini bistrato dopo trattamento termico e test di resistenza a compressione, rispettivamente per la tipologia A e la tipologia B, anch'essi preparati con i materiali UHP-FRC e MRC. Visivamente (Figura) i provini rinforzati con MRC sono risultati più danneggiati di quelli con incamicatura in UHP-FRC, non solo esternamente ma anche a livello di substrato interno. In entrambi i casi, le fessure risultano scaturire dall'interfaccia tra i due materiali, in particolare in senso radiale.

Anche in caso di confinamento parziale, non si evidenziano differenze significative tra prima e dopo il riscaldamento sia per UHP-FRC che per MRC, quindi questa configurazione di rinforzo sembrerebbe meno affetta dal trattamento termico rispetto al confinamento totale, il quale soffre maggiormente del decadimento o incremento delle prestazioni meccaniche del materiale di rinforzo. Dall'analisi visiva di tali provini (Figura 11) si nota come per entrambi i materiali bistrato, si formano delle fessure radiali a partire dall'interfaccia tra substrato e materiale da ripristino, come già inizialmente osservato prima del test a compressione. In particolare, la fessurazione all'interfaccia si mostra più marcata nel caso di MRC (Figura 11b), così come l'apertura della fessura sviluppatasi verticalmente.



Figura 10 – Provini bistrato dopo riscaldamento e test di compressione tipologia A: a) bistrato con UHP-FRC, b) bistrato con MRC



Figura 11 – Provini bistrato dopo riscaldamento e test di compressione tipologia B: a) bistrato con UHP-FRC, b) bistrato con MRC

3.2.2 Prove adesione per pull-off

I provini bistrato prismatici (Figura 5) sono stati invece sottoposti a prove di trazione diretta (pull-off) in modo da

valutare l'adesione tra supporto e materiale da ripristino, prima e dopo trattamento termico. La prova è stata condotta secondo le modalità di esecuzione descritta nella UNI EN 1542, sebbene in deroga rispetto alla geometria dei provini ed alla modalità di preparazione della superficie del substrato. Il getto del materiale di rinforzo è stato infatti realizzato su una superficie del provino di substrato non trattata al fine di incrementarne la scabrezza, ma lasciando la stessa in condizioni di rugosità "di getto" (livello di rugosità "non misurabile", in accordo alla classificazione fornita dal Model Code 2010, Capitolo 6 – [15]).

I dati sperimentali di adesione per trazione diretta ottenuti su tali provini sono raccolti in Tabella 6.

Tabella 5 – Adesione mediante prova di pull-off prima e dopo trattamento termico per provini prismatici bistrato

Proprietà		UHP-FRC	MRC
Adesione 20°C (>56 giorni)	[MPa]	1,36	1,85
Adesione 300°C (>56 giorni)	[MPa]	1,12	2,02

L'analisi dei risultati delle prove mostra un decremento della tensione di adesione, per effetto del trattamento termico a 300°C, di circa il 18% nel provino rinforzato con UHP-FRC mentre si registra un incremento delle prestazioni nel provino rinforzato con MRC (di circa il 9%). Per tutti i provini, la modalità di rottura si è verificata all'interfaccia tra il substrato RC ed il materiale di rinforzo.

I provini bistrato prismatici dopo trattamento termico e prova di pull-off sono raffigurati in Figura 12, dove si può osservare una maggiore presenza di fessurazione dovuta al trattamento termico nel caso del rinforzo in UHP-FRC (Figura 12a).

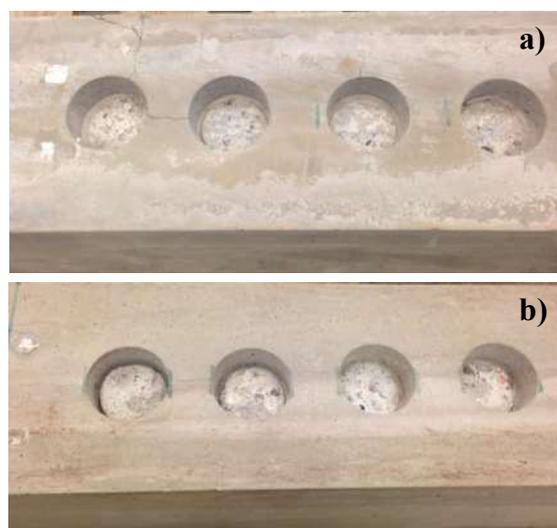


Figura 12: Provini bistrato prismatici dopo trattamento termico e prova di pull-off rivestiti con UHP-FRC (a) e MRC (b)

4. OSSERVAZIONI E CONCLUSIONI

Il lavoro svolto ha permesso di esaminare le principali prestazioni meccaniche ad elevata temperatura (300°C) di provini di laboratorio composti realizzati in ordinario calcestruzzo (RC) e rinforzati con un calcestruzzo ad elevatissime prestazioni fibrorinforzato (UHP-FRC) e con una malta da ripristino commerciale di classe R4 (in accordo alla UNI EN 1504-3), a confronto con provini rinforzati con reti in

FRP. Sinteticamente, i risultati sperimentali prodotti hanno evidenziato che:

- il trattamento termico condotto sino alla temperatura di 300°C sui materiali “tal quali”, determina un miglioramento delle prestazioni meccaniche dei provini in UHP-FRC, in accordo ad altri risultati di letteratura [10, 12], una sostanziale invarianza nella MRC ed un decremento nel calcestruzzo ordinario RC.
- La caratteristica meccanica più sensibile all’effetto “migliorativo” del trattamento termico sul materiale UHP-FRC, è risultata essere la resistenza a compressione, che incrementa di oltre il 20% rispetto all’equivalente risultato ottenuto in condizioni ambientali (20°C). Più contenuto è l’aumento della resistenza a flessione (riscontrabile anche nel materiale MRC), mentre una poco apprezzabile riduzione della resistenza a trazione per splitting è stata osservata nei provini UHP-FRC, contrariamente a quelli in MRC.
- In tutti e tre i materiali esaminati, il MED si è ridotto per effetto della temperatura. Ciò indica che tale determinazione sperimentale risulta essere la più sensibile alle variazioni microstrutturali della matrice cementizia legate al trattamento termico. In questo senso, è interessante osservare che tutti e tre i materiali, hanno registrato un calo del valore di MED sostanzialmente costante e compreso tra il 30% ed il 34% nei campioni esposti alla temperatura di 300°C.
- L’indagine meccanica condotta su provini composti trattati termicamente in RC e rinforzati con strati in UHP-FRC ed MRC, conferma l’efficace contributo al confinamento dei due materiali (in particolare dell’UHP-FRC) nel caso di elementi sottoposti a compressione centrata. L’efficacia del rinforzo risulta addirittura incrementata nei provini bistrato con UHP-FRC esposti a 300°C, a differenza di quelli rinforzati con MRC e trattati termicamente. Tale evidenza sperimentale è stata osservata nella configurazione di ripristino totale (tipologia A), mentre nella configurazione B non si osserva un incremento delle prestazioni post-trattamento termico. In ogni caso, è interessante notare che anche per la tipologia B, il trattamento termico non è in grado di influenzare negativamente l’efficacia di rinforzo.
- I risultati relativi ai provini rinforzati con FRP hanno mostrato un incremento della resistenza a compressione di circa il 25%, quindi decisamente inferiore a quanto misurato per il rinforzo in UHP-FRC a 20°C (circa 140%) ed MRC (circa 50%). Il materiale FRP appare svolgere quindi un’azione di rinforzo meno efficace di quella esercitata dai materiali cementizi considerati.
- Sebbene non siano state acquisite le deformazioni trasversali e longitudinali dei provini composti sottoposti a compressione centrata, la modalità di rottura dei provini, post-trattamento termico, ha dimostrato una maggiore duttilità nel caso di elementi rinforzati con UHP-FRC rispetto a quelli in MRC, in virtù di una migliore tenacizzazione offerta dal fibrorinforzo.
- Le prove di trazione diretta per pull-off su provini prismatici rinforzati con i materiali esaminati, hanno dimostrato una migliore adesione al supporto del materiale MRC, con incremento delle prestazioni successive al trattamento termico a 300°C.

In definitiva, il confronto prestazionale tra l’UHP-FRC e quello MRC in termini di adesione, nonostante le differenze numeriche riscontrate, ha fatto emergere una similitudine di comportamento tra i due materiali nella loro interazione con il substrato. Infatti, in entrambi i rinforzi, la rottura per pull-off si è verificata all’interfaccia substrato-ripristino. Inoltre, i livelli di adesione rilevati sono risultati in entrambi i casi sensibilmente inferiori alla coesione del materiale. Ne consegue che l’adesione al supporto, seppure di importanza fondamentale ai fini della durabilità del composito e della sua sensibilità rispetto a fenomeni di delaminazione indotti da gradienti termomeccanici, sembra assumere un ruolo meno rilevante nel comportamento strutturale dello stesso. Tali considerazioni andrebbero ulteriormente approfondite per valutare sperimentalmente l’efficacia di rinforzo dei materiali UHP-FRC ed MRC all’estradosso di elementi flessionali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] TAYEHA BASSAM A., BAKARB B H ABU, JOHARIB M A MEGAT, VOO YEN LEI (2013), Utilization of Ultra-High Performance Fiber Concrete (UHPFC) for Rehabilitation - a Review, The 2nd International Conference on Rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering, Procedia Engineering 54, Elsevier, 525 – 538
- [2] HALLOWAY L.C. (2010), A review of the present and future utilization of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties, Construction and Building Materials 24, Elsevier, 2419–2445
- [3] AL-SALLOUM YOUSEF, ELSANADEDY HUSSEIN M., ABADEL AREF A. (2011), Behavior of FRP-confined concrete after high temperature exposure, Construction and Building Materials 25, Elsevier, 838–850
- [4] Proceeding of the 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel, Germany, March 7-9, 2012
- [5] ACI committee – “State-of-the-art Report on High-Strength Concrete (ACI 363R-92)
- [6] REINHARDT H.W., NAAMAN A. (2007), High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites (HPFRCC5), Proceedings of the 5th International RILEM Workshop, Rilem Publications S.A.R.L., Bagneux (France), PRO 53
- [7] MARTINOLA G., MEDA A., PLIZZARI G.A., RINALDI Z., An application on high-performance fiber reinforced cementitious composites for R/C beams strengthening, Proceedings of the 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, FRAMCOS 6, Catania, Italy, 18-21 June 2007
- [8] LEONARDI A., MEDA A., RINALDI Z. (2011), Fire-damage R/C Members Repair with High-Performance Fibre-Reinforced Jacket, Strain, An International Journal of Experimental Mechanics, Blackwell Publishing Ltd, Volume 47, Issue s2, 28–35
- [9] CASTELLOTE M., ALONSO C., ANDRADE C., TURRILLAS X., CAMPO J., (2004), Composition and

microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction, *Cement and Concrete Research* 34, Pergamon, 1633-1644

- [10] PIMIENTA P., MINDEGUIA J., SIMON A., BEHLOUL M., FELICETTI R., BAMONTE P., GAMBAROVA P.G., Literature Review on the Behaviour of UHPFRC at High Temperature, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel, Germany, March 7-9, 2012
- [11] FELICETTI R., LO MONTE F., Concrete spalling: Interaction between tensile behaviour and pore pressure during heating, 3rd International Workshop on Concrete Spalling due to Fire Exposure, Paris, France, September 25-27, 2013, 03001-p.1-03001-p.9
- [12] PHAN L.T., CARINO N.J. (1998), Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 58
- [13] MENDES A., SANJAYAN J., COLLINS F. (2008), Phase transformations and mechanical strength of OPC/Slag pastes submitted to high temperature, *Materials and Structures* 41, 345–350
- [14] MORSY M.S., ALSAYED S.H., AQUEL M. (2010), Effect of Elevated Temperature on Mechanical Properties and Microstructure of Silica Flour Concrete, *International Journal of Civil & Environmental Engineering IJCEE-IJENS* 10, No. 01
- [15] MODEL CODE 2010 - Final draft, Volume 1 (2012) - FIB Bulletin No. 65. ISBN: 978-2-88394-105-2

UN METODO DI PROVA PER LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI FESSURAZIONE DEL CALCESTRUZZO IN CONDIZIONI DI RITIRO VINCOLATO

Stefano Cangiano, Sara Sgobba

Direzione Ricerca e Sviluppo i.lab, CTG Spa – Italcementi Group, Bergamo

SOMMARIO

Il calcestruzzo, in condizioni di contrazione impedita, può andare incontro a fenomeni di fessurazione, che sebbene non pregiudichino in molti casi l'integrità strutturale, possono però rappresentare un serio rischio di veicolazione di sostanze aggressive. La condizione di impedimento alla libera deformazione può fare insorgere infatti, sia tensioni normali che tangenziali alla superficie di interfaccia del vincolo (es. pilastri incamiciati, a geometria chiusa) oppure semplicemente tangenziali (es. strati di rinforzo applicati su elementi generalmente piani a geometria aperta). In questo lavoro, l'attenzione è focalizzata sulla prima condizione di vincolo, facendo ricorso ad una metodica di prova derivata dal cosiddetto "ring test" (ASTM C1581). Tale metodo di prova, tuttavia, presenta sostanzialmente due criticità. La prima riguarda l'entità del grado di vincolo (DOR – Degree Of Restraint), generalmente non rappresentativo delle normali condizioni di impedimento espresse da strutture che ad esempio devono essere incamiciate. La seconda è da ricondurre all'inadeguatezza delle informazioni fornite dalla metodica di prova per descrivere compiutamente il comportamento fessurativo del calcestruzzo nelle predette condizioni di ritiro vincolato. Tale metodo, infatti, si limita a fornire, come unico risultato, il tempo di innesco della incipiente fessurazione. D'altra parte, ai fini di una corretta progettazione della vita di servizio di un'opera in calcestruzzo, è importante conoscere l'apertura della fessura all'innesco e la velocità di accrescimento della stessa. Il presente lavoro propone un metodo di prova basato sul "ring test" modificato rispetto al metodo ASTM ed in grado di fornire parametri utili ad una più idonea valutazione del comportamento a ritiro vincolato dei calcestruzzi. La metodica di prova è stata validata attraverso prove di ripetibilità e di robustezza estese a composizioni di calcestruzzo diversificate per resistenza meccanica, tipologia di additivo e rinforzo fibroso.

A RING TEST METHOD FOR CRACK RISK EVALUATION OF CONCRETE UNDER RESTRAINED SHRINKAGE

SUMMARY

Concrete under restrained shrinkage conditions may suffer of early-age cracking that, even if the structural integrity may not be compromised, can represent a serious risk of aggressive substances ingress. The restraint conditions to the free deformation can arise in fact, both normal and tangential stresses at the interface of the restraints with concrete material (as for example in jacketed pillars with closed geometry) or simply tangential (for example layers of reinforcement applied to structural elements, generally plans, with open geometry). This work is focused on the first condition of restraint, making use of a test method based on the so-called "ring test" (ASTM C1581). This test method, however, has substantially two criticalities. The first one concerns the extent of the degree of restraint (DOR - Degree Of Restraint), which is generally not representative of normal restraint conditions developed in structures that need to be jacketed. The second one is due to the inadequacy of technical information provided by the test method to completely describe the cracking behavior of concrete in that conditions of restraints. The ASTM "ring test" method, in fact, is limited to provide, as main result, the time of cracking onset. On the other hand, for the purposes of service life design of a concrete structures, it is important to know the critical crack width and its speed of growth. The present work suggests the identification of three parameters useful to the service life evaluation of the work. The experiments involved the validation of the method by testing repeatability and robustness to concrete compositions with different mechanical strength, type of additives and fibrous reinforcement.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni è divenuta sempre più crescente la consapevolezza che il fenomeno del ritiro del calcestruzzo è della massima importanza e non può essere trascurato nella progettazione strutturale. La presenza di vincoli fisici o di gradienti termo-igrometrici può infatti indurre l'insorgenza di stati tensionali che possono superare la resistenza a trazione del materiale, generando così fessurazioni anche di grado significativo. Tali problemi tecnici hanno anche un notevole impatto economico, in particolare, per forme realizzative in cui, per effetto del rapporto di superficie/volume, il fenomeno di ritiro igrometrico può risultare particolarmente accentuato (ad esempio nelle pavimentazioni industriali).

Attualmente, la maggior parte delle norme nazionali (UNI EN 11307:2008) ed internazionali (ISO 1920-8:2009, DIN 1045) forniscono solo la misura del ritiro totale del calcestruzzo in assenza di vincoli esterni (ritiro libero). Questa misura, pur consentendo di discriminare il comportamento di calcestruzzi di qualità diversa, tuttavia, non fornisce sufficienti informazioni per valutare i materiali nelle reali condizioni cui sono normalmente soggetti. Inoltre, la valutazione sperimentale di un materiale in contrazione impedita è di fondamentale importanza, non solo dal punto di vista strutturale, ma anche per considerazioni di durabilità. È noto infatti, che esistono valori di apertura della fessura tollerati ai fini della durabilità in relazione allo stato limite di esercizio delle strutture in calcestruzzo (Eurocodice 2). È noto inoltre che tale fenomeno appare più pronunciato nel caso di calcestruzzi ad alte e altissime prestazioni (rispettivamente HPC/UHPC), che normalmente forniscono eccellenti prestazioni di durabilità, ma che, a causa del loro relativamente elevato contenuto di pasta di cemento, possono essere soggetti a fessurazioni dovute al ritiro impedito, particolarmente nei primi giorni di maturazione. Questo comportamento è il risultato di un effetto combinato tra un più elevato ritiro libero nei primi giorni, ed un più alto modulo di elasticità. Le due cose si traducono in sollecitazioni potenzialmente in grado di superare la resistenza a trazione di questi materiali. Più in generale, anche i calcestruzzi fibrorinforzati (FRC) dovrebbero essere sperimentalmente caratterizzati in maniera più idonea per valutare il ritiro vincolato ed il potenziale rischio fessurativo mediante un metodo di prova che tenga conto anche del comportamento post-fessurativo (in cui la fibra di rinforzo gioca il principale ruolo).

In questo contesto, la valutazione sperimentale del calcestruzzo a ritiro vincolato è stata oggetto di numerosi studi; il metodo più comune è il cosiddetto "ring test" (Swamy e Stavrides [1], Grzybowski e Shah [2, 3], Shah et al [4,5,6], Kovler et al [7], Wiegrink et al [8], Weiss et al [9,10,11], Hossain et al [12,13] See et al., [14], Voigt et al [15], He et al [16], Luna et al [17], Turcry et al [18], Kwon et al [19, 20] e Hwang et al [21], Yoo et al., 2013 [22], Pour-Ghaz et al. [23]), che inizialmente era inquadrato in una specifica AASHTO (PP 34-99). Nel ring test, il calcestruzzo viene colato intorno a un toroide di acciaio in grado di contrastarne il ritiro libero; questo comporta un incremento delle tensioni di trazione nel calcestruzzo, mentre l'anello di acciaio, agendo da contrasto, è soggetto a compressione. In questo modo, è possibile simulare, trascurando le componenti d'attrito, gli effetti di ritiro impedito nel calcestruzzo. Una versione standardizzata del metodo del "ring test" è stata successivamente introdotta attraverso la ASTM C1581-04.

Il metodo ASTM si basa essenzialmente sul concetto di tempo di innesco della fessurazione, mentre la trazione che si sviluppa nel campione di calcestruzzo viene calcolata a partire dal livello di deformazione misurato in corrispondenza

dell'anello interno in acciaio, il quale è quindi strumentato con trasduttori estensimetrici. Il metodo ASTM fornisce inoltre il tasso di sviluppo della sollecitazione di trazione nell'anello di calcestruzzo calcolato a partire dalla misura della deformazione.

Recentemente in letteratura sono state adottate tecniche strumentali più sofisticate [23,6,10,13,17] per fornire un'indicazione quantitativa della distribuzione e del livello di stress nell'anello di calcestruzzo durante l'incipiente fessurazione. Tuttavia, parametri "chiave" come quelli relativi alla risposta post-fessutiva del materiale in termini di apertura e corrispondente cinetica di accrescimento della fessura, particolarmente importanti nel caso di caratterizzazioni di FRC, sono attualmente stimati solo attraverso misure indirette.

Qualche sforzo più recente, in termini di variazioni alla norma ASTM è stato dedicato da Plizzari e Reggia [24], tuttavia, il grado di vincolo offerto dal ring di prova è lo stesso adottato nella norma ASTM, quindi potrebbe essere non rappresentativo di alcune condizioni reali di impedimento alla deformazione che si verificano in comuni applicazioni. In letteratura, infatti, le speculazioni sulla validità della geometria ad anello e sulla idoneità dimensionale dello stesso nella valutazione di calcestruzzi con aggregati più grandi o con fibre sono state ben argomentate (Luna et al. [6], Shah et al. [11]). Il metodo di prova ASTM, infatti è rigorosamente applicabile a miscele di calcestruzzo con una dimensione nominale massima dell'aggregato di 13 mm, essendo lo spessore della corona circolare di calcestruzzo pari a 372 mm (come noto, infatti, lo spessore minimo di calcestruzzo dovrebbe essere pari a tre volte la dimensione massima dell'aggregato) o ad una gamma limitata di condizioni reali di applicazioni.

Ad esempio, il grado di vincolo che si sviluppa nel ring ASTM potrebbe risultare troppo basso per rappresentare il caso di una nuova malta/calcestruzzo ad elevate prestazioni che venga utilizzato come strato di rinforzo per la riparazione/rafforzamento/adeguamento di un calcestruzzo esistente. Secondo la letteratura consolidata, un cambiamento nella dimensione dello stampo ad anello è quindi necessario ed implica l'adozione di un diverso spessore dell'anello d'acciaio che potrebbe avere l'effetto di modificare il grado di vincolo, così come i livelli della sollecitazione [25].

In questo contesto, il presente lavoro suggerisce lo sviluppo di un "ring test" alternativo avente dimensioni diverse rispetto a quello ASTM e che consenta un rilievo diretto dell'apertura di fessura e di alcuni parametri meccanici che descrivano l'insorgenza della fessurazione ed il comportamento del calcestruzzo in condizioni vincolate in post-fessurazione. L'assunzione di uno stampo ad anello di diverse dimensioni per l'esecuzione della prova è motivata dall'intento di assegnare un grado di vincolo (chiamato "DOR" nel seguito) più adatto. In dettaglio, come stampo è stato scelto un anello di contrasto in acciaio più spesso rispetto a quello ASTM. Inoltre è stato introdotto un intaglio preformato nell'anello di calcestruzzo allo scopo di rilevare direttamente il tempo di fessurazione e l'aumento dell'ampiezza dell'apertura di fessura con il tempo.

Il metodo proposto mira anche a sviluppare una procedura sufficientemente "robusta", (cioè in grado di apprezzare un significativo cambiamento nella composizione del calcestruzzo, e dal quale è ragionevole aspettarsi un diverso comportamento fisico - meccanico). Più specificamente, il metodo si propone di fornire il vantaggio di valutare più adeguatamente il potenziale di fessurazione del calcestruzzo mediante la valutazione del comportamento a ritiro vincolato, in particolare di calcestruzzi HPC/UHPC.

Riassumendo, quindi, la proposta di ring test modificata mira a qualificare e classificare miscele di calcestruzzo di varia composizione e prestazione in termini di resistenza alla

fessurazione da ritiro impedito, sulla base dei seguenti parametri:

- Tempo di Cracking (T_c): tempo di fessurazione rilevato come il momento in cui si rileva un improvviso cambiamento di pendenza nell'andamento dell'apertura di fessura alla base (CMOD) ed all'apice (CTOD) dell'intaglio in funzione del tempo;
- CMOD Critico ($CMOD_c$): apertura della base dell'intaglio al momento della comparsa fessura;
- Ampiezza istantanea della fessura (Δ_{CMOD}): apertura della fessura registrata al tempo di innesco;
- Tasso di apertura della fessura (v_c): tasso di sviluppo del CMOD dopo l'innesco della fessurazione fino ad un valore di apertura predefinito. La conoscenza di questo parametro è molto importante dal punto di vista della durabilità e può rappresentare un utile strumento per la previsione della vita di servizio delle opere in calcestruzzo.

2. SIGNIFICATO TECNICO

2.1 Considerazioni tecniche alla base della scelta del "DOR"

Come prima descritto, un semplice parametro che riassume la complessa interazione che si verifica tra il calcestruzzo e i sistemi di impedimento alla deformazione è definito come "grado di vincolo" – "Degree Of Restraint" (DOR). Dal punto di vista meccanico, l'indice DOR può variare tra due condizioni estreme: un DOR uguale a 0 corrisponde al ritiro libero senza alcun impedimento. Questa condizione però non è interessante dal punto di vista ingegneristico poiché non produce tensioni di trazione e quindi fenomeni di fessurazione, (se si trascurano le deformazioni dovute a gradienti di umidità interna). Un DOR pari a 1 corrisponde invece alla condizione di pieno contrasto alla deformazione da ritiro fornita ad esempio da un anello interno di in acciaio idealmente indeformabile.

Traducendo matematicamente le condizioni limite esposte in funzione delle proprietà elastiche, si ottiene la seguente relazione [6]:

$$\Psi = 1 - \frac{E_c}{E_s} \frac{1}{1 - \left(\frac{R_{JS}}{R_{OS}}\right)^2 \left[(1 + \nu_c) \left(\frac{R_{OC}}{R_{OS}}\right)^2 + (1 - \nu_c) \right]} + \frac{E_c}{E_s} \frac{1}{1 - \left(\frac{R_{OC}}{R_{OS}}\right)^2 \left[(1 + \nu_s) \left(\frac{R_{JS}}{R_{OS}}\right)^2 + (1 - \nu_s) \right]}$$

Equazione (1)

in cui:

E_c - Modulo elastico del calcestruzzo;

E_s - Modulo elastico dell'acciaio;

R_{OS} - Raggio esterno dell'anello in acciaio;

R_{OC} - Raggio esterno dell'anello di calcestruzzo;

R_{JS} - Raggio interno dell'anello di acciaio;

ν_c - Coefficiente di Poisson del calcestruzzo;

ν_s - Coefficiente di Poisson dell'acciaio.

Sulla base di questa formula è stato quantificato il DOR nella configurazione di ring test fornita dalla norma ASTM. Si è osservato che tale valore di DOR (circa 65%) può risultare in molti casi troppo basso e questo implica lunghi tempi di prova nonché una stima non realistica del tempo di fessurazione.

Pertanto, al fine di indagare lo sviluppo della fessurazione in condizioni vincolate, sono stati considerati gli effetti in situazioni reali di un'applicazione UHPC su un substrato in normale calcestruzzo da riabilitare. È stato così considerato un caso di studio reale di calcestruzzo per la riparazione/rinforzo. Il DOR sviluppato in un nuovo overlay UHPC su un pilastro circolare in calcestruzzo ordinario (assunto di modulo elastico 25.000 MPa) e con raggio pari a 150 mm, è stato calcolato utilizzando l'Eq.1.

In Figura 1, si può vedere l'andamento del DOR con lo spessore dello strato di rinforzo (fino a 100 mm) e il modulo elastico (fino a 50.000 MPa). Dai grafici si può dedurre che il DOR tende ad aumentare sensibilmente come lo spessore diminuisce ed il modulo elastico dello strato di rinforzo aumenta, con effetti peggiorativi sul rischio di rottura del nuovo calcestruzzo.

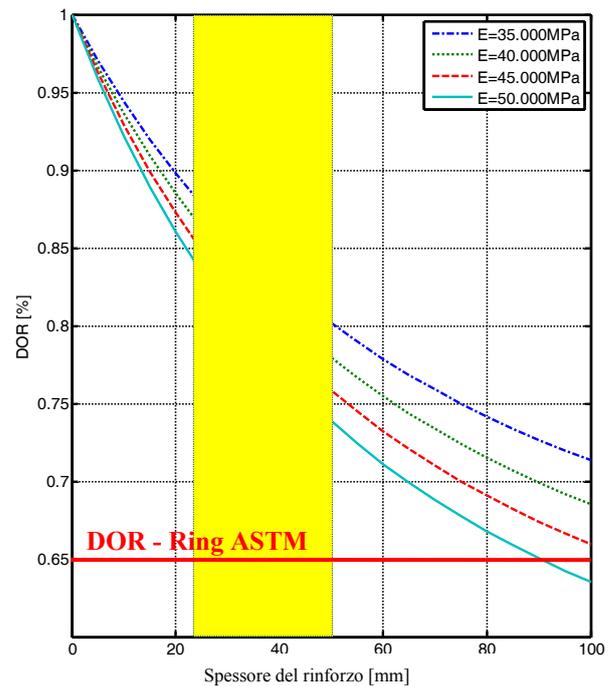


Figura 1 – Andamento del DOR vs spessore del rinforzo di UHPC con differenti moduli elastici. La gamma di curve rappresenta gli spessori di rinforzo più comuni in applicazioni di riabilitazione

Anche se, il caso studio si riferisce ad un esempio di rafforzamento/riabilitazione, la necessità di valutare i materiali con DOR maggiore ha validità più generale. Un valore di DOR superiore rispetto a quello ASTM si sviluppa per esempio nei casi più diffusi di travi vincolate alle estremità di pilastri o nelle pavimentazioni. Una ricerca condotta da Samaris [26], ha dimostrato che la maggior parte delle applicazioni in opera di calcestruzzo ad alte prestazioni per riabilitazione di strutture esistenti sono soggette ad un DOR molto elevato (70% ÷ 90%). Questo è il caso di rinforzo di travi da ponte a più campate oppure di cordoli gettati in opera.

Infatti dalla Figura 1 si può osservare che, per uno spessore del rinforzo pari a 25 ÷ 50 mm (valori abbastanza comuni per applicazioni di riparazione) e modulo elastico nell'intervallo 35.000 ÷ 50.000 MPa, il DOR corrispondente varia tra il 73% e l'88%. Pertanto, un valore medio di DOR pari all'80% può essere assunto come rappresentativo di questo tipo di applicazioni. Confrontando questo valore con il DOR sviluppato dalla norma ASTM, si può osservare che in quest'ultimo caso, il metodo di prova risulta rappresentativo

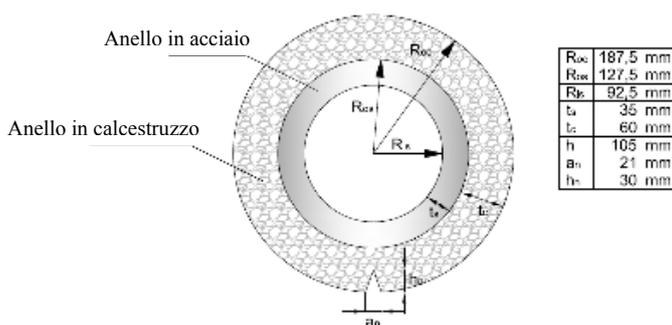
per l'applicazione di uno strato di rinforzo molto spesso (> 90 mm), quindi può essere facilmente dedotto che tale metodo non è adatto per misurare le prestazioni dei materiali di riparazione/rinforzo in condizioni reali. La scelta di tale valore di DOR nella norma ASTM, è probabilmente giustificata dalla necessità di indurre deformazioni/tensioni rilevabili all'intradosso dell'anello di contrasto in acciaio per mezzo di estensimetri aventi sensibilità e range di misura comunemente disponibili in commercio.

Il metodo proposto nel presente lavoro (nel seguito verrà chiamato "Modified Ring Test" - MRT) introduce quindi un ring diverso per dimensioni (Tabella 1) rispetto a quello ASTM, al fine di fornire un maggiore DOR (circa 80%). In questo modo è anche possibile migliorare e accelerare la tendenza alla fessurazione del materiale e quindi valutare le prestazioni a ritiro vincolato del calcestruzzo in tempi più contenuti.

Tabella 1 – DOR e dimensioni dei ring a confronto: MRT e ASTM (dimensioni in mm) [27]

Metodo	R_{IS}	R_{OS}	R_{OC}	DOR
MRT	92.5	127.5	187.5	81% (*)
ASTM	152	165	202.5	65%

(*) Nella sezione d'intaglio (spessore 30 mm), il DOR è pari all'88%



R_{OC}	187,5 mm
R_{OS}	127,5 mm
R_{IS}	92,5 mm
t_i	35 mm
t_e	60 mm
h	105 mm
a_i	21 mm
h_e	30 mm



Figura 2 – Vista dell'anello MRT sviluppato in CTG

Come si può notare in Tabella 1, al fine di sviluppare circa l'80% del DOR, si è dovuto assumere uno spessore maggiore anche della corona di calcestruzzo. Questo ha permesso di ottenere dimensioni dello stampo compatibili con granulometrie massime nominali dell'aggregato sino a 10 mm, che è circa la stessa consentita dal anello ASTM, nonostante la presenza di un intaglio. Inoltre, la corona di calcestruzzo nel ring MRT ha un più alto rapporto superficie-volume (più del 20%), che meglio simula le condizioni applicative reali. L'altezza dell'anello è stata inoltre ridotta al fine di minimizzare gli effetti di gradienti igrometrici non uniformi.

Un altro importante aspetto indagato ha riguardato la strumentazione scelta per rilevare la fessurazione. L'adozione di un anello di acciaio più spesso, infatti, rende molto più

difficile misurare l'evoluzione degli sforzi/deformazioni mediante l'uso di estensimetri applicati sulla superficie interna dell'anello di acciaio a causa del maggior grado di vincolo da questi offerto (maggiore rigidità del contrasto), non permettendo così la rilevazione delle deformazioni. Per questo motivo, un intaglio preformato è stato introdotto nella corona di calcestruzzo al fine di controllare e forzare il processo fessurativo. Le aperture dell'intaglio alla base ed all'apice (CTOD/CMOD, rispettivamente) sono state monitorate mediante trasduttori a clip. L'uso di tali sensori ha anche il vantaggio di rilevare il tempo di innesco della fessura nella maniera più idonea perché essi possono essere applicati direttamente sulla zona di oggetto di sviluppo del processo, permettendo un monitoraggio continuo dell'apertura di fessura. Un'altra differenza con l'anello ASTM è che quello MRT non è stato sigillato subito dopo il disarmo (24 ore dopo il getto), ma lasciato libero di essiccare in tutte le direzioni (superficie superiore/superficie inferiore/ superficie circonferenziale).

Pertanto, il metodo MRT migliora i criteri di valutazione del materiale, poiché il calcestruzzo può essiccare da tutte le superfici piuttosto che una sola. Inoltre, l'applicazione di uno strato impermeabile sigillante (come previsto nel metodo ASTM) può essere una causa di variabilità perché spesso non è nota la relativa permeanza al vapore. Questa assunzione circa la direzione di essiccamento è compatibile con la relazione matematica adottata per il calcolo del DOR (Equazione 1), infatti, il grado di vincolo non è significativamente influenzato dalla direzione di essiccamento, come dimostrato dalla Luna. et al. [6].

3. PROGRAMMA SPERIMENTALE

3.2 Procedura di prova e set-up

Gli stampi in acciaio sono stati preparati preformando un intaglio per forzare la posizione della fessura attraverso l'introduzione di un elemento in acciaio a sezione triangolare di forma a cuneo, con un bordo a spigolo vivo a 90° per una profondità di 30 mm. Il cuneo è stato poi rimosso insieme all'anello esterno di confinamento del getto di calcestruzzo dopo 24 ore. La base dello stampo è stata realizzata con una piastra di teflon, in modo da minimizzare eventuali effetti di attrito. Come prima descritto, i campioni in calcestruzzo non sono stati sigillati per favorire il naturale processo di evaporazione dell'acqua sia attraverso la superficie superiore/inferiore che lungo la superficie circonferenziale in modo da simulare più realisticamente le condizioni di libera evaporazione.

Dopo la realizzazione dell'impasto in calcestruzzo, le miscele sono state versate all'interno dello stampo ad anello e quindi immediatamente coperte con un foglio di polietilene antievaporante. Successivamente, l'attrezzatura è stata conservata in laboratorio per 1 giorno fino al disarmo (l'anello esterno per il confinamento del getto di calcestruzzo è stato rimosso) in modo che fosse possibile incollare i porta-trasduttori al provino.

In tempi brevi, l'esemplare di ring è stato spostato in una camera a temperatura e umidità controllata (20° ± 2° C, UR 50 % ± 5%). I provini sono stati strumentati per monitorare rispettivamente CMOD e CTOD con un trasduttore resistivo configurato a ponte intero (TML UB-5A) avente campo di misura di ± 5 mm, sensibilità 2,85 mV/V e tensione di alimentazione scelta pari ad un valore di 2 V. Una particolare attenzione è stata posta nell'incollaggio dei porta-trasduttori selezionando un collante veloce a relativamente elevato modulo elastico per evitare (soprattutto nel primo periodo di

acquisizione) componenti di deformazione viscosa della colla nelle misure di spostamento.

3.2 Progetto della miscela

Il programma sperimentale è stato progettato per valutare la robustezza del metodo proposto. Nella Tabella 2 sono descritti i principali parametri di composizione delle miscele esaminate.

Tabella 2 – Proporzioni delle miscele

	Code	a/c	Aggr (vol. su legante)	Aggiun ta (vol. su legante)	Additiv o superfl. (secco/ce m)	SRA (secco/ cem)	Fibre (vol.)
NC	n	0.50	3.6	-	-	-	-
	f1	0.45	3.9	-	0.34%	-	-
	f2	0.45	3.8	-	0.49%	-	0.5%
	f3	0.45	3.8	-	0.45%	-	1%
UHPC	sa1	0.34	1.7	2.6%	0.62%	1%	-
	sa2	0.34	1.6	2.6%	0.61%	2%	-
	f1	0.34	1.6	2.6%	0.67%	1.5%	-
	f2	0.34	1.6	2.6%	0.66%	1.5%	0.5%
	f3	0.34	1.6	2.6%	0.70%	1.5%	1%

Il mix stati anche valutati sulla base dei test di caratterizzazione del calcestruzzo allo stato indurito (Tabella 3). I criteri adottati alla base del programma sperimentale sono stati quelli di indagare due principali "famiglie di calcestruzzo", ovvero quella dei calcestruzzi a normale resistenza (NC) e quella dei calcestruzzi ad elevatissime prestazioni - "Ultra High Performance Concrete" (UHPC).

Partendo da queste due famiglie principali, varie miscele sono state realizzate variando il contenuto di qualche componente o aggiungendo all'impasto fibre metalliche (acciaio) per valutarne il contributo sul comportamento a ritiro vincolato. Tutte le miscele sono state progettate considerando aggregati naturali con diametro massimo di 10 mm e 4 mm per le miscele UHPC. Il tipo di cemento è CEM II 42,5 R per impasti NC ed il CEM I 52.5R per gli impasti UHPC.

Tabella 3 – Prestazioni delle miscele

	Rc 28 gg (MPa)	M.E.D. (GPa)	fct (MPa)	fct (MPa)	Ritiro a 28 gg (µm/m)
Norma	EN 12390-3	ASTM C215	EN 12390-6		UNI 11307
NC_n	33.0		1.55	3.10	406
NC_f1	54.6	34.5	2.10	4.25	410
NC_f2	57.4	35.8	2.65	6.25	349
NC_f3	55.0	35.0	2.00	4.45	358
UHPC_sa1	135.2	45.9	3.60	8.05	346
UHPC_sa2	137.3	45.9	3.65	9.65	311
UHPC_f1	138.5	39.6	4.20	7.00	287
UHPCFR_c_f2	135.3	39.6	4.15	7.05	278
UHPCFR_c_f3	124.5	39.5	7.30	10.25	267

4. RISULTATI E DISCUSSIONE

Nei grafici seguenti sono riportati i risultati salienti relativi alle due famiglie di calcestruzzo. Le curve si riferiscono all'apertura della fessura in termini di sviluppo di CMOD con il tempo. Per maggiore chiarezza, si è deciso di escludere dalla rappresentazione grafica l'andamento del CTOD perché CMOD e CTOD hanno mostrato una buona correlazione. Inoltre, tutti i risultati sono stati confermati su un'altra coppia di ring per ciascuna miscela. Tutte le curve sono state studiate in relazione ai parametri già definiti (T_C , $CMOD_c$, Δ_{CMOD} , v_c).

In Figura 3, è mostrato un confronto tra le due famiglie esaminate NC e UHPC. Le curve si riferiscono a due esemplari di ring provenienti dalla stesso impasto UHPC (mix UHPC_sa1) e tre esemplari di ring provenienti dall'impasto NC (miscela NC_f1). Entrambi i mix non contenevano alcuna aggiunta di fibre. Per analizzare meglio la tendenza osservata, i parametri di ritiro vincolato ottenuti con il metodo MRT sono stati estrapolati per tutti i provini di calcestruzzo indagati. I principali risultati sono raccolti nella Tabella 4.

Tabella 4 – Principali parametri prestazionali di ritiro vincolato ottenuti mediante MRT in base agli andamenti di Fig. 3

	T_C (h)	$CMOD_c$ (µm)	Δ_{CMOD} (µm)	v_c (%)
NC - Media	166.28	8	95	0.3
UHPC - Media	86.50	42	219	0.6

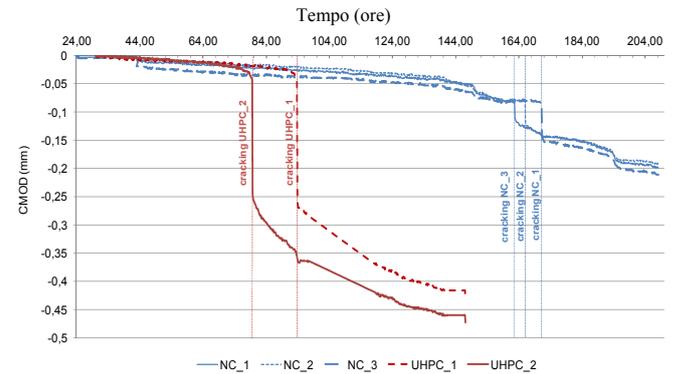


Figura 3 – Confronto tra famiglie di calcestruzzo NC e UHPC

Osservando il grafico di Fig. 3, si può notare che l'andamento delle curve riflette la diversa natura dei materiali. Il materiale UHPC infatti è ben noto per essere un materiale composito molto fragile e questo aspetto porta ad una più grande "salto" (discontinuità nell'andamento delle curve CMOD nel tempo), rispetto agli esemplari di ring della famiglia NC. Inoltre, gli UHPC sono solitamente soggetti ad un elevato livello di ritiro autogeno a causa del bassissimo rapporto acqua/cemento e questa caratteristica determina un processo di fessurazione anticipato a confronto con il campione NC. Un'osservazione interessante è legata all'andamento iniziale del ritiro che è simile per entrambe le famiglie di calcestruzzo esaminate. I risultati dimostrano che il metodo è quindi in grado di cogliere le differenti prestazioni delle due famiglie di calcestruzzo.

Il tasso di accrescimento dell'ampiezza di fessura del mix UHPC, in fase di post-fessurazione, ha un coefficiente di variazione sulla media (COV) dei campioni di calcestruzzo che è superiore al 45%, quindi non è affidabile determinare graficamente questo parametro negli UHPC. Infatti, in questi calcestruzzi, la propagazione della fessura dopo l'innescò è un processo molto rapido che cresce con una legge non lineare, per poi tendere a stabilizzarsi variando linearmente la pendenza.

Altri test di ripetibilità sono stati effettuati su mix NC (su 6 anelli) ed i risultati finali indicano che i parametri più stabili sono il tempo di fessurazione (COV 9 %) e il tasso di fessurazione (COV 10 %), mentre quelli più dispersi sono il $CMOD_c$ (COV 27 %) e l'ampiezza di fessurazione (COV 16 %).

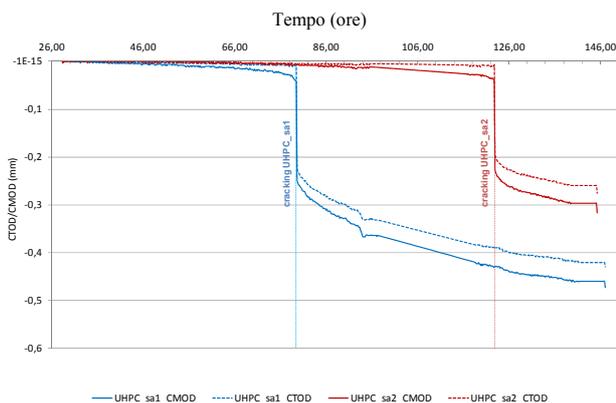


Figura 4 – Confronto tra UHPC con diverso contenuto di additivo SRA (UHPC_sa1–1% SRA; UHPC_sa2–2% SRA)

Dalla Tabella 2, si è visto che il mix design per le famiglie UHPC/UHPFRC include una certa quantità di SRA al fine di ridurre il ritiro libero totale che può essere maggiore di quello registrato su un calcestruzzo normale a causa dell'elevato contenuto di legante. Così, un'altra indagine condotta ha riguardato l'effetto del dosaggio di additivo SRA sul ritiro vincolato e la possibilità di apprezzare questo effetto mediante il metodo MRT.

Un confronto tra due mix UHPC con contenuto diverso di SRA è stato esaminato. In Figura 4 si osserva chiaramente che il dosaggio di SRA ha un effetto importante in termini di ritardo dell'innesco della fessurazione. Il mix UHPC_sa2 con contenuto doppio di SRA (2%), infatti fessura circa 43 ore dopo lo stesso UHPC_sa1 mix con contenuto di SRA inferiore (1%). Tuttavia, il dosaggio di SRA sembra avere effetti non significativi sull'ampiezza della fessura all'innesco e sul suo tasso di accrescimento.

Tabella 5– Principali parametri prestazionali di ritiro vincolato ottenuti mediante MRT in base agli andamenti di Fig. 4

	T_C (h)	$CMOD_c$ (μm)	Δ_{CMOD} (μm)	ν_c (%)
UHPC_sa1	79.50	43	215	0.4
UHPC_sa2	122.80	40	193	0.3

In Figura 5, è mostrata un'analisi riguardante il confronto tra tre diversi mix contenenti fibre di acciaio. Il mix NC_f1 è di riferimento e non contiene fibre mentre NC_f2 e NC_f3 contengono fibre in acciaio uncinata alle estremità (rapporto d'aspetto 70), pari rispettivamente allo 0,5% ed 1% in volume.

Si può notare che la tendenza osservata non è influenzata dal contenuto di fibre in termini di tempo di fessurazione (le tre miscele hanno tutte una T_C di circa 164 ore). Tuttavia, l'ampiezza istantanea di apertura della fessura Δ_{CMOD} , visibile come un "salto" nelle curve, tende a ridursi con l'aumentare del contenuto di fibre. Ciò conferma l'azione meccanica delle fibre (azione di cucitura) che non influenza il comportamento del materiale in fase elastica ma solo nella fase di post-fessurazione riducendo l'entità dell'apertura ed il tasso di sviluppo della fessura.

Va notato che le irregolarità riscontrate negli andamenti fino a 100 ore non corrispondono allo sviluppo di fessurazioni visibili (come verificato mediante ispezione visiva) ma probabilmente sono da ricollegarsi a qualche verosimile processo di deformazione del materiale in fase di pre-fessurazione, peraltro confermato su altri anelli. Tali osservazioni dovranno essere verificate ulteriormente nel prosieguo della sperimentazione.

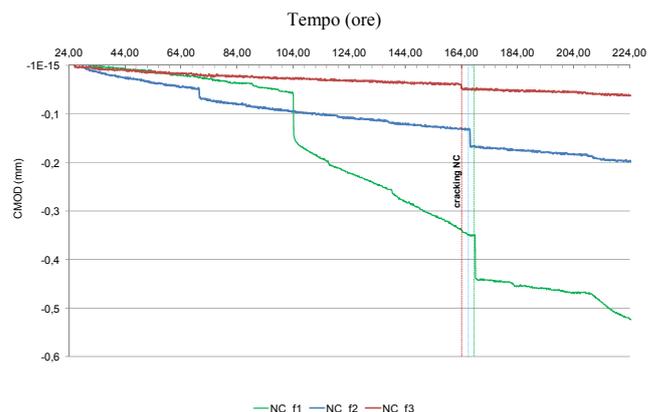


Figura 5 – Confronto tra NC con diverso contenuto di fibre di acciaio (NC_f1–0%, NC_f2–0,5%, NC_f3–1%)

Tabella 6 - Principali parametri prestazionali di ritiro vincolato ottenuti mediante MRT in base agli andamenti di Fig. 5

	T_C (h)	$CMOD_c$ (μm)	Δ_{CMOD} (μm)	ν_c (%)
NC_f1	162.83	37	2	0.07
NC_f2	166.87	131	36	0.05
NC_f3	168.67	349	94	0.04

Un approccio simile è stato adottato per studiare la robustezza del metodo MRT in termini di sensibilità al contenuto di fibre nella famiglia calcestruzzo UHPC. Sono stati confrontati tre lotti: uno di riferimento senza fibre, altri due con fibre di acciaio ondulate aventi rapporto d'aspetto 72 e contenute in misura pari allo 0,5% e 1% in volume di calcestruzzo rispettivamente per le due miscele (UHPC_f2 e UHPC_f3).

Dalla Figura 6, si può osservare che tutte le miscele contenenti fibre di acciaio non mostrano alcuna discontinuità ben visibile delle curve CMOD nel tempo, né il controllo visivo ha evidenziato l'innesco di fessurazioni. Questa tendenza è quindi significativamente diversa da quella già osservata nella famiglia NC fibrorinforzata, infatti, nel caso di mix UHPC, è probabile che il processo fessurativo si sia comunque innescato, sebbene non rilevato dal sistema di acquisizione, pur tuttavia essendo talmente sottile da risultare non rilevabile anche ad un esame visivo e non venendo così riflesso in un "salto" evidente della curva. Questo comportamento può essere spiegato come la conseguenza di un incrementato legame di adesione tra fibra e matrice cementizia probabilmente legato sia alla forma della fibra (ondulata) che alla presenza dell'aggiunta pozzolanica, la quale tende a ridurre la quantità di Ca(OH)_2 , compattando la microstruttura di interfaccia tra fibra e matrice, con l'effetto di aumentare la resistenza allo sfilamento della fibra l'efficacia di chiusura delle fessure.

Tuttavia, guardando più in dettaglio l'andamento dei due mix UHPFRC_f3 sia in termini di CTOD che di CMOD, si può notare che, anche se la fessurazione non è visibile, il sistema di monitoraggio è abbastanza sensibile da rilevare un processo fisico correlabile alla fessurazione. Dalle curve CMOD/CTOD con il tempo (Figura 7), infatti, è possibile riconoscere un piccolo "salto" nel grafico CMOD del ring 2 a circa 280 ore. Inoltre, un cambiamento nella pendenza della curva è visibile a circa 350 ore nel ring 1.

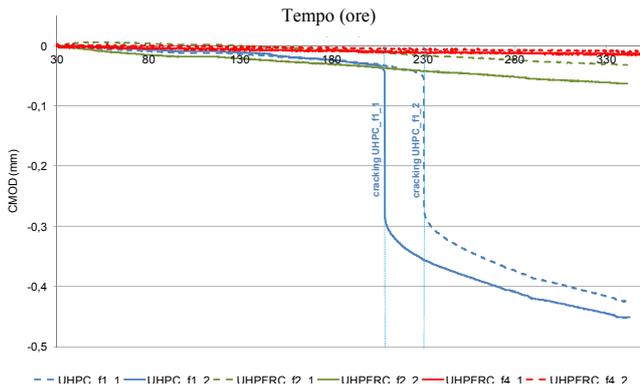


Figura 6 – Confronto tra UHPC con fibre: UHPC_f1 - 0%, UHPFRC_f2 - 0,5%, UHPFRC_f3 - 1%.

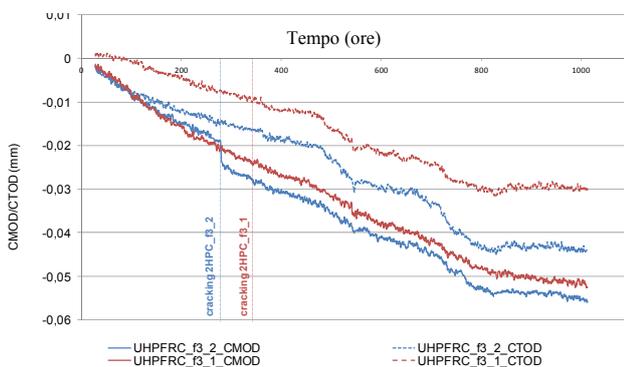


Figura 7 – Dettaglio del confronto tra UHPC con fibre: andamenti CMOD/CTOD nel tempo dei ring in UHPFRC_f3 - 1%

Come risultato principale, dalla Tabella 6, si può notare che l'aggiunta di fibre di acciaio alla matrice UHPC, influenza significativamente il comportamento del materiale a ritiro vincolato. In particolare, le fibre sembrano svolgere il ruolo più importante nel controllo della propagazione del processo fessurativo, infatti il parametro v_c è due ordini di grandezza inferiore nel mix con 1% in volume di fibre di acciaio (UHPFRC_f3) rispetto allo stesso impasto senza fibre (UHPC_f1).

5. CONCLUSIONI

In questo lavoro di ricerca è stata studiata la sensibilità alla fessurazione di calcestruzzo a normale resistenza e ad elevatissime prestazioni (UHPC) in condizioni di ritiro vincolato mediante la messa a punto di un nuovo metodo di prova sperimentale basato sul "ring test", denominato MRT, il quale è caratterizzato da dimensioni diverse rispetto all'anello normato ASTM e dalla presenza di un intaglio preformato nel campione di calcestruzzo. Lo scopo principale era quello di sviluppare uno strumento sperimentale utile per rilevare alcuni parametri di fessurazione che dovrebbero aiutare i tecnici a conoscere meglio il comportamento dei calcestruzzi/malte, anche ad altissime prestazioni, in termini di resistenza alla fessurazione in condizioni vincolo più realistiche.

Sulla base dei risultati sperimentali esposti, si può concludere che il metodo MRT, essendo in grado di sviluppare un grado di vincolo pari a circa l'80%, simula in modo più realistico il comportamento di calcestruzzi ordinari (anche fibrorinforzati) e di UHPC, ad esempio quando questi ultimi vengono utilizzati per applicazioni di riabilitazione/rinforzo.

Infine, è stato anche dimostrato che il metodo proposto è in grado di fornire sufficiente robustezza e ripetibilità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SWAMY, R. N. AND STAVRIDES, H., "Influence of Fiber Reinforcement on Restrained Shrinkage," J. ACI Journal, Vol.76, 1979, pp. 443-460.
- [2] GRZYBOWSKI, M. AND SHAH, S.P., "Model to Predict Cracking in Fiber Reinforced Concrete due to Restrained Shrinkage," Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 148, 1989, pp. 125-135.
- [3] GRZYBOWSKI, M. AND SHAH, S.P., "Shrinkage Cracking of Fiber Reinforced Concrete," ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 2, 1990, pp. 138-148.
- [4] SHAH, S.P., KARAGULER, M.E. AND SARIGAPHUTI, M., "Effects of Shrinkage-Reducing Admixtures on Restrained Shrinkage Cracking," ACI Materials Journal, Vol. 89, No. 3, 1992, pp. 289-295.
- [5] SHAH, S.P., OUYANG, C., MARIKUNTE, S., YANG, W. AND BECQ-GIRAUDON, E., "A Method to Predict Shrinkage Cracking of Concrete," ACI Materials Journal, Vol. 95, No. 4, 1998, pp. 339-346.
- [6] SHAH, H.R. AND WEISS, J., "Quantifying Shrinkage Cracking in Fiber Reinforced Concrete Using the Ring Test," Materials and Structures, Vol. 39, 2006, pp. 887-899.
- [7] KOVLER, K. SIKULER, J. AND BENTUR, A., "Restrained Shrinkage Tests of Fiber-Reinforced Concrete Ring: Effect of Core Thermal Expansion," Materials and Structures, Vol. 26, 1993, pp. 231-237.
- [8] WIEGRINK, K. MARIKUNTE, S. AND SHAH, S.P., "Shrinkage Cracking of High-Strength Concrete," ACI Materials Journal, V. 93, No. 5, 1996, pp. 409-415.
- [9] WEISS, J., YANG, W. AND SHAH, S.P., "Shrinkage Cracking of Restrained Concrete Slabs," Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, No. 7, 1998, pp. 765-774.
- [10] WEISS, W.J., YANG, W. AND SHAH, S.P., "Influence of Specimen Size/Geometry on Shrinkage Cracking of Rings," Journal of Engineering Mechanics, Vol. 126, No. 1, 2000, pp. 93-101.
- [11] WEISS, J. AND SHAH, S.P., "Restrained Shrinkage Cracking: the Role of Shrinkage Reducing Admixtures and Specimen Geometry," Materials and Structures, Vol. 35, 2002, pp. 85-91.
- [12] HOSSAIN, A.B. AND WEISS, J., "Assessing Residual Stress Development and Stress Relaxation in Restrained Concrete Ring Specimens," Cement & Concrete Composites, Vol. 26, No. 5, 2004, pp. 531-540.
- [13] HOSSAIN, A.B. AND WEISS, J., "The role of Specimen Geometry and Boundary Conditions on Stress Development and Cracking in the Restrained Ring Test," Cement and Concrete Research, Vol. 36, No. 1, 2005, pp. 189-199.
- [14] SEE, H.T., ATTIOGBE, E.K. AND MILTENBERGER, M.A., "Shrinkage Cracking Characteristics of Concrete Using Ring Specimens," ACI Materials Journal, Vol. 100, No. 3, 2003, pp. 239-245.

- [15] VOIGT, T., BUI, V.K. AND SHAH, S.P., "Drying Shrinkage of Concrete Reinforced with Fibers and Welded-Wire Fabric," *ACI Materials Journal*, Vol. 101, No. 3, 2004, pp. 233-241.
- [16] HE, Z. ZHOU, X. AND LI, Z., "New Experimental Method for Studying Early-Age Cracking of Cement-Based Materials," *ACI Materials Journal*, Vol. 101, No. 1, 2004, pp. 50-56.
- [17] MOON, J.H. AND WEISS, J., "Estimating Residual Stress in the Restrained Ring Test under Circumferential Drying," *Cement & Concrete Composites*, Vol. 28, 2006, pp. 486-496.
- [18] TURCRY, P. LOUKILI, A. HAIDAR, K. PIJAUDIER-CABOT, G. AND BELARBI, A., "Cracking Tendency of Self Compacting Concrete Subjected to Restrained Shrinkage: Experimental Study and Modeling," *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE*, 2006, pp. 46-54.
- [19] KWON, S.H. FERRON, R.P. AKKAYA, Y. AND SHAH, S.P., "Cracking of Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete Due to Restrained Shrinkage," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Vol. 1, No. 1, 2007, pp. 3-9.
- [20] KWON, S.H. AND SHAH, S.P., "Prediction of Early-Age Cracking of Fiber-Reinforced Concrete due to Restrained Shrinkage," *ACI Materials Journal*, Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 381-389.
- [21] HWANG, S.D. AND KHAYAT, K.H., "Effect of Moisture Composition on Restrained Shrinkage Cracking of Self-Consolidating Concrete Used in Repair," *ACI Materials Journal*, Vol. 105, No. 5, 2008, pp.499-509.
- [22] YOO, D.Y. PARK, J.J. KIM, S.W. AND YOON Y.S., "Influence of ring size on the restrained shrinkage behavior of ultra high performance fiber reinforced concrete", *Materials and Structures*, DOI 10.1617/s11527-013-0119-0.
- [23] POUR-GHAZ, M., AND WEISS, J. 'Detecting the time and location of cracks using electrically conductive surfaces', *Cement & Concrete Composites*, 33 (1), 116-123, 2011.
- [24] PLIZZARI G. AND REGGIA A. 'Cracking in Cement-Based Materials under Restrained Shrinkage: an Analytical model for Crack Growth', *Proceedings of the 3rd Workshop on "The New Boundaries of Structural Concrete"* – ACI Italy Chapter, Bergamo (Italy) October 3-4, 2013.
- [25] REPORT UTCA "Development of a Device to Evaluate the Cracking Potential of Concrete Mixtures", UTCA - University Transportation Center for Alabama, 2011.
- [26] GUIDANCE FOR THE USE OF UHPFRC FOR REHABILITATION OF CONCRETE HIGHWAY STRUCTURES. SAMARIS (Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure). WP14: HPRCC (High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composite) for rehabilitation, Deliverable D25b (2006).
- [27] CANGIANO, S., SGOBBA, S., PLIZZARI, G., MINELLI, F., REGGIA, A. "Caratterizzazione del comportamento fessurativo di calcestruzzi soggetti a ritiro vincolato mediante ring-test" - 19°Congresso C.T.E. Bologna (Italy) 8-10 Novembre, 2012.

COMPORTAMENTO MECCANICO E DI DURABILITA' DEL LEGAME FRA ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO E STRATI DI UHPC UTILIZZATI PER LA RIPARAZIONE ED IL RINFORZO

Stefano Cangiano, Sara Sgobba

Direzione Ricerca e Sviluppo i.lab, CTG Spa – Italcementi Group, Bergamo

SOMMARIO

Il patrimonio edilizio italiano esistente risulta in gran parte obsoleto, e necessita di pesanti interventi di riparazione e di rinforzo. Le vigenti norme tecniche sulle costruzioni (NTC 2008), prevedono infatti che le strutture di rilevanza strategica vengano adeguate sismicamente. In tale contesto pertanto, si rende necessario, lo sviluppo di materiali in grado di soddisfare tali esigenze attraverso interventi preferibilmente poco invasivi e caratterizzati da basso impatto ambientale. Sulla base di questi requisiti, è stata avviata una estesa attività di ricerca presso i laboratori R&D del CTG Spa, finalizzata alla messa a punto di specifici materiali a base cementizia. Tali materiali, presentano caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche tipiche di un UHPC (Ultra-High Performance Concrete). Tale famiglia di materiali, può presentare, tuttavia, alcune criticità, in particolare riguardo al ritiro igrometrico, il quale può compromettere l'adesione al calcestruzzo oggetto di riparazione. Il fenomeno è ancora più evidente in elementi piani, per i quali, il rapporto superficie-volume risulta particolarmente elevato e comunque tale da far insorgere fenomeni di distacco più o meno estesi, che possano compromettere l'azione del rinforzo stesso. La sperimentazione in atto, condotta utilizzando UHPC con relativamente basso tenore di clinker, è stata focalizzata su prove di adesione (pull-off test e splitting test) e prove di compatibilità termica tra i due materiali. In aggiunta, sono state condotte prove meccaniche mirate a valutare l'azione degli strati di rinforzo UHPC applicati su provini costituiti da calcestruzzi ordinari di classe R_{ck} 25. I risultati indicano che, se appropriatamente progettato, il calcestruzzo UHPC può essere efficacemente utilizzato per la riparazione ed il rinforzo di elementi strutturali in calcestruzzo.

MECHANICAL AND DURABILITY BEHAVIOUR OF BONDING BETWEEN CONCRETE STRUCTURAL ELEMENTS AND UHPFRC OVERLAY FOR REPAIR AND STRENGTHENING

SUMMARY

The Italian existing houses are largely obsolete and requires heavy interventions of repair and strengthening. The existing technical buildings standards at national level (NTC 2008), in fact, indicate that strategic building must be seismically retrofitted. In this context, therefore, it becomes necessary the development of materials capable of meeting these requirements through interventions which should be preferably minimally invasive and characterized by low environmental impact. Based on these requirements, it has been started an extensive research at the R&D labs of CTG Spa, that aimed at the development of specific cement-based materials for repair and retrofitting. Such materials, have physico-chemical and mechanical properties typical of a UHPC (Ultra-High Performance Concrete). This family of materials, it may, however, suffer of some problems, particularly with regard for example, to drying shrinkage, which can compromise the adhesion to the substrate concrete. The phenomenon is even more evident in flat elements, for which, the surface-to-volume ratio is particularly high and thus can give rise to phenomena of debonding more or less extended, which may compromise the action of the reinforcement itself. The experimentation in place, conducted using UHPC with relatively low content of clinker, has been focused on testing the adhesion to the substrate (by pull-off tests and splitting tests) and testing the thermal compatibility between the two cementitious materials. In addition, mechanical tests were conducted in order to evaluate the action of the UHPC reinforcing layers applied on prismatic specimens made of ordinary concrete (class R_{ck} 25). The experimental results indicate that, if appropriately designed, the UHPC can be effectively used for the repair and strengthening of concrete structural elements.

1. INTRODUZIONE

Esiste una vasta letteratura ad oggi sul tema dell'utilizzo di calcestruzzi ad elevatissime prestazioni (UHPC) e calcestruzzi ad elevatissime prestazioni fibrorinforzati (UHPFRC) nelle applicazioni strutturali per la riparazione/ripristino di elementi in calcestruzzo armato (RC) e nell'adeguamento sismico, che rappresentano entrambi aspetti di rilevanza crescente nel settore dell'ingegneria civile [1-4]. Altre possibili applicazioni di questi materiali, si possono avere nel settore del rinforzo, ovvero nei casi in cui si renda necessario un incremento della capacità portante degli elementi strutturali a causa, ad esempio, di un incremento dei carichi non previsto o in cui risulti variata la destinazione d'uso della struttura.

In questi ambiti, le soluzioni più tradizionali includono l'applicazione di una incamiciatura di elementi RC con strati di normale calcestruzzo o di lastre in acciaio incollate esternamente [3]; mentre una soluzione che recentemente ha ottenuto grande favore è quella relativa all'uso di Fiber Reinforced Polymer, FRP [5]. Tutte queste tecniche possono essere utilizzate con successo, ma hanno dei limiti.

In particolare, le incamiciature di elementi in RC con strati di calcestruzzo ordinario con finalità di ripristino e/o rinforzo, si realizzano generalmente con spessori superiori a 60-70 mm, la qual cosa può comportare un aumento eccessivo della geometria sezione [3]. L'uso di piastre in acciaio incollate esternamente e di FRP, invece, possono entrambe soffrire di problemi di reazione al fuoco. Inoltre, le lamine di FRP incollate alla matrice cementizia pre-esistente possono essere soggette a fenomeni di delaminazione e distacco, non soltanto sotto carichi ciclici (per esempio a seguito di azioni sismiche) [6], ma anche in condizioni di esercizio a causa di pressioni di vapore che possono generarsi all'interfaccia tra la matrice polimerica di confinamento e quella cementizia al substrato, come conseguenza dello stabilirsi di gradienti idro-termici.

In anni recenti, quindi, è stata sviluppata una nuova tecnica nel campo della ricerca per il rinforzo, ripristino ed adeguamento sismico degli elementi RC [7-8]. Questa soluzione si basa sull'applicazione di un rivestimento sottile in calcestruzzo ad elevatissime prestazioni fibro-rinforzato (UHPFRC) in virtù di una microstruttura cementizia estremamente compatta, ottenuta mediante opportuna scelta e proporzionamento dei costituenti. Questi materiali, per loro natura molto fragili, possiedono tuttavia anche elevate caratteristiche di tenacità e duttilità conferite da una efficace interazione con il fibrorinforzo [9-11].

Applicazioni di riabilitazione e rinforzo possono essere realizzate con spessori molto ridotti di UHPFRC (circa 30-40 mm) rispetto alle tecniche tradizionali basate sull'utilizzo di calcestruzzi ordinari. Alcuni risultati sperimentali relativi all'applicazione di strati di UHPFRC di ripristino su travi e pilastri in scala reale o su nodi trave-colonna, sono già stati pubblicati in letteratura [6,12-14] e dimostrano una grande efficacia di confinamento, miglioramento della tenacità e rafforzamento degli elementi verticali sotto carico assiale, con il vantaggio inoltre di non apportare variazioni significative nelle dimensioni trasversali delle sezioni strutturali. Tra gli altri vantaggi vi è inoltre un incremento di durabilità dovuta alla maggiore compattezza del materiale e l'ottima finitura superficiale legata alle proprietà auto-compattanti, per cui il rivestimento in UHPFRC non necessita generalmente dello strato di intonaco superficiale.

E' quindi chiaro che ci sono diversi vantaggi tecnici nell'utilizzo di materiali UHPFRC al posto dei materiali tradizionali nel campo dell'adeguamento e della riabilitazione/rinforzo. L'argomento sta diventando sempre più

cruciale in quanto i materiali cementizi hanno il vantaggio di poter essere anche riciclati al termine della vita utile, di non soffrire di facile delaminazione e debonding sotto carichi ciclici e di non presentare reazione al fuoco.

Ciò premesso, sebbene esista una vasta letteratura sul tema del possibile utilizzo di materiali UHPFRC nella riabilitazione strutturale, pochi lavori sono stati prodotti sul comportamento micro-meccanico e sulle relative prestazioni in scala macroscopica dell'interfaccia tra vecchio e nuovo calcestruzzo [15]. Oltre alla scabrezza superficiale, che come noto, svolge un ruolo fondamentale nel determinare il legame di adesione all'interfaccia tra il calcestruzzo ripristinato/rinforzato e quello di ripristino/rinforzo, anche il comportamento a ritiro, il modulo elastico, nelle specifiche condizioni di vincolo e di esposizione ambientale, sono fattori indispensabili per stabilire il potenziale fessurativo del calcestruzzo di riparazione e della conseguente efficacia di trasferimento dei carichi tra vecchio e nuovo calcestruzzo in applicazioni di rinforzo o adeguamento.

In questo lavoro, si illustrano alcuni risultati sperimentali ottenuti da prove di laboratorio (pull-off test, splitting test, compatibilità termica, ecc.), tese a validare le prestazioni di adesione al supporto di una miscela di calcestruzzo ad elevatissime prestazioni sviluppata presso i laboratori R&D del CTG Spa di Bergamo, basata su una formulazione a relativamente basso tenore di clinker, con aggiunte potenzialmente idrauliche e aggiunte pozzolaniche a basso dosaggio, ai fini di un potenziale utilizzo nell'ambito del ripristino/rinforzo di elementi in RC.

2. ATTIVITA' SPERIMENTALE

2.1 Materiali e prestazioni

Una miscela di calcestruzzo ad elevatissime prestazioni Ultra-High-Performance-Concrete (UHPC) è stata sviluppata ed ottimizzata in laboratorio in termini di deformazione da ritiro e prestazioni meccaniche. La valutazione dell'adesione al supporto e dell'efficacia del rinforzo è stata effettuata esaminando il comportamento fisico-meccanico di provini composti, ovvero costituiti da un calcestruzzo a normale resistenza di riferimento, di seguito denominato con la sigla "RC" (di classe C25/30), stagionato in camera a nebbia ($UR \geq 95\% \pm 5\%$) per 28 giorni, e successivamente rinforzato con uno strato di UHPC in funzione delle diverse configurazioni di prova, in seguito descritte. In Tabella 1 sono indicati i principali rapporti di miscela.

Tabella 1 – Rapporti di miscela RC e UHPC

		RC	UHPC
Rapporto a/c	-	0,5	0,34
Aggregato	% vol. su legante	3,6	1,7
Aggiunta pozzolanica	% vol. su legante	0	2,6
Additivo	% secco/cemento	0	0,62
superfluidificante			
Additivo SRA*	% secco/cemento	0	1,5
Diametro max aggregato	mm	10	4

*SRA – Shrinkage Reducing Admixture

In Tabella 2, sono riportati i risultati delle prove di caratterizzazione fisico-meccanica dei due calcestruzzi, sia allo stato fresco che indurito in accordo alle norme europee.

La maturazione dei provini è avvenuta in acqua per 28 giorni. Nel corso della stagionatura, non sono stati eseguiti trattamenti idro-termali volti ad accelerare o incrementare le prestazioni meccaniche.

Tabella 2 – Proprietà meccaniche delle miscele RC e UHPC

Proprietà		Norma di riferimento	RC	UHPC
Densità allo stato fresco	[kg/m ³]	UNI EN 12350-6	2290	2450
T ₅₀₀	[s]	UNI EN 12350-8	-	6
Spandimento/Lavorabilità(§)	[mm]	UNI EN 12350-8	190(§)	805
Rc (1 giorno)	[MPa]	UNI EN 12390-3	12,4	62,9
Rc (28 giorni)	[MPa]	UNI EN 12390-3	33,6	136,4
M.E.D.*	[GPa]	ASTM C215	34	41
f _{ct} (28 giorni)	[MPa]	UNI EN 12390-6	3,10	10,3
f _{ctf} (28 giorni)	[MPa]	UNI EN 12390-5	3,5	18,4

* Modulo Elastico Dinamico

In Figura 1, sono illustrati gli andamenti delle deformazioni da ritiro libero, valutate a partire dalle 24 ore dopo il getto, in accordo alla UNI EN 11307.

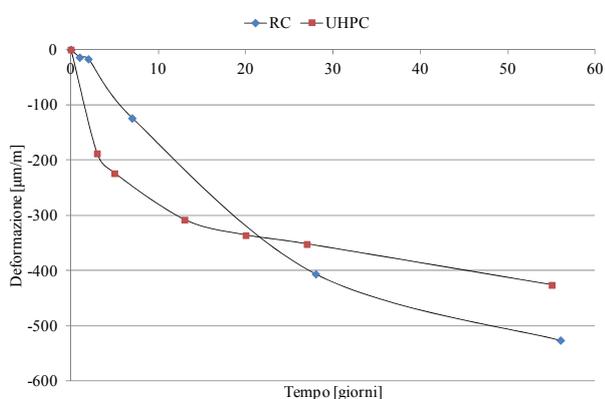


Figura 1 – Andamento delle deformazioni da ritiro del calcestruzzo di supporto (RC) e di quello da rinforzo (UHPC)

Il grafico delle deformazioni da ritiro nel tempo del mix UHPC, indica un ritiro iniziale (fino a 20 giorni) maggiore rispetto a quello della miscela RC. Successivamente, tuttavia, l'UHPC mostra un apprezzabile rallentamento nella progressione del ritiro (a 28 giorni < 350 µm/m). Questo aspetto del comportamento del materiale è fondamentale, in quanto è noto che le variazioni dimensionali in condizioni vincolate, possono generare stati tensionali, (in misura proporzionale al relativo modulo elastico), potenzialmente in grado di superare la resistenza a trazione del materiale, e quindi di determinare l'innescio di fessurazioni. Tale aspetto è ancora più rilevante nei calcestruzzi UHPC rispetto ai calcestruzzi ordinari, a causa dell'elevato tenore di legante cementizio.

Pertanto, al fine di ridurre il rischio di fessurazioni e migliorare la compatibilità deformativa con il substrato, la miscela è stata ottimizzata dal punto di vista del comportamento a ritiro, mediante una opportuna scelta del mix di additivi impiegati e mirando a massimizzare lo sviluppo della resistenza a trazione, particolarmente alle brevi stagionature.

La miscela in UHPC è stata inoltre completamente caratterizzata dal punto di vista della durabilità e dello scorrimento viscoso. I risultati delle relative determinazioni sperimentali, sono indicate in Tabella 3.

I risultati ottenuti indicano ottime caratteristiche di durabilità, grazie all'elevata compattezza del materiale. Il valore di permeabilità all'ossigeno rappresenta un indicatore di durabilità di livello molto alto, in accordo ai riferimenti forniti da [16].

Tabella 3 – Proprietà di durabilità della miscela UHPC

Proprietà		Norma di riferimento	UHPC
Assorbimento Capillare	[kg/m ² /h ^{0.5}]	UNI EN 13057	0,046
Carbonatazione accelerata (56 giorni)	[mm]	UNI EN 13295	0
Fattore di degrado da gelo/disgelo	%	UNI 7087	99
Penetrazione all'acqua sotto pressione	[mm]	UNI EN 12390-8	0
Permeabilità all'ossigeno	[m ²]	UNI 11164	2,23E ⁻¹⁷
Coefficiente di Creep*	-	ASTM C512	1,1

* Valutato a 28 giorni sotto un carico corrispondente al 40% del carico di rottura

2.2 Prove di adesione mediante pull-off

L'adesione del mix UHPC, nello spessore di 30 mm su un supporto in calcestruzzo di riferimento (tipo MC(0,4) secondo UNI EN 1766, trattato superficialmente mediante procedura di sabbatura – coefficiente di rugosità superficiale: 2 mm circa), è stata valutata in accordo alla normativa UNI EN 1542 mediante prova di trazione diretta (pull-off) su piastre di dimensioni 300x100x100 mm (Fig. 2).



Figura 2 – Piastra in calcestruzzo secondo UNI EN 1766, rinforzata superiormente con uno strato di 30 mm di UHPC, dopo l'esecuzione delle prove di pull-off

Su piastre simili sono state eseguite inoltre prove di compatibilità termica eseguendo 50 cicli di gelo/disgelo compresi tra (21±2)°C e (-15±2)°C con immersione in soluzione satura di sali disgelanti secondo la UNI EN 13687-1. Al completamento dei cicli, sulle stesse piastre, è stata determinata l'aderenza al supporto, sempre secondo UNI EN 1542. In Tabella 4 sono riassunti i risultati medi. Sulla base dei dati indicati risulta evidente che i risultati rilevati successivamente alle prove di compatibilità termica indicano un miglioramento delle prestazioni, a confermare che la miscela UHPC utilizzata è in grado di sviluppare proprietà di durabilità stabili anche rispetto a condizioni di esposizione particolarmente severe. La modalità di rottura per tutti i campioni è avvenuta all'interfaccia.

Tabella 4 – Adesione al supporto secondo UNI EN 1542 e UNI EN 13687-1

Proprietà		
Adesione per pull-off su piastra di riferimento	MPa	1,8±0,2
Adesione per pull-off successivamente a prove di compatibilità termica	MPa	1,9±0,2

In merito alla valutazione del valore di adesione ottenuto, esistono alcuni riferimenti in letteratura, sulla base dei quali classificare la qualità del legame di adesione del materiale di ripristino e supporto. Ad esempio, nel lavoro (Sprinkel e Ozyldirim [17], l'adesione valutata per mezzo di un test di trazione diretta come il pull-off è qualificata in diversi intervalli di misura, come indicato in Tabella 5.

Tabella 5 – Livelli di qualifica dell'adesione al supporto secondo [19]

Qualità dell'adesione		
Eccellente	MPa	$\geq 2,1$
Molto buona	MPa	$1,7 \div 2,1$
Buona	MPa	$1,4 \div 1,7$
Accettabile	MPa	$0,7 \div 1,4$
Debole	MPa	$< 0,7$

Sulla base di questa classificazione del legame di adesione, la misura rilevata per pull-off sulla piastra di riferimento indica una qualità dell'adesione "molto buona". Occorre considerare tuttavia, che la classificazione fornita da [17] non specifica né il tipo di preparazione della superficie di interfaccia e non correla gli intervalli di qualifica ai diversi metodi sperimentali di determinazione della resistenza di adesione. In questo senso, risulta utile il documento ACI ("Guida per la selezione dei materiali per la riparazione del calcestruzzo", [18]), in cui vengono specificati dei livelli minimi accettabili di adesione, in funzione dei vari tipi di test. In particolare, sulla base di questo documento, il livello minimo di adesione al supporto determinato mediante prova di trazione (pull-off) a 28 giorni di maturazione, ricade in un intervallo compreso tra 1,7 e 2 MPa, e pertanto la prestazione fornita dal mix UHPC soddisfa tale requisito.

2.3 Prove di adesione mediante splitting

La prova di adesione per pull-off, indicata nel paragrafo 2.2, è una procedura convenzionalmente adottata per valutare l'adesione al supporto di malte da riparazione/ripristino. Tale metodo, tuttavia, sebbene sia utile per stimare il legame all'interfaccia tra i due materiali, può non essere rappresentativo delle reali interazioni tra calcestruzzo vecchio e nuovo. In effetti, in letteratura è possibile trovare riferimenti a numerosi metodi di prova [19] per valutare l'adesione tra due materiali sollecitati assialmente (es. trazione diretta e splitting), oppure a taglio (es. slant shear test). Tra i metodi di prova citati, uno dei più semplici da realizzare e che fornisce risultati piuttosto conservativi [19] è quello di splitting, che si basa quindi sulla prova di trazione indiretta (secondo UNI EN 12390-6). I provini sono stati realizzati colando la miscela RC, orizzontalmente e sino a metà diametro (Fig. 3.a), all'interno di uno stampo cilindrico di diametro 150 mm e altezza 300 mm. Dopo 28 giorni di maturazione umida, il provino semicilindrico è stato posto nuovamente all'interno dello stampo, il quale è stato riempito per la restante metà con la miscela UHPC (Fig. 3.b). La superficie di interfaccia, corrispondente alla "faccia di getto" della porzione di provino in RC non è stata trattata in alcun modo per incrementare l'adesione. Successivamente ad ulteriori 28 giorni di maturazione umida, i provini sono stati sottoposti a prova di splitting.

I risultati ottenuti su 5 provini (Tabella 6), hanno rilevato una tensione media di adesione pari ad 1 MPa ed una modalità di rottura su tutti i provini all'interfaccia con parziale coinvolgimento anche dello strato di RC più prossimo all'interfaccia – rottura mista interfaccia/substrato (Fig. 3.c). Sulla base di questi risultati, è possibile valutare l'adesione al supporto con interfaccia "liscia", come "accettabile".

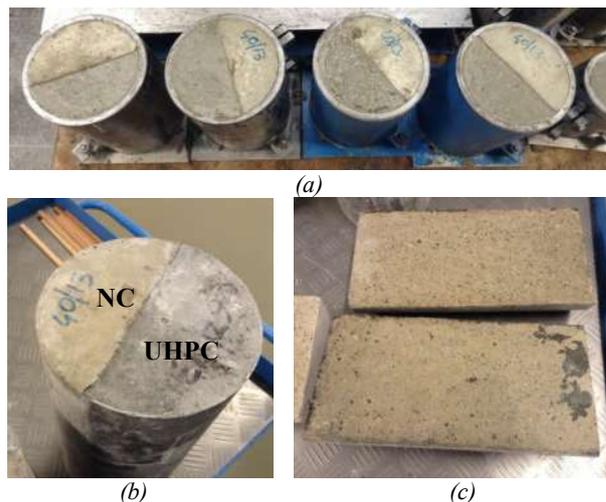


Figura 3 – Prove di adesione al supporto mediante splitting

Tabella 6 – Adesione al supporto mediante prova di trazione indiretta

Provino	Proprietà	Rottura
Specimen 1	MPa 1,21±0,05	Interfaccia/substrato
Specimen 2	MPa 0,90±0,05	Interfaccia/substrato
Specimen 3	MPa 1,20±0,05	Interfaccia/substrato
Specimen 4	MPa 0,86±0,05	Interfaccia/substrato
Specimen 5	MPa 0,85±0,05	Interfaccia/substrato

2.4 Valutazione dell'azione di rinforzo da prove di flessione

Per valutare l'efficacia dell'introduzione di uno strato di ripristino in UHPC su elementi orizzontali sottoposti a sollecitazioni flessionali, sono state condotte delle prove di flessione a tre punti in controllo di carico (secondo UNI EN 12390-4) su provini RC di riferimento e provini compositi di dimensioni (150x150x600)mm, in tre configurazioni di ripristino/rinforzo (Fig. 4):

(A) Provino in RC rinforzato su 1 lato con uno strato di UHPC di spessore 20 mm;

(B) Provino in RC rinforzato su 3 lati con uno strato di UHPC di spessore 20 mm;

(C) Provino in RC rinforzato su 1 lato con uno strato di UHPC di spessore 30 mm.

I risultati medi (determinati su 2 provini per ciascuna delle 3 configurazioni) delle prove di flessione effettuate disponendo i provini con lo strato di UHPC al lembo teso, sono illustrati in Figura 5.

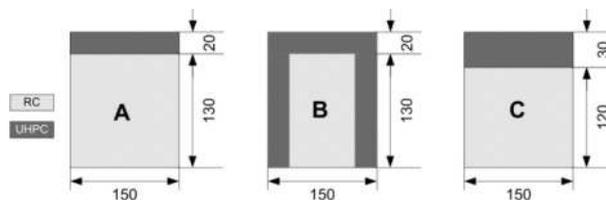


Figura 4 – Configurazioni di rinforzo con UHPC sottoposte a prova – vista in sezione trasversale

Il confronto evidenzia chiaramente il contributo dello strato di rinforzo alla resistenza a flessione del materiale di riferimento RC. In particolare, la configurazione B (con rinforzo su 3 lati) sembra essere quella più efficace, in quanto contribuisce ad incrementare di circa il 30% la resistenza media dell'elemento, rispetto alla condizione non rinforzata.

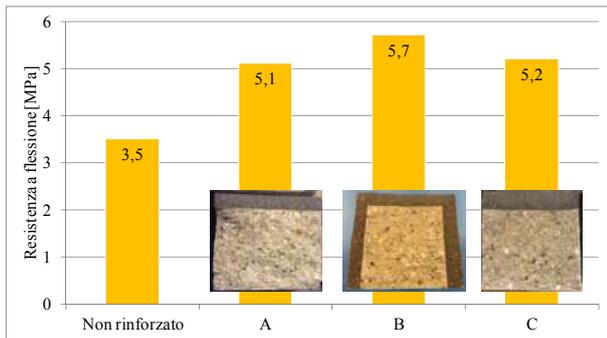


Figura 5 – Risultati medi di resistenza a flessione di provini compositi con UHPC nelle tre diverse configurazioni di rinforzo

Le configurazioni di prova A e C non risultano invece sensibilmente differenti e pertanto l'incremento di spessore dello strato di UHPC non contribuisce in misura significativa all'incremento di resistenza, probabilmente a causa dell'estrema fragilità del materiale, che in questa fase è stato valutato in assenza di fibrorinforzo per ridurre le componenti di variabilità sulla determinazione sperimentale della resistenza e valutare essenzialmente l'effetto della configurazione di rinforzo. In aggiunta alle predette prove, sono quindi stati condotti test di flessione a 4 punti su provini (150x150x600)mm rinforzati con UHPC contenente l'1% in volume di fibre ondulate in acciaio inox aventi rapporto d'aspetto pari a 72 (miscela UHPFRC – Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete) sul solo lato teso ed applicato con differente spessore (25 mm e 30 mm) su calcestruzzo RC. Al fine di cogliere il comportamento globale soprattutto nella fase post-fessurativa, è stato scelto di condurre la prova in controllo di spostamento della mezzeria del provino, misurato attraverso un trasduttore LVDT, avente anche funzione di fornire il segnale in retroazione per il controllo della prova applicando incrementi monotoni della mezzeria della trave ad una velocità di 0,4 mm/min (Fig. 6). Le prove sono state interrotte a circa 3,5 mm di deflessione della sezione di mezzeria.



Figura 6 – Set-up di prova di flessione a 4 punti in controllo di spostamento sui provini rinforzati con UHPFRC

I risultati sono riportati nel grafico di Figura 7, da cui si conferma l'efficacia dello strato di rinforzo nell'incremento di resistenza a flessione. Peraltro, l'introduzione del fibrorinforzo all'interno della miscela ad elevatissime prestazioni, produce l'effetto di rendere il sistema maggiormente sensibile all'influenza dello spessore. Si nota infatti che il provino rinforzato con 30 mm di UHPFRC, manifesta un innalzamento della tensione corrispondente alla prima fessurazione del materiale, maggiore di circa il 24% rispetto a quella sviluppata dal medesimo provino rinforzato con uno strato di 25 mm di UHPFRC.

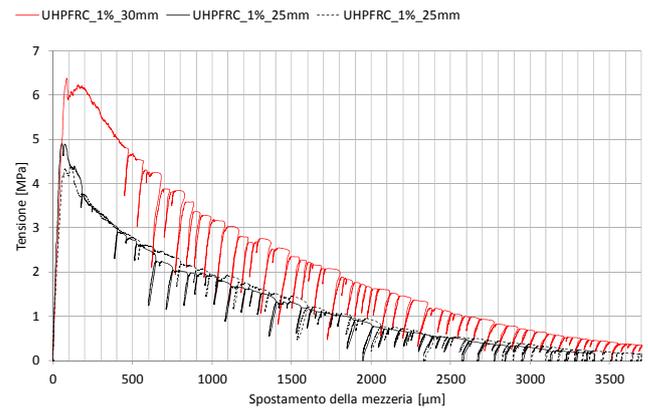


Figura 7 – Andamento tensione-spostamento dei provini rinforzati con UHPFRC.

2.5 Valutazione dell'azione di rinforzo da prove di compressione

Ulteriori prove sono state condotte per valutare l'efficacia dell'introduzione di uno strato di incamiciatura in UHPFRC su elementi verticali sottoposti a sollecitazioni assiali di compressione. Allo scopo, sono stati confezionati alcuni provini cilindrici (diametro 100 mm e altezza 200 mm) in RC ("core"), rinforzati con una "camicia" di UHPFRC dello spessore di 25 mm, lungo tutta l'altezza del provino (Fig. 8).

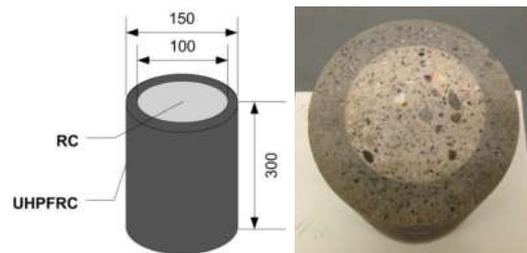


Figura 8 – Preparazione e configurazione del provino incamiciato con UHPFRC

La maturazione dei provini è stata eseguita come descritto in precedenza, quindi maturando 28 giorni in camera a nebbia prima i provini in RC e per ulteriori 56 giorni dopo il getto del calcestruzzo UHPFRC. Essi sono quindi stati sottoposti a prova di compressione monoassiale in accordo alla norma UNI EN 12390-3, i cui risultati sono raccolti in Tabella 7.

Tabella 7 – Risultati di prova a compressione eseguita su cilindri incamiciati (dati medi relativi a 3 determinazioni sperimentali)

Proprietà		
Resistenza a compressione del provino RC*	MPa	41,5±0,5
Resistenza a compressione del provino con incamiciatura UHPFRC	MPa	98,7±0,5

* Risultato determinato su un diverso batch rispetto a quello prodotto per la caratterizzazione iniziale (Tab. 2)

L'incamiciatura di 25 mm ha quindi avuto l'effetto di incrementare la resistenza a compressione del provino cilindrico in RC di quasi il 60%. La modalità di rottura è evidenziata in Figura 9 e si dimostra essere "non esplosiva" in quanto contenuta dall'azione di tenacizzazione del fibrorinforzo. Per la stessa ragione, in tutti e 3 i provini sottoposti al test meccanico, non si è manifestato alcun distacco netto dello strato di rinforzo dal substrato in calcestruzzo RC, il quale è risultato apparentemente privo di fessurazioni profonde.



Figura 9 – Modalità di collasso di provini cilindrici incamiciati con uno strato di rinforzo in UHPFRC sottoposti a prova di compressione

4. CONCLUSIONI

Il lavoro svolto ha permesso di indagare sul comportamento di una miscela ad elevatissime prestazioni, ottimizzata per applicazioni di ripristino e rinforzo strutturale. Il formulato è stato completamente caratterizzato dal punto di vista fisico-meccanico e di durabilità. Inoltre prove specifiche, sia su elementi prototipo sollecitati a flessione che a compressione centrata, sono state condotte per valutare la risposta l'adesione del materiale ad un normale calcestruzzo avente funzione di substrato da ripristinare, in aggiunta alle più convenzionali prove di pull-off. I risultati esposti dimostrano che la miscela sviluppata presenta buone proprietà di adesione al supporto e che il sistema vecchio calcestruzzo-nuovo calcestruzzo è compatibile termicamente in quanto non manifesta sensibilità al degrado quando sottoposto a stress termici severi in presenza di sali disgelanti. Inoltre, la resistenza a trazione per flessione di elementi in normale calcestruzzo rinforzati al lembo teso è risultata incrementata di circa il 30%, mentre la realizzazione di strati di incamiciatura su provini cilindrici in normale calcestruzzo sottoposti a carico assiale ha permesso di verificare che il materiale UHPC può conferire importanti capacità di confinamento e rinforzo determinando un incremento della resistenza a compressione superiore al 50%. Tali risultati sono comunque da intendersi preliminari ad una più vasta sperimentazione che è in corso per valutare la piena compatibilità del materiale di ripristino e di quello ripristinato sotto l'aspetto delle deformazioni derivanti da gradienti termo-igrometrici. Ulteriori test di validazione sono in corso su elementi in calcestruzzo armato ordinario in scala reale e ridotta, sia sotto carichi statici che dinamici.

BIBLIOGRAFIA

[1] Proceedings Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete - Kassel, March 7-9, 2012

[2] ACI committee - "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete" (ACI 363R-92);

[3] CEB-FIP - "Constitutive modeling of high strength/high performance concrete" published by fib, bulletin n°42 del 2008.

[4] Linee Guida Consiglio Sup. LL. PP. "Calcestruzzi Strutturali ad Alta Resistenza" ($75 \text{ N/mm}^2 < R_{ck} < 115 \text{ N/mm}^2$)

[5] CEB-FIP Model Code (1990) - Comité Euro-International du Béton. 1993.

[6] BESCHI C., MEDA, A., RIVA P. (2011) "Rinforzo di nodi in c.a. con incamiciatura in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni". Workshop "Progettare e realizzare elementi strutturali in

calcestruzzo fibrorinforzato" a cinque anni dal documento CNR DT - 204.

- [7] NAAMAN, A. & REINHARDT H. Eds. Proceedings of the International Conference "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites", HPRCC 5, Mainz (Germany), 10-13 July 2007.
- [8] MAISTO L., MEDA A., PLIZZARI G.A. & RINALDI Z. "R/C beams strengthening and repair with high performance fiber reinforced racket", 4th International Conference on the Conceptual Approach to Structural Design. Venezia (Italy), 27-29 June 2007.
- [9] CARPINTERI A., GAMBAROVA P., FERRO G & PLIZZARI, G.A. Proceedings of the 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FramCOS 6, Catania, 18-21 June, Balkema (3 Volumes), 2007.
- [10] MEDA A., PLIZZARI G.A., RINALDI, Z., MARTINOLA G. "Strengthening of R/C existing columns with high performance fiber reinforced concrete racket". Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II - Alexander et al. - 2009 eds Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3.
- [11] BESCHI, C., MEDA A., RIVA P. "Rinforzo di nodi in c.a. con incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato ad elevate prestazioni" "ingeno".
- [12] TSONOS A.G. "Seismic repair of R/C beam-to-column joints using two-sided and three-sided jackets". Structural Engineering and Mechanics, An International Journal, 13(1), pp. 17-34, 2002
- [13] SKAZLIC M., BJEGOVIC D., SERDAR, M. "Utilization of high performance fiber-reinforced micro-concrete as a repair material" Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II - Alexander et al. eds - 2009 Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3.
- [14] COMINOLI L., MARINI A., MEDA A. (2008) - Pareti di taglio rinforzate mediante incamiciatura con calcestruzzi fibrorinforzati ad alte prestazioni, 17° Congresso CTE Roma, 6-8 Novembre 2008.
- [15] BASSAM, A. TAYEH, ABU BAKAR, B.H., MEGAT JOHARI, M.A., YEN LEI VOO (2012), Mechanical and permeability properties of the interface between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete overlay, *Construction and Building Materials* 36, Elsevier, 538-548.
- [16] BAROGHEL-BOUNY, V. (2006), Durability indicators: relevant tools for performance-based evaluation and multi-level prediction of RC durability, Proceeding Rilem.
- [17] SPRINGKEL MM., OZYLDIRIM C. (2000), Evaluation of high performance concrete overlays placed on Route 60 over Lynhaven Inlet in Virginia.
- [18] GUIDE FOR SELECTION OF MATERIALS FOR THE REPAIR OF CONCRETE (2004), Farmington Hills, American Concrete Institute.
- [19] MOMAYEZ, A., EHSANI, M.R., RAMEZANIANPOUR, A.A., RAJAIE, H. (2005), Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials, *Cem. and Conc. Research* 35, 748-757.

PROVE DI TAGLIO SU CALCESTRUZZI RINFORZATI CON FIBRE METALLICHE DA RICICLO DI PNEUMATICI

**Giuseppe Centonze¹, Marianovella Leone¹, Francesco Micelli¹, Maria Antonietta Aiello¹,
Marcello Molfetta²**

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

² Italcementi S.p.A., Laboratorio di Brindisi

SOMMARIO

L'impiego di materiali derivanti da PFU ha trovato negli anni numerose applicazioni che consentono una progressiva riduzione della produzione di rifiuti attraverso il riutilizzo come materia prima secondaria all'interno di diversi sistemi produttivi. Peraltro, la legislazione vigente prevede la possibilità di perseguire finalità di tutela ambientale ottimizzando, anche tramite attività di ricerca e sviluppo il recupero dei pneumatici fuori uso.

In questo contesto si inserisce il presente lavoro sperimentale che riguarda la caratterizzazione meccanica di calcestruzzo rinforzato con fibre da riciclo provenienti dai PFU; lo stesso è parte di un'indagine scientifica più ampia finalizzata allo sviluppo di soluzioni che introducano tale tipologia di fibre da riciclo in filiere produttive connesse all'ingegneria civile. In particolare, l'obiettivo del presente lavoro è la valutazione della resistenza a taglio dei calcestruzzi rinforzati con fibre di acciaio riciclate da PFU, confrontando i risultati con calcestruzzi realizzati con fibre commerciali.

SHEAR TESTS ON CONCRETE REINFORCED WITH STEEL FIBRES DERIVED FROM WASTE TIRES

SUMMARY

Over the past years, the use of materials derived from waste tires has found several applications, which have allowed a gradual waste reduction through the reuse as secondary raw material in different production sectors. Moreover, the current legislation provides the possibility to pursue environmental protection optimizing the recovery of used tires even through research and development.

In this context is framed the experimental work, which deals with the mechanical characterization of reinforced concrete with steel fibres recycled from waste tires. The experimental work is part of a wider scientific investigation aimed at developing the introduction of this type of recycled fibres in production sectors related to civil engineering. The main goal of the present paper is to determine the shear strength of the proposed concrete with recycled fibres, comparing the results with analogous samples reinforced with industrial fibres.

1. INTRODUZIONE

Quando un pneumatico non ha più le caratteristiche indispensabili a garantire prestazioni sicure ed efficienti, neanche attraverso la ricostruzione, diventa "fuori uso" (PFU), quindi un rifiuto, e viene inviato a raccolta e recupero. È stato stimato che ogni anno in Europa si producono circa 3,3 milioni di tonnellate di pneumatici usurati, di cui 2,7 milioni di tonnellate vengono avviate a riciclo o a recupero [1]. Considerando, dunque, le elevate quantità di rifiuti da gestire è evidente che lo smaltimento dei pneumatici fuori uso (PFU) rappresenta un problema ambientale di primaria importanza. Le attuali disposizioni normative [2] attribuiscono ai produttori/importatori di pneumatici la responsabilità della raccolta e recupero degli PFU. In questo modo anche l'Italia si

è adeguata alla linea già adottata in molti altri Paesi europei, tra cui Spagna, Francia, Portogallo, prevedendo il principio della "producer responsibility". Tale principio stabilisce che ogni azienda che immette pneumatici nel mercato nazionale del riciclo diventa responsabile direttamente, quindi deve garantire la gestione dei PFU per una quota pari alla quantità immessa.

Secondo le ultime stime del rapporto annuale sul riciclo e il recupero dei rifiuti [3], in Italia vengono gestiti annualmente all'incirca 300 kton di PFU. Tuttavia, le quantità impiegate nel riciclo sono ancora basse: ad esempio, i granuli di PFU sono impiegati ancora poco rispetto ad altri Paesi europei. Potrebbe, inoltre, essere molto promettente il riciclo di materiale nella produzione di asfalti di elevata qualità e fonoassorbenti, tecnologia ancora poco usata in Italia.

La crescente sensibilità delle politiche Nazionali ed Europee, finalizzate ad una maggiore tutela dell'ambiente, ha determinato nel corso degli ultimi anni diverse alternative allo smaltimento in discarica dei pneumatici. Il recupero di materia prima, rappresenta sicuramente una delle opzioni più interessanti, alla luce dei potenziali campi di applicazione che sono stati introdotti grazie ad un cospicuo numero di progetti portati avanti, negli ultimi anni, da numerosi enti tra cui aziende private, consulenti, enti pubblici e università con l'impegno di incentivare lo sviluppo ecosostenibile e l'immissione sul mercato di prodotti studiati nel rispetto delle normative e dell'ambiente.

I pneumatici sono completamente riciclabili: la gomma, i metalli e la parte tessile possono essere recuperati e impiegati in diverse applicazioni. Una delle possibili aree di applicazione è la realizzazione di elementi in calcestruzzo, in particolare l'utilizzo dell'acciaio proveniente dai pneumatici fuori uso sotto forma di fibra di rinforzo in matrici cementizie. In questo contesto gli autori hanno avviato già da tempo una campagna sperimentale che mira allo sviluppo di applicazioni della parte metallica del pneumatico, sotto forma di fibra, in matrici di calcestruzzo da utilizzare nel campo dell'ingegneria civile. Il presente lavoro costituisce un ulteriore sviluppo delle attività di ricerca ed un arricchimento dei risultati interessanti già prodotti dalle attività sperimentali pregresse [4, 5, 6, 7, 8].

Il calcestruzzo è noto per essere un materiale fragile a causa della sua scarsa resistenza a trazione. Di conseguenza, le fibre sono ampiamente impiegate nella tecnologia di realizzazione del calcestruzzo come rinforzo discontinuo della matrice con l'obiettivo principale di "cucire" le fessure che si sviluppano sotto carico. Il calcestruzzo ottenuto aggiungendo tali fibre è caratterizzato dall'incremento delle proprietà tipicamente fragili della matrice, soprattutto in termini di tenacità e comportamento post-fessurativo. Quando nella matrice di calcestruzzo avviene la fessurazione, le fibre fungono da elemento resistente diffuso esercitando la loro azione di cucitura tra i lembi della fessura stessa, determinando un incremento dell'energia di frattura necessaria per portare a completa rottura il materiale.

L'obiettivo principale del presente lavoro, oltre ad estendere la caratterizzazione di base del materiale proposto, è di determinare il contributo offerto dalle fibre riciclate da PFU in termini di resistenza a taglio, confrontando i risultati con quelli di campioni analoghi rinforzati con fibre commerciali. È opportuno sottolineare che in letteratura sono disponibili pochi lavori sperimentali relativi alla determinazione delle caratteristiche a taglio puro di campioni in calcestruzzo fibrorinforzato, ognuno con metodi di prova diversi perché non sono disponibili norme standardizzate in tal senso. Inoltre, la letteratura disponibile sull'argomento tratta esclusivamente calcestruzzi rinforzati con fibre commerciali e non sono disponibili ricerche sui calcestruzzi rinforzati con fibre da riciclo. Dunque, il lavoro sperimentale condotto rappresenta un primo approccio al tema delle proprietà a taglio di calcestruzzi rinforzati con fibre derivanti da pneumatici fuori uso, che contribuisce allo studio delle potenzialità di applicazione di questo materiale nel settore delle costruzioni.

Sulla base dei buoni risultati conseguiti, è ragionevole pensare che l'impiego di questa particolare tipologia di fibre metalliche nel calcestruzzo possa portare notevoli vantaggi economici, proprietà fisico-meccaniche del calcestruzzo non inferiori a quelle del calcestruzzo con fibre industriali e,

soprattutto può contribuire al ben noto problema ambientale legato alla gestione dei pneumatici.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

L'obiettivo principale di questa campagna sperimentale è stato, come anticipato in precedenza, la determinazione della resistenza a taglio del materiale, previa caratterizzazione delle fibre da riciclo. Il programma sperimentale ha previsto, infatti, una preliminare analisi geometrica delle fibre da riciclo dei pneumatici, al fine di determinarne un rapporto d'aspetto equivalente. Successivamente sono stati confezionati i campioni di calcestruzzo per le prove meccaniche.

2.1 Materiali

Complessivamente sono state realizzate tre differenti tipologie di miscela, tutte con una resistenza nominale a compressione di 30 MPa. La prima miscela, di riferimento, è priva di fibre (TQ), la seconda è rinforzata con fibre industriali (FC) l'ultima è rinforzata con fibre da riciclo (RFC). I dosaggi dei materiali utilizzati per la realizzazione delle miscele sono riportati nella seguente Tabella 1:

Tabella 1 – Mix-design

	TQ	FC	RFC
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
Cemento	350	350	350
Aggregato I (10-20)	509	505	505
Aggregato II (4-10)	179	178	178
Sabbia (4-10)	1021	1015	1015
Acqua	188	188	188
Additivo	3,5	3,5	3,5
Fibre industriali	-	36	-
Fibre riciclate	-	-	35

I calcestruzzi realizzati per la presente campagna sperimentale sono stati preparati utilizzando un miscelatore forzato ad asse verticale. I materiali impiegati sono stati: cemento Portland del tipo CEM 32.5R II-A/LL, aggregati calcarei, acqua locale e un additivo superfluidificante di tipo acrilico. Le fibre commerciali utilizzate per le miscele di confronto sono caratterizzate da una lunghezza pari a 30mm ed un diametro pari a 0.6 mm (rapporto d'aspetto 50). Le fibre riciclate (Figura 1) sono caratterizzate da dimensioni geometriche irregolari; si è fatto, quindi, ricorso ad un'analisi statistica dei diametri e delle lunghezze su un campione, prelevato casualmente, di circa 670 fibre. La lunghezza media è risultata pari a 25,60 mm, il diametro medio è pari a 0.23 mm e quindi il rapporto di aspetto circa 111.



Figura 1 – Fibre da riciclo di PFU

2.2 Caratterizzazione del calcestruzzo

La prima fase dell'attività sperimentale è consistita nella caratterizzazione di base delle miscele realizzate, quindi sono state valutate le proprietà allo stato fresco e indurito del calcestruzzo in accordo con le norme UNI [9, 10, 11]. In riferimento a quanto suggerito in [11], la caratterizzazione meccanica a compressione è stata eseguita su cubi con lato pari a 150 mm, mentre la resistenza a trazione è stata determinata con una prova indiretta su campioni cilindrici di dimensioni 150 mm x 300 mm (prova brasiliana). Successivamente è stata eseguita la determinazione delle caratteristiche di tenacità, come generalmente effettuato per il calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio. Come illustrato in Figura 2, tali prove sono state condotte con uno schema a quattro punti di carico su campioni prismatici di dimensioni 150 mm x 150 mm x 600 mm, come indicato nella norma UNI 11039 [12]. Tutti i campioni sono stati realizzati utilizzando delle casseforme in acciaio e, subito dopo il getto sono stati coperti con un foglio di polietilene e lasciati riposare a temperatura ambiente per 24 h; successivamente è avvenuto lo sforno ed il posizionamento in acqua fino al momento della prova, allo scopo di riprodurre le condizioni ambientali corrispondenti ad una temperatura di $T=20^{\circ}\text{C}$ e umidità $\text{RH}=95\%$.



Figura 2 – Set-up prova UNI 11039

2.3 Prova di taglio: Set-up sperimentale

Tenendo conto che non sono disponibili linee guida, né a livello nazionale né a livello europeo per la modalità di prova, il set-up di prova è stato progettato *ad hoc*, sulla base di analoghe prove sperimentali riportate nella letteratura disponibile [13].

Per l'esecuzione delle prove si è utilizzata una macchina universale a controllo di spostamento (Figura 3). Lo schema illustrato nelle Figure 4 e 5, è quello di una prova di flessione con quattro punti di carico. Il provino, di dimensioni 100 mm x 100 mm x 400 mm, opportunamente vincolato alle estremità, è soggetto a due carichi concentrati, applicati mediante un coltello di carico appositamente progettato per la prova (Figura 6), la distanza esterna nominale tra i punti di applicazione del carico è di 150 mm. Nella parte centrale del campione sono stati realizzati due intagli continui, profondi circa 1 cm, in direzione trasversale in modo tale da indirizzare la formazione delle fessure su due ben definite superfici di rottura. Attraverso un sistema di profili metallici e barre filettate il campione è stato bloccato su appoggi in acciaio, distanziati tra loro di 155 mm, affinché il concio centrale del provino fosse libero di scorrere verso il basso. Inoltre, il

dispositivo di bloccaggio descritto consente di evitare che il campione subisca delle rotazioni indesiderate alle estremità.



Figura 3 – Prova di taglio

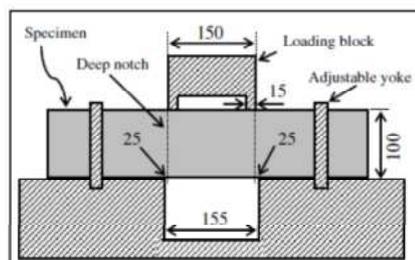


Figura 4 – Schema di prova a taglio[13]



Figura 5 – Set-up di prova a taglio

Durante la prova è stato monitorato lo scorrimento relativo del concio centrale del provino rispetto alle parti fisse di estremità. Tale misura è resa possibile attraverso un secondo sistema di barre metalliche fissate al campione in direzione trasversale e rese solidali al concio centrale, Figura 6.

La prova è stata condotta in controllo di spostamento, con una velocità di applicazione del carico pari a 0.002 mm/s; lo scorrimento del concio centrale rispetto alle parti fisse del campione è stato registrato da due trasduttori di spostamento di tipo resistivo, con corsa massima di 25 mm. La resistenza a

taglio viene determinata, in termini di tensione tangenziale ultima, mediante la relazione:

$$\tau_u = \frac{P_{max}}{2 \cdot A} \quad (1)$$

dove:

- P_{max} è il massimo valore del carico;
- A è l'area della sezione trasversale netta, cioè priva degli intagli, pari a 6400 mm².



Figura 6 – Particolare del set-up di prova a taglio

3. RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Proprietà del calcestruzzo allo stato fresco

Generalmente una miscela di calcestruzzo dovrebbe garantire una lavorabilità adeguata per consentire i corretti tempi di lavorazione durante la posa del calcestruzzo. La lavorabilità è spesso considerata come una misura del lavoro necessario per compattare il calcestruzzo fresco. Diversi slump test sono stati eseguiti per determinare la lavorabilità delle miscele secondo la norma UNI EN 12350-2 [9]. Come riportato in [16], lo slump test non è la prova più appropriata per misure quantitative di lavorabilità quando si ha a che fare con calcestruzzi fibrorinforzati, tuttavia questa prova può essere utilizzata come test di controllo della qualità di diversi getti. Infatti, pur non misurando direttamente il lavoro necessario per compattare il calcestruzzo, l'abbassamento al cono fornisce buone indicazioni sulla lavorabilità e, soprattutto, è semplice da eseguire. Successivamente è stata identificata la classe di consistenza secondo la norma UNI EN 206-1 [17].

Nella successiva Tabella 2 sono riassunti i risultati delle prove eseguite sulle miscele allo stato fresco. Si può osservare come la presenza delle fibre, sia industriali che riciclate, comporti un leggero aumento dell'aria inglobata, dovuto al fatto che le fibre tendono ad intrappolare all'interno della miscela un maggiore quantitativo di bolle d'aria.

Tabella 2 – Caratterizzazione allo stato fresco

	TQ	FC	RFC
Slump test [mm]	220	210	200
Lavorabilità	S5	S5	S4
Massa volumica [kg/m ³]	2229	2210	2246
Aria inglobata [%]	3,5	5,3	6,0



Figura 7 – Slump test della miscela con fibre riciclate

3.2 Proprietà del calcestruzzo allo stato indurito

3.2.1 Resistenza a compressione e a trazione

Oltre alle buone caratteristiche di lavorabilità per la sua posa in opera, un buon calcestruzzo richiede anche delle specifiche proprietà meccaniche allo stato indurito. In generale, per garantire queste proprietà è fondamentale determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo ed è ben noto che questo parametro non è particolarmente influenzato dalla presenza delle fibre. In Tabella 3 sono riportati i valori medi di resistenza a compressione e i valori medi di resistenza a trazione ottenuti per le miscele considerate nel presente lavoro.

Tabella 3 – Caratterizzazione allo stato indurito

	R_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
TQ	33,6 (1,1%)	5,1 (4,9%)
FC	32,5 (2,2%)	4,5 (10,6%)
RFC	32,6 (1,5%)	4,6 (12,7%)

* tra parentesi è indicato il C.O.V.

I dati ottenuti concordano con quanto riportato in letteratura [18, 19, 20]: cioè che le fibre di rinforzo, pur essendo efficaci nelle proprietà meccaniche post-fessurative, non influenzano in maniera sensibile il comportamento a compressione del calcestruzzo. Infatti, i risultati ottenuti mostrano che i campioni rinforzati con le fibre di riciclo e commerciali presentano una resistenza a compressione media leggermente inferiore a quella relativa al calcestruzzo non rinforzato. Questo aspetto, che peraltro si ripete anche nel caso della resistenza a trazione, potrebbe essere legato al diverso contenuto d'aria presente nelle diverse miscele (Tabella 2). Infatti la miscela di calcestruzzo ordinario ha presentato un minor contenuto di aria e quindi di vuoti, responsabili della non perfetta omogeneità delle miscele. Inoltre è possibile osservare come non ci siano differenze sostanziali tra le resistenze a compressione e a trazione ottenute dalle miscele con fibre riciclate e commerciali, dimostrando che l'azione delle fibre di riciclo è molto simile a quella delle fibre commerciali.

3.2.2 Prova di tenacità

E' noto che il più importante parametro meccanico per la caratterizzazione dei calcestruzzi fibrorinforzati sia la resistenza residua post-fessurativa; detta proprietà permette anche la classificazione di tali calcestruzzi. La resistenza post-fessurativa è dovuta principalmente alla capacità delle fibre di controllare/limitare la propagazione delle fessure attraverso la loro azione di cucitura delle fessure stesse. Come noto, la prova sperimentale [12] è utilizzata per determinare il valore di $CTOD_0$, la resistenza di prima fessurazione (f_{if}), la resistenza equivalente nel campo di apertura media di fessura compreso fra 0-0,6 mm ($f_{eq(0-0,6)}$) e la resistenza equivalente nel campo di apertura media di fessura compreso fra 0,6-3 mm ($f_{eq(0,6-3)}$). In Tabella 4 sono riassunti i valori determinati per ciascuna miscela.

Tabella 4 – Risultati prova UNI 11039

	$CTOD_0$ [mm]	f_{if} [MPa]	$f_{eq(0-0,6)}$ [MPa]	$f_{eq(0,6-3)}$ [MPa]
TQ	18,9 (14,7%)	3,3 (2,0%)	0,2 (18,6%)	--
FC	--	3,1 (5,4%)	2,0 (41,3%)	2,3 (20,4%)
RFC	--	3,3 (15,1%)	2,1 (55,5%)	1,6 (89,0%)

* tra parentesi è indicato il C.O.V.

In fase di elaborazione dei dati i risultati sperimentali di alcuni campioni (TQ_E; FC_E ed RFC_A) non sono stati considerati perché ritenuti non significativi, probabilmente a causa di errori in fase di preparazione e/o realizzazione delle prove sperimentali. Nelle Figure 8, 9 e 10 sono riportati gli andamenti delle curve carico-CTOD registrate durante le prove sperimentali. Come ci si attendeva [4, 5], tutti i campioni della serie TQ, hanno evidenziato il comportamento tipicamente fragile dei calcestruzzi ordinari, caratterizzato da modesti valori di CTOD, intorno ai 90 μm , con una resistenza post-picco molto bassa, di circa 4 kN.

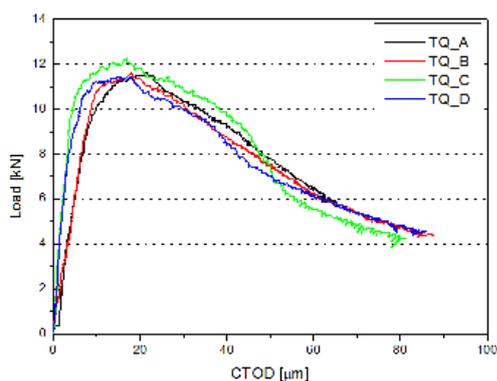


Figura 8 – Curva Carico-CTOD per i campioni della serie TQ

Il contributo delle fibre metalliche può essere colto analizzando i grafici registrati per i campioni fibrorinforzati. Figure 9-10. Nel caso dei campioni della serie FC, pur registrando una resistenza di picco simile alla serie TQ, si osservano valori di apertura della fessura ben più elevati (CTOD nel range 1000-3000 μm) ed anche una resistenza residua maggiore, compresa tra i 5 kN e gli 11 kN. I campioni della serie RFC hanno offerto prestazioni meccaniche

paragonabili a quelle dei campioni della serie FC. Inoltre, il campione RFC_D ha registrato il più alto valore di resistenza di picco, 15 kN e di resistenza residua, circa 12 kN.

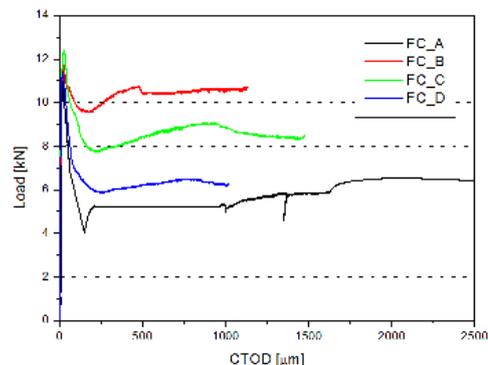


Figura 9 – Curva Carico-CTOD per i campioni della serie FC

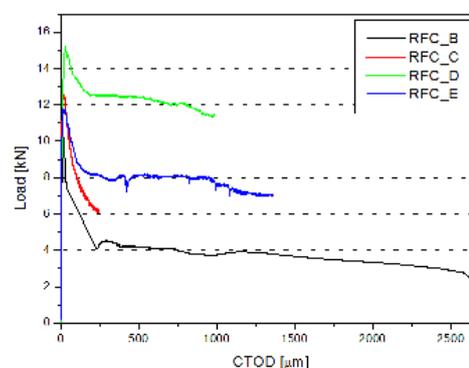


Figura 10 – Curva Carico-CTOD per i campioni della serie RFC

I dati sperimentali riportati in Tabella 4 e nelle Figure 8, 9 e 10, confermano quanto indicato in letteratura [18, 20, 21], sul comportamento duttile dei calcestruzzi rinforzati con fibre d'acciaio. Infatti, l'effetto principale dell'aggiunta di fibre di rinforzo nel calcestruzzo non è tanto un miglioramento delle caratteristiche meccaniche in termini di resistenza, quanto il passaggio dal comportamento tipicamente fragile della matrice ad un comportamento più duttile. Fondamentalmente, la funzione delle fibre di rinforzo è quella di conferire al calcestruzzo una resistenza residua a trazione dopo l'avvenuta fessurazione, aumentando contemporaneamente la sua capacità di assorbire energia di deformazione.

3.1.3 Prova di taglio

Come già premesso nel paragrafo 2.3, per valutare la resistenza a taglio del calcestruzzo fibrorinforzato sono state effettuate delle prove di taglio puro. La caratterizzazione a taglio ha previsto il confezionamento di un totale di 15 provini, 5 per ciascuna serie di miscela di calcestruzzo.

Anche in questa analisi sperimentale si sono avuti dei risultati anomali per alcuni campioni (TQ_C; FC_A; FC_E; RFC_B; RFC_D) che, pertanto, non sono stati considerati ai fini della discussione dei risultati sperimentali. I risultati delle prove di taglio, sono stati elaborati in termini di tensione tangenziale massima (Tabella 5) e di diagrammi Carico-Spostamento relativo (Figure 11, 12 e 13).

Tabella 5 – Caratterizzazione a taglio

	τ_{max} [MPa]	S_{max} [mm]
TQ	4,8 (24,9%)	1,7 (22,5%)
FC	7,1 (17,8%)	4,5 (116,3%)
RFC	6,8 (29,6%)	10,4 (92,9%)

* tra parentesi è indicato il C.O.V.

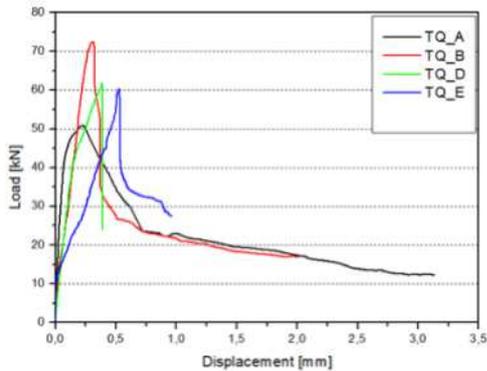


Figura 11 – Curva Carico-scorrimento di taglio per la serie TQ

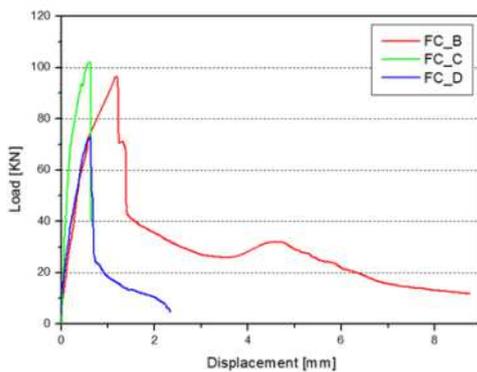


Figura 12 – Curva Carico-scorrimento di taglio per la serie FC

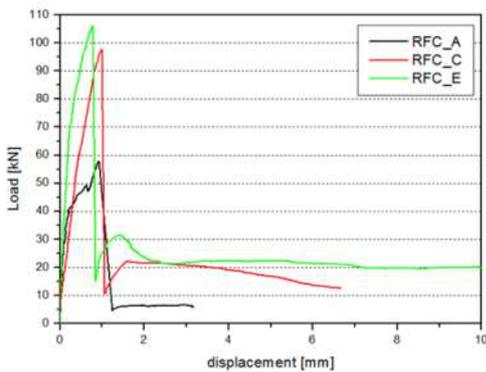


Figura 13 – Curva Carico-scorrimento di taglio per la serie RFC

Come si può osservare i risultati evidenziano una dispersione molto elevata che suggerisce la necessità di ampliare la campagna sperimentale. Tuttavia è possibile trarre alcune prime conclusioni. Si può osservare che i campioni

RFC_E e RFC_C hanno un comportamento molto simile a quello dei campioni FC_B e FC_C, con valori massimi del carico compresi tra 102 e 106 kN. Inoltre, le miscele fibrinforzate, sia con fibre industriali che con quelle riciclate, hanno fatto registrare un incremento in termini di tensione di taglio di circa il 40-45% rispetto alla miscela di riferimento (Figura 14).

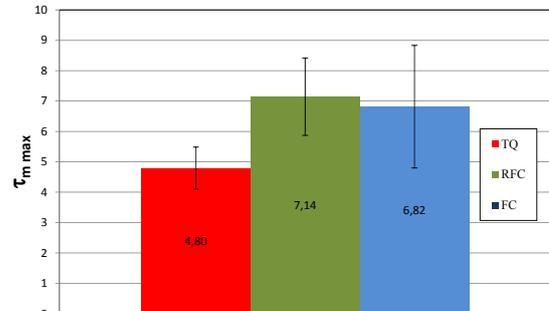


Figura 14 – Confronto delle tensioni medie di taglio

Le modalità di crisi registrate per tutti i campioni sono state, come da previsione, per taglio. Nel caso dei campioni privi di fibre è stato possibile osservare la formazione di un cuneo di materiale nella sezione critica (Figura 15) che ha provocato degli effetti di attrito meccanico con le estremità vincolate del campione. Ciò ha determinato un'apparente resistenza residua del materiale, che non può esserci in quanto la modalità di crisi è tipicamente fragile (Figura 11, campioni TQ_A e TQ_B).



Figura 15 – Modalità di crisi per i campioni TQ_A e TQ_B

In Figura 16 è illustrata invece la modalità di crisi che si è verificata per i campioni fibrinforzati, da cui è possibile

cogliere il positivo effetto delle fibre nei confronti delle sollecitazioni di taglio che ha impedito ai campioni di separarsi in tre parti. Le fibre, hanno fornito l'effetto di cucitura della fessure.



Figura 16 – Modalità di crisi per i campioni fibrorinforzati

4. CONCLUSIONI

L'ingente quantità di pneumatici fuori uso generati ogni anno rappresenta, di fatto, un problema ambientale su scala mondiale. La Comunità Europea e gli stati membri stanno cercando di arginare il problema attraverso l'emanazione di apposite Leggi e direttive, necessarie a disciplinare in generale il settore dei rifiuti. Un fondamentale contributo alla risoluzione del problema specifico della gestione di una tale quantità di materiale di scarto è dato, senza dubbio, dalla ricerca scientifica che cerca di ottimizzare e di migliorare i processi tecnologici di riciclo di pneumatici.

L'attività sperimentale in cui sono coinvolti gli autori consiste nello studio di nuove prospettive di applicazione, in ambito civile, dei pneumatici e dei loro costituenti come materie prime secondarie. Il raggiungimento di tale obiettivo comporterebbe, senza dubbio, dei vantaggi ambientali attraverso il riutilizzo di una risorsa voluminosa e non biodegradabile e vantaggi economici, in quanto si recupera acciaio e si riduce la quantità di rifiuti con conseguenti minori costi per la collettività.

Come parte di una più vasta campagna sperimentale, nel presente lavoro ci si è posto l'obiettivo di valutare la resistenza a taglio dei calcestruzzi rinforzati sia con fibre commerciali, ma soprattutto con fibre di acciaio riciclate da PFU. Analizzando il comportamento meccanico a compressione, trazione e flessione degli SFRC si può concludere che i calcestruzzi rinforzati con fibre riciclate hanno offerto un comportamento molto simile a quello dei calcestruzzi rinforzati con fibre commerciali. La valutazione della resistenza a taglio dei calcestruzzi rinforzati con fibre da riciclo ha fornito risultati soddisfacenti, raggiungendo incrementi di resistenza di circa il 40% rispetto al calcestruzzo ordinario, analogamente a quanto verificato per i calcestruzzi realizzati con fibre commerciali. I risultati ottenuti confermano la possibilità di impiegare le fibre provenienti dai pneumatici in disuso per applicazioni civili, anche se ulteriori studi e sperimentazioni su un campione più numeroso si rendono necessari per poter disporre di dati maggiormente affidabili e significativi.

5. RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare Italcementi S.p.A. e tutto lo staff del laboratorio di ricerca di Mesagne per il fondamentale contributo nello studio e ottimizzazione delle miscele, oltre che per il supporto tecnico nella fase sperimentale del lavoro.

BIBLIOGRAFIA

- [1] European Tyre & Rubber Manufacturers' Association – (2013), ETRMA Annual Report 2012-2013;
- [2] Ministero dell'ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (2011) – Decreto 11 aprile 2011, n°82;
- [3] Fondazione per lo Sviluppo Sostenibile, FISE UNIRE Unione Nazionale Imprese Recupero (2013) – L'Italia del riciclo 2013;
- [4] Aiello M.A., Leuzzi F., Centonze G., Maffezzoli A., (2009) – Use of steel fibres recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: pull-out behavior, compressive and flexural strength, Waste Management, 29, 1960-1970;
- [5] Centonze G., Leone M., Aiello M.A., (2012) – Steel fibers from waste tires as reinforcement in concrete: A mechanical characterization, Construction & Building Material, 36, 46-57;
- [6] Centonze G., Leone M., Aiello M.A., (2012) – Experimental Bond Analysis of FRC Element Reinforced with steel bars, Proceedings of Fourth International Symposium Bond in Concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing, Vol.2, 809-816, Brescia, Italy;
- [7] Centonze G., Leone M., Aiello M.A. (2012) – Reuse of steel fibres from scrap tires in FRC, Proceedings of the Eight RILEM International Symposium (BEFIB 2012) – Fibre Reinforced Concrete: Challenges and opportunities. 1-10, Guimarães, Portogallo;
- [8] Centonze G., Leone M., Vasanelli E., Aiello M.A., (2013) – Interface analysis between steel bars and recycled steel fiber reinforced concrete, Proceeding of the Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, 431-441, Toledo, Spagna;
- [9] UNICEMENTO (2001) – UNI EN 12350, Prova sul calcestruzzo fresco;
- [10] UNICEMENTO (1989) – UNI 9417:1989, Calcestruzzo fresco. Classificazione della consistenza;
- [11] UNICEMENTO (2003) – UNI EN 12390, Prova sul calcestruzzo indurito;
- [12] UNICEMENTO (2003) – UNI 11039, Calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio;
- [13] Boulekbache B., Hamrat M., Chemrouk M., Amziane S. (2012) – Influence of yield stress and compressive strength on direct shear behavior of steel fibre-reinforced concrete, Construction and Building Materials 27, 6–14;
- [14] Wang C., (2006) – Experimental investigation on behavior of steel fiber reinforced concrete, Master Thesis, Department of Civil engineering, University of Canterbury, 2006;
- [15] Khanlou A., MacRae G.A., Scott A.N., Clifton G.C., (2013) – Shear performance of steel fibre-reinforced concrete, Steel Innovations 2013, Christchurch, New Zealand;

- [16] ACI (1989) – 544.2R-89, Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete;
- [17] UNICEMENTO (2006) – UNI EN 206-1, Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [18] Buratti N, Mazzotti C, Savoia M., (2011) – Post-cracking behaviour of steel and macrosynthetic fibre-reinforced concretes. *Construction & Building Materials* 25, 2713–2722;
- [19] Consiglio Nazionale delle Ricerche (2007) – CNR-DT 204/2006, Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato;
- [20] Olivito R.S., Zuccarello F.A., (2010) – An experimental study on the tensile strength of steel fiber reinforced concrete. *Composites Part B: Engineering* 41, 246–255;
- [21] Holschemacher K., Mueller T., Ribakov Y., (2010) – Effect of steel fibres on mechanical properties of high-strength concrete”, *Materials and Design* 31, 2604-2615.

EVOLUZIONE DELL'APERTURA DELLE FESSURE IN TIRANTI IN CALCESTRUZZO ARMATO CORROSI

Alessandro Cesetti, Luca Giordano, Giuseppe Mancini, Francesco Tondolo

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

La corrosione delle armature metalliche nelle strutture in calcestruzzo riduce le capacità strutturali sia in esercizio che in condizioni ultime. Per quanto riguarda le condizioni di esercizio, un aspetto chiave è l'apertura delle fessure dovute all'azione dei carichi e che è diretta conseguenza dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo. L'intervento aggiuntivo della corrosione modifica ulteriormente questo legame determinando effetti maggiormente amplificati in termini di danno. In questo lavoro vengono mostrati i risultati di una campagna di prove sperimentali su provini in calcestruzzo armato confinati soggetti a corrosione. Lo studio dell'effetto di aumento dell'apertura delle fessure su elementi soggetti a carico ciclico e corrosione permette di trovare tendenze di variazione e di mettere in luce correlazioni tra il numero di cicli, la corrosione, l'apertura delle fessure, il tension stiffening e la perdita di aderenza.

CRACK OPENING EVOLUTION IN CORRODED CONFINED REINFORCED CONCRETE TIES

SUMMARY

Corrosion of reinforcement deteriorates reinforced concrete structures reducing the structural performance both in service and ultimate conditions. Dealing with service condition, a key aspect is the crack opening value due to load that is direct consequence of bond between steel and concrete. The addition of corrosion modifies further this relationship inducing over-proportional effects in terms of damage. In this paper the results of an experimental campaign on confined corroded reinforced concrete specimens are presented. The study of the effect of crack opening evolution on structures subjected to cyclic loading and corrosion allows to find some relationship and to highlight the interrelation among number of loading cycles, corrosion, crack opening, tension stiffening and loss of bond.

1. INTRODUZIONE

La corrosione delle armature è probabilmente il fenomeno di degrado più importante nelle strutture in calcestruzzo armato. In generale è possibile individuare due differenti periodi dell'attacco corrosivo: inizio e propagazione. Il periodo di inizio del fenomeno coincide con la costruzione dell'opera e si completa con la totale carbonatazione del copriferro o con il raggiungimento del limite di cloruri nel calcestruzzo. Sia la carbonatazione che i cloruri contribuiscono a diminuire il PH della matrice cementizia e perciò le barre d'armatura risultano vulnerabili alla corrosione. Questo istante coincide con l'inizio del periodo di propagazione della corrosione che riduce le prestazioni strutturali fino a portare al non soddisfacimento degli stati limite di esercizio e/o ultimi. Per effetto della corrosione l'area delle armature subisce una riduzione inoltre i prodotti ossidi creano delle elevate pressioni interne attorno alla barra e causano la formazione di fessure nel calcestruzzo. Tali fessure generalmente compaiono in superficie e si sviluppano

parallelamente alla direzione delle armature. Inoltre tali fessure possono costituire un percorso preferenziale per l'umidità, l'ossigeno ed altri agenti responsabili del fenomeno corrosivo contribuendo alla propagazione e all'incremento del degrado. L'aderenza tra acciaio e calcestruzzo risulta anch'essa modificata dalla presenza di corrosione.

In generale si registra una riduzione della capacità portante nelle strutture corrose quando queste sono soggette a carichi statici; in presenza di azioni cicliche il danneggiamento può essere decisamente maggiore.

In questo articolo vengono presentati i risultati di una campagna sperimentale il cui obiettivo è lo studio degli effetti dell'interazione tra carichi ciclici e corrosione indotta attraverso un processo elettrochimico, su elementi tesi in calcestruzzo armato. Inoltre risulta interessante sia come i carichi influenzino l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo sia come evolva lo schema fessurativo determinato dai carichi e dalla corrosione. Una misura indiretta dell'aderenza è stata proprio effettuata misurando l'evoluzione dell'apertura delle fessure attraverso misure locali.

2. DESCRIZIONE DELLA PROVA SPERIMENTALE

2.1 Dimensioni geometriche e materiali

I campioni utilizzati per la campagna sperimentale sono quattro tiranti in calcestruzzo armato lunghi 950 mm con un diametro pari a 196 mm. Al loro interno sono state posizionate tre barre d'armatura ad aderenza migliorata da 14 mm di diametro, inoltre è stata posta una staffatura costituita da staffe circolari realizzate con barre di diametro 8 mm distanziate tra loro di 10 cm. La configurazione dei campioni è riportata in Figura 1. Si può osservare dalla sezione dei campioni che il copriferro risulta pari a 30 mm. Le staffe di forma circolare sono state saldate in modo da evitare zone di sovrapposizione, la connessione meccanica tra l'armatura longitudinale e le staffe è stata realizzata per mezzo di connettori di acciaio assicurando in tal modo anche una continuità dal punto di vista elettrico.

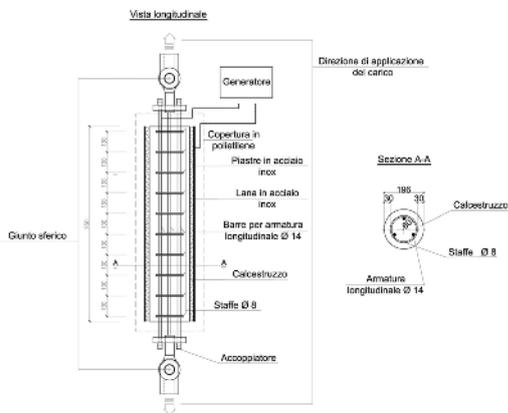


Figura 1 - Dimensioni geometriche e configurazione della prova

All'estremità del provino è stata posizionata una piastra d'acciaio dotata di tre fori per le barre longitudinali ed uno per la connessione del giunto sferico tra il provino e la macchina da test. L'utilizzo di tale snodo garantisce l'assenza di eventuali momenti flettenti dovuti al non corretto posizionamento in asse del campione ad inizio prova.

Il calcestruzzo utilizzato per questa prova è stato realizzato con cemento Portland, caratterizzato da una resistenza cubica a compressione R_{ck} a 28 giorni pari a 33,1 MPa, mentre l'acciaio delle armature è del tipo B450c.

2.2 Metodo di corrosione accelerata

Il metodo maggiormente utilizzato per indurre la corrosione negli elementi in calcestruzzo armato è la corrosione elettrochimica. Detto metodo consiste nell'imprimere una corrente costante tra le armature metalliche (anodo) ed uno o più elementi in acciaio inossidabile (catodo) che sono a contatto con la superficie esterna del campione, il tutto in determinate condizioni di umidità. Per ottenere una depassivazione delle armature metalliche sin dall'inizio del test è stata aggiunta una quantità di cloruro nell'impasto (3% del peso del cemento). Durante il test è stata impressa una corrente di densità pari a $200 \mu A/cm^2$ in accordo a quanto indicato da altri autori [1], [2], ed in linea con alcune osservazioni sul livello di densità di corrente

idoneo per le prove sperimentali [3], [4]. Nella Figura 1 è possibile osservare l'alimentatore di corrente connesso con la gabbia metallica attraverso le barre d'armatura longitudinali e le piastre d'acciaio inossidabile, queste si trovano a contatto con il campione per mezzo di lana d'acciaio inossidabile in modo tale da evitare qualsiasi interazione meccanica tra lo stesso ed il catodo durante la prova; la corrente dunque parte dal generatore, attraversa la gabbia di armatura ed infine ritorna all'alimentatore passando per le piastre. Ciascun test è durato circa 15 giorni simulando così 17 anni di corrosione in riferimento alla classe di esposizione XC4 (durante tutta la durata della sperimentazione è stato garantito un valore di parametro di umidità pari a 0,75 per simulare i cicli di asciutto bagnato). Ulteriori dettagli a riguardo possono essere trovati in Giordano et al. [2].

2.3 Configurazione del carico ciclico

Nella sperimentazione il carico massimo da applicare è stato scelto in modo da ottenere un'ampiezza delle fessure determinata in accordo ad una sperimentazione precedentemente realizzata (Giordano et al. [2]) con campioni in calcestruzzo armato non confinati. Il livello minimo di carico è stato scelto in riferimento a due situazioni tipiche per i ponti: parte a sbalzo di un ponte a sezione scatolare, con uno sbalzo pari a 3,00 m e altezza minima della sezione 0,45 m; regione a sbalzo di un ponte a travata, con uno sbalzo pari ad 1,00 m e spessore costante di 0,20 m. In entrambi i casi le armature di rinforzo sono state progettate per soddisfare le condizioni di stato limite ultimo e di servizio così definiti dagli standard europei EN 1992-2 [5] e con i carichi di fatica indicati nella EN 1991-2 [6]. Successivamente è stata valutata la variazione di tensione dovuta all'applicazione del carico *Modello di fatica 3* dello stesso standard su entrambi i ponti ed è stata ottenuta una variazione di 50 MPa, pertanto questo è il valore adottato nella sperimentazione.

2.4 Descrizione della prova

La macchina utilizzata per effettuare il test è una MTS con portata pari a 250 kN del laboratorio "Franco Levi" del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica del Politecnico di Torino. Ciascun provino è stato sottoposto al seguente iter:

- applicazione di un carico crescente fino ad ottenere una fessurazione trasversale. Per tutti i campioni è stato raggiunto un carico pari a circa 65 kN, successivamente con ulteriori incrementi di carico sono state riscontrate altre aperture trasversali fino ad ottenere uno schema fessurativo stabile;
- il livello di carico massimo per ciascuna delle due coppie di provini è stato scelto in modo da raggiungere due differenti livelli di sollecitazione corrispondenti allo schema fessurativo calcolato in condizioni di esercizio;
- i dettagli di ciascun provino sono riassunti nella Tabella 1, i campioni soggetti solamente a carichi ciclici sono stati nominati con la sigla FU, mentre i campioni soggetti anche a corrosione sono stati indicati con la sigla FC. Il numero che segue inoltre, indica il livello massimo di carico espresso in kN utilizzato durante il test, mentre le ultime due cifre stanno ad indicare la variazione della tensione applicata espressa in MPa;

Tabella 1 – Campioni testati

Specimen name	N_{max} [Mpa]	Stress variation [Mpa]	Corrosion
FU 100-50	100	50	No
FC 100-50	100	50	Si
FU 120-50	120	50	No
FC 120-50	120	50	Si

- le fessure sono state evidenziate ed in seguito i provini sono stati scaricati;
- sono stati applicate delle basi di misura per la misurazione dell'ampiezza delle fessure. Tali elementi sono stati posizionati lungo il provino ad una distanza radiale pari a 120°. La Figura 2 mostra un provino pronto per essere sottoposto al test;



Figura 2 – Campione pronto per essere testato

- il carico è stato aumentato fino al raggiungimento del livello registrato durante la prima fase e da questo punto in poi è stata applicata una variazione di carico che ha prodotto una variazione di tensione alle barre d'armatura pari a 50 MPa con andamento sinusoidale ed una frequenza pari a 3 Hz. Inoltre, contemporaneamente all'applicazione del carico, è iniziata la corrosione elettrochimica nei campioni FC 100-50 e FC 120-50 per mezzo di una densità di corrente pari a 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$;
- giornalmente i provini sono stati scaricati fino a 3 kN e sono state valutate le ampiezze delle fessure; la stessa misura è stata effettuata con un carico applicato pari ad N_{max} ;
- per i campioni soggetti anche a corrosione sono state costantemente mantenute le condizioni di asciutto/bagnato attraverso la bagnatura di ciascun provino alla fine di ogni lettura;
- per i soli provini corrosi, oltre a quanto specificato, è stata eseguita la lettura dell'ampiezza delle fessure longitudinali con frequenza giornaliera.

3. RISULTATI E COMMENTI

3.1 Formazione degli ossidi ferrosi

La fase di fessurazione dovuta al carico ha rivelato una formazione sistematica di fessure in corrispondenza della staffe; questa è un'ovvia conseguenza della riduzione dell'area resistente a trazione dei provini in prossimità delle suddette zone fatta eccezione per le staffe alle estremità dei provini dato che si trovano ad una distanza ridotta dai bordi degli stessi (50 mm). In questi casi si può affermare che non vi è una lunghezza di trasmissione delle tensioni sufficiente a trasmettere al calcestruzzo una tensione pari alla sua resistenza a trazione. Ciò suggerisce inoltre di non considerare nella valutazione le fessure poste alle estremità dei provini anche grazie al buon numero di fessure interne (8). Durante il test il degrado indotto dalla corrosione è stato evidenziato dalle fessure longitudinali causate dalla pressione indotta dagli ossidi e dall'espansione di questi ultimi attraverso le aperture longitudinali e trasversali formatesi durante la fase di fessurazione. Nella Figura 3 si può osservare il fenomeno per il campione FC 100-50. Nella parte destra della figura è visibile la piastra in acciaio inossidabile con la funzione di catodo nel meccanismo di corrosione accelerata.

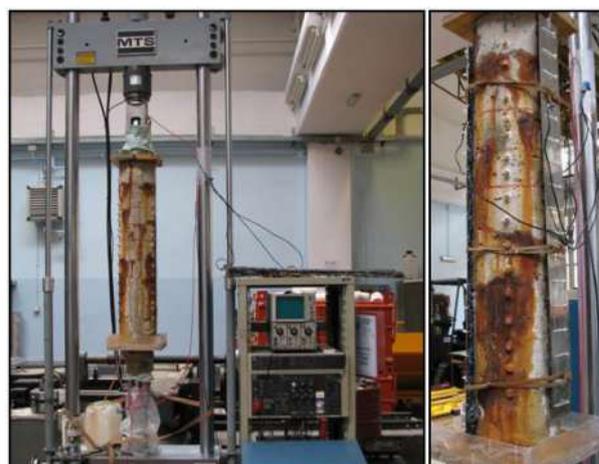


Figura 3 – Campione FC 100-50 corrosivo sottoposto alla prova

Alla fine della prova gli ossidi di ferro sono stati rimossi dai campioni utilizzando la procedura gravimetrica ASTM [7]. Per il campione FC 120-50 è stata misurata la perdita di massa delle barre longitudinali, il suo valore pari al 3,12% nei confronti della massa iniziale, si avvicina al valore di 2,86% previsto dalla legge di Faraday.

3.2 Formazione ed evoluzione delle fessure trasversali

Durante il test è stata costantemente monitorata l'ampiezza delle fessure trasversali, l'incremento può essere direttamente attribuibile alla riduzione dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo. Lo strumento utilizzato per la misura è stato un estensimetro meccanico con una lunghezza base pari a 50 mm. Le letture hanno misurato la deformazione tra due basi di misura incollate sulla superficie esterna dei provini; esse sono assimilabili alla misura dell'ampiezza delle fessure a causa del basso livello di deformazione del calcestruzzo presente in prossimità delle stesse.

Nelle Figure 4, 5 si può osservare per ogni campione, l'andamento delle varie aperture (indicate con numeri diversi) per i livelli di carico $N_{max}=100/120$ kN ed $N_{min}=3$ kN. Ciascun valore è ottenuto dalla media delle tre letture radiali effettuate. Dall'analisi dei risultati si può osservare che a causa del basso livello di carico, i campioni con $N_{max}=100$ kN mostrano alcune fessure che si sono parzialmente aperte mentre altre che si sono completamente chiuse. Nonostante in fase di fessurazione non si siano formate tutte le fessure preventivate, è stato deciso comunque di segnare le possibili aperture in corrispondenza delle staffe (posizione di fessurazione più probabile) per poter essere pronti a misurare la loro ampiezza durante la prova. Questo fenomeno non si è manifestato per i campioni soggetti a 120 kN poiché essi hanno raggiunto uno schema fessurativo completo e stabile. Dai grafici è evidente il contributo della corrosione al peggioramento dello stato sia per le fessure residue (misurate quando agisce una forza pari a 3 kN), sia per le fessure in corrispondenza del carico massimo. In presenza di corrosione è possibile osservare una maggiore dispersione del fenomeno di fessurazione; infatti i campioni "FC" mostrano un'elevata variazione dell'ampiezza delle aperture. Per poter avere un singolo dato rappresentativo, per ogni provino è stato calcolato un valore medio delle fessure, tale dato è rappresentato nella Figura 6.

È inoltre possibile effettuare un confronto tra i campioni non corrosi ed i corrispondenti corrosi. In entrambi l'ampiezza delle fessure residue e le fessure registrate a N_{max} è proporzionale al livello di carico, i provini corrosi mostrano delle ampiezze maggiori rispetto ai provini non corrosi; oltre a ciò sempre per quanto concerne i provini corrosi, ad eccezione del valore iniziale, le ampiezze delle fessure finali per i campioni caricati al più alto livello di carico non solo sono maggiori ma mostrano anche un aumento più elevato. Si può affermare che l'effetto della corrosione è più evidente comparando i campioni soggetti a $N_{max}=100$ kN, nei quali si trova ancora un importante livello di aderenza residuo. In effetti è possibile osservare, per i campioni soggetti a 120 kN non corrosi, che le fessure formatesi nella fase iniziale subiscono una lieve variazione col passare dei cicli; d'altra parte, il provino corrosivo mostra un tasso di incremento dell'apertura delle fessure costante ed a partire da 3,5 milioni di cicli queste superano in valore quelle relative al campione non corrosivo. Infine comparando le coppie di grafici nella parte superiore ed inferiore della Figura 6, si può osservare la somiglianza nello sviluppo delle fessure residue (3kN) e di quelle al carico massimo, eccezion fatta per i primi 4 o 6 giorni di test durante i quali è presumibile che gli ossidi abbiano riempito le fessure presenti createsi.

3.3 Formazione ed evoluzione delle fessure longitudinali

Durante il test è stato anche monitorato l'andamento delle fessure longitudinali nei provini; questo tipo di aperture si è formato per effetto della corrosione e pertanto si è manifestato soltanto nei campioni corrosi (FC 120-50 e FC 100-50). Le ampiezze di fessura sono state misurate per mezzo di un microscopio ottico. Nella Figura 7 viene riportato l'andamento delle aperture longitudinali tenendo in considerazione tre diversi allineamenti longitudinali chiamati A1-2, A1-3 ed A2-3. Per ogni provino, lungo il suo sviluppo, sono stati considerati 9 punti di misurazione.

L'incremento dell'ampiezza delle fessure evidenzia l'influenza del carico, infatti nei provini FC 100-50 le fessure longitudinali crescono più lentamente rispetto a quelle dei provini FC 120-50 nei quali l'entità delle aperture, per un numero di cicli superiore a 1,5 milioni, si attesta attorno un valore pari a 0,3 mm. Tali osservazioni sono concordi con quanto ottenuto in passato dagli stessi autori [2] su provini non staffati e soggetti alle medesime condizioni di prova.

4. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro viene descritto lo studio sperimentale del comportamento strutturale di tiranti cilindrici in calcestruzzo armato dotati di armatura trasversale sottoposti sia ad azioni cicliche che a corrosione accelerata. Questo tipo di test riproduce le condizioni di esercizio di elementi sottoposti a carichi di fatica in condizioni ambientali aggressive. Lo scopo principale è lo studio degli effetti strutturali in termini di apertura delle fessure e perdita di aderenza associati all'attacco di tipo chimico-meccanico. La corrosione delle armature è stata ottenuta mediante un processo di corrosione elettrochimica. Quattro diversi campioni sono stati testati ed è stata monitorata l'evoluzione delle fessure trasversali e longitudinali.

L'apertura delle fessure trasversali può essere considerata come conseguenza diretta della perdita di aderenza tra acciaio e calcestruzzo. La loro evoluzione permette di valutare il danneggiamento dell'aderenza dovuto all'azione meccanica (soli carichi ciclici) e all'azione meccanica congiunta all'azione chimica (carichi ciclici e corrosione). I campioni soggetti solamente alla sollecitazione meccanica mostrano fessure la cui ampiezza, alla fine del test, è risultata sempre inferiore rispetto ai provini identici ma soggetti sia a carichi ciclici che a corrosione. L'influenza dell'entità del carico è evidenziata dal valore dell'ampiezza delle fessure e dal loro sviluppo. Inoltre il monitoraggio delle fessure longitudinali ha rivelato una correlazione tra carichi agenti e valore dell'ampiezza di fessura longitudinale: ciò dimostra la tendenza delle strutture danneggiate dalla corrosione a manifestare un maggior propensione al degrado rispetto alle strutture non corrosive.

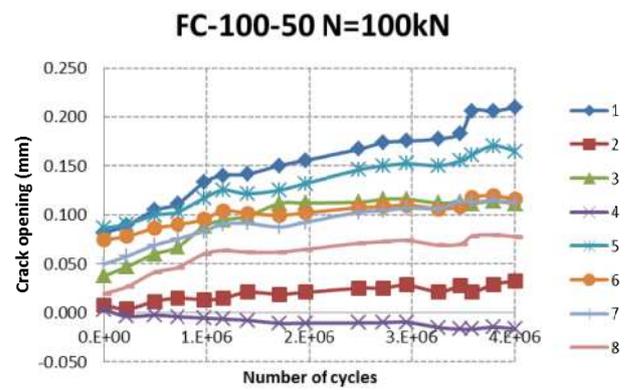
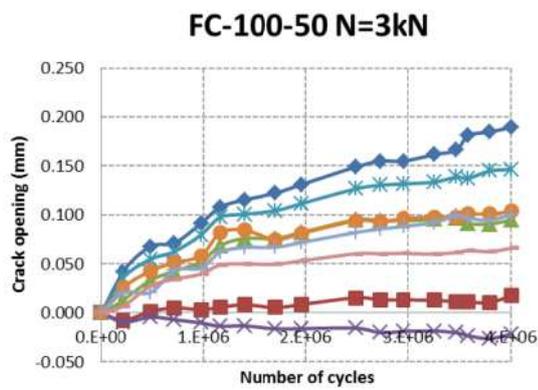
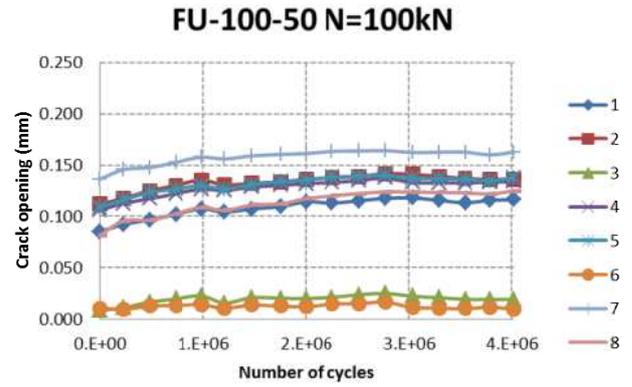
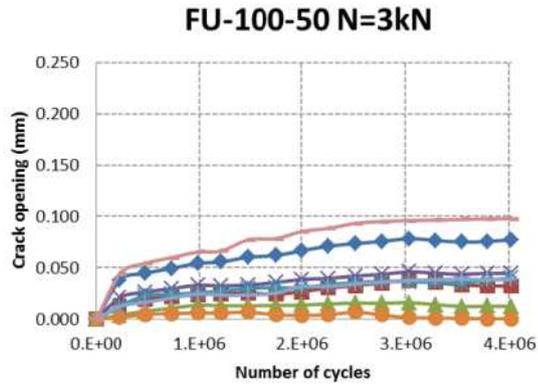
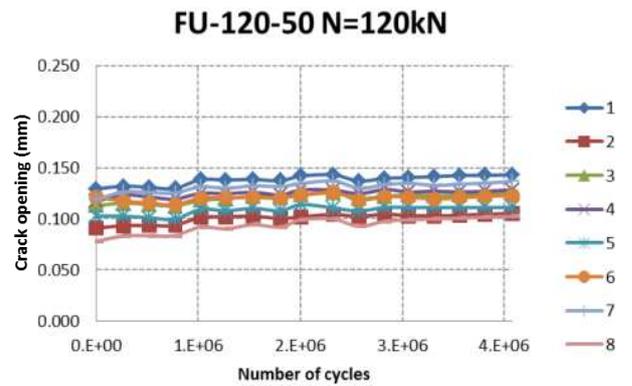
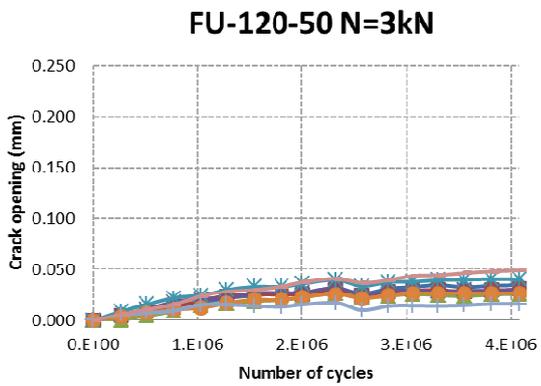


Figura 4 - Apertura delle fessure misurata a N_{min} e N_{max} per i provini FU 100-50 e FC 100-50



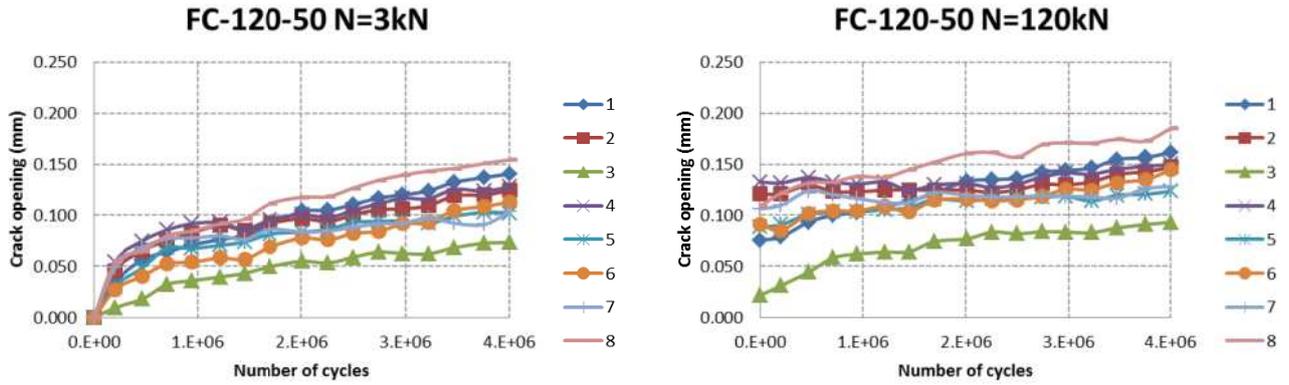


Figura 5 – Apertura delle fessure misurata a N_{min} e N_{max} per provini FU 120-50 e FC 120-50

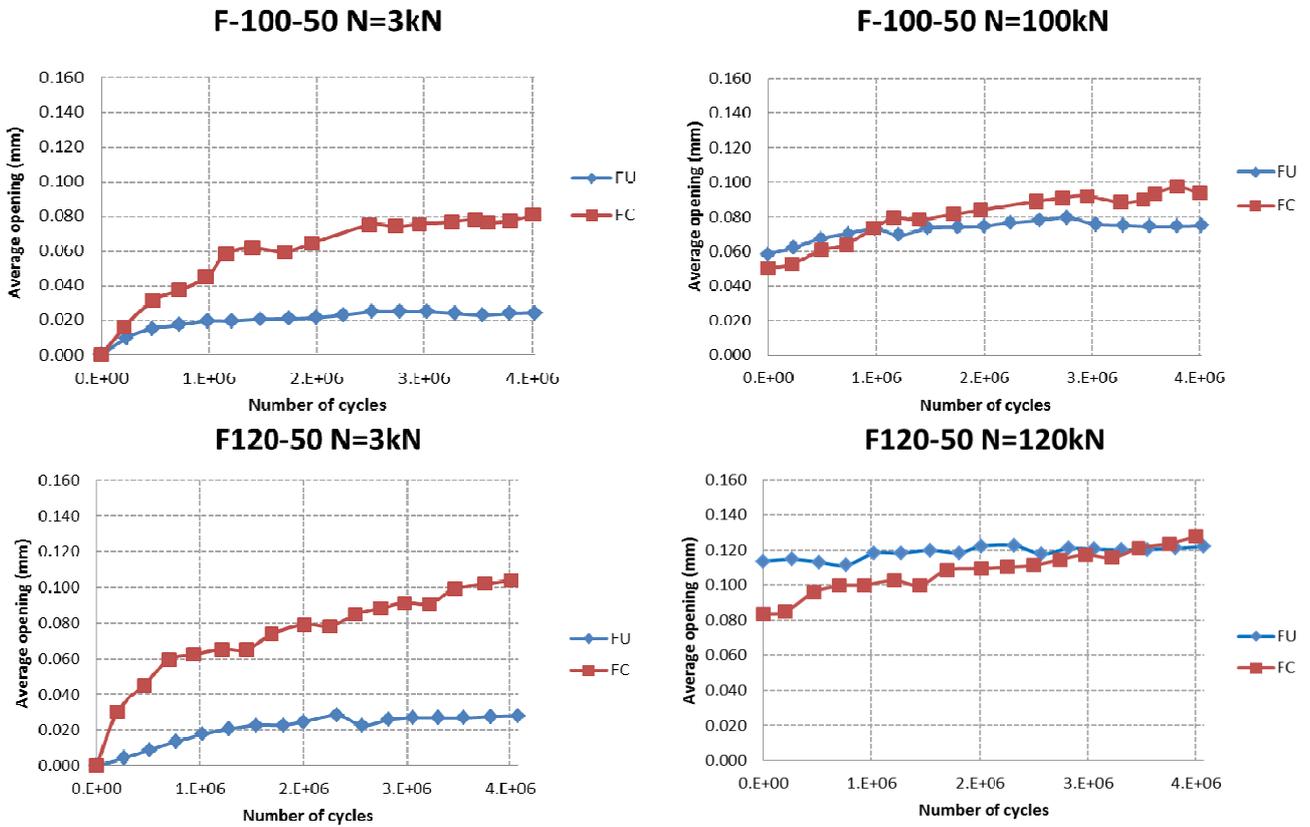


Figura 6 – Confronto tra valori medi delle aperture di fessure

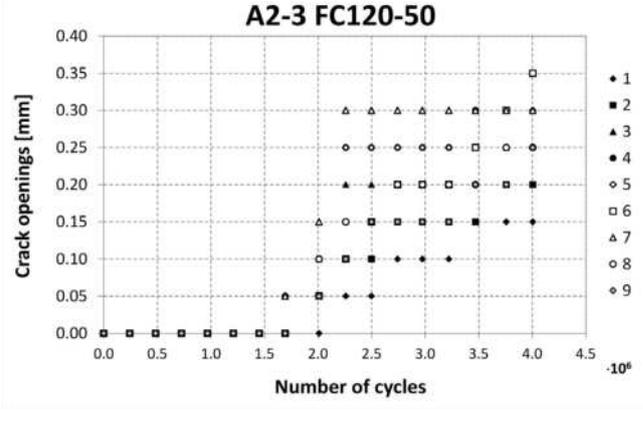
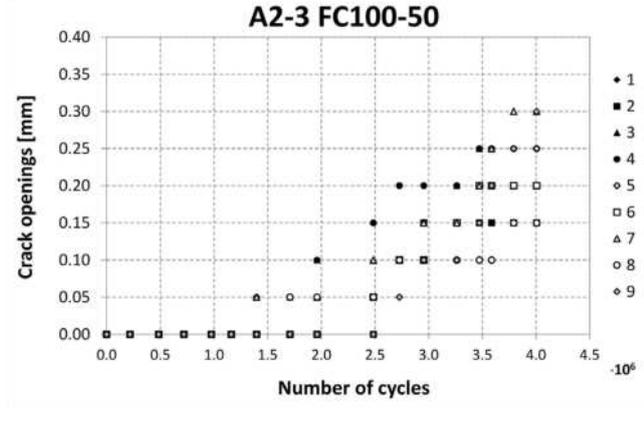
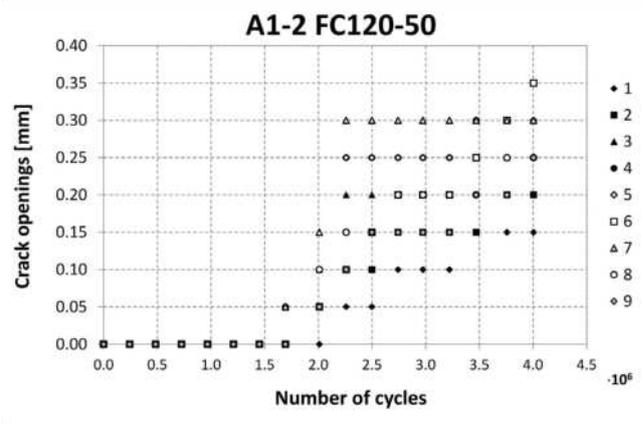
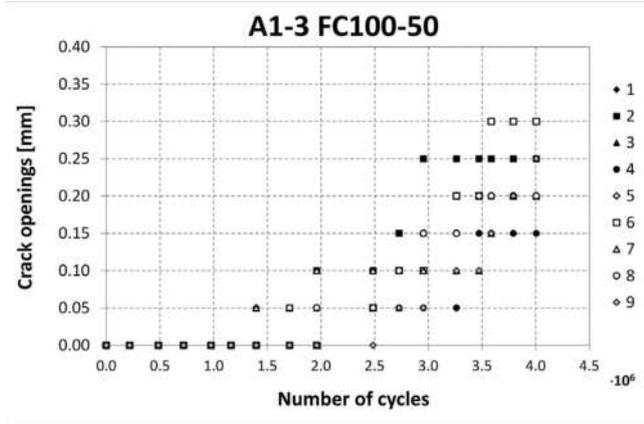
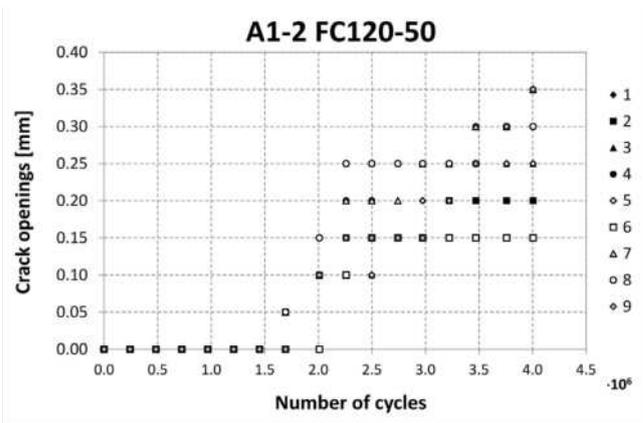
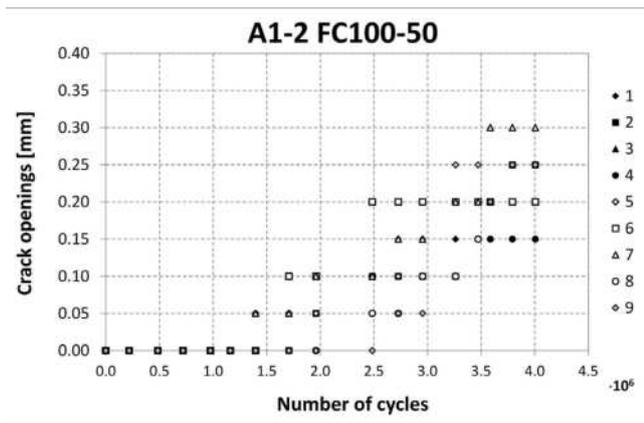


Figura 7 – Apertura delle fessure longitudinali misurata per i provini FC 100-50 e FC 120-50

BIBLIOGRAFIA

- [1] RODRIGUEZ, J.; ORTEGA, L. M.; CASAL, J., - (1996), Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement, International Congress on Concrete in Service of Mankind, Dundee, UK.
- [2] GIORDANO, L.; MANCINI, G.; TONDOLO, F. - (2011), Reinforced concrete members subjected to cyclic tension and corrosion, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 9, No. 3, 277-285.
- [3] EL MAADDAWY, T. A.; SOUDKI, K.A., - (2003) Effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 15, No. 1, 41-47.
- [4] MANCINI, G. & TONDOLO F. - 2014. Effect of bond degradation in existing structures—literature survey. *Structural Concrete*, Accepted for publication, DOI: 10.1002/suco.201300009.
- [5] CEN, EN 1991-2 - (2005), Actions on structures. Part 2: Traffic load on bridges, *Comité Européen de Normalisation*, Bruxelles.
- [6] CEN, EN 1992-2 - (2006), Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules, *Comité Européen de Normalisation*, Bruxelles.
- [7] ASTM, G1-03 - (2003), Standard practice for preparing, cleaning, and evaluating corrosion test specimens.

VALUTAZIONE SPERIMENTALE DELL'EFFICACIA DEL RINFORZO CAM SU TRAVI IN CEMENTO ARMATO

**Piero Colajanni¹, Natale Maugeri², Antonino Recupero², Nino Spinella², Mauro Cilia³,
Ines Cipolla³, Roberto Marnetto⁴**

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali, Università di Palermo

2 Dipartimento di Ingegneria Civile, Informatica, Edile, Ambientale e Matematica Applicata, Università di Messina

3 Chimetec Sas, ABI Srl, Ragusa

4 EDIL CAM Sistemi Srl, Roma

SOMMARIO

Il sistema di rinforzo CAM (Cucitura Attiva dei Manufatti) si basa sull'impiego di nastri in acciaio presollecitati, capaci di costituire armatura aggiuntiva e di indurre un effetto confinante nell'elemento strutturale da rinforzare. Inizialmente, il sistema di rinforzo CAM è stato pensato con lo scopo di incrementare la resistenza e la duttilità di elementi in muratura, trovando in tale ambito un'ampia diffusione grazie ai notevoli, e per certi aspetti anche sorprendenti, prestazioni ottenute. Proprio gli ottimi risultati ottenuti nel rinforzo di elementi in muratura di diverse tipologie, hanno incoraggiato la successiva applicazione del sistema di rinforzo CAM anche per elementi strutturali in cemento armato, finalizzata all'adeguamento di edifici esistenti; il sistema si presta particolarmente all'adeguamento di edifici realizzati prima che le stringenti normative sismiche venissero definitivamente adottate nel nostro paese.

Nel presente lavoro sono presentati i risultati sperimentali di test realizzati presso il Laboratorio Materiali e Strutture dell'Università di Messina su quindici travi in cemento armato. Gli elementi di prova sono stati progettati in modo da riprodurre nel maniera più fedele possibile le reali condizioni di travi di edifici esistenti con alta vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche. In dettaglio, i campioni sono stati confezionati con un calcestruzzo a bassa resistenza. Gli elementi sono stati divisi in due gruppi: un primo gruppo di sei travi è stato dotato di insufficiente armatura longitudinale, in modo da indurre, nei campioni non rinforzati, una crisi per flessione; un secondo gruppo di nove travi fortemente armate a flessione, ha staffe rade e di piccolo diametro, in modo da indurre la crisi, nei campioni non rinforzati, per taglio. I risultati ottenuti sono analizzati criticamente, evidenziando le capacità del sistema di rinforzo CAM nell'incrementare la resistenza e la duttilità delle travi in cemento armato.

EXPERIMENTAL EVALUATION OF EFFECTIVENESS OF CAM REINFORCEMENT FOR RC BEAMS

SUMMARY

The CAM (Active Confinement of Manufacts or Masonry) reinforcement system is based on the use of pre-stressed steel ribbons, which can play the role of adjunctive reinforcement as well as induce a confinement effect in the structural element. Initially, the CAM reinforcement system has been designed in order to increase the strength and ductility of masonry elements, finding a wide spread in this area thanks to the remarkable efficiency. The excellent results obtained in the reinforcement of various masonry elements, have encouraged the subsequent application of the CAM reinforcement system for the concrete buildings also, especially those built before the stringent seismic codes were adopted in our country.

In this paper, the experimental results obtained from tests carried out at the Laboratory of Materials and Structures, Università di Messina on fifteen reinforced concrete beams are presented. The specimens were been designed so as to reproduce as closely as possible the real conditions of the beams forming part of the structural skeleton of buildings with high vulnerability to seismic actions. In detail, specimens were cast with low strength concrete, and the structural elements were divided into two groups: a first group of six beams with deficient in longitudinal reinforcement, so as to induce in the unreinforced specimens a collapse for bending moment; and a second group of nine beams strongly reinforced in flexure and poorly reinforced in shear, so as to induce in the unreinforced specimens the collapse for shear. The results are critically analyzed, highlighting the ability of the CAM reinforcement system in increasing the strength and ductility of RC beams.

1. INTRODUZIONE

Gli edifici in cemento armato (CA) esistenti, e in particolare quelli costruiti negli anni '60-'70, presentano notevoli carenze strutturali, legate principalmente alla scarsa qualità dei calcestruzzi e ad un'insufficiente quantitativo di armature longitudinali e/o trasversali. Tali carenze si traducono spesso in capacità di resistenza e duttilità inadeguate alle funzioni che i singoli elementi strutturali debbono svolgere, specialmente in presenza di azioni dovute ad eventi eccezionali come quelle sismiche.

In tale scenario, è oggi impossibile prescindere dall'intervenire sugli elementi strutturali in CA al fine di adeguarne o quantomeno migliorarne le capacità prestazionali in termini di resistenza e duttilità.

Gli interventi sulle travi in CA per incrementare resistenza e duttilità perseguono il loro scopo attraverso un incremento dell'armatura longitudinale e/o trasversale, il quale può essere ottenuto con diverse tecnologie fra le quali le più comuni sono: tassellatura meccanica o incollaggio di lastre in acciaio (*beton plaqué*); incollaggio di fibre di carbonio (CFRP) mediante resina epossidica [1,2] o fibre in PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) mediante malta cementizia (FRCM) [3,4] sulla superficie dell'elemento. Ciascuno di questi sistemi presenta caratteristiche diverse in termini di efficacia, costi e difficoltà esecutive, che si differenziano anche in relazione alla forma della sezione dell'elemento da rinforzare. In generale, l'impiego di lastre in acciaio dal peso specifico elevato è condizionato da una difficoltà nel trasporto legata anche alle loro dimensioni, nonché alla necessità di apparecchiature per il loro posizionamento e puntello. L'incollaggio delle fibre di carbonio richiede una certa manualità e precisione, inoltre l'efficacia dell'intervento è condizionata dalla scarsa resistenza al fuoco.

Nel presente lavoro, si presentano i risultati sperimentali ottenuti mediante prove su travi in CA rinforzate a flessione o taglio mediante il sistema CAM. Tale campagna sperimentale è parte del progetto di ricerca In.CAM.M.I.N.O., incentrato sulla valutazione dell'efficacia del sistema di rinforzo CAM su elementi a piena scala in muratura ed elementi in CA in zona sismica.

2. IL SISTEMA CAM PER IL RINFORZO DI TRAVI IN CA

Il sistema CAM è realizzato con nastri in acciaio, di spessore 0.8-1.0 mm e larghezza di 18-20 mm ed elementi in acciaio frapposti tra il manufatto e i nastri, (angolari, piastre imbutite) (Fig. 1). Nelle applicazioni alle travi in CA i nastri vengono utilizzati come armatura aggiuntiva e di confinamento attraverso cerchiatura delle travi, richiudendo il singolo nastro ad anello sopra o sotto solaio, mediante una macchina capace di imprimere una pretensione regolabile al nastro, e dunque un leggero confinamento nella trave. Il sistema comprende altresì due angolari in acciaio bugnati, collegati agli spigoli dell'intradosso della trave per mezzo di malta. Angolari continui, resi solidali attraverso la malta di collegamento e l'attrito generato dal pretensionamento dei nastri, consentono sia di aumentare la capacità flessionale della trave che di ridurre gli attriti durante la messa in tensione dei nastri. I nastri in acciaio hanno la principale funzione di incrementare la resistenza a taglio della trave inducono un leggero confinamento del calcestruzzo e, come accennato

incrementano l'efficacia del collegamento degli angolari con la trave,

I ridotti spessori e la flessibilità dei nastri di acciaio rendono agevole la loro posa in opera anche in spazi ristretti, minimizzando le demolizioni delle parti non strutturali a contatto con le travi (tamponature e tramezzature). Inoltre, quando i nastri in acciaio non possono cerchiare l'intera trave, ad esempio per la presenza di solette, essi vengono fatti passare in fori di limitato diametro preventivamente realizzati all'intradosso del solaio.



Figura 1 – Elementi in acciaio del sistema di rinforzo CAM: a) piastre imbutite; b) angolari; c) nastri

3. DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE

3.1 Materiali impiegati e geometria dei provini

L'indagine sperimentale effettuata, finalizzata a valutare gli incrementi di duttilità e resistenza di travi in CA rinforzate a flessione e/o taglio con sistema CAM e sottoposte a trasversali prove di carico trasversale su quattro o tre punti, ha riguardato 15 provini realizzati con calcestruzzo di bassa resistenza ($f_{cm} \sim 11$ MPa), scelto per riprodurre le condizioni tipiche delle costruzioni in CA realizzate in Italia negli anni '60-'70.

Sono state progettate e realizzate due differenti tipologie di provini (Fig. 2a,b): 1) 6 travi aventi sezione trasversale 150×250 mm e lunghezza di 3250 mm, con armatura longitudinale formata da 2 ϕ 12 e staffe ϕ 6/100 mm; 2) 9 travi aventi sezione trasversale 150×350 mm e lunghezza di

1450 mm, con armatura longitudinale formata da 3 ϕ 18 e staffe ϕ 6/200 mm. L'acciaio utilizzato per le armature è del tipo B450C.

La prima tipologia, indicata con il codice FX, è stata progettata per indurre una rottura a flessione e lo schema di prova è quello a quattro punti con luce di taglio pari a 1000 mm; la seconda tipologia, indicata con il codice TG, è stata progettata per indurre una rottura a taglio e lo schema di prova è quello di carico su tre punti con luce di taglio pari a 650 mm (Tab. 1).

Per la tipologia FX, sono state realizzate due travi per ciascuno degli schemi che si è scelto di considerare: a) schema che non prevede alcun rinforzo (FX-NR); c) schema di rinforzo con angolari continui e tre nastri sovrapposti disposti con passo 100 mm (FX-3N-P10); e) schema di rinforzo con angolari continui e tre nastri sovrapposti disposti con passo 200 mm (FX-3N-P20) (Fig. 2a,c,e).

Per la tipologia TG, sono state realizzate tre travi per ciascuno degli schemi: b) schema che non prevede alcun rinforzo (TG-NR); d) schema con rinforzo realizzato con tre nastri sovrapposti disposti con passo 200 mm e parzialmente lungo l'altezza della sezione trasversale, in modo da simulare la condizione comune di trave sotto solaio (FX-P-3N-P20); f) schema di rinforzo con tre nastri sovrapposti disposti con passo 200 mm e lungo l'intera altezza della sezione trasversale (FX-T-3N-P20) (Fig. 2b,d,f).

Gli angolari impiegati hanno dimensioni 40×40×4 mm e l'acciaio è del tipo S235. I nastri utilizzati hanno larghezza pari a 19 mm e spessore eguale a 9 mm, mentre la tensione minima di snervamento del materiale è pari a 850 MPa.

Tabella 1 – Caratteristiche delle travi con e senza rinforzo

codice	n° provini	n° nastri	passo (mm)
FX-NR	2	0	0
FX-3N-P20	2	3	200
FX-3N-P10	2	3	100
TG-NR	3	0	0
TG-P-3N-P20	3	3	200
TG-T-3N-P20	3	3	200

3.2 Configurazione di prova

Tutte le travi sono state sottoposte a prova di carico utilizzando un telaio di contrasto in acciaio appositamente progettato (Fig. 3). Il telaio è costituito da due colonne e due travi in modo da formare un sistema chiuso. La trave d'acciaio disposta inferiormente consente di fissare gli appoggi per il provino, anche questi in acciaio, a distanze variabili, così da modificarne la luce della trave in funzione della lunghezza del provino da sottoporre a test.

Tutte le prove sono state eseguite a controllo di spostamento, utilizzando un martinetto, il cui estremo superiore è stato posto a contatto con il traverso in acciaio del telaio di contrasto, e l'estremo inferiore diverso collegato con dispositivi diversi, a seconda delle modalità di carico scelte caricare per i diversi provini.

Per la tipologia di travi FX, poiché la configurazione di prova prevista era quella di trave appoggiata alle estremità e caricata su due punti equidistanti dagli appoggi, si è interposto un profilo di acciaio sufficientemente rigido tra il martinetto ed il provino, in modo da distribuire equamente la forza applicata sui due punti di carico.

Per la tipologia di travi TG, poiché la configurazione di prova prevista era quella di trave appoggiata alle estremità e caricata su un solo punto equidistante dagli appoggi, la forza è stata applicata direttamente sulla mezzeria del provino.

Sia per gli appoggi che per i punti di carico, sono state previste delle piastre d'acciaio delle dimensioni 150×150×40 mm a diretto contatto con la trave in CA da sottoporre a prova, così da distribuire le tensioni ed evitare concentrazioni di sforzo che avrebbero potuto indurre crisi localizzate e premature; pertanto sono stati impiegati dei cilindri in acciaio del diametro di 40 mm per riprodurre la condizione di puntualità del carico e degli appoggi.

3.3 Schema e modalità di acquisizione dei risultati

In ciascuna prova sono stati acquisiti gli spostamenti in mezzeria su entrambe le facce del provino mediante comparatori millesimali, inoltre sono stati monitorati gli spostamenti degli appoggi.

Per le travi provviste del sistema di rinforzo CAM, sono stati utilizzati degli estensimetri elettrici al fine di acquisire le deformazioni degli elementi che costituiscono il sistema di rinforzo. In dettaglio, si sono acquisite le deformazioni degli angolari continui in diverse sezioni per i provini appartenenti alla tipologia FX, e le deformazioni dei nastri verticali più esterni per i provini appartenenti alla tipologia TG.

Il sistema di acquisizione dei dati era costituito da una centralina della HBM, modello MGCPlus, in grado di acquisire simultaneamente 64 estensimetri a resistenza, 8 segnali in volt (eventuali celle di carico esterne) e 4 segnali a ponte intero (eventuali trasduttori induttivi esterni); la centralina era interfacciata con l'utente attraverso il software CATMAN fornito dalla stessa HBM.

4. RISULTATI DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE

Nel seguito vengono descritti ed analizzati i risultati delle prove sperimentali, la cui sintesi in termini di carico massimo (P_{max}) e freccia ultima (δ_u) è riportata in Tabella 2.

4.1 Travi FX

Le travi non rinforzate, FX-NR, hanno raggiunto il carico massimo di 45 kN ed una freccia ultima compresa tra i 45 ed i 75 mm (Fig. 4a,d). La crisi, come previsto, si è verificata per flessione con fessure verticali equispaziate nella parte di trave compresa tra i due punti di carico, soggetta a momento costante e taglio nullo (prove con carico su quattro punti) (Fig. 6a).

Per i provini rinforzati, FX-3N-P20, in cui i tre nastri sovrapposti sono stati disposti con passo 200 mm, la crisi è avvenuta secondo un meccanismo di interazione taglio-flessione con prevalenti fessure verticali nella zona a momento costante e fessure diagonali lungo la luce di taglio (Fig. 6b). L'incremento di armatura a flessione ottenuto attraverso l'impiego degli angolari continui ha notevolmente incrementato la resistenza a flessione della trave. Così, il rinforzo ha contribuito, in entrambi i casi (A e B), a incrementare il carico di rottura da 45 kN a 118 kN e la freccia ultima tra 85 e 93 mm (Fig. 4b,e).

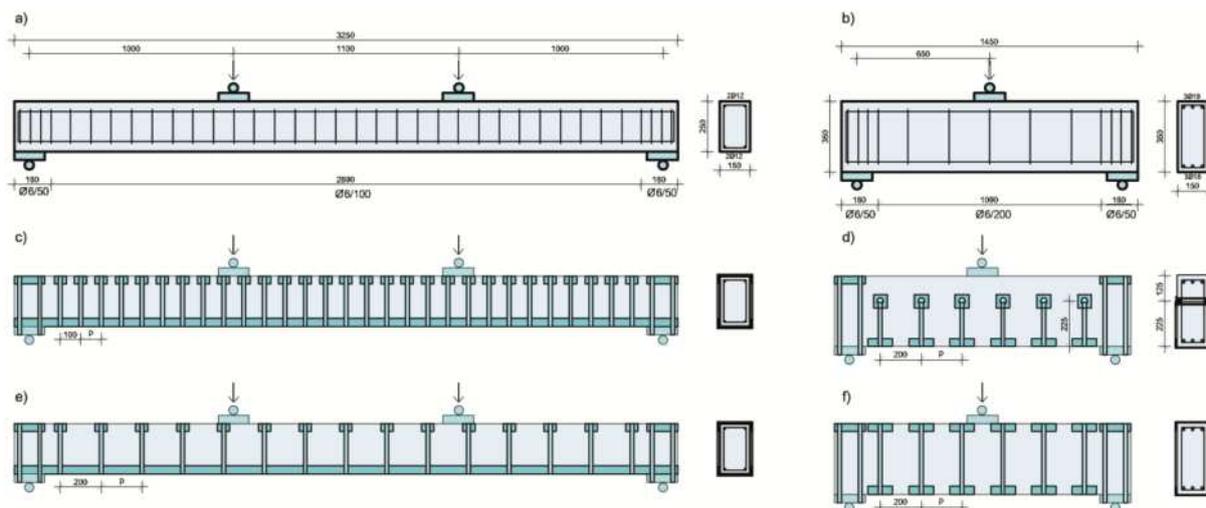


Figura 2 – Geometria e schema di carico delle travi con e senza rinforzo



Figura 3 – Telaio di contrasto e setup di prova

I nastri pretesi hanno contribuito, incrementando l'attrito tra l'armatura e il substrato, ad evitare lo scorrimento degli angolari in acciaio rispetto al calcestruzzo e, contemporaneamente, hanno contribuito a migliorare la resistenza a taglio dell'elemento, portando la resistenza dei due meccanismi (flessione e taglio) a valori prossimi.

Le due ultime travi della tipologia FX differiscono dalle precedenti esclusivamente per il passo scelto tra i nastri verticali, che in questo caso è stato ridotto a 100 mm (FX-3N-P10). Rispetto alle travi con passo 200 mm, si è ottenuto un incremento della resistenza a taglio, ma la capacità flessionale è rimasta sostanzialmente invariata (Fig. 4c,f). Infatti, la crisi si è raggiunta in corrispondenza di un carico di 120 kN, ma il meccanismo di rottura osservato è stato puramente flessionale, proprio perché l'infittimento del passo dei nastri ha contribuito

ad aumentare la capacità di resistere alle azioni taglianti dei due provini (A e B) (Fig. 6c).

4.2 Travi TG

Le travi della tipologia TG sono state testate secondo uno schema di carico su tre punti ed hanno raggiunto la crisi per taglio, come previsto in fase progettuale.

I provini non rinforzati, TG-NR, hanno raggiunto la crisi in corrispondenza di un carico di 188 kN ed una freccia in mezzzeria variabile tra i 14 ed i 22 mm (Fig. 5a,d,g). Il quadro fessurativo a rottura è stato caratterizzato da una fessura diagonale principale estesa dal punto di carico alla prossimità dell'appoggio (Fig. 6d).

Tabella 2 – Sintesi dei risultati delle prove sperimentali in termini di carico massimo (P_{max}) e freccia ultima (δ_u).

Codice	A		B		C		Media	
	P_{max} kN	δ_u mm	P_{max} kN	δ_u mm	P_{max} kN	δ_u mm	P_{max} kN	δ_u mm
FX-NR	45.7	44.7	44.4	75.0			45.0	59.9
FX-3N-P20	117.6	85.4	118.5	92.6			118.1	89.0
FX-3N-P10	117.2	110.6	123.2	148.9			120.2	129.7
TG-NR	188.7	21.9	187.6	18.4	188.5	18.3	188.2	19.5
TG-P-3N-P20	230.2	20.0	228.7	20.0	226.7	31.1	228.5	23.7
TG-T-3N-P20	271.7	14.6	290.8	22.2	268.3	19.2	276.9	18.7

Le travi progettate con sistema di rinforzo CAM per un'altezza parziale della trave (TG-P-3N-P20), al fine di rappresentare un intervento di rinforzo in presenza del solaio e della conseguente impossibilità di fasciare la trave nella sua totalità, hanno raggiunto la crisi per taglio in corrispondenza di un carico pari a 228 kN ed una freccia ultima compresa tra i 20 ed i 31 mm (Fig. 5b,e,h).

In corrispondenza della crisi per taglio, la zona non rinforzante e sovrastante le piastre imbutite è risultata ampiamente fessurata e caratterizzata dallo schiacciamento del calcestruzzo. La porzione di trave interessata dal rinforzo verticale ottenuto mediante i nastri, e quindi sottostante le piastre imbutite, è stata caratterizzata da numerose fessure diagonali tipiche delle rotture per taglio.

I nastri in acciaio hanno contenuto l'apertura delle fessure principali e permesso la formazione di altre fessure da taglio sostanzialmente parallele. Le fessure diagonali hanno attraversato i fori necessari per il passaggio dei nastri, seguendo dei percorsi di minima resistenza. Tale meccanismo evidenzia la capacità del sistema di rinforzo CAM nell'incrementare la resistenza al taglio dell'elemento strutturale (Fig. 6e). È importante evidenziare che le travi TG-P-3N-P20 sono state progettate tenendo conto della

presenza di una soletta all'estradosso, la quale certamente fornisce un contributo importante alla trave sia nell'incrementare la resistenza del corrente superiore compresso, che nel resistere alle sollecitazioni taglianti. La geometria del campione utilizzata in queste prove non è in grado di riprodurre tale effetto, e pertanto l'incremento di resistenza evidenziato dalle prove stima per difetto l'efficacia di un intervento su una struttura reale.

Infine, le travi rinforzate a taglio con tre nastri sovrapposti disposti lungo la totalità dell'altezza della trave e con passo 200 mm (TG-T-3N-P20), hanno raggiunto la crisi per taglio in corrispondenza di un carico variabile tra 270 e 291 kN, mentre la freccia ultima in mezzera è risultata compresa tra i 14 ed i 22 mm (Fig. 5c,f,i). Le fessure diagonali osservate si sono estese dal punto di carico all'appoggio. Proprio in prossimità del supporto si è verificato lo schiacciamento del calcestruzzo compresso ed il conseguente collasso per taglio dei provini. L'impiego del sistema di rinforzo CAM ha permesso di raggiungere livelli di carico assai elevati rispetto a quelli osservati per le travi prive di rinforzo, ed inoltre di ottenere un quadro fessurativo a rottura caratterizzato da numerose fessure diagonali (Fig. 6f).

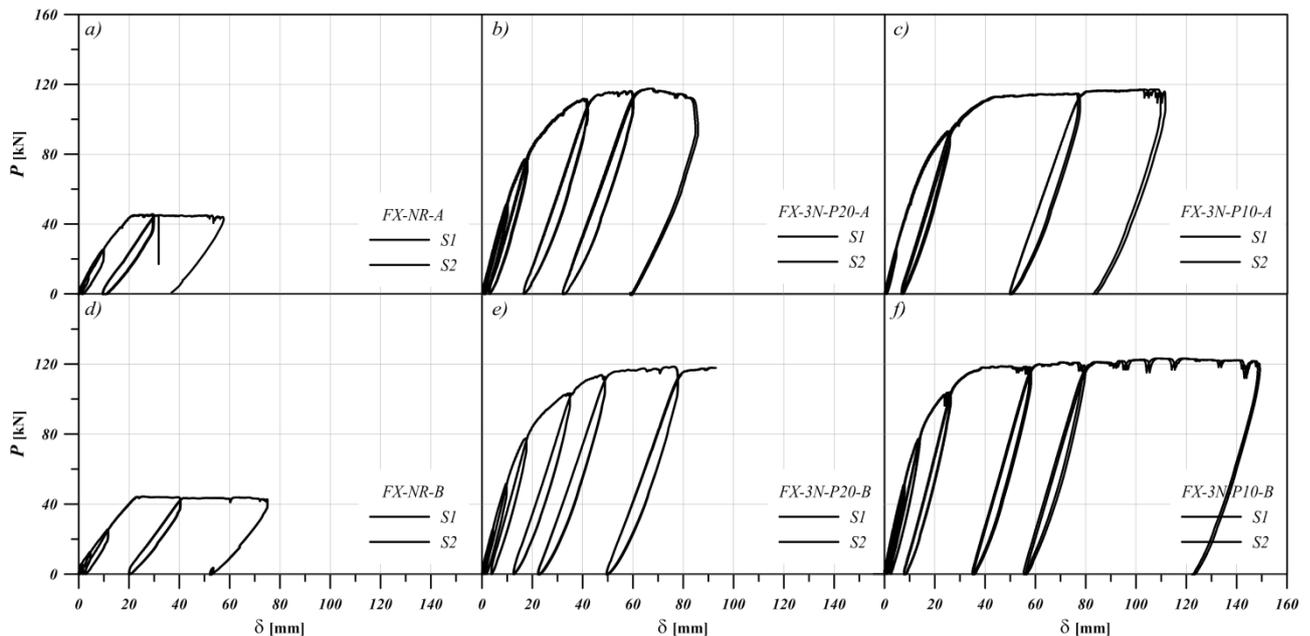


Figura 4 – Curve P- δ per le travi della tipologia FX

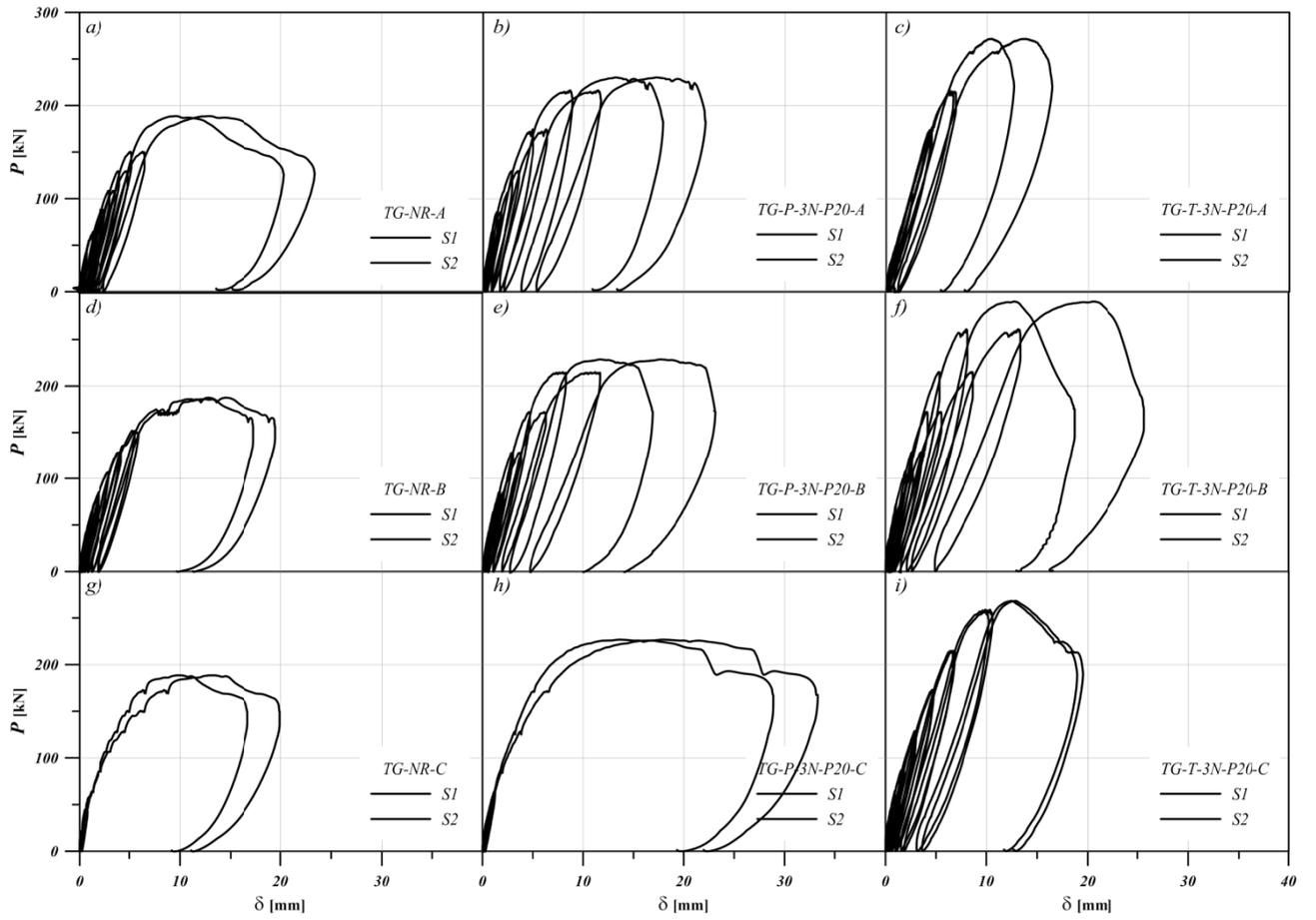


Figura 5 – Curve $P-\delta$ per le travi della tipologia TG

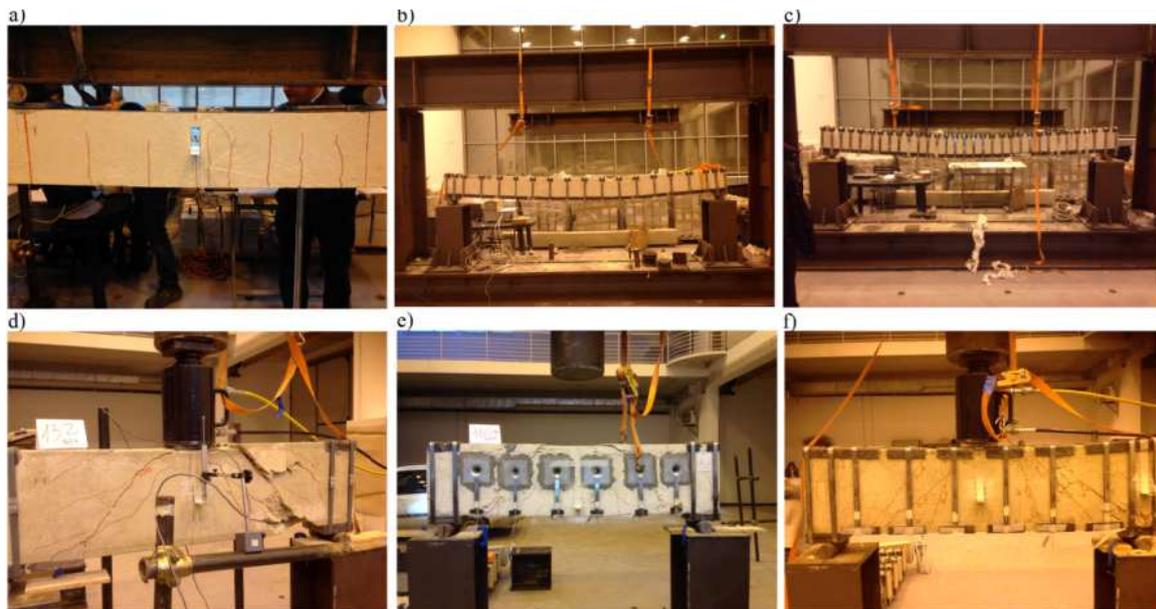


Figura 6 – Travi a rottura: a) FX-NR-B; b) FX-3N-P20-B; c) FX-3N-P10-A; d) TG-NR-A; e) TG-P-3N-P20-A; f) TG-P-3N-T20-B

5. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati presentati e discussi i risultati sperimentali ottenuti dai test realizzati presso il Laboratorio di Materiali e Strutture dell'Università di Messina su quindici travi in CA con e senza sistema di rinforzo CAM. I campioni provati sono stati divisi in due gruppi: un primo gruppo di sei travi con ridotta resistenza flessionale; ed un secondo gruppo di nove travi con ridotta resistenza a taglio.

I risultati delle prove effettuate sul primo gruppo di travi (FX) hanno evidenziato l'efficacia degli angolari longitudinali del sistema di rinforzo CAM, la cui aderenza al substrato e all'elemento strutturale è significativamente incrementata dall'attrito attivato dal sistema di nastri pretesi trasversali, ad incrementare la resistenza flessionale e la duttilità dell'elemento strutturale. I valori di capacità portante sono aumentati, rispetto al caso di trave priva di rinforzo, di oltre il 160%. Lo stesso andamento si è osservato per la duttilità, la quale è aumentata del 49% nel caso di nastri con passo 200 mm e del 117% nel caso di nastri con passo 100 mm.

I risultati delle prove effettuate sul secondo gruppo di travi (TG) sono stati altrettanto soddisfacenti. Infatti, la capacità a taglio delle travi rinforzate con il sistema CAM è aumentata, rispetto al caso di trave priva di rinforzo, del 21% per elementi con nastri disposti lungo parte dell'altezza della trave, e del 47% per elementi con nastri disposti lungo tutta l'altezza della trave. Inoltre, la presenza del sistema di rinforzo CAM ha indotto una fessurazione diffusa lungo la luce di taglio, a dimostrazione di uno sfruttamento maggiore della resistenza del calcestruzzo.

I risultati ottenuti consentono di confermare l'efficacia dell'impiego del sistema di rinforzo CAM per elementi strutturali in CA, e forniscono slancio nel proseguire il lavoro di studio e ricerca intrapreso. Il naturale sviluppo della ricerca sarà quello di definire modelli analitici in grado di riprodurre il comportamento sperimentale osservato tenendo conto delle specificità del sistema di rinforzo di confinamento semi-attivo. Alcune formulazioni teoriche, fondate sulla teoria della plasticità e basate su modelli già proposti dagli autori per elementi in CA con diverse tipologie di rinforzo [5-8], sono in fase di sviluppo. Inoltre, si impiegheranno modellazioni agli elementi finiti basate su formulazioni teoriche consolidate [9].

6. RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è stato finanziato con fondi relativi al progetto In.CAM.M.I.N.O. - PO. FESR 2007-2013 – Sicilia – Linea di Intervento 4.1.1.2 – Soggetti coinvolti: ABI Srl Ragusa, Chimetec Sas Ragusa e Dipartimento di Ingegneria

Civile, Informatica, Edile, Ambientale e Matematica Applicata (DICIEAMA) dell'Università di Messina.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Campione G., La Mendola L., Colajanni P., Spinella N. - (2007), Ductility of Reinforced Concrete Members Externally Wrapped with Fiber-Reinforced Polymer Sheets, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 11(3), 279-290.
- [2] Colajanni P., Papia M., Spinella N. - (2013), Stress-Strain Law for Confined Concrete with Hardening or Softening Behavior. *Advances in Civil Engineering*, Volume 2013, Article ID 804904, 11 pages
- [3] Colajanni P., De Domenico F., Maugeri N., Recupero A., Spinella N., Mantegazza G. - (2012), Experimental results of RC columns strengthened with Fibre Reinforced Cementitious Mortars. 3rd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, ICCRRR-3, Pilate Moyo CRC Press (eds), 1137-1143, 3-5 September 2012, Cape Town, South Africa. Print ISBN: 978-0-415-89952-9 eBook ISBN: 978-0-203-12425-3
- [4] Colajanni P., De Domenico F., Recupero A., Spinella N. - (2014), Concrete Columns Confined with Fibre Reinforced Cementitious Mortars: Experimentation and Modelling. *Construction and Building Materials*, Elsevier, Vol. 52, 375-384
- [5] Colajanni, P.; Recupero, A.; Spinella, N. - (2008), Shear strength prediction by modified plasticity theory for SFRC beams. In: *Proceedings of Seismic Engineering Conference: Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake*, Reggio Calabria (Italy), 8-11 July 2008, 888-895.
- [6] Spinella, N.; Colajanni, P.; Recupero, A. - (2010), Simple plastic model for shear critical SFRC beams. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 136(4), 390-400.
- [7] Colajanni, P.; Recupero, A.; Spinella, N. - (2010), Generalization of shear truss model to the case of SFRC beams with stirrups. *Computers & Concrete*, Vol. 9(3), 227-244.
- [8] Spinella N. - (2013), Shear strength of full-scale steel fibre-reinforced concrete beams without stirrups. *Computers & Concrete*, Vol. 11(5), 365-382.
- [9] Spinella, N.; Colajanni, P.; La Mendola, L. - (2012) Nonlinear analysis of beams reinforced in shear with stirrups and steel fibers. *ACI Structural Journal*, Vol. 109(1), 53-64.

VALUTAZIONE COMPARATIVA DELLA PIEZORESISTIVITA' DI COMPOSITI CEMENTIZI RINFORZATI CON NANOTUBI IN CARBONIO MEDIANTE MISURA IN CORRENTE CONTINUA E ALTERNATA

Luigi Coppola¹, Alessandra Buoso¹, Fabio Corazza²

1 Dipartimento di Ingegneria, Università di Bergamo

2 Italcementi Group – CTG – Bergamo

SOMMARIO

La memoria presenta i risultati di una ricerca sperimentale tesa alla valutazione della resistenza elettrica e delle piezoresistività, in termini di variazione della resistenza elettrica al variare dello stato di sforzo, di paste cementizie rinforzate con nanotubi in carbonio (CNTs) aggiunti in percentuali variabili tra 0.1 e 1.0% (sulla massa del cemento). Al fine di migliorare la distribuzione delle nanoparticelle all'interno della matrice cementizia, i CNTs sono stati dispersi mediante un tensioattivo (LAS). Le misure delle proprietà fisiche sia in corrente continua (DC) che alternata (AC) sono state condotte utilizzando un set-up a due elettrodi. I risultati sperimentali delle prove in corrente continua sono affetti dall'effetto di polarizzazione degli elettrodi che induce un aumento della resistività elettrica nel tempo dei compositi cementizi rinforzati con CNTs. Pertanto, per poter effettuare le misure in corrente continua è necessario attendere che gli elettrodi si siano polarizzati per un tempo all'incirca di 1500sec. Al fine di eliminare l'effetto di polarizzazione, sono state condotte in corrente alternata (AC) misure di impedenza in un intervallo di frequenze tra 1 e 20000Hz, scindendo in tal modo i contributi capacitivi e resistivi. All'aumentare della frequenza diminuisce l'effetto capacitivo e, conseguentemente, l'effetto di polarizzazione. A 20000Hz, la resistenza elettrica dei compositi sotto cicli ripetuti di sforzi di compressione (10% della resistenza a compressione del materiale) può essere valutata al netto del contributo capacitivo consentendo di correlare resistenza elettrica e stato di sforzo agente nella matrice cementizia.

COMPARATIVE EVALUATION OF CNTS/CEMENT COMPOSITES PIEZORESISTIVITY BY USING AC AND DC MEASUREMENTS

SUMMARY

In this paper data on electrical resistance on unloaded condition and pressure-sensitive behaviour under different levels of compressive stress of cement paste specimens containing different percentages (0.1%, 0.25%, 0.50% and 1.0% vs. cement mass) of multi-walled carbon nanotubes (CNTs) are presented. In order to form a conductive network and enhance the piezoresistive properties of cementitious mixtures, CNTs were dispersed by using a surfactant. AC and DC measurements of electrical characteristics of multi-walled carbon nanotube/cement composites unloaded or subjected to compressive stress were carried out by using two-probe configuration. Experimental results of DC test were affected by the electrode polarization. The polarization effect of electrodes induced an increase of the electrical resistivity of CNTs cement pastes. Therefore, DC method requires a pre-power time to let electrical resistance reach a stable value. Moreover, to try to limit the polarization effects, alternate current (AC) impedance was adopted. In fact, the AC-impedance permits to evaluate the resistance and capacitance characteristics separately. The higher the frequency, the lower the capacitance and, consequently, the polarization effect. Analysing results at high frequency (20000Hz) it can be observed that the AC measurement can eliminate the effect of capacitor charging and discharging on the pressure-sensitive responses of MWNT/cement composites.

1. INTRODUZIONE

I temi e le problematiche relative alla durabilità e al monitoraggio delle costruzioni rivestono un ruolo di primaria importanza nel campo dell'ingegneria civile contemporanea [1]. In quest'ottica è di assoluto interesse valutare la possibilità di poter far affidamento su strutture, in particolare quelle realizzate in calcestruzzo armato, che posseggano delle intrinseche capacità di valutazione delle proprie deficienze funzionali ed estetiche, oppure in grado di rilevare alterazioni negative del loro stato tenso-deformativo (*smart materials*).

Le nanotecnologie sembrano offrire delle ottime opportunità per lo sviluppo di nuovi materiali soprattutto per il settore delle costruzioni. In particolare, i nanotubi in carbonio (CNTs) sono considerati come uno dei più promettenti materiali da rinforzo per i compositi cementizi. La combinazione di un alto rapporto di forma, dimensioni nanometriche, basso peso specifico ed eccellenti proprietà fisiche li rendono i principali candidati per lo sviluppo di materiali multifunzionali ed intelligenti a base cementizia [1][2]. In particolare, la conducibilità elettrica dei materiali cementizi, che si attesta in un intervallo compreso tra 106 e 109 $\Omega\cdot\text{cm}$, con l'aggiunta dei nanotubi può essere ridotta drasticamente [3][4]. Infatti, essendo i CNTs dei filler con elevatissima conducibilità elettrica, si ritiene che, aggiunti alla matrice cementizia, possano conferire ai compositi proprietà piezoresistive, in grado di monitorare lo stato di sforzo, valutando le variazioni di resistività elettrica del materiale [6][7]. Ovviamente, la resistenza elettrica e la piezoresistività dei conglomerati cementizi rinforzati con nanotubi in carbonio dipende da innumerevoli fattori quali le modalità ed il tempo di stagionatura dei provini, il metodo di dispersione dei nanotubi, gli strumenti e le configurazioni adottate per le prove, il dosaggio dei nanotubi ed il tipo di miscele (paste o malte cementizie). In questa memoria vengono presentati i risultati di una campagna sperimentale condotta su paste cementizie rinforzate con diverse percentuali di nanotubi (0.1-1.0 % vs peso del cemento) con l'obiettivo di valutare l'influenza dello strumento di misura sulla stima delle proprietà piezoresistive [8].

2. METODOLOGIA SPERIMENTALE

2.1 Materiali

2.1.1 Cemento

Al fine di eliminare l'influenza delle aggiunte minerali sulle proprietà elettriche del conglomerato cementizio (generalmente presenti nei normali cementi in commercio) è stato scelto un cemento Portland CEM I 52.5 R, conforme alla norma UNI EN 197-1, fornito da Italcementi Group S.p.A.. La composizione chimica e le caratteristiche fisiche sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1 - Composizione chimica (% sul peso) e proprietà del cemento CEM I 52.5R

Loss On Ignition (L.O.I.) at 500°C		1.8
Superficie Specifica		392 m ² /kg
SiO ₂	20.6	MgO
Al ₂ O ₃	4.0	SO ₃
Fe ₂ O ₃	3.1	

2.1.2 Nanotubi in carbonio

Sono stati utilizzati nanotubi a parete multipla (L-MWNT-1030, Shenzhen NANO-Technology Company Limited, Cina), poiché per la maggiore lunghezza rispetto a quelli a parete singola SWCNT sono più sensibili alle variazioni di sforzo; questo comportamento è dovuto all'elevata probabilità di avere, sotto carico, un numero più alto di punti di contatto e,

conseguentemente, di registrare una maggiore diminuzione della resistività elettrica del composito [9].

Le loro proprietà sono elencate in Tabella 2 e la loro morfologia e microstruttura è mostrata in Figura 1.

2.1.3 Elettrodi

Per la valutazione della resistività, sono stati introdotti nell'impasto cementizio allo stato fresco due elettrodi in posizioni fisse costituiti da retine in acciaio inox di maglia 2.5x2.5 mm e diametro 1mm, come riportato in Figura 2.

Tabella 2 - Caratteristiche L-MWNT-1030

Diametro esterno	10 ÷ 30 nm	Cenere	< 0.2%
Lunghezza	5 ÷ 15 μm	Superficie specifica	70 ÷ 90 m ² /g
Purezza	> 95%	Massa volumica	200 g/l
Carbone amorfo	< 2.0%	Conduttività elettrica	10 ² ÷ 10 ⁴ S/cm

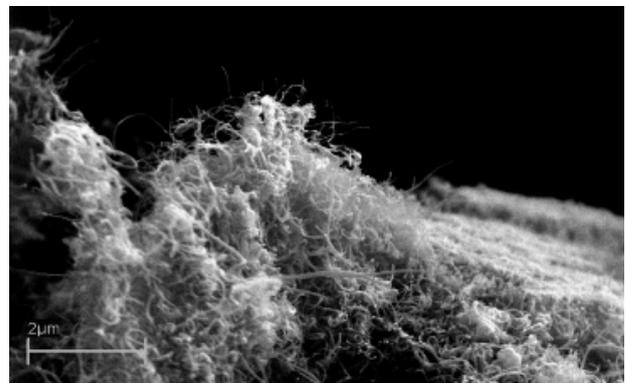


Figura 1 - Foto SEM dei MWNTs

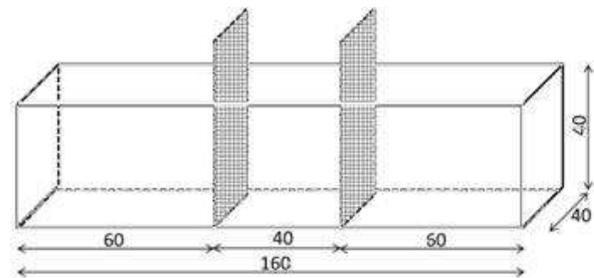


Figura 2 - Posizionamento degli elettrodi

2.2 Confezionamento dei provini

Assicurare un'omogenea dispersione dei nanotubi nella matrice cementizia rappresenta un passo fondamentale nella ricerca. Infatti, raggiungendo un buon grado di dispersione dei nanotubi nella matrice, si possono ottenere sia dei miglioramenti in termini di prestazioni meccaniche che sulla resistività e piezoresistività dei compositi. In questa sperimentazione è stato utilizzato un tensioattivo (LAS - Alchil benzene solfonato di Sodio Lineare) e per eliminare l'aria intrappolata in eccesso, è stato aggiunto un'antischiama a fine miscelazione (Tributil fosfato - TF) [7][10]. Il tensioattivo è stato inizialmente miscelato con l'acqua d'impasto (rapporto a/c=0.60) per 10 minuti con un agitatore magnetico. Successivamente, i nanotubi in carbonio (0.1%-0.25%-0.5% and 1.0% sul peso del cemento) sono stati aggiunti alla soluzione e sonicati per 2 ore. La soluzione ottenuta è stata impastata con il cemento in una maltiera. Infine, si è aggiunto il Tributil Fosfato (TBP) e si è miscelato il tutto per ulteriori 3 minuti [10].

Sono stati confezionati provini (40×40×160 mm) inserendo in posizione prefissata (Figura 2) i due elettrodi in quelli destinati alle prove fisiche. Dopo 24 ore, i provini sono stati scassati ed immersi in acqua ($T= 20.0\pm 1.0$ °C) per 5 giorni, mantenuti in una camera a temperatura ($T= 20.0\pm 2.0$ °C) ed umidità controllata (U.R. 60%) per un giorno e successivamente essiccati in stufa per 24 ore ad una temperatura di 30 ± 2 °C. La stagionatura riveste un ruolo fondamentale in quanto da ricerche precedenti [9], si è visto come il contenuto d’acqua nei provini influenza significativamente i risultati in termini, non tanto di resistenza elettrica, quanto di piezoresistività. Infatti, all’aumentare del contenuto d’acqua diminuisce la resistenza elettrica, ma, nel contempo, diminuisce anche la sensibilità di variazione di questa grandezza in funzione dello stato di sforzo cui è assoggettato il materiale [11][12]. Pertanto, si è optato per una stagionatura “dry”, cercando di ridurre al minimo l’umidità nei provini, prevedendo un’essiccazione in forno comunque ad una temperatura non troppo elevata poiché con un’essiccazione troppo spinta si è visto che possono insorgere nei provini delle fessurazioni diffuse. La presenza di soluzioni di continuità nei provini, infatti, può inficiare le prove di resistività e piezoresistività poiché il flusso di corrente rallenta nelle zone fessurate [9][12].

2.3 Prove sperimentali

La resistività elettrica è stata misurata su provini in configurazione a due elettrodi prima in assenza di carico e successivamente applicando cicli di carico/scarico.

Inizialmente la resistenza elettrica in condizioni di scarico è stata misurata con un multimetro digitale (*Keithley, model 2001*) per 1500sec al fine di valutare l’effetto di polarizzazione che si viene a creare con una configurazione a due elettrodi in corrente continua. Successivamente, il provino è stato sottoposto a sei cicli di carico/scarico (sforzo massimo in campo elastico pari al 10% della resistenza a compressione del materiale), mantenuto scarico per 120sec ed, infine, applicando uno sforzo pari al 50% della resistenza del materiale (campo plastico). In maniera del tutto analoga, sono state eseguite le misure di impedenza con *Solartron SI 1280*. In condizioni di scarico la frequenza è stata fatta variare da 1 a 20000Hz mentre, per le prove sotto sforzo di compressione, la frequenza è stata fissata a 20000Hz. Dalle misure di impedenza è possibile scindere e valutare in maniera distinta il contributo resistivo e capacitivo del sistema in modo tale da cercare di eliminare l’effetto di polarizzazione che inevitabilmente influenza i risultati [13].

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

3.1 Misure in corrente continua (DC)

In condizioni di scarico, la resistenza elettrica dei provini misurata in corrente continua con una configurazione a due elettrodi aumenta nel tempo, indipendentemente dalla percentuale di nanotubi aggiunta alla matrice cementizia (Figura 3). Si possono distinguere tre diversi andamenti:

1. istantaneo aumento nei primissimi secondi
2. rapido aumento
3. aumento più lento e costante.

La resistenza che si misura in questo caso è data dalla somma della resistenza degli elettrodi (R_e), quella del composito (R_c) e la resistenza di interfaccia tra gli elettrodi e il composito (R_{int}). Considerando trascurabile il contributo degli elettrodi R_e , il valore misurato sarà, quindi, la somma della resistenza del composito più quella di interfaccia [12][13].

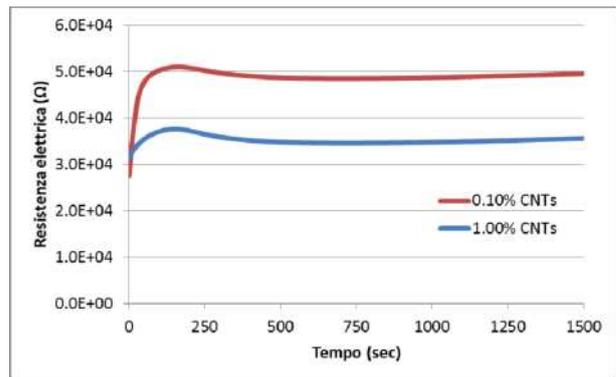


Figura 3 – Resistenza elettrica di paste cementizie in funzione del tempo misurata in corrente continua con la configurazione a due elettrodi.

In accordo con il modello di circuito equivalente proposto da Shi [14][13] (Figura 4), l’interfaccia tra elettrodi e matrice può essere schematizzato come una resistenza ed un condensatore in parallelo. Pertanto, durante le misure in corrente continua, il condensatore dovrà caricarsi generando così un flusso di corrente opposto a quello generato dal multimetro. Il processo di carica del condensatore, quindi, fa sì che la resistenza elettrica complessiva vari nel tempo (R_a), finché, raggiunta la carica completa, si stabilizza e consente di ottenere una misura della resistenza del composito depurata dall’effetto di polarizzazione. La resistenza “apparente”, misurata in presenza dell’effetto di polarizzazione è uguale al rapporto tra il potenziale del multimetro (V) e la differenza tra la corrente necessaria alla carica del condensatore ($I_c(t)$) e quella erogata dal multimetro (I) [15]:

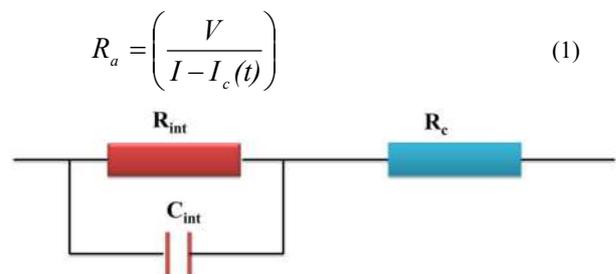


Figura 4 – Circuito equivalente per compositi cementizi rinforzati con nanotubi con elettrodi immersi

Si riportano in Figura 5 i risultati ottenuti sottoponendo i provini a cicli di carico, senza attendere il tempo necessario alla carica del condensatore. Risulta evidente che la presenza dell’effetto di polarizzazione influenza pesantemente i risultati ottenuti, indipendentemente dalla percentuale di nanotubi aggiunta. Inoltre, la resistenza iniziale ($t=0$) non rappresenta il vero valore di resistenza del composito poiché affetta dall’effetto di polarizzazione. Infatti, dopo 1500 sec (Figura 5), quando il condensatore ormai si è caricato, si ottengono i veri valori di resistenza dei compositi. Si noti come all’aumentare della percentuale di nanotubi aggiunta diminuisca la resistenza elettrica del composito, come ci si attendeva.

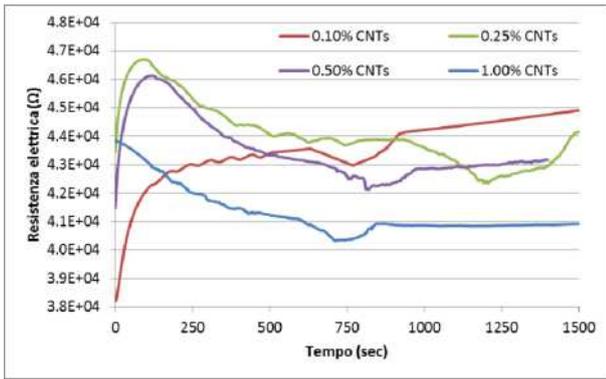


Figura 5 – Resistenza elettrica misurata in DC in funzione del tempo su provini caricati.

La resistenza elettrica delle paste cementizie rinforzate con nanotubi diminuisce all'aumentare del carico applicato, ma una volta rimosso il carico, la stessa non attinge il valore di partenza per la presenza dell'effetto di polarizzazione. Si stima che la variazione nel tempo, dovuta al processo di carica del condensatore sia di tipo lineare. Di conseguenza, ricavando la legge che lega la variazione nel tempo della resistenza, è possibile depurare i risultati ottenuti, eliminando così l'influenza dell'effetto di polarizzazione in modo da poter valutare la piezoresistività dei compositi [16] (Figura 6 e Figura 7)

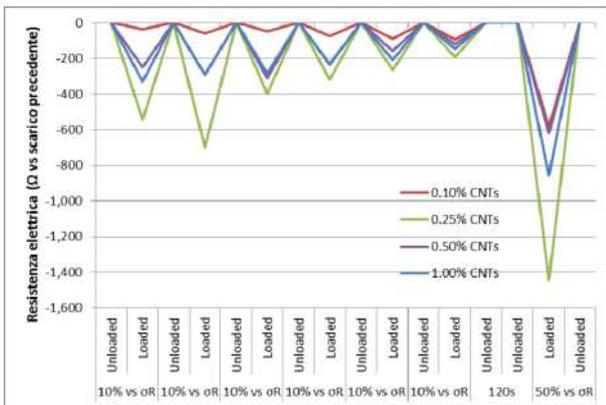


Figura 6 – Variazione delle resistenza elettrica (Ω) su provini caricati.

La resistenza elettrica in funzione del carico varia maggiormente per i provini contenenti 0.25% di nanotubi in carbonio. Pertanto, è possibile concludere che con un dosaggio di 0.25% (sulla massa del cemento) di nanotubi si conferisce al materiale cementizio proprietà piezoresistive significative. Aumentando il dosaggio dei CNTs, la sensibilità alle variazioni di carico diminuisce, in quanto aumenta la quantità di nanoparticelle che all'interno della matrice cementizia già sono in contatto tra loro indipendentemente dalla presenza di un carico applicato. Infatti, come visto in precedenza, all'aumentare della percentuale di nanotubi diminuisce la resistenza elettrica, mentre per quanto concerne la piezoresistività esiste un valore limite, oltre il quale si annulla la sensibilità del materiale [8][12][6].

3.2 Misure in corrente alternata (AC)

Al fine di poter scindere i contributi di resistenza dati dal composito e dalla zona di interfaccia elettrodo/matrice, sono state effettuate delle misurazioni di impedenza in corrente alternata variando la frequenza da 1 a 20000Hz. Si riportano in Figura 8 e in Figura 9 rispettivamente i valori di resistenza e capacità dei compositi cementizi rinforzati con nanotubi in funzione della frequenza in assenza di carico.

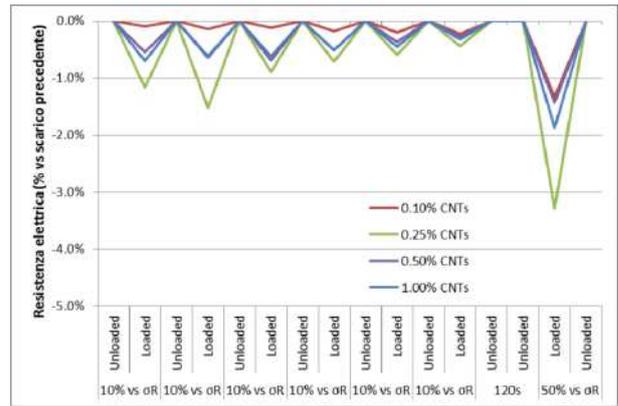


Figura 7 – Variazione delle resistenza elettrica (%) su provini caricati.

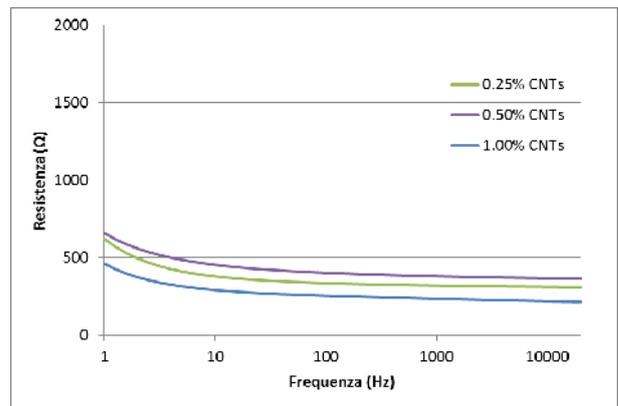


Figura 8 – Variazione delle resistenza in funzione della frequenza su provini scarichi.

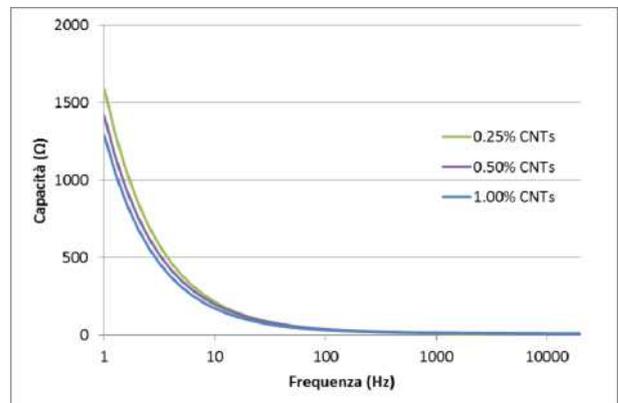


Figura 9 – Variazione delle capacità in funzione della frequenza su provini scarichi

Si noti come la resistenza elettrica diminuisca sensibilmente all'aumentare della frequenza, indipendentemente dal dosaggio di nanotubi (Figura 8). Analogamente avviene anche per il contributo capacitivo che tende ad annullarsi completamente a 20000Hz (Figura 9). Pertanto, è possibile affermare che, aumentando la frequenza per le misurazioni di resistenza elettrica, è possibile eliminare quasi completamente l'effetto di polarizzazione dovuto al processo di carica del condensatore, indipendentemente dal dosaggio di nanotubi. Annullando il contributo capacitivo e, quindi, l'effetto di polarizzazione, sarà possibile già avere una stima diretta della piezoresistività dei compositi senza dover ricavare la legge lineare che lega resistenza e tempo. Per queste ragioni, sono state effettuate delle misure di impedenza a 20000Hz su provini caricati i cui risultati sono riportati in Figura 10. Si noti che non c'è un aumento nel tempo

dell'impedenza poiché, aumentando la frequenza di misurazione, l'effetto di polarizzazione è stato quasi completamente eliminato. Il modulo dell'impedenza diminuisce all'aumentare dello stato di sforzo e, una volta rimosso il carico, il valore ritorna a quello iniziale, indipendentemente dal dosaggio di nanotubi.

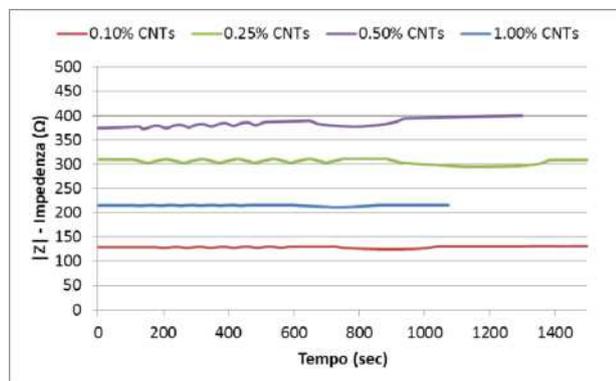


Figura 10 – Impedenza in funzione del tempo su provini carichi

La Figura 11 e la Figura 12 riportano le variazioni (in Ω e percentuali) del modulo dell'impedenza in funzione del carico applicato. Analogamente a quanto ottenuto dalle misurazioni in corrente continua, dopo averle depurate dall'effetto di polarizzazione, l'impedenza varia al variare dello stato di sforzo.

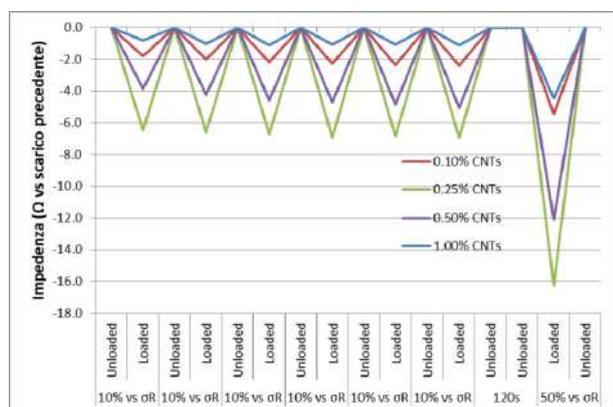


Figura 11 – Variazione del modulo di impedenza (Ω) su provini caricati.

Sottoponendo i provini allo stesso tipo di carico, la variazione in termini assoluti (Ω) di resistenza elettrica risulta essere notevolmente inferiore nelle misurazioni in corrente alternata (≈ 10 volte) rispetto a quelle in corrente continua. Infatti, nelle misure in AC a 20000Hz, si misura solo la resistenza del composito, eliminando completamente il contributo capacitivo dell'interfaccia elettrodo/matrice. In termini di variazione percentuale, invece, l'ordine di grandezza di variazione dei risultati ottenuti in DC e AC sono pressoché uguali. Anche dalle misure in corrente continua si conferma l'esistenza di un valore limite di dosaggio di nanotubi per il conferimento di proprietà piezoresistive ai compositi, pari a 0.25% (sulla massa del cemento). Infatti, anche in questo caso, aumentando il dosaggio di nanotubi si riduce la sensibilità alle variazioni di sforzo applicato.

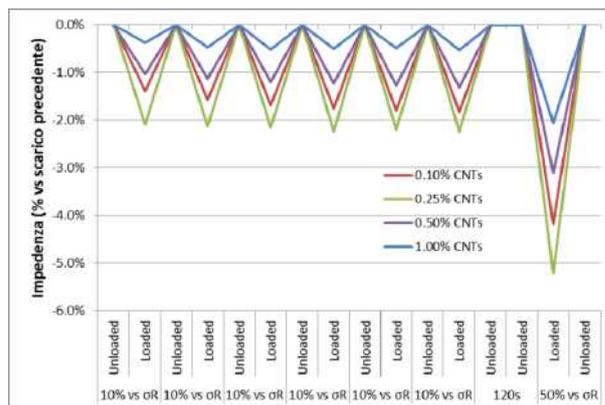


Figura 12 – Variazione del modulo di impedenza (%) su provini caricati.

In termini di variazione dell'impedenza in funzione del carico, si nota che applicando uno sforzo pari al 10% della resistenza a compressione del materiale c'è una variazione del 2.0% di impedenza. Aumentando il carico applicato (50% vs resistenza a compressione), la variazione aumenta fino al 6.0%. Pertanto, è possibile concludere che i compositi cementizi rinforzati con i nanotubi, oltre ad essere sensibili allo sforzo, sono altresì sensibili all'entità dello sforzo applicato.

4. CONCLUSIONI

Nella presente memoria sono riportati i risultati di una ricerca sperimentale tesa alla valutazione dell'influenza del metodo/strumento utilizzato per la stima della resistenza elettrica e delle piezoresistività, in termini di variazione della resistenza al variare dello stato di sforzo, di paste cementizie rinforzate con nanotubi in carbonio (CNTs).

I risultati ottenuti utilizzando la corrente continua sono fortemente influenzati dall'effetto di polarizzazione che induce una variazione nel tempo della resistenza elettrica. Tale contributo, tuttavia, può essere eliminato, ricavando la legge lineare che lega tempo/resistenza, permettendo così di depurare i risultati e valutare le proprietà piezoresistive del composito.

Conducendo le misure con corrente alternata ad una frequenza di 20000Hz, è possibile eliminare completamente l'effetto di polarizzazione e valutare direttamente i risultati ottenuti in termini di resistenza e piezoresistività.

A seguito dell'analisi dei risultati con entrambe le modalità di prova, è possibile affermare che l'aggiunta dei nanotubi alla matrice cementizia riduce la resistenza elettrica del materiale e conferisce piezoresistività. In particolare, all'aumentare della percentuale di nanotubi diminuisce la resistenza elettrica. Mentre, esiste una soglia limite di aggiunta dei nanotubi per la piezoresistività. Infatti, in questo caso, superata la percentuale di 0.25% CNTs vs massa del cemento, diminuisce la sensibilità del materiale al variare dello stato di sforzo. Si ipotizza che, aumentando il quantitativo di nanotubi essi siano già in contatto tra di loro all'interno della matrice cementizia, indipendentemente dallo stato di sforzo applicato.

Infine, si evidenzia come i compositi cementizi rinforzati con i nanotubi in carbonio siano sensibili oltre che alla presenza al carico anche alla sua entità: la variazione di resistenza elettrica, infatti, aumenta all'aumentare dello stato di sforzo applicato.

5. RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia Italcementi S.p.A. per il finanziamento della presente ricerca.

BIBLIOGRAFIA

- [1] S. J. Chen , F. G. Collins , A. J.N. Macleod , Z. Pan , W. H. Duan & C. M. Wang: *Carbon nanotube–cement composites: A retrospect*, The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering, **4:4**, 254-265 (2011);
- [2] K. Gopalakrishnan, B. Birgisson, P. Taylor and N.O. Attoh-Okine, *Nanotechnology in civil infrastructure - A Paradigm Shift*, Springer (2011).
- [3] R. Khare, S. Bose, *Carbon Nanotube Based Composites- A Review*, Journal of Minerals and Materials Characterization and Engineering **4**, 31–46 (2005)
- [4] B.G. Han, B.Z. Han, X. Yu, *Experimental Study on the Contribution of the Quantum Tunnelling Effect to the Improvement of the Conductivity and Piezoresistivity of a Nickel Powder-filled Cement-based Composites*, Smart Materials and Structures, 2009,**18**, 065007(7pp)
- [5] F. Azhari, *Cement-based Sensors for Structural Health Monitoring [D]*, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 2008;
- [6] L. Coppola, A. Buoso, F. Corazza, *Electrical Properties of Carbon Nanotubes Cement Composites for Monitoring Stress Conditions in Concrete Structures*, Applied Mechanics and Materials Vol. **82** (2011) pp 118-123;
- [7] V.L. Pushparaj, O. Nalamasu, M. Manoocher Birang, *Carbon nanotube-based load cells*, Patent US2010/0050779 A1 (2010)
- [8] L. Coppola, A. Buoso, F. Corazza, *The influence of AC and DC electrical resistance and piezoresistivity measurements of CNTs/Cement composites*, International Congress on Materials & Structural Stability-Congrès International Matériaux & Stabilité Structurelle, Rabat, Morocco, 27-30 November 2013, Book of Abstracts, page 311, ISBN: 978-9954-32-689-3.
- [9] L. Coppola, E. Borgarello, A. Buoso, F. Corazza, E. Crippa, *La resistività elettrica di compositi cementizi rinforzati con nanotubi in carbonio per il monitoraggio dello stato di sforzo nelle strutture in c.a. e c.a.p.*, Proceedings of the 1st Workshop “The new boundaries of structural concrete”, (Salerno, 22-23 Aprile, **2010**) 299-306;
- [10] L. Coppola, A. Buoso, F. Corazza, *The influence of carbon nanotubes dispersion on stress sensitivity of cementitious composites materials*, Proceedings of the 2st Workshop “The new boundaries of structural concrete”, Editors: L. Dezi, G. Moriconi and R. Realfonzo, Università Politecnica delle Marche - ACI Italy Chapter (Ancona, 15-16 Settembre, 2011), pp. 325-331, ISBN 978-88-904292-2-4;
- [11] H. Baoguo, Y. Xun, O. Jinping, *Effect of water content on the piezoresistivity of MWNT/cement composites*, J Mater Sci (2010) **45**:3714–3719;
- [12] Buoso A., *La piezoresistività dei compositi cementizi rinforzati con nanotubi in carbonio*, Tesi di dottorato di ricerca, Università di Bergamo (2013);
- [13] L. Coppola, A. Buoso, F. Corazza, *The influence of electrode type/set-up and frequency in AC measurements of electrical resistance and piezoresistivity of CNTs reinforced cementitious composites*, International Congress on Materials & Structural Stability-Congrès International Matériaux & Stabilité Structurelle, Rabat, Morocco, 27-30 November 2013, Book of Abstracts, page 310, ISBN: 978-9954-32-689-3.
- [14] ML Shi, ZY Chen, *Study of AC impedance on the porous structure of hardened cement paste*, J Build Mater 1998;**1**(1):30–5.
- [15] B.G. Han, X. Yu, K. Zhang et al., *Electrical characteristics and pressure-sensitive response measurements of carboxyl MWNT/cement composites*, Cement & Concrete Composites **34**, 794–800, (2012)
- [16] B.G. Han, G. Qiao, H. Jiang, *Piezoresistive Response Extraction for Smart Cement-based Composites/Sensors*, Journal of Wuhan University of Technology - Mater. Sci. Ed. (Aug.2012), Vol.**27** No.4.

VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI REOLOGICHE E MECCANICHE DI CALCESTRUZZI SPRUZZATI PER RIVESTIMENTI DI GALLERIA ADDITIVATI CON ACCELERANTI DI PRESA E RINFORZATI CON FIBRE DI ACCIAIO, VETRO E POLIPROPILENE

Luigi Coppola¹, Alessandra Buoso¹, Franco D'Alessandro²

¹ Università degli Studi di Bergamo, Dipartimento di Ingegneria, Dalmine (Bergamo)

² BASF, Construction Chemical C.C., Treviso

SOMMARIO

La memoria concerne l'utilizzo di fibre in acciaio (SF), di vetro (GF) e in polipropilene (PF) per il confezionamento di calcestruzzi e betoncini proiettati (confezionati con un accelerante di presa a base di silicato di sodio) per la realizzazione di rivestimenti per gallerie. La ricerca sperimentale è stata condotta direttamente in cantiere valutando prestazioni reologiche e meccaniche di calcestruzzi spruzzati fibrorinforzati per confronto con quelle del conglomerato di riferimento (senza fibre e accelerante di presa). I risultati sperimentali evidenziano come l'aggiunta delle fibre non ha alcuna influenza sulle proprietà del calcestruzzo allo stato fresco e indurito. La percentuale di materiale che rimbalza durante le operazioni di spruzzaggio sono strettamente legate alla percentuale di additivo accelerante di presa utilizzato piuttosto che al tipo di fibra impiegato. Lo sviluppo delle prestazioni meccaniche dei calcestruzzi è fortemente influenzato sia dall'additivo accelerante di presa che dalla proiezione del conglomerato sulle pareti dello scavo. In particolare, la resistenza meccanica a compressione a brevi stagionature dei calcestruzzi spruzzati additivati con l'accelerante di presa sono maggiori di quelle del conglomerato di riferimento (senza silicato di sodio) gettato e vibrato. Dopo 28 giorni di maturazione, invece, la resistenza a compressione dei calcestruzzi spruzzati accelerati è risultata all'incirca del 45% inferiore rispetto a quella del conglomerato di riferimento senza silicato di sodio, gettato in opera entro cassero e successivamente vibrato. I risultati sperimentali, inoltre, indicano che la resistenza a punzonamento delle piastre di betoncino spruzzato rinforzato con fibre è inferiore rispetto a quella della piastra rinforzata con la tradizionale rete elettrosaldata in acciaio. Questo risultato è da ascrivere alla diminuzione dell'aderenza fibra-matrice come conseguenza dell'aggiunta dell'accelerante di presa. E' presumibile, infatti, che tale diminuzione sia più accentuata per un rinforzo discreto (le fibre), che non per il rinforzo continuo rappresentato dalla rete elettrosaldata. I risultati suggeriscono che per il confezionamento di calcestruzzi spruzzati sarebbe opportuno sostituire l'accelerante di presa a base di silicato sodico con additivi acceleranti che presentino una minore interferenza con il processo di idratazione del cemento.

EVALUATION OF RHEOLOGICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF FIBER REINFORCED SET-ACCELERATED SHOTCRETES FOR TUNNEL LINING

SUMMARY

The present paper deals with the use of different types of fibers (steel – SF, glass – GF and polypropylene - PF) to reinforce concretes and shotcretes (manufactured with a sodium silicate based set-accelerating admixture) for tunnel linings in order to compare rheological and mechanical behaviour of set accelerated fiber reinforced mixtures with respect to plain concrete. Tests were carried out directly in the job-site. No influence of fibers was observed on rheological and mechanical properties. Shotcrete rebound was closely related to the dosage of set-accelerating admixture. Strength gain and mechanical properties were strongly influenced by both the casting method and the dosage of set-accelerating product. Early compressive strengths of set-accelerated shotcretes were higher with respect those of plain vibrated concrete. On the other hand, 28-day compressive strengths of fiber reinforced shotcretes containing set-accelerating admixture were about 45% lower of plain mixture without sodium silicate. Furthermore, the test results indicated that punching shear strength of FR mixtures was lower than that of steel mesh reinforced shotcrete without fibers as a consequence of the poor quality of the cement matrix due to the set-accelerator addition. Use of set accelerating admixture reduced the fiber-matrix bond lowering the punching shear strength of FR mixtures. On the other hand, the poor quality of the cement matrix seems to affect less punching shear strength of steel mesh reinforced shotcrete. Results indicate that a replacement of the sodium silicate-based admixture is strictly necessary in order to improve mechanical and durability properties the tunnel linings.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo è notoriamente un materiale fragile con una modesta resistenza a trazione e una naturale tendenza a contrarsi per effetto del ritiro idraulico. L'impedimento al ritiro determinato nelle strutture reali dalla presenza di vincoli genera stati coattivi responsabili della fessurazione degli elementi in c.a. [1]. La comparsa di quadri fessurativi nei primi periodi dopo il getto solitamente rappresenta un problema di tipo estetico più che strutturale, anche se le fessure che si generano a causa del ritiro idraulico possono compromettere la funzionalità dell'opera. Ad esempio, nelle pavimentazioni industriali, la presenza di soluzioni di continuità in servizio, per l'azione dei carichi di tipo mobile (su ruota), comporta un rapido sbrecciamento dei cigli fessurativi con conseguente compromissione della funzionalità del pavimento. In molte situazioni, inoltre, le fessure possono avere ricadute negative sia per la statica che per la durabilità delle strutture, per la facilità con cui le sostanze aggressive attraverso le soluzioni di continuità, raggiungono le armature corrodendole. Al fine di sopperire a queste carenze prestazionali intrinseche del conglomerato cementizio, nelle strutture in c.a. si fa abitualmente ricorso all'utilizzo di armature di ripartizione – generalmente in forma di reti elettrosaldate o di barre di piccolo diametro e con passo molto ravvicinato. Tuttavia, la presenza dell'armatura lungo direttrici obbligate non sempre riesce a prevenire e, soprattutto, a contenere l'ampiezza delle soluzioni di continuità, in quanto gli stati tensionali indotti da questi fenomeni non agiscono in una sola e ben definita direzione [2]. Perciò, negli ultimi tempi, sta diventando sempre più frequente l'impiego di un rinforzo fibroso discreto inserito nella matrice cementizia. Le fibre, infatti, rispetto alle barre di armatura, si dispongono a guisa di un rinforzo tridimensionale e sono in grado di assorbire le sollecitazioni di trazione indotte negli elementi in qualsiasi direzione limitando così l'ampiezza delle lesioni e aumentando la capacità di dissipare energia resistendo a carichi di tipo impulsivo (urti, scoppi, azioni cicliche, etc.) maggiori [3]. Dagli inizi del '900 ad oggi l'uso delle fibre è in costante aumento. Le prime fibre utilizzate sono state quelle in amianto per produrre lastre prefabbricate. Successivamente, hanno fatto la comparsa sul mercato le fibre in acciaio alla fine degli anni '40 negli Stati Uniti. Poi è stata la volta delle fibre di vetro, quelle organiche (polipropilene, poliacrilonitrile, poliolefine) provenienti da trattamenti di sintesi e recentemente anche fibre di ghisa, di ottone, ecc.[4]. Attualmente le fibre maggiormente utilizzate come rinforzo nel calcestruzzo sono in acciaio, vetro, polipropilene e poliacrilonitrile.

Negli ultimi anni, in Italia, il calcestruzzo fibrorinforzato ha trovato largo impiego nel settore delle pavimentazioni e dei rivestimenti per galleria (sia realizzati con calcestruzzo proiettato che gettato entro cassero). Stime cautelative (in difetto) indicano per questo tipo di rinforzi un volume complessivo di fatturato che supera i 10 milioni di euro. L'utilizzo di calcestruzzo fibrorinforzato, infatti, consente di avere dei vantaggi sia in termini strutturali, quali la riduzione di ampiezza delle fessure e di conseguenza l'aumento della durabilità, la maggiore resistenza a fatica e ai carichi impulsivi, ma anche la maggiore facilità di esecuzione dei manufatti e degli elementi costruttivi rispetto alla tradizionale tecnologia di realizzazione basata sull'impiego di barre di armatura e/o di reti elettrosaldate [5][6][7].

La progettazione strutturale di elementi in calcestruzzo rinforzato con fibre può essere effettuata ricorrendo alle raccomandazioni emanate dal *fib* (*Fédération Internationale du Béton*) che ha recentemente pubblicato la versione finale del Model Code 2010 in cui sono state inserite due nuove sezioni sui calcestruzzi rinforzati con le fibre (materiali e comportamento strutturale). Inoltre, per quanto concerne l'Italia, è disponibile anche un documento CNR-DT 204 in cui si riportano le istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato.

In questa memoria vengono presentati i risultati di una campagna sperimentale condotta su betoncini fibro-rinforzati - con fibre strutturali metalliche e non - applicati a spruzzo per la realizzazione di rivestimenti per gallerie. Le prove sperimentali sono state condotte, direttamente in cantiere, con l'obiettivo di confrontare le prestazioni reologiche ed elastomeccaniche dei betoncini rinforzati con fibre di diversa natura oltre all'influenza derivante dall'aggiunta dell'accelerante di presa (a base di silicato di sodio) [8].

2. METODOLOGIA SPERIMENTALE

2.1 Materiali

2.1.1 Cemento

Per il confezionamento dei betoncini è stato utilizzato un cemento Portland al calcare (CEM II/A-LL 42.5R) conforme alla norma UNI EN 197-1, fornito da Italcementi Group S.p.A.. La composizione chimica è riportata in Tabella 1.

Tabella 1 Composizione chimica (% sulla massa) del cemento (CEM II/A-LL 42.5R)

Loss On Ignition (L.O.I.) at 500°C		0.88	
SiO ₂	19.31	MgO	2.38
Al ₂ O ₃	4.31	SO ₃	2.96
Fe ₂ O ₃	2.28	Na ₂ O	0.29
TiO ₂	0.14	K ₂ O	0.86
CaO	61.08	Cl	0.06

2.1.2 Aggregati

Sono stati utilizzati tre diversi tipi di aggregati:

- Sabbia granita (40% sul peso totale degli aggregati);
- Sabbia frantumata (25%);
- Pietrisco (35%) avente diametro massimo 8mm.

Si riporta in Tabella 2 la distribuzione granulometrica dei singoli aggregati e di quello combinato.

Tabella 2 Analisi granulometrica degli aggregati utilizzati per il confezionamento dei betoncini.

Apertura vaglio (mm)	Percentuale passante cumulativo [%]			
	Sabbia granita (25%)	Sabbia Franta (40%)	Pietrisco (35%)	Totale (100%)
16	100.0	100.0	100.0	100.0
12.5	100.0	100.0	100.0	100.0
8	100.0	100.0	100.0	100.0
4	100.0	99.0	26.0	73.7
2	78.0	87.0	1.7	54.9
1	54.0	69.0	0.5	41.3
0.5	38.0	47.0	0.2	28.4
0.25	25.0	20.0	0.2	14.3
0.063	4.9	1.2	0.2	1.8

2.1.3 Additivi

Nel confezionamento dei betoncini è stato utilizzato un additivo superfluidificante acrilico, dosato all'1.4% (rispetto alla massa del cemento).

Prima delle fasi di spruzzaggio, è stato aggiunto un additivo accelerante di presa (silicato di sodio) con un dosaggio che si è attestato nell'intervallo 13-17% circa vs massa del cemento.

2.1.4 Fibre

Alla miscela di riferimento, sono stati aggiunti tre tipi di fibre: acciaio, vetro e polipropilene le cui proprietà principali sono riportate in Tabella 3.

Tabella 3 - Caratteristiche principali delle fibre utilizzate

Sigla	Materiale	Lunghezza (mm)	Diametro (mm)	l/d
SF	Acciaio	33	0.55	60
GF	Vetro	40	1.6	25
PF	Polipropilene	40	0.9	44

I dosaggi delle fibre sono riportati in Tabella 4. Si noti come il dosaggio in volume delle fibre in acciaio ed in vetro sia sostanzialmente coincidente e, conseguentemente, le prestazioni dei calcestruzzi realizzati con queste fibre saranno direttamente confrontabili. Per quanto concerne le fibre in polipropilene, il dosaggio risulta essere di gran lunga inferiore, circa del 34% circa rispetto alle fibre in acciaio e del 39% circa delle fibre in vetro.

Tabella 4 - Dosaggio (sia in volume che in massa) delle fibre e massa volumica degli impasti

Miscela	Natura delle fibre	Massa volumica cls	Dosaggio delle fibre	
		kg/m ³	kg/m ³	l/m ³
PL	-	2344	-	-
SF	Acciaio	2394	38.2	4.4
GF	Vetro	2342	11.2	4.7
PF	Polipropilene	2324	3.5	2.9

2.2 Mix-design

La sperimentazione ha previsto il confezionamento di betoncini aventi rapporto a/c pari a 0.44 e, per la miscela di riferimento, una lavorabilità iniziale al getto S5 (in accordo alla norma UNI EN 12350-2). Si riporta in Tabella 5 la composizione della miscela di riferimento senza l'aggiunta né di fibre né di additivo accelerante di presa.

2.3 Prove sperimentali

Durante le fasi di getto (dopo 1/5 e 4/5 dello scarico della betoniera), ma comunque prima dell'aggiunta dell'additivo accelerante di presa, sono state misurate sugli impasti allo stato fresco la lavorabilità e la massa volumica.

Successivamente è stato aggiunto il silicato di sodio ed il calcestruzzo è stato spruzzato sulle pareti della galleria, misurando lo sfrido (UNI EN 14488-7).

Per valutare le prestazioni meccaniche dei calcestruzzi fibrinforzati, sono stati confezionati dei pannelli (UNI EN 14488-1), sia prima che dopo l'aggiunta del silicato di sodio, maturati in condizioni di cantiere, da cui sono state estratte 3 carote (d=100 mm, h=100 mm, h/d=1) per la misura della massa volumica e della resistenza a compressione dopo 1, 7 e

28 giorni. Infine, sono stati confezionati pannelli (600x600mm) di shotcrete fibrinforzato additivato con il silicato di sodio per valutare l'energia di deformazione, in accordo alla norma UNI EN 14488-5.

Tabella 5 Mix-design e principali caratteristiche della miscela di riferimento.

DOSAGGIO INGREDIENTI		
Cemento CEM II/A-LL 42.5R	kg/m ³	450
Acqua	kg/m ³	200
Aggregati:		
Sabbia frantumata	kg/m ³	410
Sabbia granita	kg/m ³	650
Pietrisco (D _{max} 8 mm)	kg/m ³	575
Additivo superfluidificante	%	1.4
	l/m ³	6.3
Aria intrappolata	%	2.5
CARATTERISTICHE		
Acqua/Cemento		0.44
Massa volumica	kg/m ³	2344

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati ottenuti dalla campagna sperimentale riguardano la valutazione delle proprietà reologiche (analisi della massa volumica del fresco, lavorabilità, dosaggio di additivo accelerante e sfrido) e di quelle meccaniche (massa volumica su indurito, resistenza a compressione e punzonamento).

3.1 Proprietà reologiche

3.1.1 Massa volumica del calcestruzzo fresco

Si riportano in Figura 1 i valori medi di massa volumica sul fresco misurati durante le fasi di getto (dopo 1/5 e 4/5 dello scarico della betoniera) e prima dell'aggiunta dell'additivo accelerante di presa. Come si può notare non esistono differenze sostanziali tra gli impasti realizzati con le diverse fibre. Pertanto, l'aggiunta delle fibre non determina anomalie di intrappolamenti di aria.

3.1.2 Lavorabilità

La lavorabilità prefissata (S5 in accordo alla UNI EN 206-1) è stata raggiunta anche negli impasti con l'aggiunta di fibre senza alcuna ulteriore riaggiunta di acqua rispetto all'impasto di riferimento. Inoltre, dopo 45 minuti dal confezionamento la lavorabilità è aumentata o rimasta sostanzialmente invariata rispetto a quella registrata al termine della miscelazione (Figura 2) per tutte le miscele.

3.1.3 Additivo accelerante di presa e sfrido

Il dosaggio di additivo accelerante di presa (silicato di sodio) si è attestato nell'intervallo 13-17% circa (Figura 3): maggiore per l'impasto contenente fibre di vetro e minore per quello con fibre di acciaio. L'aggiunta del silicato di sodio nell'impasto di riferimento è circa uguale a quella utilizzata per l'impasto con le fibre in polipropilene (circa il 15%).

Lo sfrido si è attestato tra il 18 e il 35% circa (Figura 3) e risulta essere estremamente diverso per i vari tipi di miscela: maggiore con le fibre in acciaio e minore con quelle di vetro. Dai risultati ottenuti sembra, quindi, emergere chiaramente come la percentuale di materiale rimbalzato durante la prova

di proiezione dei betoncini sia esclusivamente influenzata dal dosaggio di additivo accelerante e non dal tipo né dal dosaggio di fibre aggiunte. Sembra, infatti, esistere una proporzionalità indiretta tra dosaggio di accelerante e sfrido: maggiore è il dosaggio di accelerante e minore risulta lo sfrido.

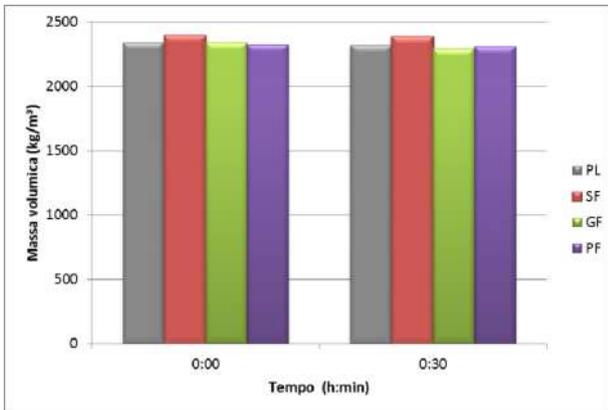


Figura 1: Massa volumica allo stato fresco

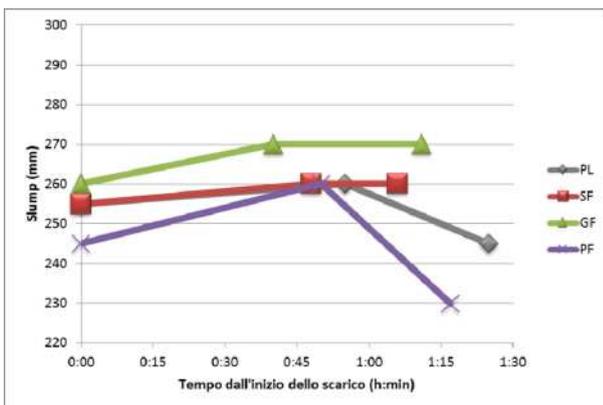


Figura 2: Lavorabilità nel tempo

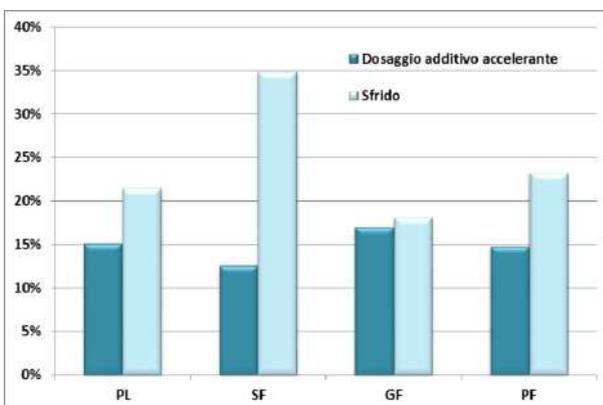


Figura 3: Dosaggio di additivo accelerante di presa e sfrido

3.2 Proprietà meccaniche del calcestruzzo

3.2.1 Massa volumica su indurito

L'aggiunta dell'additivo accelerante di presa e le operazioni di spruzzaggio determinano inevitabilmente una riduzione della massa volumica che si attesta in un intervallo tra il 2 e il 6% rispetto al valore determinato sull'impasto di riferimento senza silicato di sodio, gettato su casseri e vibrato, indipendentemente dal tempo di maturazione e dall'aggiunta delle fibre (Figura 4).

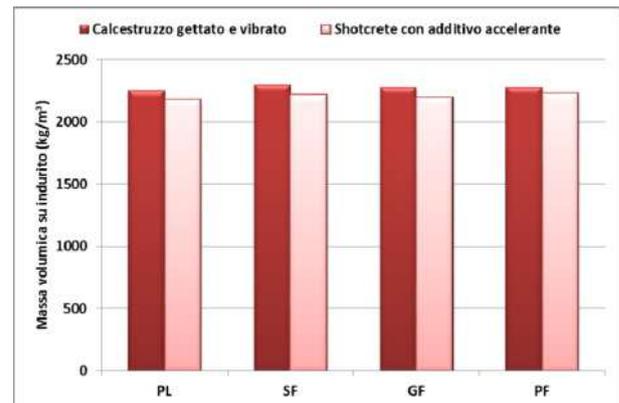


Figura 4: Massa volumica su indurito

3.2.2 Resistenza a compressione

Per quanto concerne lo sviluppo della resistenza a compressione del tempo (Figura 5), si nota che dopo 1 giorno di maturazione, lo shotcrete (calcestruzzo spruzzato con aggiunta di additivo accelerante di presa) ha una resistenza maggiore di quella dell'analogo impasto confezionato senza silicato di sodio. Pertanto, alle brevissime stagionature, l'additivo accelerante di presa è in grado di compensare l'effetto negativo delle operazioni di spruzzaggio in termini di aumento della porosità (diminuzione di massa volumica) tanto che la resistenza meccanica a compressione dell'impasto con silicato di sodio risulta a 1g dal 50 all'85% circa maggiore di quella del betoncino senza l'accelerante.

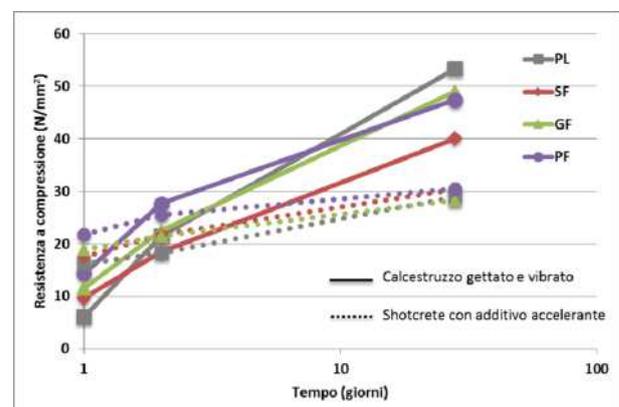


Figura 5: Sviluppo della resistenza a compressione nel tempo in funzione del tipo di fibra sia di calcestruzzi gettati che spruzzati con aggiunta di additivo accelerante di presa.

Per contro, dopo 28 giorni, tutti gli impasti – indipendentemente dall’aggiunta delle fibre – additivati con l’accelerante di presa presentano una resistenza meccanica a compressione decisamente più bassa di quella dell’analogo impasto non additivato. In particolare, si nota come la diminuzione della resistenza a compressione sia strettamente legata alla percentuale di aggiunta dell’additivo accelerante (Figura 5): maggiore il dosaggio di silicato di sodio, minore la resistenza a compressione. Quindi, dai risultati della resistenza a compressione dopo 28 giorni di maturazione è possibile affermare come questa proprietà meccanica non sia strettamente correlata al tipo e dosaggio di fibra, ma dipenda quasi esclusivamente dal dosaggio dell’additivo accelerante di presa. In linea di massima, si può anche stimare la penalizzazione della resistenza direttamente attribuibile all’accelerante e quella, invece, associabile con la diminuzione di massa volumica conseguente all’operazione di proiezione del betoncino. Tenendo conto che:

1. la penalizzazione della resistenza per effetto della proiezione è del 5% circa per ogni punto percentuale di diminuzione della massa volumica;
2. la diminuzione della massa volumica del calcestruzzo è risultata compresa nell’intervallo 2÷6%.

la diminuzione della resistenza per effetto della proiezione dovrebbe essere all’incirca pari al 10÷30%. Pertanto, essendo la diminuzione della resistenza complessivamente compresa tra il 25 e il 45% circa, si deve concludere che l’effetto dell’accelerante di presa sulla diminuzione della resistenza meccanica a compressione è stimabile all’incirca in un 15%. In sostanza, i dati confermano che la penalizzazione delle resistenze meccaniche a compressione sono strettamente correlate sia alle modalità di posa in opera (proiezione) che al dosaggio di additivo accelerante di presa a base di silicato sodico più che al tipo e al dosaggio di fibre impiegate.

3.2.3 Punzonamento

I risultati della prova a punzonamento sono riportati in Figura 6 in termini di energia di deformazione ottenuti su pannelli confezionati con miscele spruzzate contenenti sia l’additivo accelerante di presa che le fibre. Per la miscela di riferimento (senza fibre) è stato utilizzato un rinforzo tradizionale quale una rete elettrosaldata in acciaio B450C ($\Phi 6/150 \times 150$)

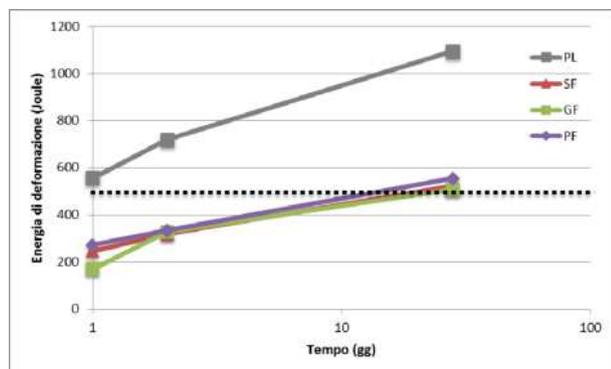


Figura 6: Energia di deformazione nel tempo per shotcrete fibrorinforzati con additivo accelerante di presa.

I risultati ottenuti indicano che l’utilizzo delle fibre in luogo del tradizionale rinforzo in acciaio non garantisce la raggiunta

delle stesse prestazioni, in termini di resistenza al punzonamento. Infatti, già dopo 1 giorno, il pannello di riferimento raggiunge un valore di 500 Joule, requisito minimo richiesto da normativa. Al contrario, questo valore limite è raggiunto nei pannelli fibrorinforzati solo dopo 28 giorni.

Importante sottolineare come il valore minimo venga raggiunto anche dal betoncino con fibre in polipropilene (2.9 l/m^3), nonostante il dosaggio di queste fibre nella ricerca condotta fosse inferiore a quello del vetro e dell’acciaio. (rispettivamente 4.7 and 4.4 l/m^3).

Le prove di punzonamento in ogni caso e, inequivocabilmente, indicano che le prestazioni del calcestruzzo fibrorinforzato, indipendentemente dal tipo di fibra, sono inferiori a quelle del calcestruzzo armato con rete elettrosaldata. Il motivo di questo divario esistente tra le due tecniche proposte (tradizionale con rete vs fibrorinforzato) potrebbe essere spiegato in base al fatto che la prestazione del calcestruzzo fibrorinforzato in termini di resistenza al punzonamento è strettamente dipendente non solo dal tipo e dal dosaggio delle fibre, ma dipende fortemente anche dalla qualità della matrice. Nel caso della sperimentazione in esame – come menzionato ai precedenti paragrafi – la qualità della matrice cementizia è risultata fortemente penalizzata dall’aggiunta dell’additivo accelerante. Questa penalizzazione ha determinato un conseguente abbattimento dell’aderenza fibra-matrice con inevitabili ripercussioni negative sulla duttilità/tenacità del composito fibrorinforzato esasperando il divario prestazionale con la lastra armata con rete la quale, beneficiando di un rinforzo continuo, risente meno della scadente qualità della matrice cementizia [8].

4. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati dell’indagine sperimentale condotta si possono trarre le seguenti conclusioni:

- a) Relativamente alla massa volumica del calcestruzzo fresco e alla lavorabilità, non esistono differenze sostanziali tra gli impasti realizzati con o senza le fibre, altresì indipendentemente dalla natura.
- b) Lo sfrido è esclusivamente influenzato dal dosaggio di additivo accelerante e non dalla presenza e natura delle fibre. Sembra esistere una proporzionalità indiretta tra dosaggio di accelerante e sfrido: maggiore è il dosaggio di accelerante e minore risulta lo sfrido.
- c) Relativamente alla massa volumica del calcestruzzo indurito, si può affermare che indipendentemente dalla stagionatura e dalla presenza o meno dell’accelerante l’aggiunta delle fibre non determina anomali intrappolamenti di aria: la massa volumica dei calcestruzzi fibrorinforzati, infatti, risulta sostanzialmente uguale o tendenzialmente maggiore di quella dell’impasto di riferimento senza fibre. C’è, invece, una diminuzione di massa volumica sugli impasti confezionati con l’aggiunta di silicato di sodio pari all’incirca al 2-6% rispetto a quella dell’impasto compattato a rifiuto, indipendentemente dal tipo di fibra e dalla stagionatura.
- d) La resistenza a compressione nel tempo è strettamente influenzata dalla presenza dell’additivo accelerante, indipendentemente dal tipo di fibra. Dopo 1 giorno di maturazione la resistenza a compressione dei calcestruzzi

proiettati additivati con l'accelerante di presa risulta maggiore di quella dell'analogo impasto confezionato senza silicato di sodio di circa il 50-85%. A 2 giorni – e ancora una volta indipendentemente dal tipo di fibra – l'effetto positivo sulla resistenza meccanica a compressione dovuto all'accelerazione della presa e all'indurimento eguaglia quello negativo derivante dall'incremento della porosità a seguito della proiezione degli impasti. Infine, a 28 giorni, tutti gli impasti – sia con che senza fibra – additivati con l'accelerante di presa presentano una resistenza meccanica a compressione minore di quella dell'analogo impasto non additivato di circa il 25-45%. Quindi, i dati di resistenza meccanica sembrano indicare come i valori di questa caratteristica siano fortemente dipendenti non dal tipo di fibra, ma dal dosaggio dell'additivo accelerante di presa. In linea di massima, si stima una penalizzazione della resistenza direttamente attribuibile all'accelerante di presa pari all'incirca in un 15%.

- e) Le prove di punzonamento indicano che le prestazioni del calcestruzzo fibrorinforzato indipendentemente dal tipo di fibra sono inferiori a quelle del calcestruzzo tal quale armato con rete elettrosaldata. Il motivo di questo divario esistente tra le due tecniche proposte (tradizionale con rete vs fibrorinforzato) potrebbe essere spiegato in base al fatto che la prestazione del calcestruzzo fibrorinforzato in termini di resistenza al punzonamento è strettamente dipendente non solo dal tipo e dal dosaggio delle fibre, ma dipende fortemente anche dalla qualità della matrice. Nel caso della sperimentazione in esame – come menzionato ai precedenti paragrafi – la qualità della matrice cementizia è risultata fortemente penalizzata dall'aggiunta dell'additivo accelerante. Questa penalizzazione ha determinato un conseguente abbattimento dell'aderenza fibra-matrice con inevitabili ripercussioni negative sulla duttilità/tenacità del composito fibrorinforzato esasperando il divario prestazionale con la lastra armata con rete la quale, beneficiando di un rinforzo continuo, risente meno della scadente qualità della matrice cementizia.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Coppola L., (2007) "Concretum", McGraw-Hill
- [2] Coppola L., Buoso A., "Calcestruzzi fibrorinforzati: risultati di una campagna sperimentale su spritz-beton rinforzati con fibre di acciaio, vetro e polipropilene", *Enco Journal*, N.60, 2013, pp.19-26
- [3] Coppola L., Cadoni E., Forni D., Buoso A., "Mechanical Characterization of Cement Composites Reinforced with Fiberglass, Carbon Nanotubes or Glass Reinforced Plastic (GRP) at High Strain Rates", *Applied Mechanics and Materials* (2011) Vol. 82 190-195.
- [4] Coppola L., "Il manuale del calcestruzzo di qualità", pp.350, *Il Sole 24 Ore*, Milano, Italia (Aprile 2008), ISBN 978-88-324-7027-7.
- [5] Zeidler K., Jäger J. (2007). "Fiber reinforced shotcrete for tunnel linings", *Recent Advances in Concrete Technology*.
- [6] Zaffaroni P., Pistolesi C., Dal Negro E., Coppola L. and Collepari M. (2000). "High Performance Shotcrete", *Industria Italiana del Cemento*, 756, 598-605.
- [7] Coppola L. (2001). "Rheology Proportioning and Properties of Self-Compacting Concretes", *Proc. Self Compacting Concrete for Tunnel Linings*, Sargans, Switzerland.
- [8] L. Coppola, A. Buoso, F. D'Alessandro, (2013). "Comparative Evaluation of Steel, Glass and Polypropylene Fiber Reinforced Shotcretes for Tunnel Lining", *Proceedings of ACI Italy Chapter 3rd Workshop on "The New Boundaries of Structural Concrete"*, 165-174, Editors L. Coppola, R. Realfonzo, P.Riva, Bergamo, October 3-4, 2013, ISBN 978-88-904292-7-9.

PRESTAZIONI REOLOGICHE E MECCANICHE DI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON ACQUE DI LAVAGGIO DELLE AUTOBETONIERE

Luigi Coppola, Alessandra Buoso, Simone Pellegrini, Sergio Lorenzi

Università degli Studi di Bergamo, Dipartimento di Ingegneria, Dalmine (Bergamo)

SOMMARIO

L'articolo affronta la problematica del riciclo di acqua di lavaggio delle autobetoniere in sostituzione di quella potabile nella produzione di calcestruzzo. Nello specifico, sono state studiate le prestazioni reologiche e meccaniche del calcestruzzo sostituendo integralmente l'acqua potabile con acque di lavaggio provenienti da un impianto di chiarificazione. Sono state prelevate tre acque con contenuto di solidi compreso tra 0,13 % e 5,5% in massa. Sono stati utilizzati tre diversi tipi di cemento maggiormente diffusi nel mercato italiano, con diverse classi di resistenza. Il rapporto acqua-cemento è stato modificato al fine di produrre due serie di calcestruzzi con resistenza a compressione a 28 giorni pari a 30 e 35 MPa. Il dosaggio dell'additivo superfluidificante è stato regolato al fine di conseguire un valore di slump di 210 mm al termine della procedura di miscelazione. Il mantenimento della lavorabilità nel tempo è stato valutato fino a 60 minuti sia mediante prove di abbassamento al cono che di spandimento alla tavola a scosse. Dopo 60 minuti dal confezionamento è stata effettuata una riaggiunta di acqua per riportare il conglomerato ad una lavorabilità pari a quella iniziale (retempering). La resistenza alla compressione a 1, 7 e 28 giorni è stata misurata su provini cubici estratti prima e dopo il rettempering.

I dati indicano che la quantità di solidi sospesi in acqua influenza la perdita della lavorabilità nel tempo e si osserva una perdita fino a 2 classi di consistenza dopo 60 minuti di confezionamento per il maggiore contenuto di particelle. La quantità di acqua potabile da riaggiungere nella procedura di rettempering del calcestruzzo aumenta con il tenore di solidi sospesi e si osserva una proporzionale riduzione della resistenza a compressione. La presenza di particelle solide provoca, di contro, un aumento della resistenza a compressione alle brevissime stagionature; questo effetto è ascrivibile al miglioramento dell'interfaccia pasta/aggregato.

La modifica della curva granulometrica degli aggregati per tener conto del maggior apporto di solidi sospesi nell'acqua di lavaggio permette di limitare la perdita di lavorabilità e riduce il rischio di indesiderabili riaggiunte d'acqua in cantiere che provocherebbero inevitabili penalizzazioni della resistenza a compressione del conglomerato. I dati sperimentali confermano la possibilità di utilizzare acqua di lavaggio per la produzione di calcestruzzo in sostituzione di acqua potabile anche se è necessario provvedere alla ridefinizione del mix design del conglomerato per compensare il maggior apporto di fini e finissimi con l'acqua di lavaggio.

THE REUSE OF WASH WATER FROM BETON WASHING SYSTEM FOR CONCRETE MANUFACTURING

SUMMARY

The paper deals with the replacement of drink water with wash water in concrete production. In the specific, the rheological and mechanical performance of concrete manufactured by the whole substitution of potable water with waters used to wash out truck mixers were evaluated. Concrete mixtures were manufactured by using three different wash water samples drawn from a beton wash plant; the solid particle amount in the water was in the range 0.13%-5.5% by mass. Three different cements types were used and the water-cement ratio was adjusted in order to manufacture two series of concrete with 30 and 35 MPa compressive strength at 28 days. The superplasticizer dosage was adjusted to attain a slump value of 210 mm at the end of the mixing procedure. The workability and workability loss up to 60 minutes were also evaluated. At 60 minutes fresh water addition was carried out to simulate concrete rettempering. The compressive strength at 1, 7 and 28 days was measured on cubic samples extracted previous and after the rettempering procedure. The amount of suspended solids in wash water strongly influences the workability retention: the higher the solid particles content, the lower the workability at 60 minutes. Hence, the amount of drinking water for concrete rettempering increases with the suspended solids amount; as a consequence, the higher the particle content, the lower the compressive strength after the rettempering procedure. On the contrary, the presence of solid particles causes an increase in the early compressive strength; this effect can be ascribed to the improvement of the cement paste/aggregates interface.

The modification of the grading curve to take into account about the presence of suspended solids in water permits to limit the workability loss and reduces the risk of undesirable concrete rettempering in the job site.

The experimental data confirms the possibility to use wash water for concrete manufacturing in substitution of fresh water. However, the modification of the mix design i.e. the reduction of the amount of fine sand should be considered to compensate the solid particles content in water.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni si sta facendo sempre più attuale la problematica della sostenibilità poiché il rapido incremento della popolazione mondiale e del consumo di risorse enfatizza l'esigenza di riduzione di tutti i costi di produzione, sia economici che ambientali, per preservare l'ecosistema globale. Tale riduzione può essere attuata mediante un utilizzo ponderato delle risorse disponibili e un sistematico riciclo di tutti i materiali usati, per evitare inutili sprechi e un aumento dei rifiuti da conferire a discarica, con ovvie negative conseguenze sull'ambiente. In questo modo è possibile ridurre sia l'utilizzo di nuove materie prime nelle varie lavorazioni, sia i consumi energetici, ma altresì l'inquinamento dell'atmosfera, del terreno e delle acque.

È indispensabile, pertanto, adottare una diversa linea di comportamento soprattutto nel settore delle costruzioni, caratterizzato da un elevato consumo delle risorse naturali. Del resto, le tematiche di ricerca nel settore della "green building" indicano nel riciclo e riutilizzo delle materie prime una via doverosa da percorrere in una logica di ecosostenibilità [1-4].

Il lavaggio delle autobetoniere e degli impianti operanti a contatto con calcestruzzo o conglomerati cementizi allo stato fresco al termine della giornata è senza dubbio costoso in termini di "natura consumata". Diversi lavori in letteratura hanno individuato il quantitativo di acqua utilizzata per il lavaggio: alcuni autori hanno individuato quantitativi di acqua in media superiore ai 500 litri [5], altri hanno indicato in media 90 litri di acqua di scarico per ogni metro cubo di calcestruzzo preconfezionato [6]. Parker et al. [7] stimano che, se si considera un'autobetoniera da circa 10 metri cubi che trasporta calcestruzzo preconfezionato, dall'1 al 4% del calcestruzzo aderisce alle pareti interne del tamburo e deve essere rimosso completamente.

Dal punto di vista qualitativo, le acque reflue derivanti dal lavaggio sono caratterizzate dalla presenza sia di materiali cementizi sia da residui degli additivi normalmente impiegati nel confezionamento del calcestruzzo. Inoltre, anche il deflusso delle acque meteoriche può contenere materiali cementizi e altre impurità che vengono lavate via dall'area della centrale di betonaggio. In generale, nell'acqua di scarico sono contenuti anche solidi disciolti di diversa natura, i quali comprendono: solfati e idrossidi dal cemento, cloruri, olio e grasso provenienti dagli impianti e dalle macchine, piccole quantità di altre sostanze chimiche associate all'idratazione del cemento Portland e sostanze derivate dagli additivi chimici [8]. Diverse norme, tra cui ASTM C 94, AASHTO M 157 e, in particolare la UNI EN 1008 definiscono, di fatto, limiti stringenti sulla qualità dell'acqua da utilizzare nel confezionamento del calcestruzzo. In questo contesto, le acque da riciclo hanno un residuo solido non superiore a 45 g/L, con

un sedimento a riposo tra 5/15 e 80 ml, che ne impedirebbe di fatto l'utilizzo nel confezionamento di calcestruzzo [9]. L'acqua di lavaggio delle autobetoniere, in aggiunta, è considerata un rifiuto [7] poiché decisamente alcalina, caratterizzata da un valore di pH compreso tra 11 e 12, che non permette neppure di trattarla come acqua reflua [10]. Oggigiorno sono disponibili sul mercato diversi metodi e sistemi per ridurre il valore del pH delle acque di lavaggio, come l'aggiunta di acidi, tipicamente acido solforico o acido cloridrico, di anidride carbonica gassosa o secca. Tali aggiunte, tuttavia, aggravano ulteriormente il bilancio sia economico che ecologico.

I grossi volumi di acqua reflua, che varia anche in funzione del volume di acque meteoriche, sono in genere stoccati e lasciati sedimentare per gravità per poi essere utilizzati solo il giorno seguente per il confezionamento di nuovo calcestruzzo. Ovviamente si producono anche quantitativi assai rilevanti di fanghi che sono fatti asciugare in siti appositi delle centrali di betonaggio o sono compattati con filtropresse prima di essere conferiti a discarica, con aggravii sia in termini economici che ecologici.

Negli ultimi anni sono state studiate diverse soluzioni per permettere il riutilizzo completo delle acque di lavaggio per il confezionamento di nuovo calcestruzzo, tuttavia è necessario considerare che la presenza di materiale fine e finissimo potrebbe causare una diminuzione delle prestazioni reologiche e meccaniche del calcestruzzo, con evidenti ricadute negative sulla concreta utilizzabilità di tali impianti. In realtà numerosi studi fino ad oggi hanno dimostrato che l'utilizzo delle acque di riciclo non provoca penalizzazioni eccessive delle prestazioni reologiche e meccaniche del conglomerato [11-14].

2. METODOLOGIA SPERIMENTALE

La sperimentazione ha previsto il confezionamento di calcestruzzi con acque da riciclo provenienti da un impianto innovativo sviluppato da Tecno-Beton. Tale impianto permette il recupero completo dell'aggregato e delle frazioni fini (filler, cemento, aggiunte minerali...) provenienti dal lavaggio delle autobetoniere per decantazione e separazione. Nello specifico, l'impianto prevede un primo punto di separazione immediatamente a valle della vasca di raccolta dell'acqua di lavaggio, per recuperare le frazioni di aggregato maggiori di 5 mm (punto 1); l'acqua raccolta dalla vasca è convogliata in una vasca dove rimane in agitazione (punto 2) e successivamente è pompata nel primo serbatoio che costituisce l'impianto di chiarificazione (punto 3). Qui viene lasciata sedimentare per sei ore durante la notte. Dopo sei ore, l'acqua chiarificata presente nella parte superiore del primo serbatoio è inviata al serbatoio di stoccaggio (punto 4).

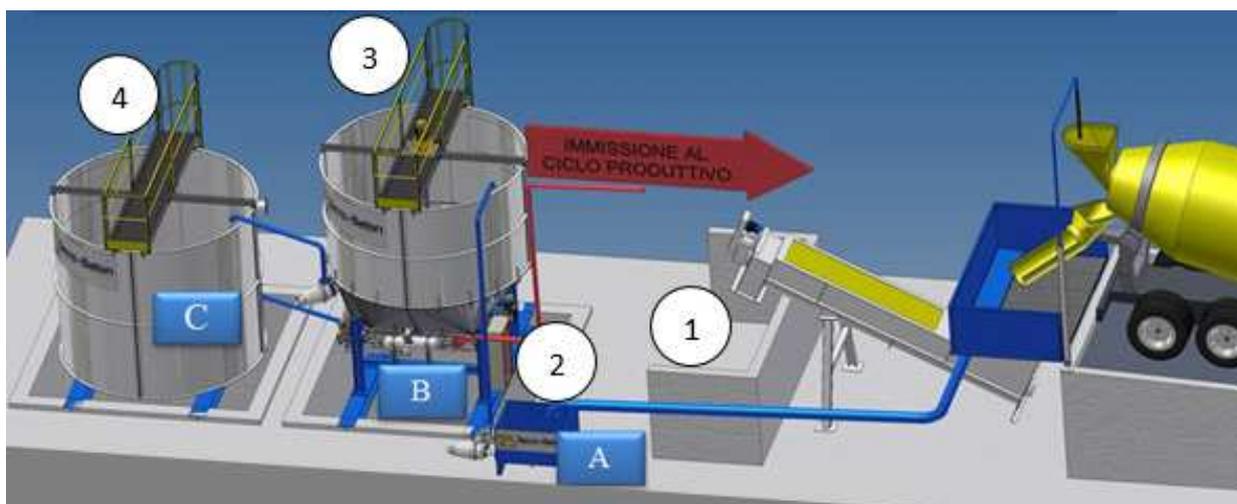


Figura 1: Schema dell'impianto di riciclo delle acque di lavaggio

La sperimentazione ha previsto il confezionamento di calcestruzzi con acqua potabile conforme alla UNI EN 1008, come riferimento (CR), e con tre acque prelevate in corrispondenza dei punti identificati con le lettere A, B e C in Figura 1. I calcestruzzi sono stati denominati CA, CB e CC ad indicare gli impasti confezionati con acqua tipo A, B, C, rispettivamente. Le composizioni dei calcestruzzi di riferimento sono riportate in Tabella 2.

Tabella 1 Contenuto di solidi delle acque prelevate dall'impianto di chiarificazione

Acqua	Residuo solido (%)
A	1.40
B	5.53
C	0.13

I valori di residuo solido calcolati per le tre acque sono riportati in Tabella 1. L'acqua B è quella caratterizzata dalla presenza di un quantitativo di solidi dispersi più elevato, pari al 5.53%, in quanto prelevata dalla zona bassa della vasca di sedimentazione. L'acqua A proviene direttamente dallo sfioro della vasca di raccolta della prima acqua di lavaggio, nella quale sono presenti solidi in sospensione fino a 5mm di diametro poiché le frazioni più grosse sono già state raccolte e separate. Questa acqua ha un contenuto di solidi intermedio, pari a 1.40%. L'acqua C è stata prelevata nel secondo serbatoio di stoccaggio, dove è trasferita l'acqua chiarificata presente nella parte superiore del primo serbatoio, dopo le sei ore di sedimentazione. Questa acqua, di conseguenza, è quella che contiene il minor quantitativo di solidi dispersi, pari allo 0.13% in massa.

Sono stati confezionati 6 diversi calcestruzzi per ogni acqua utilizzata, 3 con resistenza a compressione caratteristica pari a 30 MPa e 3 con resistenza caratteristica pari a 35 MPa. Per ogni classe di resistenza sono stati utilizzati tre diversi cementi: II/B-LL 32.5R, II/A-LL 42.5R, IV/A-V 32.5R.

L'additivo superfluidificante a base acrilica è stato dosato in modo tale da conseguire una lavorabilità pari a 210 mm di slump (S5, in accordo alla EN 206-1) al termine della procedura di miscelazione.

Sul calcestruzzo fresco sono state condotte misure di lavorabilità mediante valutazione dell'abbassamento al cono di Abrams in accordo alla EN 12350-2 e di spandimento EN 12350-6 a 0, 30 e 60 minuti dal confezionamento dell'impasto per determinare la perdita di fluidità nel tempo. L'aria intrappolata e la massa volumica sono state misurate dopo 60 minuti dal confezionamento in accordo alle norme EN 12350-6 e EN 12350-7, rispettivamente.

Tabella 2: Composizioni di riferimento dei calcestruzzi confezionati con acqua potabile (CR)

	R _{ck} 30		R _{ck} 35			
	II/B-LL	IV/A-V	II/A-LL	II/B-LL	IV/A-V	II/A-LL
Cemento	350	340	310	380	370	340
Acqua	175	180	178	176	183	182
a/c	0.50	0.53	0.57	0.46	0.49	0.54
Sabbia	754	763	795	727	735	768
Ghiaietto	497	494	496	499	493	495
Ghiaia	553	551	553	555	552	553
Additivo superfluidificante	3.0	2.5	2.3	3.2	2.7	2.5

Dopo 60 minuti dal confezionamento si è provveduto ad una riaggiunta di acqua in betoniera per riportare il conglomerato ad una lavorabilità, intesa come abbassamento al cono, di 210 mm. Questa operazione ha permesso di simulare e di valutare

l'effetto di indesiderate riaggiunte d'acqua in cantiere sulle prestazioni meccaniche dei conglomerati confezionati.

In tal senso si è provveduto al prelievo di 6 provini cubici di lato 100 mm prima (pre-riaggiunta) e di 6 dopo aver effettuato la riaggiunta di acqua (post-riaggiunta) da sottoporre a prove di compressione a 1, 7 e 28 giorni di maturazione. Dopo il getto, i provini di calcestruzzo sono stati maturati ad umido per 24 ore, poi immersi in acqua a 20°C. I provini cubici sono stati misurati e pesati prima della prova di compressione per determinare la massa volumica del conglomerato allo stato indurito.

Le prove in calcestruzzo hanno previsto il confezionamento di conglomerati utilizzando le composizioni della centrale di betonaggio, sia con acqua potabile che da riciclo. Per tener conto dell'apporto di materiale fine delle acque da riciclo, in una serie di impasti sono state modificate le composizioni con classe di resistenza Rck 30, confezionate con acqua tipo B, più ricca in solidi, al fine di valutare gli effetti di tale correzione sulle prestazioni reologiche e meccaniche dei conglomerati.

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati sono suddivisi per tipologia di acqua, caratterizzata dal valore di contenuto di solidi, al fine di poter confrontare le prestazioni dei calcestruzzi di riferimento, identificati con la sigla CR (Rck 30 e 35) con quelli confezionati con l'utilizzo delle tre acque di riciclo, identificati con le sigle CA, CB e CC (Rck 30 e 35). I calcestruzzi confezionati considerando la correzione della composizione sono stati denominati CB Mod (Rck 30). Salvo dove diversamente indicato, i dati esprimono il valore medio e la dispersione per i diversi cementi utilizzati nelle due diverse classi di resistenza.

3.1 Effetto del contenuto di solidi delle acque di riciclo sulle proprietà del calcestruzzo fresco

Nella Figura 2 e nella Figura 3 è riportato l'effetto del contenuto di particelle solide nell'acqua da riciclo rispettivamente sulla massa volumica allo stato fresco e sull'aria intrappolata misurati 60 minuti dopo il confezionamento dell'impasto; i risultati sono stati normalizzati rispetto a quelli ottenuti sull'acqua potabile.

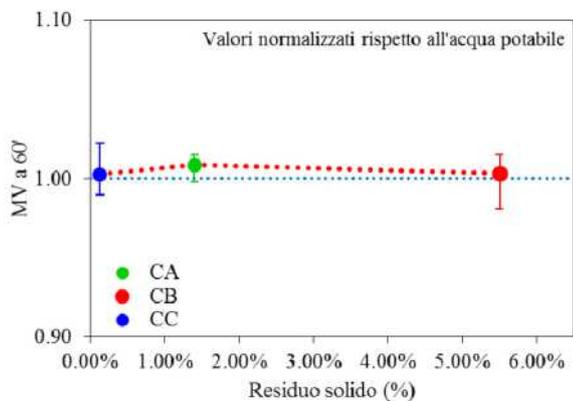


Figura 2: Massa volumica allo stato fresco a 60' per i calcestruzzi confezionati

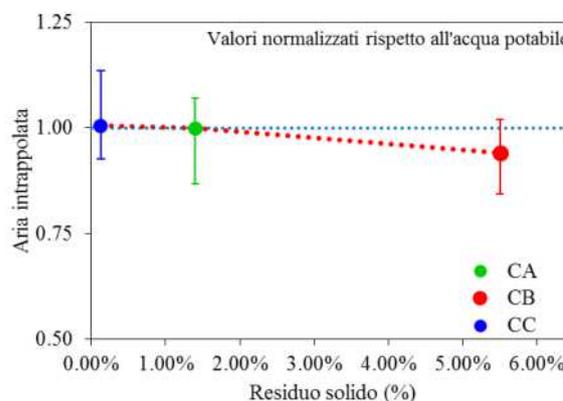


Figura 3: Contenuto d'aria (porosità) a 60' per i calcestruzzi confezionati

La massa volumica allo stato fresco non è influenzata dal tenore di solidi dispersi; i valori sono simili a quelli ottenuti per l'acqua potabile. Lo stesso effetto è stato osservato per l'aria intrappolata. Il contenuto di aria a 60' rispetto ai calcestruzzi di riferimento confezionati con l'acqua potabile è molto simile e si osserva solo una leggera diminuzione per l'acqua di riciclo con il tenore di residuo solido maggiore.

Per quanto riguarda i valori di lavorabilità del calcestruzzo sia in termini di slump sia di spandimento (Figura 4 - Figura 6) si osserva come al termine della miscelazione i valori registrati sono in linea con quelli dei calcestruzzi di riferimento. A 30 minuti (Figura 5), invece, i valori di slump e spandimento normalizzati diminuiscono all'aumentare del tenore di residuo solido nelle acque di riciclo: tale comportamento diventa molto più evidente dopo 60 minuti dal confezionamento (Figura 6). Questo comportamento è ascrivibile essenzialmente al maggior apporto di materiale fine che si ha nel caso dell'utilizzo di acque a maggior tenore di solidi dispersi. Quindi, l'aumento del tenore di solidi provoca una drastica diminuzione del mantenimento della lavorabilità nel tempo. In tal senso, è possibile notare come le misure di slump facciano registrare penalizzazioni ben più evidenti rispetto allo spandimento, specialmente dopo 60 minuti dal confezionamento. Questo effetto è sicuramente attribuibile al tenore di fini che, crescendo col contenuto di solidi nelle acque da riciclo, rende i conglomerati maggiormente coesivi.

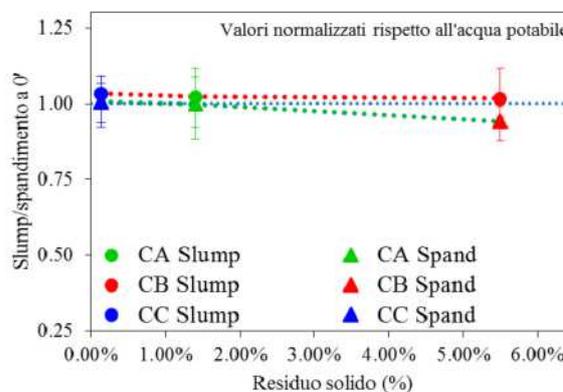


Figura 4: Confronto di slump e spandimento a 0' per i calcestruzzi confezionati con le acque di riciclo A, B, C normalizzati ai calcestruzzi confezionati con l'acqua potabile

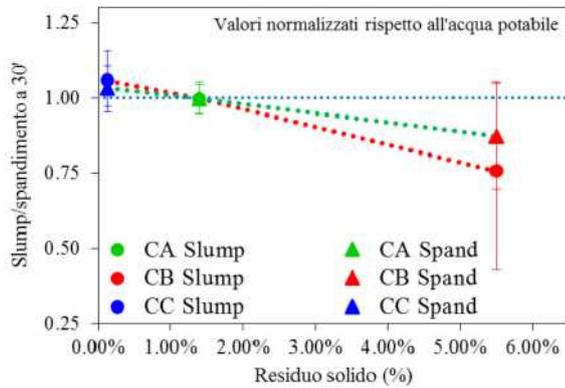


Figura 5: Confronto di slump e spandimento a 30' per i calcestruzzi confezionati con le acque di riciclo A, B, C normalizzati ai calcestruzzi confezionati con l'acqua potabile

Questa caratteristica si riflette maggiormente sulle misure di slump, che valuta essenzialmente la capacità del conglomerato di scorrere se soggetto al proprio peso; la tavola a scosse, invece, evidenzia la capacità di scorrere del conglomerato se soggetto a sollecitazioni dall'esterno come, per esempio, la vibrazione per la compattazione del conglomerato; tale misura evidenzia come il conglomerato, seppur maggiormente coesivo per il maggior apporto di fini, abbia una buona capacità di scorrere anche a 60 minuti.

L'acqua caratterizzata dal minor tenore di residuo solido (acqua C) ha evidenziato valori del tutto simili all'acqua potabile e si è registrato solo un modesto effetto dopo 60 minuti dal confezionamento, comunque limitato.

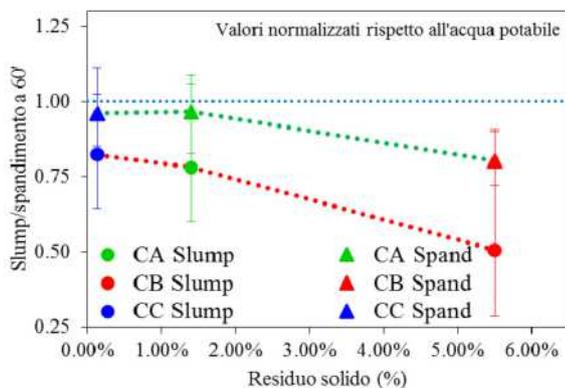


Figura 6: Confronto di slump e spandimento a 60' per i calcestruzzi confezionati con le acque di riciclo A, B, C normalizzati ai calcestruzzi confezionati con l'acqua potabile

3.2 Effetto del contenuto di solidi sulla quantità di acqua riaggiunta nella fase di retempering

Come atteso, a causa dell'effetto della maggior perdita di lavorabilità connessa con il maggiore apporto di materiale fine, il dosaggio dell'acqua da aggiungere nella fase di retempering dei conglomerati è risultato fortemente dipendente dal tenore di solidi (Figura 7). Nello specifico, il dosaggio di acqua riaggiunta è tanto maggiore quanto maggiore è il residuo solido. Il quantitativo di acqua impiegato nel processo di retempering per i calcestruzzi con Rck 30

risulta sempre inferiore a quello per i calcestruzzi con Rck 35; questo è essenzialmente da ascrivere al maggiore dosaggio di cemento e ai minori rapporti a/c di progetto per il calcestruzzo a maggiore Rck, che implicano una richiesta di acqua maggiore.

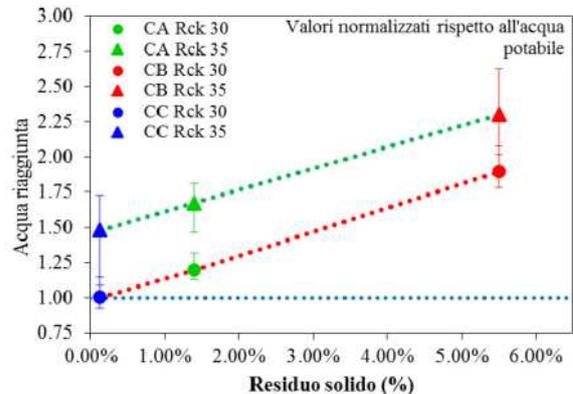


Figura 7: Confronto tra la riaggiunta di acqua per i calcestruzzi confezionati con le acque di riciclo A, B, C normalizzata ai calcestruzzi di riferimento (valori medi dei tre cementi)

L'acqua che è necessario aggiungere al conglomerato affinché ritorni in classe di lavorabilità iniziale S5 dopo 60 minuti dalla miscelazione degli ingredienti in betoniera ha un andamento lineare, con coefficienti angolari simili nel caso dei calcestruzzi con classe di resistenza Rck 30 e Rck 35; l'incremento è sostanzialmente costante per i due gruppi dei tre cementi considerati.

3.3 Effetto del contenuto di solidi sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo

Al fine di valutare l'effetto del tenore di solidi dispersi sulle prestazioni meccaniche dei calcestruzzi confezionati con acque da riciclo rispetto all'acqua potabile, i valori di resistenza meccanica a compressione prima e dopo il retempering sono stati normalizzati rispetto all'acqua potabile (Figura 8 - Figura 10); l'indicatore pieno è stato utilizzato per identificare i valori pre-retempering, mentre l'indicatore vuoto per identificare quelli post-retempering).

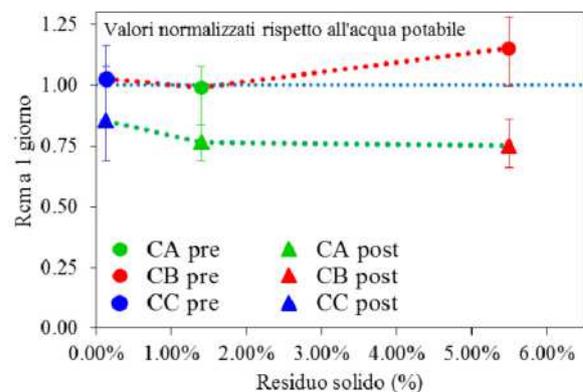


Figura 8: Confronto della resistenza meccanica a compressione a 1 giorno pre e post-retempering per i calcestruzzi confezionati con le acque di riciclo A, B, C normalizzata all'acqua potabile

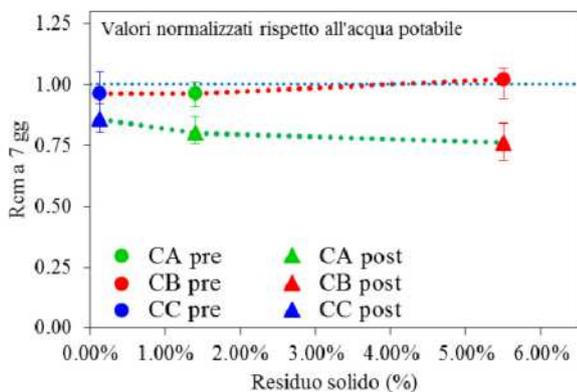


Figura 9: Confronto della resistenza meccanica a compressione a 7 giorni pre e post-retempering per i calcestruzzi confezionati con le acque di riciclo A, B, C normalizzata all'acqua potabile

I grafici evidenziano un leggero aumento della resistenza meccanica a compressione prima del retempering all'aumentare del tenore di solidi nell'acqua; tale incremento è maggiore ai più brevi tempi di maturazione, e diventa poco significativo già dopo 7 giorni. Questo effetto è da attribuire essenzialmente al miglioramento della qualità della matrice cementizia ad opera dei fini introdotti con l'acqua; è, infatti, ben noto che l'apporto di materiale fine riduce la porosità e migliora le proprietà meccaniche del conglomerato.

La tendenza si modifica drasticamente se si considerano i valori di resistenza a compressione dopo retempering rispetto a quelli ottenuti con l'acqua potabile; l'abbattimento è piccolo o trascurabile solo nel caso dell'acqua da riciclo a minor contenuto di solidi, ovvero l'acqua C, mentre diventa particolarmente significativo all'aumentare di questo parametro.

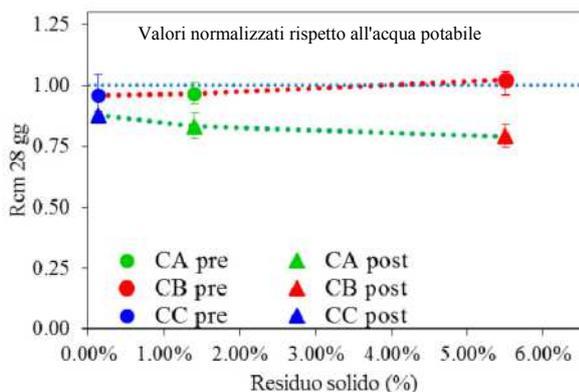


Figura 10: Confronto della resistenza meccanica a compressione a 28 giorni pre e post-retempering per i calcestruzzi confezionati con le acque di riciclo A, B, C normalizzata all'acqua potabile

L'effetto si osserva in modo evidente sia alle brevi, sia alle lunghe stagionature. Questo risultato è una chiara conseguenza della maggiore perdita di lavorabilità registrata all'aumentare del tenore di solidi dispersi nell'acqua da riciclo; infatti, maggiore è la perdita di fluidità, maggiore è l'acqua necessaria per il retempering e, di conseguenza, maggiore sarà la penalizzazione della resistenza meccanica a compressione per l'aumentato dosaggio di acqua, a pari contenuto di cemento.

3.4 Effetto della compensazione del contenuto di solidi sulle proprietà reologiche e meccaniche del calcestruzzo

In Figura 11, Figura 12 e Figura 13 si riportano i risultati delle misure reologiche e meccaniche condotte sugli impasti in classe di resistenza Rck 30, confezionati con acqua da riciclo tipo B, sui tre diversi cementi.

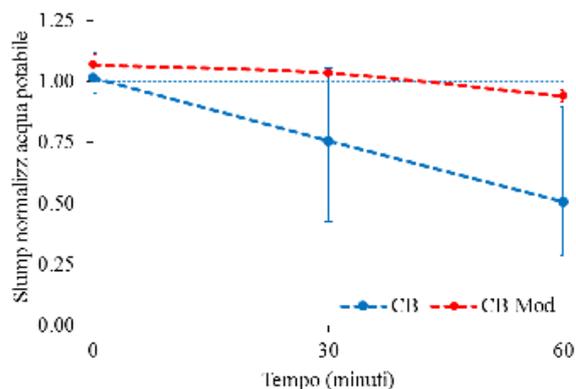


Figura 11: Confronto tra i valori medi dello slump dei CB e CB Mod a 0, 30 e 60 minuti

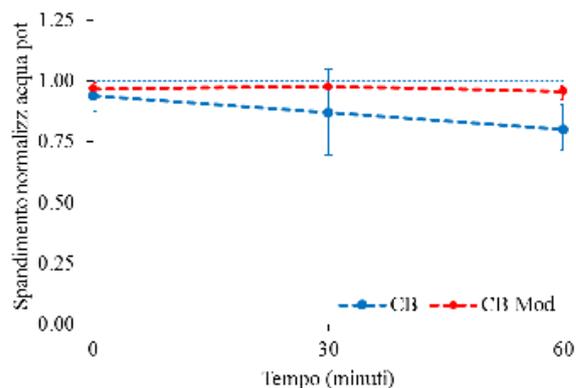


Figura 12: Confronto tra i valori medi dello spandimento dei CB e CB Mod a 0, 30 e 60 minuti

I dati sono stati normalizzati rispetto al conglomerato confezionato utilizzando acqua potabile. Le sigle CB e CB Mod identificano rispettivamente i calcestruzzi confezionati con acqua B senza e con compensazione del tenore di fini.

La perdita di lavorabilità dei calcestruzzi confezionati modificando le rispettive composizioni di centrale (Figura 11 e Figura 12) tendono a sovrapporsi al riferimento, diversamente da quanto osservato per i calcestruzzi confezionati con l'acqua di riciclo B. Alla luce di quanto affermato in precedenza, il miglior mantenimento della lavorabilità nel tempo mostrato a seguito della compensazione del tenore di fini apportato dall'acqua, riduce il dosaggio di acqua da raggiungere nella fase di retempering. Anche in questo caso si può osservare come lo slump test faccia registrare penalizzazioni maggiori in termini di mantenimento della lavorabilità nel tempo che, tuttavia, sono completamente recuperate attuando un'opportuna correzione del tenore di fini in composizione.

Questa osservazione è confermata dai dati di resistenza meccanica a compressione post retempering (Figura 13); la

curva relativa ai calcestruzzi confezionati con l'acqua di riciclo B con compensazione del tenore dei fini tende a traslare verso l'alto, posizionandosi leggermente al di sotto della retta di riferimento. La correzione della composizione del conglomerato per tenere conto del contenuto di fini permette di allineare le prestazioni meccaniche a quelle ottenute utilizzando acqua potabile.

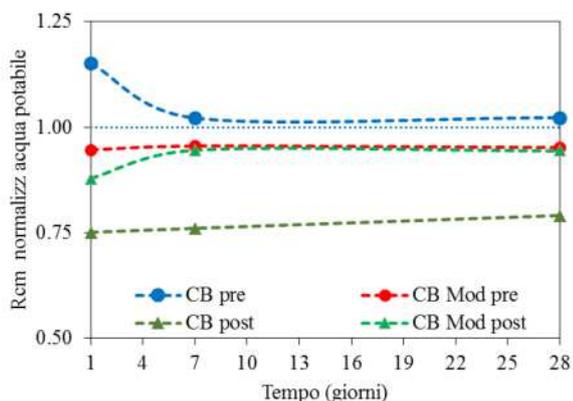


Figura 13: Confronto tra i valori medi delle Rcm dei CB e CB Mod a 1, 7 e 28 giorni

Per quanto attiene le resistenze a compressione pre-temperatura, è già stato evidenziato l'effetto benefico dell'apporto di materiale fine sulle resistenze alle brevi stagionature; in questo caso, la modifica della composizione non permette di beneficiare di questo contributo, tuttavia i valori sono del tutto in linea con il riferimento alle medie e lunghe stagionature.

Dall'analisi dei risultati sperimentali si desume quindi che, eseguendo un'opportuna modifica alla composizione del calcestruzzo confezionato con acqua di riciclo, indipendentemente dal quantitativo di materiale fine che tale acqua contiene, è possibile ottenere un conglomerato con prestazioni reologiche e meccaniche del tutto simili a quelle del calcestruzzo confezionato con l'acqua potabile. In tal senso è possibile evitare le maggiori problematiche che l'utilizzo di un'acqua di riciclo comporta, in primo luogo il rischio di indesiderate riaggiunte di acqua in cantiere al seguito di una eccessiva perdita di lavorabilità causata da un eccesso di fini in composizione.

4. CONCLUSIONI

La ricerca sperimentale ha permesso di evidenziare l'effetto dell'utilizzo di acque da riciclo prelevate da un impianto di chiarificazione innovativo sulle prestazioni reologiche e meccaniche del calcestruzzo. La ricerca ha confermato il possibile utilizzo delle acque di riciclo provenienti dal lavaggio delle autobetoniere per il confezionamento di nuovo calcestruzzo.

Il contenuto di particelle fini provoca essenzialmente un incremento della perdita di lavorabilità nel tempo che espone al rischio di riaggiunte indesiderate di acqua in cantiere, con conseguente abbattimento delle resistenze meccaniche a compressione del conglomerato. Alle brevi stagionature, di contro, la presenza di materiale fine provoca un miglioramento delle prestazioni meccaniche del conglomerato, grazie ad un

miglioramento della qualità della matrice, come noto in letteratura.

Valutando in modo corretto il contenuto dei solidi dispersi in acqua e apportando opportune correzioni alla composizione del calcestruzzo per tenere conto della quantità di fini introdotti con l'acqua da riciclo è possibile confezionare calcestruzzi con prestazioni reologico-meccaniche del tutto simili a quelle del calcestruzzo confezionato con acqua potabile.

4. BIBLIOGRAFIA

- [1] Coppola L., Lorenzi S., Marcelloni P., Marchese G. (2007). "Concrete Production by Using Cast Iron Industry By-Products", *Industria Italiana del Cemento*, 836, 748-756.
- [2] Coppola L., Lorenzi S., Buoso A. (2010). "Electric arc furnace granulated slag as a partial replacement of natural aggregates for concrete production". Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Ancona, Italy. Web only Papers. <<http://www.claipse.info/Proceedings.htm>>.
- [3] Coppola L. (2001). "Rheology and Mix Proportioning of Self-Compacting Concretes" *Industria Italiana del Cemento*, 762, 152-163.
- [4] Coppola L., Cerulli T., Salvioni D. (2005). "Sustainable Development and Durability of Self-Compacting Concretes", Proc. 11th International Conference on Fracture 2005, ICF11, 3, 2226-2241.
- [5] S. O. Ekolu e A. Dawneerangen, "Evaluation of recycled water recovered from a ready – mix concrete plant for reuse in concrete". *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, Vol. 52, No 2, 2010, 77 – 82
- [6] S. Abdol Chini e William J. Mbwambo, (1996) "Environmentally friendly solutions for the disposal of concrete wash water from ready mixed concrete operations". Cib W89 Beijing International Conference,
- [7] Parker, C.L. and Slimak, D.A., (1977) "Waste Treatment and Disposal Costs for the Ready – Mixed Concrete Industry". The American Concrete Institute
- [8] Florida Department of Environmental Protection, Environmental Science & Engineering, (1994) "Monitoring Studies at Concrete Batch Plant, Phase III", Tallahassee, Florida
- [9] Luigi Coppola, (2007) "Concretum", McGraw-Hill
- [10] Regolamento Regionale 3/2006 della Regione Lombardia del 24/03/2006, Allegato B
- [11] Abrams, D.A., (1924) "Tests of Impure Waters for Mixing Concrete". Proceedings of The American Concrete Institute
- [12] Borger, J., Carrasquillo, (1994) RL and Fowler, DW "Use of Recycled Wash Water and Returned Plastic Concrete in the Production of Fresh Concrete". *Advanced Cement Based Materials*, November
- [13] Ullman, G.R. (1973) "Re-use of Wash Water as Mixing Water". National Ready Mixed Concrete Association, Technical Information Letter No. 298, Silver Spring, MD, March
- [14] Meininger, R.C. "Recycling Mixer Wash Water and Its Effect on Ready Mixed Concrete". National Ready Mixed Concrete Association

CALCESTRUZZO LEGGERO AUTOCOMPATTANTE PER APPLICAZIONI STRUTTURALI

Valeria Corinaldesi¹, Michele Mele², Giacomo Moriconi¹

¹ Dipartimento di Scienze e Ingegneria della Materia, dell'Ambiente ed Urbanistica, Università Politecnica delle Marche, Ancona

² Professore Emerito, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi "La Sapienza", Roma

SOMMARIO

Si sono studiate miscele di calcestruzzo leggero autocompattante, preparate con lo stesso rapporto acqua/cemento (0,42) e la stessa quantità di cenere volante ed additivo superfluidificante, ma impiegando due diversi tipi di cemento (CEM II-A/L 42,5 R o CEM I 52,5 R). Sono state, inoltre, adottate diverse combinazioni di sabbia silicea, argilla espansa, sia fine sia grossa, ed aggregati riciclati provenienti da un impianto di trattamento delle macerie da costruzione e demolizione. Infine, si sono aggiunte fibre polipropileniche allo scopo di prevenire la fessurazione del calcestruzzo alle brevi stagionature, prevedibile sulla base dell'elevato dosaggio di cemento adottato, e garantirne la durabilità. I calcestruzzi leggeri autocompattanti sono stati caratterizzati allo stato fresco in termini di fluidità e deformabilità, mentre allo stato indurito si sono eseguite prove di compressione, trazione indiretta e flessione, oltre a misure di ritiro igrometrico libero. La classe di resistenza di progetto LC 35/38 è stata ottenuta solo impiegando CEM I 52,5, indipendentemente dal tipo di aggregati utilizzati. La massa volumica, molto prossima a 1600 kg/m³ utilizzando solo argilla espansa come aggregato, è risultata di circa 1800 kg/m³ nel caso di aggiunta di sabbia silicea. Le resistenze alla trazione indiretta ed alla flessione sono risultate coerenti con la classe di resistenza del calcestruzzo, mentre il modulo elastico è risultato significativamente minore di quello del calcestruzzo autocompattante della stessa classe non alleggerito.

SELF-COMPACTING LIGHTWEIGHT CONCRETE FOR STRUCTURAL APPLICATIONS

SUMMARY

Self-compacting lightweight concrete mixtures, prepared with the same water/cement (0.42) and the same amount of fly ash as well as of water reducing admixture, were studied by utilizing two different kinds of cement (CEM II-A/L 42.5 R or CEM I 52.5 R). Moreover, different combinations of quartz sand, fine and coarse expanded clay, as well as recycled aggregate coming from a recycling plant in which rubble from concrete demolition are suitably treated, were adopted. Finally, polypropylene fibres were added in order to prevent concrete early cracking, expected on the basis of high cement dosage, and to assure durability. The self-compacting lightweight concrete was characterized at the fresh state by means of slump flow and V-funnel test, whereas after hardening by means of compression, splitting tension and bending tests, as well as drying shrinkage measurements. The target strength class LC 35/38 was achieved only with CEM I 52.5, independently of the used aggregates. The density, close to 1600 kg/m³ when only expanded clay was used as aggregate, was around 1800 kg/m³ when quartz sand was added. Splitting tensile and flexural strength measured values were consistent with the concrete strength class, while the elastic modulus was quite low with respect to normal weight self-compacting concrete with the same strength class.

1. INTRODUZIONE

Nonostante la grande mole di lavoro di ricerca svolto sul calcestruzzo autocompattante (SCC), poca attenzione è stata dedicata [1-3] al calcestruzzo leggero autocompattante (SCLC). In genere, sono riportate applicazioni a solette di ponti, interventi di ripristino strutturale e rinforzo di pannelli portanti.

L'obiettivo del presente lavoro era la progettazione di un calcestruzzo caratterizzato da una combinazione ottimale di

proprietà generalmente antitetiche, come alta resistenza e basso peso unitario, dal momento che la leggerezza di un materiale è generalmente sinonimo di limitata prestazione meccanica. In questo caso, l'obiettivo prefissato era quello di raggiungere una classe di resistenza LC 35/38 mediante un calcestruzzo autocompattante leggero, di massa volumica compresa nell'intervallo 1600-1800 kg/m³.

Si è anche cercato di ridurre il costo della miscela, rendendola nello stesso tempo più sostenibile, utilizzando

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 2. Nonostante la variabilità del valore dello spandimento, tutte le miscele possono essere considerate più o meno autocompattanti. Per nessuna miscela, inoltre, è stata rilevata acqua essudata (effetto “alone”) o segregazione (effetto “sombbrero”).

Tabella 2 – Risultati delle prove su SCLC allo stato fresco

Miscela	Φ_{fin} (mm)	t_{fin} (s)	ρ (kg/m ³)
1	680	5	1550
2	540	11	1570
3	630	7	1670
4	620	9	1720
5	550	10	1720
6	570	8	1850
7	560	10	1830
8	610	8	1850

3.2 Densità allo stato fresco

Subito dopo il getto tutti i provini sono stati pesati ricavando le densità medie (ρ) riportate in Tabella 2. Si può notare come si ottengano masse volumiche inferiori a 1600 kg/m³ solo utilizzando la sola argilla espansa (miscele 1 e 2), mentre l'impiego della sabbia naturale fa sempre superare il valore di 1800 kg/m³ (miscele 6, 7 e 8). Valori intermedi fra i precedenti si possono ottenere per parziale sostituzione dell'argilla espansa con aggregati in calcestruzzo riciclato.

3.3 Resistenza a compressione

La resistenza a compressione delle miscele SCLC è stata misurata sui provini cubici fino a 28 giorni di stagionatura umida secondo UNI EN 12390-3:2009. I valori medi ottenuti da tre provini per ogni tempo di stagionatura e per ogni miscela sono riportati in Tabella 3, ove sono anche indicate le classi di resistenza secondo UNI EN 206-1:2006. Si è raggiunta al massimo la classe di resistenza LC 25/28 impiegando il cemento tipo CEM II-A/L 42,5 R, mentre con il cemento tipo CEM I 52,5 R è stata raggiunta una classe di resistenza almeno pari a LC 30/33. In particolare, utilizzando aggregati in calcestruzzo riciclato (RCA), la classe di resistenza LC 30/33 è stata ottenuta con una massa volumica inferiore a 1800 kg/m³ (miscela 4 e 5 in Tabella 2). Peraltro, aggiungendo sabbia silicea alla miscela, si è potuta ottenere una classe di resistenza LC 40/44, anche se con una massa volumica maggiore (1850 kg/m³).

Tabella 3 – Resistenza a compressione di SCLC (MPa)

Miscela	Stagionatura (giorni)			Classe di resistenza LC
	1	7	28	
1	15,9	32,7	39,2	25/28
2	26,3	34,2	44,7	30/33
3	19,0	31,0	39,7	25/28
4	31,5	39,6	49,0	30/33
5	31,7	41,0	46,7	30/33
6	34,3	47,6	52,1	35/38
7	33,4	47,2	54,5	35/38
8	37,8	44,1	58,7	40/44

3.4 Modulo elastico statico

Il modulo di elasticità statica è stato determinato in compressione su provini cilindrici secondo UNI EN 12390-13:2013. I valori medi ottenuti a 28 giorni di stagionatura sono riportati in Tabella 4. Essi risultano molto bassi rispetto ai

valori attesi per il calcestruzzo strutturale ordinario, non alleggerito, sulla base delle formule riportate nelle norme per le costruzioni, come in quelle italiane [6]. Solo la miscela preparata con sabbia silicea ed additivata con fibre bi-componenti (AE-52,5-S-BIC, miscela 8) ha raggiunto un valore molto prossimo a 30 GPa.

Tabella 4 – Risultati delle prove meccaniche su SCLC dopo 28 giorni di stagionatura

Miscela	Modulo elastico statico (GPa)	Resistenza a trazione indiretta (MPa)	Resistenza a flessione (MPa)
1	23,1	1,60	2,56
2	25,3	1,86	2,18
3	21,1	1,66	2,96
4	26,2	2,25	2,84
5	25,5	1,99	3,47
6	26,4	1,67	2,64
7	27,9	1,90	2,64
8	29,9	2,19	3,00

3.5 Trazione indiretta

La resistenza a trazione indiretta è stata valutata su provini cubici secondo UNI EN 12390-6:2010. I valori medi ottenuti dopo 28 giorni di stagionatura umida per la tensione di prima fessurazione sono riportati nella Tabella 4. Come prevedibile, l'aggiunta di fibre sintetiche non modifica significativamente il valore della tensione di prima fessurazione.

3.6 Prova di flessione su 3 punti

La resistenza a flessione è stata valutata secondo RILEM TC 162-TDF [5] determinando lo sforzo di trazione raggiunto all'apice dell'intaglio. I valori medi delle tensioni di prima fessurazione ottenuti dopo 28 giorni di stagionatura umida sono riportati nella Tabella 4. Anche in questo caso, l'aggiunta di fibre sintetiche non ha significativamente migliorato la resistenza a flessione. Peraltro, prendendo in esame il comportamento post-fessurativo, si può rilevare una influenza decisamente positiva dell'aggiunta di fibre bi-componenti.

In Figura 1 sono riportate le curve ottenute dalla prova di flessione su 3 punti per le miscele contenenti sabbia silicea: si può facilmente rilevare il diverso comportamento in assenza di fibre (AE-52,5-S, miscela 6) rispetto a quello in presenza di microfibre polipropilene (AE-52,5-S-PP, miscela 7) ed a quello in presenza di macrofibre bi-componenti (AE-52,5-S-BIC, miscela 8).

L'efficacia delle fibre bi-componenti è attribuibile al loro elevato rapporto d'aspetto (pari a 100), alla rugosità del loro rivestimento superficiale ed alla loro anima in fibra di vetro, caratterizzata da un elevato valore del modulo di Young.

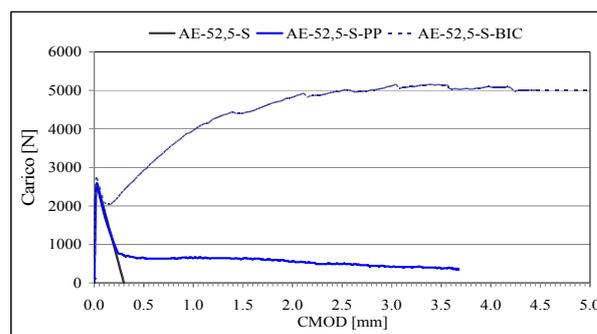


Figura 1 - Curve carico - apertura di fessura (CMOD) per le miscele con sabbia con e senza fibre

3.7 Ritiro igrometrico

Il ritiro da essiccamento è stato misurato fino a circa 2 mesi secondo UNI 11307:2008. I risultati ottenuti sono riportati in Figura 2.

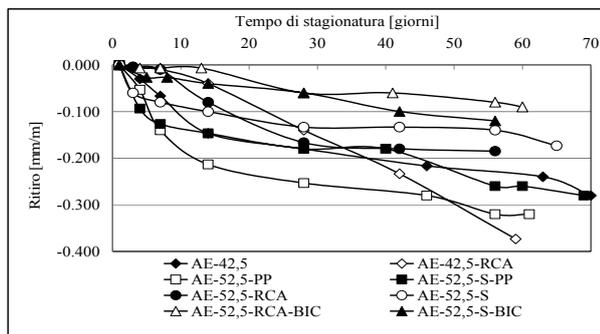


Figura 2 - Ritiro igrometrico delle miscele in funzione del tempo di stagionatura a U.R. 50% e $T = 20^{\circ}\text{C}$

I valori più bassi sono stati rilevati per le due miscele contenenti fibre bi-componenti, probabilmente per la loro funzione strutturale con elevato modulo elastico. Al contrario, l'aggiunta di fibre polipropilene, certamente utile per contrastare il ritiro plastico, appare inefficace contro il ritiro igrometrico.

Con riferimento all'impiego di aggregati riciclati, si è rilevato un ritardo nello sviluppo del ritiro igrometrico alle brevi stagionature. Questo ritardo è attribuibile al cosiddetto effetto "internal curing", in seguito all'utilizzo di aggregati porosi (come quelli riciclati) pre-saturati, capaci di costituire una riserva d'acqua interna alla miscela [4]. D'altra parte, gli aggregati in argilla espansa, nonostante anche maggiormente porosi, non sembrano contribuire altrettanto efficacemente all'effetto "internal curing", probabilmente perché non preliminarmente saturati con acqua, operazione che sembrerebbe pertanto fondamentale per ritardare lo sviluppo del ritiro igrometrico.

4. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati ottenuti si può dedurre quanto segue:

- la classe di resistenza LC 35/38, obiettivo del lavoro, è stata conseguita solo utilizzando CEM I 52,5 R e combinando opportunamente argilla espansa e sabbia come aggregati;
- una massa volumica molto prossima a 1600 kg/m^3 , altro obiettivo del lavoro, è stata conseguita utilizzando come aggregato solo argilla espansa (LC 30/33 max), mentre l'aggiunta della sabbia provoca un aumento della massa volumica fino a circa 1800 kg/m^3 (valori intermedi di circa 1700 kg/m^3 si sono ottenuti impiegando anche aggregati in calcestruzzo riciclato, con LC 30/33 max);
- i valori della resistenza a flessione ed a trazione indiretta sono risultati coerenti con la classe di resistenza, mentre il modulo elastico è risultato molto più basso di quello dell'omologo calcestruzzo autocompattante non alleggerito (ad eccezione del caso in cui si sono aggiunte fibre bi-componenti, conseguendo un valore di circa 30 GPa); questi bassi valori potrebbero costituire un problema per alcuni elementi strutturali in SCLC;
- il comportamento post-fessurativo di SCLC è risultato decisamente migliorato dall'aggiunta di fibre bi-componenti, in grado di indurre un comportamento incrudente simile a quello conseguibile con fibre di acciaio;
- in termini di ritiro da essiccamento, l'aggiunta di aggregati porosi in calcestruzzo riciclato (che agiscono come riserva d'acqua interna, originando un effetto "internal curing") e fibre polipropilene risultano efficaci alle brevi stagionature,

mentre la presenza di fibre bi-componenti sembra efficace a stagionature più lunghe.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CHOI, Y.W., KIM, Y.J., SHIN, H.C., MOON H.Y. (2006) - An experimental research on the fluidity and mechanical properties of high-strength lightweight self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, **36**(9), 1595-1602.
- [2] WU, Z., ZHANG, Y., ZHENG, J., DING, Y. (2009) - An experimental study on the workability of self-compacting lightweight concrete. *Construction and Building Materials*, **23**(5), 2087-2092.
- [3] BOGAS, J.A., GOMES, A., PEREIRA, M.F.C. (2012) - Self-compacting lightweight concrete produced with expanded clay aggregate. *Construction and Building Materials*, **35**, 1013-1022.
- [4] CORINALDESI, V., MORICONI, G. (2010) - Recycling of rubble from building demolition for low-shrinkage concretes. *Waste Management*, **30**(4), 655-659.
- [5] RILEM (2002) - Test and design methods for steel fiber reinforced concrete. Design of steel fiber reinforced concrete using the σ -w method: principles and applications. RILEM TC 162-TDF Recommendations. *Materials and Structures*, **35**(5), 262-278.
- [6] NTC (2008) - Norme Tecniche per le costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008, Suppl. Ord. n. 30 G.U. 04-02-2008 n. 29.

APPLICAZIONE DELLE NANOTECNOLOGIE ALLA REALIZZAZIONE DI SENSORI A BASE CEMENTIZIA PER IL MONITORAGGIO DELLE STRUTTURE

Antonella D'Alessandro, Filippo Ubertini, Annibale Luigi Materazzi

Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Perugia

SOMMARIO

Lo sviluppo delle nanotecnologie ha permesso la realizzazione di nuovi materiali multifunzionali. In particolare, l'aggiunta di nanoparticelle di carbonio ad una matrice cementizia conferisce al materiale una sensibilità al proprio stato di tensione e deformazione. La funzione di autodiagnosi viene ottenuta correlando la variazione delle sollecitazioni applicate con la variazione di adeguati parametri del materiale, come la resistenza elettrica. Rispetto ai sensori tradizionali utilizzati per il monitoraggio strutturale, questi sensori innovativi presentano dei vantaggi dovuti alla maggiore durabilità, alla facilità di applicazione e alla possibilità di essere applicati in maniera estesa. Per le caratteristiche del materiale con cui sono realizzati, essi sono particolarmente adatti per il monitoraggio delle strutture in c.a.

Il presente articolo riguarda l'analisi delle caratteristiche elettromeccaniche di sensori a base cementizia con aggiunta di nanotubi di carbonio multi parete (MWCNT) e la loro applicazione al monitoraggio di un elemento in c.a. di dimensioni reali. I risultati delle prove sperimentali di caratterizzazione dinamica evidenziano che il comportamento dei sensori innovativi nanoadditivati è paragonabile a quello di sensori tradizionali, come estensimetri e accelerometri, anche ad alte frequenze di vibrazione.

USE OF NANOTECHNOLOGY FOR THE REALIZATION OF CEMENT-BASED SENSORS FOR STRUCTURAL MONITORING

SUMMARY

The development of nanotechnology has enabled the creation of new multifunctional materials. In particular, the addition of carbon nanoparticles to a cementitious matrix gives to the material a sensitivity to its state of stress and strain. The self-sensing function is obtained by correlating the variation of applied loads with the variation of the appropriate material parameters, such as electrical resistance. Compared to traditional structural health monitoring sensors, these innovative sensors have interesting advantages, such as a greater durability and an easy and extensive application. For the peculiar properties of the material they are made of, nanoparticle cement-based sensors are particularly suitable for the monitoring of concrete structures.

This paper is aimed at exploring the dynamic electromechanical characteristics of cement-based sensors with Multi Walled Carbon NanoTubes (MWCNT) and their applicability to a full-scale reinforced concrete beam for output-only identification of natural frequencies. The results show that the proposed sensor compares well against existing technologies at vibration monitoring, like strain gauges and accelerometers. Also, the nanomodified sensor is capable of detecting high frequencies of vibration.

1. INTRODUZIONE

Il problema del monitoraggio dell'integrità strutturale ha assunto un ruolo centrale nell'ambito dell'ingegneria civile, anche in considerazione del fatto che gran parte dei sistemi infrastrutturali dei paesi sviluppati ha ormai quasi raggiunto la fine della propria vita teorica di servizio. I sistemi di monitoraggio forniscono informazioni sulle prestazioni e sulle condizioni delle strutture, attraverso l'osservazione del loro comportamento in servizio. Tramite opportuni algoritmi, è infatti possibile stabilire una correlazione tra l'osservazione

sperimentale e la condizione della struttura, diagnosticando tempestivamente eventuali anomalie di comportamento dovute a danneggiamenti incipienti. In tal modo è possibile programmare al meglio gli interventi di manutenzione, intervenendo in maniera tempestiva ed in modo mirato.

Le metodologie tradizionali di monitoraggio, basate sull'impiego di sensori a contatto collegati ad unità centrali di raccolta e conversione A/D dei dati, risultano di difficile applicazione alle strutture medio-grandi. In particolare, i problemi connessi con la gestione e la manutenzione di tali

sistemi sono molto delicati e di fatto ne limitano il numero di applicazioni reali. Inoltre, impiegando sensori tradizionali è generalmente possibile osservare la risposta strutturale in un numero limitato di punti, fornendo una informazione parziale per la successiva fase di diagnosi.

Soluzione ideale sarebbe quella di trasformare la struttura stessa in uno strumento di misura e monitoraggio per la sua durata in esercizio. In quest'ottica, studi recenti hanno mostrato la possibilità di modificare le proprietà dei materiali cementizi allo scopo di renderli sensibili allo stato di deformazione. Per la natura del materiale con cui sono realizzati, i sensori a base cementizia possono essere inseriti all'interno di elementi in calcestruzzo e possono trasformare quindi le strutture stesse in sensori distribuiti. La funzione di autodiagnosi viene ottenuta sfruttando il legame chimico-fisico tra lo stato deformativo del materiale ed alcune sue proprietà elettriche. La variazione di resistività o di resistenza elettrica può ad esempio essere misurata per conoscere lo stato deformativo e sfruttare tale informazione ai fini della diagnosi strutturale. Peraltro, la misura della resistenza elettrica richiede una strumentazione relativamente semplice, consente di avere informazioni direzionali e di rilevare anche cambiamenti microstrutturali [1]. I materiali compositi a base cementizia sensibili allo stato di deformazione sono stati sviluppati grazie ai recenti progressi nel campo delle nanotecnologie. In particolare, nanoparticelle conduttive, come nanotubi di carbonio, nano fibre di carbonio o carbon black, possono dare origine a compositi con capacità piezoresistive, cioè con la proprietà che la propria resistività vari localmente con la deformazione. A tal fine risulta cruciale la buona dispersione delle particelle conduttive all'interno della matrice. La ragione per cui le nano particelle conferiscono ai materiali cementizi la proprietà funzionale di automonitoraggio risiede nella loro elevata superficie specifica, che li rende particolarmente attivi dal punto di vista chimico. Possono inoltre intervenire effetti quantistici, come l'effetto tunneling [2]. Tra le varie nanoparticelle disponibili, i nanotubi di carbonio risultano particolarmente adatti per l'applicazione di interesse in virtù delle loro eccezionali caratteristiche elettriche e meccaniche. L'idea di realizzare sensori per il monitoraggio strutturale basati sull'impiego di compositi cementizi nanomodificati è apparsa in letteratura già da qualche anno [3]. Tuttavia, si rileva che gran parte degli studi riguardano il comportamento dei sensori sotto l'azione di carichi quasi statici. Al contrario, la loro risposta a carichi dinamici non è ancora stata adeguatamente indagata.

Gli autori hanno recentemente avviato un programma di ricerca finalizzato allo sviluppo di sensori cementizi nanomodificati per applicazioni al monitoraggio dell'integrità strutturale basato su misure di vibrazione, pervenendo alla proposta di sensori innovativi costituiti da pasta di cemento additivata con nanotubi di carbonio a parete multipla [4-6]. Il presente lavoro riporta una descrizione dettagliata della tecnologia dei sensori sviluppati dagli autori, chiamati "Carbon Nanotube Cement-Based Sensors" (CNCTS), e i principali risultati di una campagna di indagini sperimentali volta alla loro caratterizzazione ed al loro impiego nella misura della risposta dinamica di strutture in c.a. in vera grandezza.

Il lavoro è così strutturato: il capitolo 2 presenta un sintetico stato dell'arte sui sensori realizzati con materiale composito e particelle conduttive. In particolare ci si sofferma

sulle tipologie di prove presenti in letteratura e sui problemi principali legati all'utilizzo di micro e nano particelle, quali la loro dispersione in soluzione acquosa, la polarizzazione, le modalità di miscelazione. Il capitolo 3 riguarda la tecnologia dei sensori innovativi sviluppati dagli autori, descrivendo in particolare i materiali utilizzati e le modalità di confezionamento. Il capitolo 4 descrive le prove di caratterizzazione dinamica dei sensori mediante l'applicazione di carichi assiali sinusoidali a diverse frequenze. Il capitolo 5 riguarda la descrizione di una prova di identificazione dinamica di una trave in cemento armato attraverso sensori tradizionali e sensori nano-modificati. Vengono poi riportati e commentati i risultati.

2. STATO DELL'ARTE SUI SENSORI CEMENTIZI NANOADDITIVATI

Fino al 1992, gli studi sul monitoraggio di strutture in calcestruzzo con metodi non distruttivi si basavano sul perfezionamento di sensori di varia natura da inserire opportunamente all'interno dell'elemento strutturale [7]. Solo il lavoro sviluppato da H. Yanagida [8] per primo fa riferimento al calcestruzzo con proprietà di automonitoraggio, utilizzando fibre di carbonio e di vetro. Esso risulta sicuramente più versatile rispetto ad un calcestruzzo con sensori esterni costituiti da materiali diversi da quello dell'elemento da monitorare.

Riguardo al calcestruzzo intelligente, cosiddetto "smart", Chung ha iniziato dal 1993 una ricerca in cui venivano aggiunte al conglomerato fibre di carbonio. Esse risultano particolarmente adatte ad essere utilizzate nel caso di materiali cementizi anche perché possono essere semplicemente inserite durante il confezionamento dell'impasto insieme agli altri aggregati.

Nella sua prima pubblicazione, [9], Chung analizza le proprietà elettriche e di sensibilità alla deformazione di materiali cementizi confezionati con varie tipologie di additivi.

Lo studio del danneggiamento di materiali cementizi attraverso la misurazione della resistività elettrica durante cicli di compressione in regime elastico e plastico ha evidenziato che tali cicli sono dominati dalla formazione e dalla apertura delle fessure durante il carico e dalla parziale chiusura delle fessure durante lo scarico. Si nota una opposta variazione della misura della resistenza elettrica e quindi della resistività rispetto ai due fenomeni, con un incremento di resistenza elettrica basale dovuto al danneggiamento irreversibile. Per garantire una effettiva dispersione delle particelle, sono stati aggiunti metilcellulosa, latex o fumo di silice.

L'aggiunta di un additivo conduttivo alla matrice può migliorare la conducibilità del composito anche quando la frazione di nanoparticelle è sotto la soglia di percolazione, cioè la soglia al di sopra della quale le fibre si toccano, formando una rete conduttiva. Se la frazione in volume è minore della soglia di percolazione la conducibilità elettrica di un composito è fortemente dipendente dal grado di dispersione della fibra. Il problema della corretta e uniforme diffusione dei nanotubi all'interno della matrice cementizia risulta quindi primario per una corretta valutazione dei risultati sperimentali. I nanotubi infatti tendono spontaneamente ad agglomerarsi in aggregati di dimensioni micrometriche, cosa che comprometterebbe le loro proprietà sviluppate proprio in virtù delle loro dimensioni nanometriche. I nanotubi di carbonio

presentano due principali caratteristiche geometriche, ossia le dimensioni nanometriche e l'elevata superficie specifica. Questi due fattori sono i responsabili della scarsa solubilità e dispersione dei nanotubi all'interno della matrice. Tale difficoltà è dovuta al fatto che all'aumentare della superficie specifica aumentano anche le forze di attrazione di Van der Waals tra gli aggregati [10].

Esistono tre differenti approcci per disperdere i nanotubi in acqua [11]:

- a) metodi meccanici, basati su l'utilizzo di miscelatori meccanici che separano i nanotubi;
- b) metodi fisici, basati sull'utilizzo di disperdenti che operano una modifica superficiale non covalente o con l'utilizzo degli ultrasuoni;
- c) metodi chimici, attraverso una modifica superficiale covalente.

La presenza dei disperdenti in una soluzione acquosa contenente nanotubi risulta a volte determinante per evitare la presenza di grandi agglomerati e filamenti [12], anche se il trattamento con ultrasuoni rimane una modalità di miscelazione essenziale per ottenere una migliore dispersione.

E' stato inoltre studiato il fenomeno della polarizzazione dei materiali cementizi con particelle conduttive [13]. E' quello che comunemente accade dei materiali dielettrici sottoposti ad un campo elettrico. La conseguenza della polarizzazione indotta è un campo elettrico con direzione opposta al campo elettrico applicato, che genera una corrente. La polarizzazione causa quindi un aumento della resistenza elettrica durante le misure. Inoltre una maggiore conduttività del materiale determina una minore tendenza alla polarizzazione [14].

Il panorama scientifico nell'ultimo decennio mostra un interesse crescente per l'impiego di nanomateriali nell'industria delle costruzioni, soprattutto per quanto riguarda l'utilizzo di nanoparticelle con proprietà intelligenti.

I filler maggiormente utilizzati per caratterizzare elettricamente la matrice di materiale composito sono le particelle nano-SiO₂ e nano-Fe₂O₃, [15], le nanofibre di carbonio (CNF) [16], il carbon black (CB), ma soprattutto i nanotubi di carbonio, sia a parete singola (SWCNT) che a parete multipla (MWCNT) [17,18]. Esistono studi che hanno preso in considerazione l'aggiunta di più tipologie di particelle, come nanotubi di carbonio e polveri di nichel [19] o fibre di carbonio e nanotubi di carbonio [20].

Le matrici cementizie a cui sono state aggiunte le nano particelle presenti in letteratura sono paste di cemento [18,22-24], malte cementizie [15], calcestruzzi ordinari [16] o autocompattanti SCC [17].

Tra le possibili applicazioni dei sensori sensibili al proprio stato di deformazione c'è il monitoraggio stradale: i risultati sperimentali hanno evidenziato una sensibilità del materiale sia a carichi di compressione che impulsivi, come quelli che derivano da passaggio dei veicoli.

Sono stati anche sviluppati sistemi di acquisizione dei segnali provenienti dai sensori cementizi nanoadditivati [22-25]. Nel 2006 [26] viene pubblicato il primo studio teorico per il fenomeno della sensibilità alla deformazione del materiale cementizio fibrinforzato con particelle di carbonio. Il modello si basa sul concetto che la piezoresistività è dovuta al pull-out delle fibre che passano attraverso le microfessure che avviene durante l'apertura delle fessure e al conseguente aumento della resistività elettrica di contatto dell'interfaccia

fibre-matrice.

Il presente stato dell'arte dimostra il crescente interesse da parte del mondo scientifico nella comprensione del comportamento e delle potenzialità offerte dai materiali "self-sensing". Molte ricerche investigano sul funzionamento dei calcestruzzi e dei materiali compositi nanostrutturati, sollecitati con carichi sia statici che ciclici. Dagli studi presenti in letteratura si evince che i sensori realizzati con materiali intelligenti nanomodificati possono essere efficacemente utilizzati il monitoraggio strutturale. E' opinione degli autori che i sensori più promettenti siano quelli realizzati con una matrice di pasta cementizia, in quanto sono quelli che richiedono il minor quantitativo specifico di nanotubi.

3. PROCEDURA DI CONFEZIONAMENTO DEI CAMPIONI

I campioni utilizzati nella campagna di indagine sperimentale sono prismi a base quadrata 40 x 40 x 160 mm³ di pasta di cemento nanomodificata. Gli elettrodi sono realizzati con fili di rame di 1 mm di diametro, inseriti all'interno del campione per circa 3/4 dello spessore.

3.1 Materiali

I nanotubi di carbonio utilizzati sono multi parete, tipo Graphistrength C100 della Arkema. Essi sono caratterizzati da molteplici reticoli cilindrici concentrici di grafene.

Le proprietà fisiche dei MWCNT inseriti nei sensori sono riportate nella tabella 1.

La matrice cementizia dei sensori è una pasta di cemento confezionata con cemento tipo Portland 42.5 e un rapporto acqua/cemento di 0.4. Per ottenere una adeguata lavorabilità è stato aggiunto un fluidificante tipo Basf SKY 521 a base di polycarbossilati eteri di seconda generazione. La tabella 2 fornisce il mix design della pasta di cemento con nanotubi di carbonio utilizzata per confezionare i sensori di prova. La terza colonna riporta le quantità utilizzate per il singolo campione.

Tabella 1: Caratteristiche fisiche dei nanotubi di carbonio MWCNT utilizzati.

Caratteristiche	Descrizione
Aspetto	Polvere nera
Densità apparente	50-150 kg/m ³
Dimensione media delle particelle	200-500 µm
Perdita di peso a 105°C	<1%
Contenuto di carbonio	>90% in peso
Carbonio amorfo libero	Non rilevabile (SEM)
Numero medio di pareti	5-15
Diametro medio esterno	10-15 µm
Lunghezza	0.1-10 µm

Tabella 2: Mix design della pasta di cemento con nanotubi di carbonio.

Componenti	Quantità/m ³	Quantità/campione
Cemento Portland 42.5	1620 kg	415 g
MWCNT	32.4 kg	8.3 g
Acqua	650 kg	166 g
Fluidificante	32.4 kg	8.3 g
a / c	0.4	0.4

3.2 Confezionamento dei campioni

Il processo di confezionamento è riportato schematicamente nella figura 1.

Dapprima è stata realizzata una soluzione acquosa miscelando l'acqua deionizzata con il fluidificante.

Sono stati quindi aggiunti i nanotubi di carbonio nella quantità del 2% in peso del cemento. Per ottenere una buona dispersione delle nano particelle nella soluzione, è stata eseguita una procedura di miscelazione di 10 minuti con agitatore magnetico, 15 minuti di sonicazione e 15 minuti di miscelazione meccanica a 1500 giri al minuto.

Il dispositivo ad ultrasuoni è il modello 75043 Vibra Cell Bioblock Scientific. La potenza utilizzata è 225 W. Per evitare l'eccessiva evaporazione, durante la sonicazione la soluzione è stata mantenuta immersa in un bagno di acqua refrigerata.

Dopo la procedura di miscelazione dei nanotubi, la soluzione acquosa nanoadditivata è stata aggiunta al cemento per realizzare la pasta. Il composto è stato quindi mescolato manualmente e inserito nelle cassaforme. Successivamente sono stati aggiunti gli elettrodi di rame.

Dopo adeguata maturazione, i campioni sono stati scasserati.

I campioni sono stati strumentati con due estensimetri con resistenza nominale di 120 Ω e Gage factor di 2.1, disposti su due facce laterali opposte.

Per controllare l'effettiva dispersione nei nanotubi di carbonio, sono state realizzate delle scansioni con il Microscopio a Scansione Elettronica (SEM) della soluzione acquosa nanoadditivata (Fig. 2a) e della pasta di cemento indurita. (Fig. 2b).

Le immagini mostrano una buona dispersione dei nanotubi di carbonio.

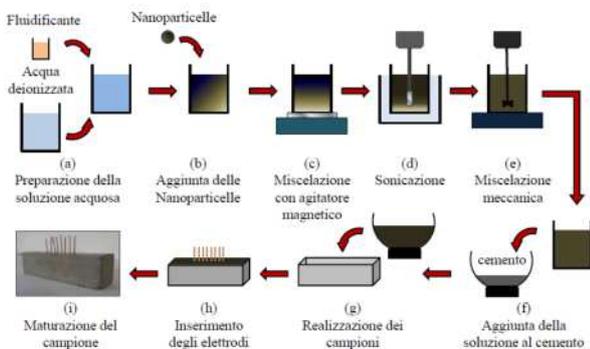


Figura 1 – Confezionamento dei campioni di materiale cementizio con nanoparticelle.

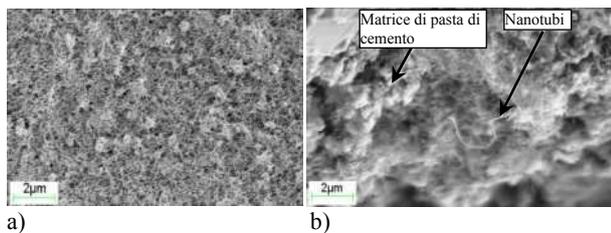


Figura 2 – Immagini al SEM a) della soluzione acquosa con nanotubi; b) della pasta di cemento nanoadditivata.

4. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEI SENSORI

4.1 Descrizione delle prove sperimentali

Si effettuano due modalità di prova differenti: prova ciclica a frequenza costante e prova ciclica a frequenza variabile. In tutte le prove elettro-meccaniche è stata applicata al campione una differenza di potenziale costante e pari a 30V.

Con la prima modalità vengono realizzati sedici test, ognuno dei quali presenta una diversa frequenza nel tratto di carico ciclico. In particolare, le frequenze indagate sono da 0.1 a 1.0 Hz con passo 0.1 Hz, da 1.5 a 3.0 Hz con passo 0.5 Hz e da 3.0 a 5.0 Hz con passo 1 Hz. Ogni prova di carico consiste nell'applicare una forza di 2 kN per 240 secondi, seguita da una carico sinusoidale tra 2 e 4 kN, che corrispondono a tensioni di 1.25 e 2.5 MPa. Il transitorio iniziale di 240 s serve a stabilizzare il valore della tensione elettrica e a ridurre l'effetto dovuto alla polarizzazione. Il carico e la deformazione sono misurate ad una frequenza di campionamento di 10 Hz per frequenze di carico minori o uguali a 1 Hz, e a 25 Hz per frequenze maggiori. L'intensità di corrente elettrica è stata campionata con una frequenza di 13.5 Hz, valore che ha permesso di non avere rumore sul segnale.

La seconda modalità di prova consiste nell'applicare al provino di pasta di cemento nanoadditivata frequenze variabili da 0.1 Hz a 5.0 Hz, che rappresentano tipiche frequenze di risposta dinamica di strutture civili. Il carico iniziale, mantenuto costante per 70 s è di 2 kN, l'ampiezza del carico sinusoidale varia tra 2 e 4 kN. Sono stati eseguiti 10 cicli di carico con 14 differenti frequenze: da 0.1 a 0.5 Hz con passi di 0,1 Hz, 0.75 Hz, da 1.0 a 4.0 Hz con passi di 0.5 Hz e 5.0 Hz. Si sono effettuate due tipologie di test separati : con aumento di frequenza di carico (forward sweep test) e con diminuzione (backward sweep test). I carichi e le deformazioni sono state acquisite a 25 Hz, mentre l'intensità di corrente a 13.5 Hz.

La resistenza elettrica è stata ricavata dividendo la tensione elettrica applicata di 30 V per la corrente misurata.

L'allestimento delle strumentazioni per le prove sperimentali è riportato nella figura 3a. Esse sono costituite dai sistemi di acquisizione dei carichi e degli estensimetri, dall'elettrometro, dall'attuatore con il campione. La figura 3b rappresenta il campione oggetto di prova posizionato nell'attuatore e strumentato con i morsetti. Per le prove sperimentali sono stati collegati i due elettrodi interni, che servono sia per fornire la tensione al sensore, che per misurare la variazione di corrente elettrica.

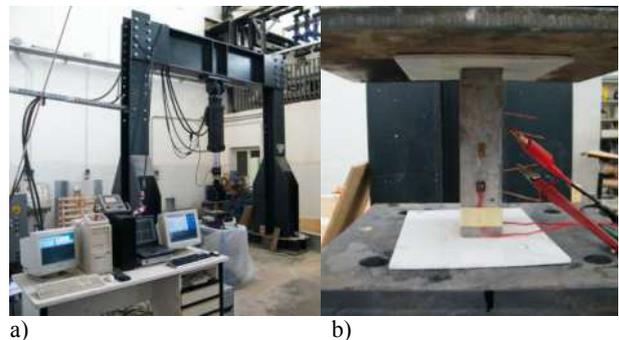


Figura 3 – a) Set up sperimentale; b) Posizionamento del campione

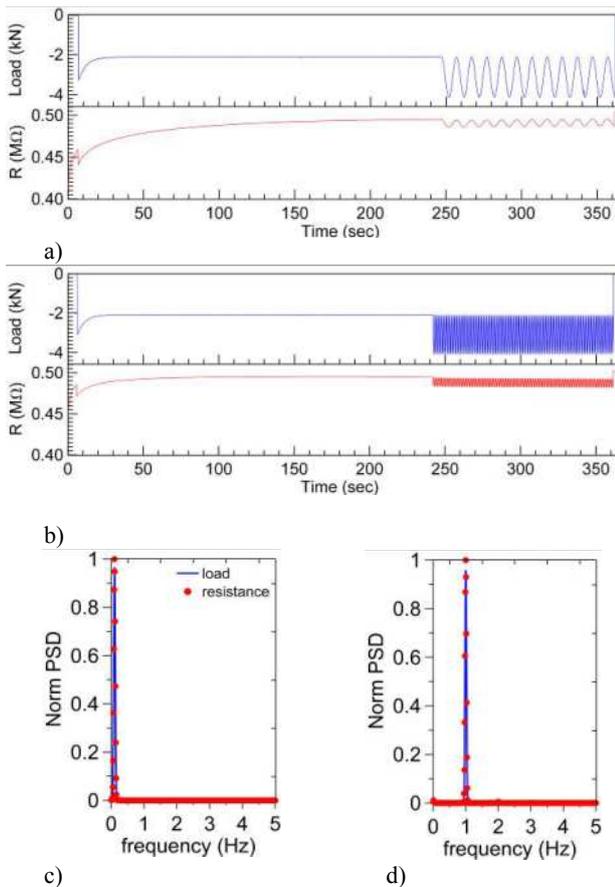


Figura 4 – Confronto tra le storie temporali del carico e della resistenza elettrica per frequenze di 0.1 e 1.0 Hz (a,b) e relative densità di potenza spettrale normalizzate (c,d).

Per ridurre l'effetto di polarizzazione tutte le prove sono state condotte dopo aver applicato una differenza di potenziale costante di 30 V, senza carico, per la durata di 1000 secondi.

L'attuatore idraulico è il modello n.243.40T della MTS Systems Corporation. Per fornire la tensione e per le misurazioni elettriche è stato utilizzato un elettrometro digitale Keithley Electrometer modello 6517B. Un sistema di acquisizione registra i carichi applicati e le deformazioni indotte sugli estensimetri, campionate con una centralina pluricanale di acquisizione dati.

4.2 Risposta del sensore ai carichi dinamici

Come osservato in letteratura [9,20], l'applicazione di un carico di compressione produce una diminuzione della resistenza elettrica.

La figura 4 mostra le storie temporali di carico applicato e resistenza elettrica misurata per alcuni valori selezionati della frequenza di carico, insieme alla corrispondente funzione densità spettrale di potenza normalizzata (PSD).

Si può notare che la resistenza elettrica aumenta durante l'applicazione del carico costante iniziale, a causa della polarizzazione della pasta di cemento. Si osserva una buona correlazione tra la deformazione assiale e la resistenza elettrica durante l'applicazione dei carichi sinusoidali, anche se gli effetti degli errori di campionamento sono maggiori per frequenze superiori a 2.5 Hz.

La figura 5 mostra la buona sovrapposizione tra i valori misurati della deformazione e la resistenza elettrica, dopo aver eliminato il valore medio del segnale ed aver normalizzato ad uno il valore di picco.

Le prove dinamiche con frequenze variabili, crescenti e decrescenti, hanno permesso di determinare la funzione di risposta in frequenza (FRF) dei campioni.

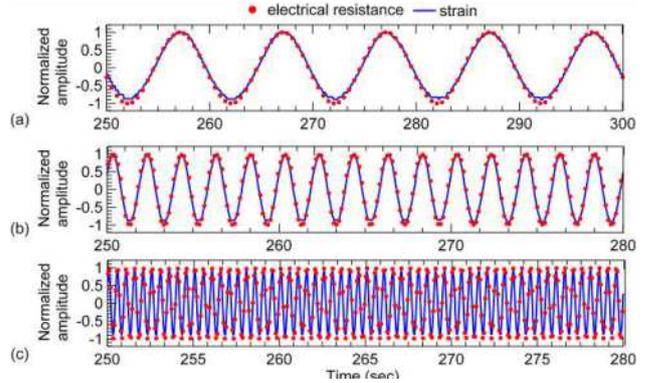


Figura 5 – Confronto tra le storie temporali della deformazione misurata e della resistenza elettrica normalizzate per frequenze di 0.1, 0.5 e 1.0 Hz.

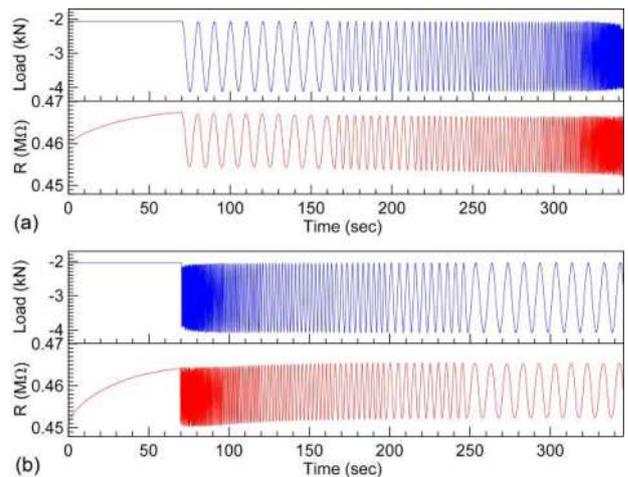


Figura 6 – Storie temporali dei carichi sinusoidali applicati ai CNTCS con frequenze variabili crescenti (a) e decrescenti (b) e della resistenza elettrica.

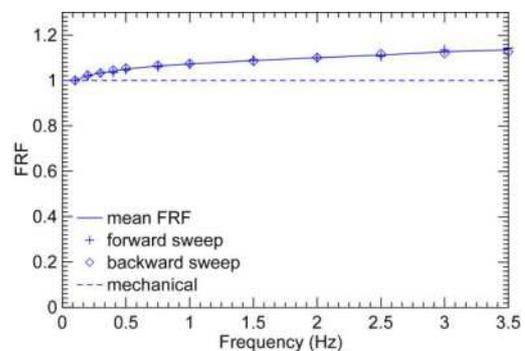


Figura 7 – Curva di risposta in frequenza del sensore CNTCS

La figura 6 mostra che la risposta dinamica del sensore è ben correlata con i carichi applicati a frequenze variabili, anche se sono visibili variazioni dell'ampiezza e del valor medio della risposta elettrica. In particolare il valor medio decresce nella prova con aumento di frequenza e diminuisce in quella con frequenze decrescenti: ciò evidenzia una lieve dipendenza dalla frequenza.

I risultati della risposta in frequenza (Fig. 7) mostrano una relazione ingresso-uscita leggermente non lineare dei sensori, in particolare nel campo delle basse frequenze. Al contrario, alle alte frequenze, il comportamento dinamico dei sensori tende ad essere lineare. Considerando che la frequenza naturale di vibrazione dei campioni è molto grande (circa uguale a 6 kHz), si ritiene che questa leggera non linearità sia da attribuire al peculiare comportamento elettrico della pasta di cemento preparato con nanotubi di carbonio.

5. PROVE DI IDENTIFICAZIONE DINAMICA DI UNA TRAVE IN C.A.

5.1 Descrizione delle prove sperimentali

L'elemento strutturale a cui è stato applicato il sensore cementizio nano modificato, è una trave semplicemente appoggiata, di sezione rettangolare 20 x 30 cm² lunga 430 cm. Gli appoggi sono distanti 400 cm e sono costituiti da due lastre in acciaio verticali, parzialmente inserite in supporti metallici.

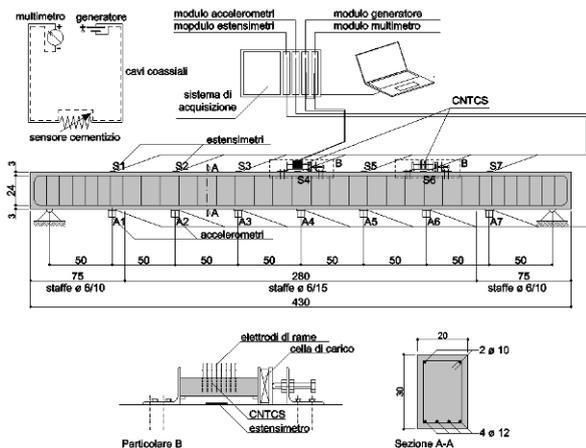


Figura 8 – Schema del set-up per le prove di vibrazione di una trave in c.a., strumentata con estensimetri, accelerometri e sensori CNTCS



Figura 9 – Sistema di acquisizione dei segnali, martello strumentato e trave di prova per i test di vibrazione.

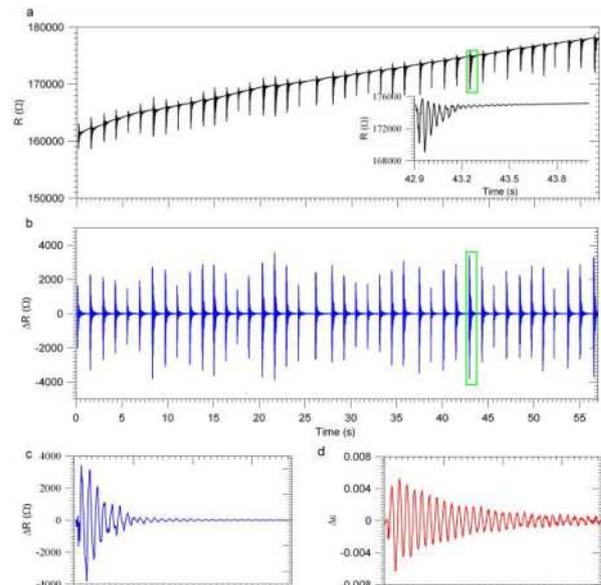


Figura 10 – Monitoraggio della trave con il sensore cementizio nano modificato posizionato nella mezzeria. Output prima del filtraggio (a); dopo il filtro passa alto (b); variazione di R di un singolo carico (c); deformazione dell'estensimetro corrispondente (d).

I vincoli permettono le rotazioni nel piano verticale, mentre le rotazioni sul piano orizzontale sono impedito.

La trave è strumentata con sette accelerometri, modello PCB393C, posizionati equidistanti all'intradosso. All'estradosso della trave sono stati applicati, in corrispondenza degli accelerometri, sette estensimetri per calcestruzzo, modello KC-60-120-A1-11-L1M2R, lunghi 60 mm con resistenza nominale di 120 Ω e GF di 2.1.

Per mettere in vibrazione la trave è stato utilizzato un martello strumentato, modello PCB 086D20C41.

I sensori a base cementizia nano modificata sono applicati sulla superficie superiore, a metà e ad un quarto della trave, tramite due profilati ad L collegati alla trave con tasselli. I campioni sono soggetti ad un precarico di 1.5 kN, monitorato attraverso una cella di carico.

Il sistema di acquisizione dei carichi, delle deformazioni, della corrente elettrica e degli accelerometri è affidata ad un apparato NI PXIe-1073, con moduli specifici. Anche la tensione stabilizzata è fornita da un modulo del NI PXI.

Lo schema dell'allestimento della prova e delle strumentazioni è rappresentato in figura 8, mentre il sistema di acquisizione, il martello strumentato e la trave di prova sono riportati nella figura 9.

5.2 Prove di vibrazione

Le prove di vibrazione della trave sono state condotte con il martello strumentato, che colpisce l'estradosso in maniera casuale. Prima dell'applicazione del carico è stata applicata una tensione costante di 15 V per 30 minuti, in modo da minimizzare l'effetto della polarizzazione. L'acquisizione del segnale elettrico è realizzata con un campionamento a 1 kHz.

La figura 10a mostra la storia temporale dei dati acquisiti per il sensore posizionato sulla mezzeria della trave. Il segnale è stato filtrato con un filtro passa alto a 10 Hz per eliminare il residuo effetto della polarizzazione (Fig. 10b).

Gli urti del martello strumentato sono riconoscibili dai picchi del grafico. Le storie temporali della resistenza elettrica in corrispondenza dei singoli carichi, filtrate delle basse frequenze, evidenziano una buona risposta del sensore (Fig. 10c).

Il livello del rumore risulta minore di quello riportato in letteratura per sensori cementizi con nano particelle. Ciò è dovuto all'effetto schermante dei cavi coassiali che alimentano il sensore e che trasmettono le misure elettriche. La figura 10d rappresenta la deformazione misurata dall'estensimetro posizionato sotto il sensore cementizio. Il confronto tra le figure 10c e d conferma la non linearità tra la variazione incrementale della resistenza elettrica e la variazione di deformazione assiale.

5.3 Identificazione dinamica della trave in c.a.

L'identificazione dinamica è stata condotta utilizzando la tecnica Frequency Domain Decomposition FFD. I risultati identificano 12 modi di vibrare nell'intervallo tra 0 e 500 Hz: cinque modi verticali (V1, V2A, V2B, V3 e V4), cinque modi laterali (da L1 a L5) e due modi laterali aggiuntivi chiamati LS1 e LS2.

Gli spettri di potenza degli accelerometri evidenziano, oltre alle frequenze legate alle forme modali della strutture, altri picchi non associati a forme di vibrare. Tali picchi possono essere attribuiti alla natura del segnale di input delle prove di vibrazione.

In tabella 3 è riportato il confronto tra le frequenze della trave analitiche e quelle identificate attraverso accelerometri ed estensimetri. I risultati mostrano un buon accordo per i modi V1, V3, V4, L1, L2, L3, L4, L5. La tabella riporta anche le frequenze naturali identificate tramite le misure degli estensimetri.

Anche se si nota in generale una buona corrispondenza di risultati, per frequenze maggiori di 200 Hz non è stato possibile individuare dei picchi definiti, a causa del rumore presente.

Tabella 3: Frequenze naturali individuate nella trave in c.a. utilizzando FFD e i sensori tradizionali

Modo	Analitico	ID (accel.)	ID (def.)	Δ (%)
LS1	-	5.13	-	-
LS2	-	19.78	19.78	-
V1	25.22	27.10	27.10	7.4
L1	38.11	32.71	37.35	14.2
V2A	100.9	82.52	81.79	18.2
L2	105.1	93.75	93.75	10.8
V2B	100.9	113.5	113.5	12.5
V3	227.0	171.1	171.1	24.6
L3	206.0	192.1	192.6	6.7
L4	340.5	322.8	-	5.2
V4	403.5	431.4	-	6.9
L5	508.6	477.3	-	6.1

Tabella 4: Frequenze naturali individuate nella trave in c.a. utilizzando accelerometri e sensori cementizi con nanotubi di carbonio

Modo	V1	V2A	V2B	V3	V4
ID (accel)	27.10	82.52	113.5	171.1	431.4
CNTCS	27.10	81.05	113.3	172.9	423.6
Δ (%)	0.0	1.8	0.2	1.0	1.8

Le forme modali sono simili a quelle teoriche calcolate per semplice appoggio nel piano verticale e per incastro-incastro nel piano orizzontale. I modi V2A e V2B sono due modi verticali antisimmetrici molto simili al modo V2: probabilmente rappresentano uno sdoppiamento della frequenza modale causato dalla presenza di fessure preesistenti nella zona centrale. I modi LS1 e LS2 sono associati al movimento laterale degli appoggi sulle basi.

La figura 11 riporta il confronto tra la densità di potenza spettrale (PSD) normalizzata delle misure elettriche del sensore con nanotubi e i primi valori singolari della matrice della densità spettrale delle misure degli accelerometri disposti sia verticalmente che lateralmente.

I risultati mostrano che tutti i picchi corrispondenti ai modi verticali visibili negli spettri degli accelerometri sono evidenti anche nella PSD degli output dei sensori con nanotubi.

Nello spettro definito con i sensori nanoadditivati non è visibile il picco associato al modo LS1 poiché rientra nella zona eliminata dal filtro. Attorno alla frequenza associata al modo V1, invece, sono presenti due punte, probabilmente associate ai modi LS2 e L1. Nello spettro dei sensori con nanotubi è evidente anche l'esistenza di superarmoniche associate a multipli della frequenza del modo V1. Ciò probabilmente è dovuto al peculiare comportamento elettromeccanico del sensore. Nel grafico della densità spettrale di potenza del CNTCS si possono osservare anche i picchi associati ai modi L2, L3, L4 e L5.

Nella tabella 4 vengono confrontati le frequenze dei modi verticali identificati tramite i dati degli accelerometri, e i picchi dello spettro costruito con gli output del sensore con nanotubi.

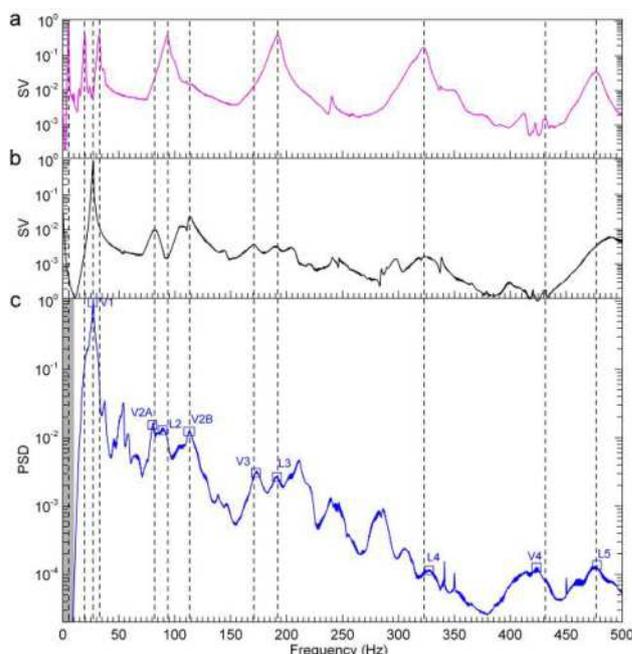


Figura 11 – Identificazione delle frequenze naturali della trave in c.a.: primo valore singolare della matrice della densità spettrale degli accelerometri laterali a) e verticali b); spettro di potenza dei CNTCS. (la zona grigia è quella filtrata) c)

6. CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha riguardato l'analisi del comportamento elettromeccanico di sensori cementizi nanocompositi, recentemente sviluppati dagli autori, e la loro applicabilità al monitoraggio strutturale di elementi in c.a.

Le prove di caratterizzazione dinamica realizzate con carichi di compressione sinusoidali a differenti frequenze hanno mostrato che la resistenza elettrica dei sensori cementizi diminuisce durante la fase di carico, a causa dell'avvicinarsi dei nanotubi di carbonio nel provino. Ne risulta una ottima correlazione tra la deformazione imposta e il segnale di resistenza elettrica misurato in uscita dai sensori.

Dai risultati ottenuti da prove dinamiche realizzate su una trave in c.a. si può dedurre che i sensori cementizi nanoadditivati sviluppati dagli autori risultano particolarmente promettenti per il monitoraggio e per l'identificazione dinamica delle strutture.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Gruppo di Scienza dei Materiali dell'Università di Perugia, coordinato dal Professor José M. Kenny, per il supporto e la collaborazione per la realizzazione dei campioni. In particolare si vogliono ringraziare il Prof. L. Torre, l'Ing. M. Monti, l'ing. M. Natali e l'Ing. M. Rallini.

La ricerca è stata in parte sostenuta dal POR UMBRIA FSE 2007-2013 Asse II "Occupabilità", Obiettivo specifico "e" - Asse IV "Capitale Umano", Obiettivo specifico "1".

BIBLIOGRAFIA

- [1] CHUNG, D.D.L., WANG, S. (2003) – Self-sensing of Damage and Strain in Carbon Fiber Polymer-Matrix Structural Composites by Electrical Resistance Measurement. *Polym. Polym. Compos.* 11(7), 515-525
- [2] RAINIERI, C., PANNUNZIO, C., FABBROCINO, G., SONG, Y., SHANOV, V., SCHULZ, M.J. (2013) – Analisi comparativa di nanocompositi a matrice cementizia per il monitoraggio strutturale, *Atti del Convegno AIMETA* – Torino 17-20 Settembre 2013.
- [3] SONG G., GU H., MO Y.-L. (2008) – Smart aggregates: multi-functional sensors for concrete structures a tutorial and a review. *Smart Mater. Struct.* 17 1-17
- [4] MATERAZZI, A.L., UBERTINI, F., D'ALESSANDRO, A. (2013) – Carbon nano tube cement-based transducers for dynamic sensing. *Cem. Conc. Comp.* 37, 2-11
- [5] UBERTINI, F., MATERAZZI, A.L., D'ALESSANDRO, A. (2014) – Natural frequencies identification of a reinforced concrete beam using carbon nano tube cement-based sensors. *Eng. Struct.* 60 265-275
- [6] UBERTINI, F., LAFLAMME, S., CEYLAN, H., MATERAZZI, A.L., CERNI, G., SALEEM, H., D'ALESSANDRO, A., CORRADINI, A. (2014) – Novel Nanocomposite Technologies for Dynamic Monitoring of Structures: a Comparison between Cement-Based Embedded and Soft Elastomeric Surface Sensors. *Smart Mater. Struct.* 23(4) 12pp
- [7] Measures, R.M. (2001) – Structural Monitoring with Fiber Optic Technology. Academic Press pp716
- [8] N. MUTO, H. YANAGIDA, T. NAKATSUJI, M. SUGITA, Y. OHTSUKA AND Y ARAI (1992) – Design of intelligent materials with self-diagnosing function for preventing fatal fracture *Smart Mater. Struct.* 1992 1-324
- [9] CHEN, P.W.; CHUNG, D.D.L. (1993) – Carbon fiber reinforced Concrete for smart structures capable of non-destructive flaw detection. *Smart Mater. Struct.* 222-30
- [10] LOURIE O., WAGNER, D.E. (1998) – Buckling and collapse of embedded carbon nanotube. *Physical review Letter*
- [11] HAN B., YU X., OU J. (2011) – Multifunctional and smart nanotube reinforced cement-based materials. *Nanotechnology in Civil Infrastructure. A Paradigm shift.* Gopalakrishnan K. et al. Editors – Springer 1-48
- [12] KONSTA-GDOUTOS M.S., METEXA Z.S, SHAH S.P. (2010) – Highly-dispersed carbon nanotubi reinforced cement-based materials. *Cem. Concr. Res.* 40(7):1052-9
- [13] SIHAI W., CHUNG, D.D.L. (2001) Electric polarization in carbon fiber-reinforced cement. – *Concr. Res.* 31, 141-147
- [14] CAO J., CHUNG D.D.L. (2004) – Electric polarization and depolarization in cement-based materials, studied by apparent electrical resistance measurement. *Cem. Concr. Res.* 34 481-485
- [15] LI; H., XIAO; H., OU. J. (2003) – A study on mechanical and pressure-sensitive properties of cement mortar with nanophase materials. *Cem. Concr. Res.* 34, 435-438
- [16] XU, Z.; LIU Z. (2007) – Fatigue Damage in Smart Carbon Fiber Concrete by Electrical Resistance Measurement. *Key Engineering Materials* Vols. 348-349, 435-438
- [17] GAO, D.; STURM, M.S.; MO, Y.L. (2009) – Development of carbon nanofiber self-consolidating concrete. *2nd International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete*, 126-134.
- [18] COPPOLA L., BUOSO A., CORAZZA F. (2011) – Electrical properties of carbon nanotubi cement composites for monitoring stress conditions in concrete structures. *Applied Mechanics and Materials* 82, 118-123
- [19] HAN B., QIAO G., JIANG H.(2012) – Piezoresistive Response Extraction for Smart Cement-based Composites/Sensors. *Journal Wuhan University of Technology, Materials Science Edition*
- [20] AZHARI, F., BANTHIA, N. (2012) – Cement-based sensors with carbon fibers and carbon nanotubes for piezoresistive sensing. *Cem. Concr. Comp.* 34 866-73
- [21] BANTHIA, N. (2009) – Fiber reinforced concrete for sustainable and intelligent infrastructure. *SBIDCO – 1st International Conference for Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries.*
- [22] HAN; B., YU; X., KWON. E. (2009) – A self-sensing carbon nanotube/cement for traffic monitoring. *Nanotechnology* 20 5pp
- [23] YU; X., KWON. E. (2009) – A carbon nanotube/cement composite with piezoresistive properties. *Smart Mater. Struct.* 18 5pp
- [24] HAN; B., GUAN; H., OU, J. (2007) – Electrode design, measuring method and data acquisition system of carbon fiber cement paste piezoresistive sensors. *Sensors and Actuators A* 135, 360-369
- [25] HAN; B., OU, J. (2007) – Embedded piezoresistive cement-based stress/strain sensors. *Sensors and Actuators A* 138, 294-298
- [26] WEN; S., CHUNG, D.D.L. (2006) – Model of piezoresistivity in carbon fiber cement. *Cem. Concr. Res* 36, 1879-1885

COMPOSITI A MATRICE INORGANICA PER IL RINFORZO SOSTENIBILE DI STRUTTURE IN MURATURA

Gianmarco de Felice, Stefano De Santis

Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi Roma Tre, Roma

SOMMARIO

I compositi a matrice inorganica rivestono importanza sempre maggiore negli interventi di riparazione post-terremoto e di miglioramento sismico delle strutture. Tuttavia il loro impiego in ambito strutturale è ancora privo di linee guida per la progettazione ed il controllo di accettazione. In questa memoria si affrontano alcune delle problematiche sviluppate nell'ambito del Comitato RILEM TC 250-CSM, relative alle applicazioni di compositi formati da trefoli di acciaio ad alta resistenza applicati con matrici inorganiche, per il rinforzo sostenibile di strutture murarie. Vengono illustrati, in particolare, i risultati preliminari di una campagna di prove sperimentali eseguite su tavola vibrante per verificare l'efficacia di questi nuovi sistemi di rinforzo e di miglioramento sismico delle strutture murarie rispetto ai meccanismi locali.

CEMENT-BASED COMPOSITES FOR THE SUSTAINABLE STRENGTHENING OF MASONRY STRUCTURES

SUMMARY

Mortar-based composites start playing an important role in seismic retrofitting of existing structures. However, their use in structural engineering still lacks in guidelines and provisions for the design and quality acceptance criteria. In this paper, some of the topics developed within the RILEM Technical Committee TC 250-CSM, related to the composites made of ultra high strength steel applied with mortar matrix for sustainable strengthening of masonry, are investigated. The preliminary results obtained during an experimental campaign comprising shake-table tests on a full-scale masonry specimen are presented and the efficacy of these innovative systems for seismic retrofitting of existing masonry is assessed.

1. INTRODUZIONE

I materiali compositi a matrice inorganica hanno acquistato un ruolo importante negli interventi di rinforzo strutturale, come sistema alternativo, e per certi versi più adeguato al cantiere edilizio, dei sistemi a matrice polimerica, gli FRP. E tuttavia, il loro impiego è ancora privo di un documento di linee guida, con il conseguente disorientamento dei tecnici sulle modalità di progetto, la definizione dei parametri di calcolo, le specifiche di installazione e le regole per il controllo di accettazione. D'altra parte si assiste ad uno sviluppo continuo di nuovi sistemi, che vengono ingegnerizzati da parte delle ditte produttrici e sono direttamente trasferiti sul mercato, spesso in assenza del supporto di una sperimentazione adeguata.

Allo scopo di affrontare la tematica più generale dei sistemi innovativi di rinforzo delle strutture esistenti, con un'attenzione alla durabilità e alla sostenibilità; è stato recentemente costituito il Comitato Tecnico RILEM TC 250-CSM "*Composites for Sustainable Strengthening of Masonry*" che coinvolge ricercatori provenienti da dodici paesi attivi

nello studio e nella sperimentazione di rinforzi in materiale composito su strutture esistenti in muratura. Le attività del Comitato sono volte allo sviluppo di:

- i) tecniche e applicazioni per il rinforzo di strutture murarie per la riparazione del danno, il miglioramento delle prestazioni meccaniche, la protezione sismica;
- ii) tecniche che siano al contempo compatibili con il supporto murario, reversibili e durevoli nel tempo, e pertanto adeguate all'impiego nei beni culturali;
- iii) procedure condivise di sperimentazione in situ ed in laboratorio per la qualificazione e il controllo di accettazione dei sistemi di rinforzo;
- iv) metodi di calcolo e dimensionamento degli interventi di rinforzo.

Il presente lavoro affronta una specifica tipologia di rinforzo, costituita da trefoli di acciaio galvanizzato ad alta resistenza da applicare sulla superficie muraria con una matrice inorganica a base di malta di calce idraulica naturale. Rispetto ai sistemi di rinforzo in carbonio o in vetro, il principale vantaggio di un sistema con trefoli di acciaio, consiste nel migliore ancoraggio del tessuto entro la matrice,

in grado di evitare il possibile scorrimento del rinforzo all'interno della matrice.

Questi sistemi sono già impiegati da alcuni anni per il rinforzo strutturale di edifici murari [1,2] e di elementi in cemento armato [3,4]; tuttavia, nonostante alcuni contributi recenti [5,6], manca ancora uno studio sistematico delle proprietà meccaniche, della capacità di adesione del tessuto alla matrice e di questa al supporto e, soprattutto, delle modalità di impiego come sistemi di miglioramento sismico.

In questo lavoro si vuole sperimentare l'efficacia di questi sistemi di rinforzo nel miglioramento sismico delle strutture murarie esistenti attraverso una prova sperimentale su tavola vibrante.

2. OBIETTIVI DEL PROGETTO

La presente sperimentazione nasce dalla collaborazione del Dipartimento di Ingegneria di Roma Tre, con la Kerakoll S.p.A. per lo sviluppo di nuovi sistemi di rinforzo del patrimonio esistente, che possano essere eseguiti con spese ragionevoli nell'ambito dei normali interventi di ripulitura delle facciate e che quindi possano diventare parte di un programma di riqualificazione del costruito storico. In Italia, la grande vulnerabilità sismica dei centri storici, l'enorme sforzo finanziario necessario per fare fronte ai terremoti, come quelli recenti che hanno colpito il nostro paese, richiede un'azione comune di prevenzione sismica. Troppo spesso si interviene con opere di manutenzione straordinaria senza cogliere l'occasione per realizzare una adeguata protezione sismica alle nostre case.

La tecnologia messa a punto e sperimentata con queste prove è basata su sistemi di rinforzo di nuova generazione, costituiti da tessuti di trefoli di acciaio galvanizzato ad elevata resistenza applicati sulla superficie della muratura con matrici a base di calce idraulica naturale. Si tratta di combinare le prestazioni di tessuti ad alta resistenza con le caratteristiche delle matrici inorganiche, molto simili alle malte storiche opportunamente modificate per garantire l'adesione al supporto murario. L'utilizzo di queste matrici garantisce tra l'altro la compatibilità con il supporto in ottemperanza alle esigenze di conservazione e salvaguardia del patrimonio architettonico.

3. SISTEMA DI RINFORZO

Il sistema di rinforzo si compone di un tessuto in micro trefoli di acciaio galvanizzato ad alta resistenza, fissati ad una sottile rete in fibra di vetro prodotto da Hardwire LLC e commercializzato da Kerakoll S.p.a.. La tecnologia, sviluppata originariamente per il rinforzo di pneumatici, è stata poi trasferita in ambito civile per applicazioni con resine polimeriche e matrici inorganiche. Ogni trefolo è composto da 5 filamenti, di cui tre rettili e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione, atto a migliorare l'ingranamento nella matrice inorganica (Figura 1). L'area effettiva di un trefolo è 0,538 mm², la densità del tessuto è pari a 4 trefoli per pollice (1,57 trefoli/cm), lo spessore equivalente del nastro 0,084mm. Ciascun filamento di acciaio è protetto mediante galvanizzazione a caldo in modo da proteggere i filamenti dalla corrosione.

Le proprietà dei trefoli sono state ricavate attraverso prove di trazione su 6 campioni di lunghezza 600mm e larghezza

50mm, avendo cura di impiegare talloni di alluminio incollati alle estremità per garantire un corretto trasferimento delle sollecitazioni nelle . Le prove hanno fornito le seguenti proprietà in termini di valore medio e coefficiente di variazione: resistenza a trazione 3207 MPa (CoV 0.7%), Modulo elastico 183.9 GPa (CoV 6.0%), deformazione del nastro a rottura 2.26%, resistenza media del tessuto di 269 N/mm.

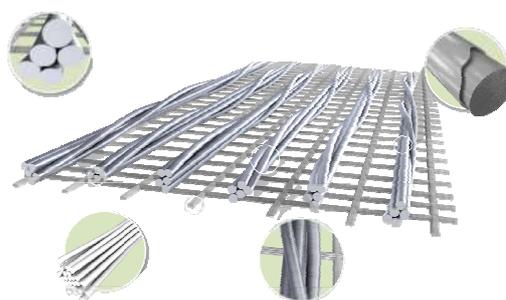


Figura 1 – Schema del tessuto di rinforzo composto da trefoli di acciaio ad alta resistenza galvanizzati a caldo

Il tessuto è applicato alla superficie muraria mediante una matrice costituita da malta di calce idraulica naturale NHL 3.5 miscelata ad un legante minerale a cristallizzazione geopolimerica a base di metacaolino, con intervallo granulometrico 0-1,4 mm: si stende un primo strato di malta direttamente sulla superficie muraria di spessore 5-8 mm, il tessuto è applicato sulla malta ancora fresca e quindi un secondo strato di malta, per uno spessore complessivo del pacchetto di circa 10 mm. La matrice ha le seguenti proprietà meccaniche: resistenza a compressione 20 MPa, modulo di Young 11.4 GPa, resistenza a trazione misurata per flessione in tre punti, 5,4 MPa.

4. PROVE SPERIMENTALI SU TAVOLA VIBRANTE

Le simulazioni sismiche per valutare l'efficacia del sistema di rinforzo sono state effettuate presso l'Unità UTT MAT-QUAL del Centro Ricerche ENEA Casaccia, dotato di una tavola vibrante di dimensioni 4x4 metri in grado di applicare una registrazione sismica ad elementi strutturali in scala reale.

Il campione sottoposto alla prova sismica è un tipico assemblaggio murario composto da tre murature in tufo di altezza circa 3.5m. nelle quali è stata riprodotta la mancanza di connessione tra le pareti ricorrente in molte case in muratura nei centri storici delle città italiane e spesso causa dei principali danni sismici.

La struttura, in una prima fase è stata sottoposta a prove su tavola vibrante nella condizione priva di rinforzo fino al raggiungimento del collasso per ribaltamento, con l'apertura di lesioni all'attacco con i muri trasversali ed una lesione verticale al centro della facciata [7]. Il campione è stato poi riparato sigillando le lesioni con malta di calce idraulica naturale e, per la frattura centrale, anche con un tessuto in fibra di basalto applicato con la medesima malta (Figura 2). Il sistema di miglioramento sismico è stato realizzato mediante due fasce costituite dai trefoli di acciaio descritti al §3, di altezza 300 mm, applicati orizzontalmente lungo la facciata in tufo (Figura 3).

Alle due estremità, le fasce sono state collegate mediante connettori a scopa con fasciature analoghe adese ai muri trasversali (Figure 4,5). Le fasciature disposte lungo la facciata migliorano la resistenza a flessione orizzontale della parete, mentre i connettori che proseguono adesi ai muri di spina realizzano il ritegno al moto di ribaltamento fuori dal piano della facciata, alla stregua delle tradizionali catene metalliche.

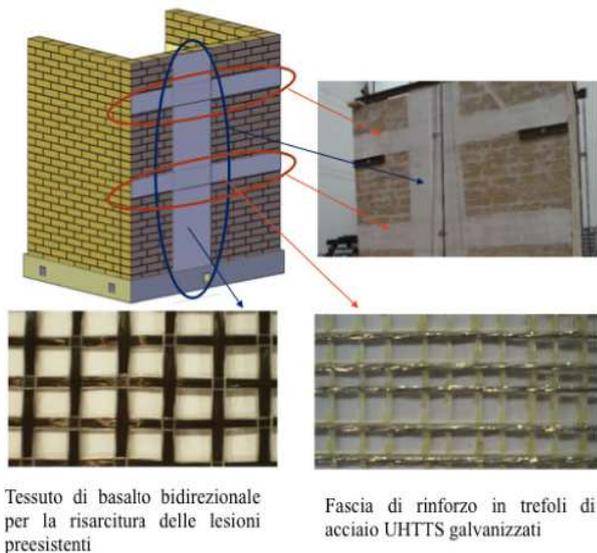


Figura 2 – Schema del rinforzo del campione con l'indicazione dei tessuti applicati



Figura 3 – Applicazione del rinforzo: stesa della mano di aggancio e applicazione del tessuto in trefoli di acciaio

La struttura muraria rinforzata come sopra descritto è stata sottoposta a sei registrazioni della rete accelerometrica nazionale: tre registrazioni si riferiscono al terremoto dell'Irpinia (1980), rispettivamente Bagnoli, Calitri e Sturno, una registrazione del terremoto in Emilia (2012) nel comune di Mirandola, una delle registrazioni del terremoto dell'Aquila (2009) e la registrazione di Nocera Umbra del terremoto di Umbria e Marche (1997). Le caratteristiche di magnitudo, distanza e picco di accelerazione al suolo sono riportate in Tabella 1.

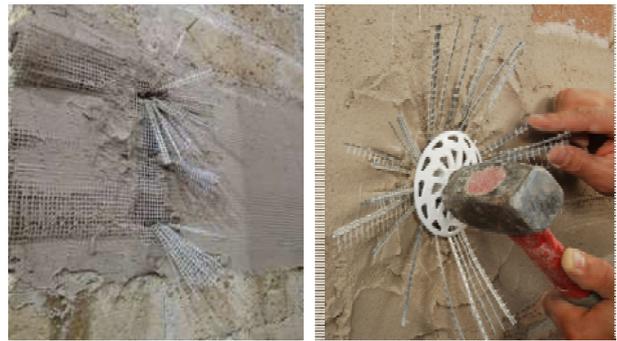


Figura 4 – Applicazione del rinforzo: realizzazione dei connettori



Figura 5 – Applicazione del rinforzo: stesura del secondo strato di malta a coprire il tessuto di rinforzo

Tabella 1 – Input sismici impiegati nelle prove sperimentali su tavola vibrante

N°	Anno	Mw	D _r (Km)	Stazione	Nome	PGA (g)
1	1980	6.9	8.0	Bagnoli	Bagnir-WE	0.167
2	1980	6.9	20.5	Calitri	Calit-WE	0.181
3	2012	5.9	13.4	Mirandola	Mirand-WE	0.261
4	1980	6.9	6.7	Sturno	Stur-WE	0.313
5	1997	6.0	4.7	Nocera Umbra	R1168-EW	0.438
6	2009	6.3	5.1	L'Aquila V.Aterno	AQGY-NS	0.451

Per l'acquisizione della risposta dinamica della struttura sono stati impiegati: 8 accelerometri disposti sulla parete soggetta al moto di ribaltamento e alla base della stessa, 8 trasduttori di spostamento a filo nelle medesime posizioni degli accelerometri, per ricostruire la storia temporale del moto sismico, 4 strain gauges applicati ai tessuti di rinforzo e ai connettori progettati, per valutare l'effettivo impegno dei tessuti. Inoltre è stato impiegato un sistema di acquisizione ottico, installato nel laboratorio ENEA che, attraverso telecamere ad alta risoluzione, ha permesso la restituzione dell'intera storia del moto di speciali marcatori applicati alla struttura, in termini di spostamenti, velocità e accelerazioni nello spazio.

Ogni input sismico è stato progressivamente scalato in termini di accelerazione con un fattore via via crescente, da 0.5 a 2.5, fino alla condizione di collasso della struttura, che si è verificata con la registrazione di Nocera Umbra per un fattore di scala 2.5, ed un picco di accelerazione alla base della struttura di 1.1g.

Per valutare l'incremento di resistenza ottenuto, si può considerare che la medesima parete priva di rinforzi, aveva raggiunto la condizione di crisi con il segnale di Calitri scalato ad un picco di accelerazione di 0.32g. Le Figure 6 e 7 mostrano il provino gravemente danneggiato alla fine della sequenza di prove.



Figura 6 – Danneggiamento del campione a fine prova



Figura 7 – Danneggiamento del campione a fine prova: dettagli

5. CONCLUSIONI

La sperimentazione su tavola vibrante ha rappresentato un banco di prova in scala reale per valutare l'efficacia di questa nuova tecnica di protezione sismica, che ha dimostrato essere in grado di portare ad una significativa riduzione della vulnerabilità rispetto ai meccanismi di collasso per ribaltamento delle facciate fuori dal piano. Rispetto agli interventi tradizionali, che prevedono l'uso di catene, la soluzione proposta ha il pregio di costituire un elemento di ritegno esteso sulla facciata e non puntuale, in grado quindi di vincolare anche i meccanismi di spianamento delle murature

verso l'esterno e di rottura per flessione orizzontale. Lo spessore contenuto in pochi millimetri delle fasciature di rinforzo ne permette l'applicazione nello spessore degli strati di intonaco, senza nessun pregiudizio sull'architettura e la qualità materica delle facciate, anche grazie all'impiego di una matrice a base di calce, perfettamente compatibile con i successivi strati di intonaco tradizionale. Il costo, infine è relativamente contenuto, se si considera che un livello di protezione sismica adeguato si può ottenere con l'applicazione di una fascia di rinforzo orizzontale per piano di larghezza 300mm, oltre ai connettori trasversali, e che il costo per metro quadro del rinforzo posato in opera è inferiore a 120 euro.

5. RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata svolta nell'ambito dei Progetti ReLUI –DPC 2005-08 e poi 2009-12, *Task 1 "Valutazione della vulnerabilità di edifici in muratura, centri storici e beni culturali"*. Un particolare ringraziamento ai ricercatori dell'ENEA: *Gerardo De Canio, Marialuisa Mongelli, Ivan Roselli* e, infine, a *Kerakoll S.p.a.* per il sostegno finanziario dell'attività sperimentale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BORRI, A., CASTORI, G., CORRADI, M. (2011) Shear behavior of masonry panels strengthened by high strength steel cords. *Constr Build Mater*, 25(2):494-503.
- [2] VALLUZZI, M.R., MODENA, C., DE FELICE, G. (2014) Current practice and open issues in strengthening historical buildings with composites. *RILEM Mater Struct*. submitted.
- [3] HUANG, X., BIRMAN, V., NANNI, A., TUNIS, G. (2005) Properties and potential for application of steel reinforced polymer and steel reinforced grout composites. *Composites Part B: Engng*, 36(1):73-82.
- [4] THERMOU, G.E., KATAKALOS, K., MANOS, G. (2014) Concrete confinement with steel-reinforced grout jackets, *RILEM Mater Struct*, to appear.
- [5] COLOMBO, I.G., MAGRI, A., ZANI, G., COLOMBO, M., DI PRISCO, M. (2013) Textile Reinforced Concrete: experimental investigation on design parameters. *RILEM Mater Struct*, 46(11):1933-1951.
- [6] MALENA, M., DE FELICE, G. (2014) Debonding of composites on a curved masonry substrate: Experimental results and analytical formulation, *Compos Struct*, 112:194-206.
- [7] AL SHAWA, O., DE FELICE, G., MAURO, A., SORRENTINO, L. (2012) Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls, *Earthquake Engng & Struct Dyn*, 41:949-968.

SULLA DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI RIDISTRIBUZIONE STRUTTURALE K_{Rd} PER STRUTTURE IN CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

Marco di Prisco, Paolo Martinelli

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Le strutture in calcestruzzo fibrorinforzato sono penalizzate da un'elevata deviazione standard del materiale e mostrano spesso una capacità portante molto superiore a quella computabile a partire dai valori caratteristici identificati attraverso le prove di caratterizzazione che si basano su provini di piccole dimensioni. Questo aspetto è enfatizzato qualora le strutture siano caratterizzate da un elevato grado di iperstaticità. La normativa Italiana e più recentemente il nuovo codice modello hanno introdotto un coefficiente (fattore di redistribuzione strutturale, K_{Rd}) in grado di tener conto di una più limitata variabilità della resistenza meccanica, qualora associata ad un grande volume coinvolto nel processo fessurativo o in presenza di significativa redistribuzione tensionale. In questi casi la risposta è controllata da una resistenza più prossima al valor medio che a quello caratteristico. Viene introdotta una procedura numerica in grado di tener conto della reale eterogeneità delle caratteristiche meccaniche della struttura per la valutazione del coefficiente di redistribuzione strutturale. Come esempio applicativo si mostra il calcolo di una piastra su suolo elastico.

A NUMERICAL APPROACH FOR THE EVALUATION OF THE STRUCTURAL REDISTRIBUTION FACTOR K_{RD}

SUMMARY

Structures made of a material with a very high standard deviation, as fibre reinforced concrete, show a too safe prediction of the maximum bearing capacity when derived from characteristic values identified by means of small specimens. This phenomenon is emphasized when the structures are characterized by a large redundancy. To this regards a full-scale ground slab is considered as reference test. Italian Standard and more recently Model Code 2010 have introduced a coefficient (structural redistribution factor, K_{Rd}) able to take into account the reduced variability of the mechanical strength when associated to a large volume involved in the failure process or when the structure is able to significantly redistribute stresses. It favours a strength closer to the average rather than the minimum one in the computation of the bearing capacity. A numerical procedure taking into account the real heterogeneity of the mechanical characteristics in the structure is for the first time introduced for its evaluation.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo fibro-rinforzato è stato studiato per più di 50 anni come un materiale caratterizzato da un rinforzo diffuso in grado di sostituire l'armatura secondaria. L'aggiunta di fibre d'acciaio incrementa drasticamente la resistenza residua a trazione in fase fessurata. Uno dei principali problemi irrisolti riguardante il calcestruzzo fibro-rinforzato è il collegamento tra proprietà medie e caratteristiche del materiale. Questo problema ha ritardato la diffusione del calcestruzzo fibro-rinforzato come materiale da costruzione all'interno delle Normative per il calcolo strutturale. Le variabilità topologica e temporale influenzano infatti pesantemente il valore della resistenza residua; ne consegue una grande dispersione nel ramo di *softening* che comporta una rilevante riduzione del valore caratteristico. In questo modo viene spesso vanificato il contributo positivo garantito dall'aggiunta di fibre nella matrice cementizia. Se da un lato le prove sperimentali condotte su provini standardizzati intagliati (test flessionali con 3 o 4 punti di carico) sembrano essere governate dalla resistenza caratteristica, dall'altro lato la

risposta di strutture mostra una maggiore affidabilità e la loro capacità portante calcolata adottando il valore caratteristico risulta spesso troppo conservativa. Le strutture, a differenza di provini standardizzati di piccole dimensioni, sono caratterizzate da un grande volume coinvolto nel processo fessurativo e da una significativa capacità di redistribuire gli sforzi favorendo la resistenza media piuttosto che la resistenza caratteristica.

Questi concetti sono stati introdotti nel nuovo codice modello [1] attraverso la proposizione del coefficiente di redistribuzione strutturale K_{Rd} . Lo scopo di questo lavoro è definire un approccio numerico per la valutazione del fattore K_{Rd} . Nel lavoro viene inizialmente presentata un'analisi critica degli approcci statistici presenti in letteratura utilizzati nella progettazione strutturale. I valori caratteristici e di progetto della resistenza del materiale possono essere definiti, da un punto di vista probabilistico, come specifici frattili di una appropriata distribuzione probabilistica. Questa distribuzione è generalmente definita attraverso alcune sue intrinseche caratteristiche (i.e media e deviazione standard) ma, in molti

problemi applicativi, tali proprietà non sono note e devono essere stimate basandosi su un numero limitato di prove. Quindi, invece del valore caratteristico esatto può essere ottenuta solo una stima ed essa viene trattata come una nuova variabile aleatoria. L'approccio utilizzato in questo lavoro controlla la probabilità della stima del valore caratteristico basandosi su un prescritto intervallo di confidenza. Sono state scelte come prove di riferimento per la valutazione del coefficiente di ridistribuzione strutturale K_{Rd} alcune prove sperimentali eseguite su piastre appoggiate su un supporto continuo. Viene fornita la descrizione dei modelli numerici utilizzati per la simulazione delle prove sperimentali sopra descritte in termini sia di geometria, sia di materiali. I modelli numerici prendono in esame materiale omogeneo e materiale eterogeneo pensati dispersi nella struttura secondo una distribuzione normale e sono validati attraverso il confronto sperimentale. Nel presente lavoro sono state introdotte diverse misure possibili per la definizione del fattore K_{Rd} : queste vengono discusse in relazione ai risultati numerici ottenuti nella valutazione del fattore di ridistribuzione strutturale.

2. APPROCCI STATISTICI PER LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

I valori di resistenza del materiale caratteristici e di progetto possono essere definiti, da un punto di vista probabilistico, come specifici frattili di un'appropriata distribuzione probabilistica. Il frattile x_α è il valore della variabile aleatoria X con nota funzione di distribuzione cumulativa (CDF) $F_X(x)$ tale da soddisfare la seguente relazione:

$$P[X \leq x_\alpha] = F_X(x_\alpha) = \alpha \Rightarrow x_\alpha = F_X^{-1}(\alpha) \quad (1)$$

dove α indica la specifica probabilità. Una probabilità $\alpha = 0.05$ è spesso utilizzata per le resistenze caratteristiche. Sono state sviluppate in letteratura per la stima dei frattili [2-3] diverse tecniche statistiche: una breve sintesi è riportata in [4]. In questo articolo la stima dei frattili si basa sull'intervallo di confidenza; tale tecnica è riassunta nel seguito in accordo con l'approccio proposto da [5]. La trattazione si riferisce alla stima dei valori caratteristici a cui corrisponde un particolare frattile. È importante comunque notare che il metodo qui riassunto è generale e può essere utilizzato per la stima di ogni frattile.

Osservando l'Equazione 1 appare evidente come il valore caratteristico x_α dipenda dalla distribuzione della variabile aleatoria, cioè dalla sua CDF. La distribuzione è generalmente definita da alcune sue caratteristiche intrinseche, come la media m_X e la deviazione standard, σ_X . In molti problemi applicativi questi parametri sono sconosciuti e devono essere stimati sulla base di un numero limitato di risultati. Quindi, invece del valore caratteristico esatto, può essere ottenuta solo una stima e tale stima può essere trattata come una nuova variabile aleatoria, indicata come \hat{X}_α . L'approccio utilizzato in questo lavoro controlla la probabilità della stima del valore caratteristico. Una volta prescritto l'intervallo di confidenza α_λ , la stima del valore caratteristico, $\hat{X}_{\alpha,\lambda}$, può essere determinata attraverso l'equazione:

$$P[\hat{X}_{\alpha,\lambda} \leq x_\alpha] = 1 - \alpha_\lambda \quad (2)$$

dove l'indice λ è stato aggiunto per indicare che la stima del valore caratteristico nell'Equazione 2 dipende dal parametro α_λ .

I valori caratteristici esatti e stimati dipendono dal tipo di distribuzione. La media (m_X) e la deviazione standard (σ_X) della distribuzione sono generalmente incogniti e sono stimati partendo da un campione aleatorio finito. Indichiamo con n la dimensione del campione e con X_i l' i -esimo valore del

campione. Media e varianza del campione sono ottenuti attraverso:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}, \quad S_X^{*2} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \quad (3)$$

e rappresentano rispettivamente stime corrette per i parametri m_X e σ_X . È ovvio dall'Equazione 3 che \bar{X} e S_X^{*2} sono le nuove variabili aleatorie le quali dipendono dalla distribuzione di X . Questa osservazione implica che distribuzioni diverse debbano essere trattate separatamente. Nel loro lavoro, Zupan et al. [5] forniscono una stima del valore caratteristico per distribuzioni normale, log-normale, di Gumbel e di Weibull (sono fornite soluzioni analitiche per distribuzione normale e log-normale e soluzioni numeriche per le distribuzioni di Gumbel e Weibull). Tuttavia, questo lavoro tratta materiali a base cementizia in cui si ipotizza che la resistenza segua una distribuzione normale o log-normale. Sono brevemente richiamati nel seguito solo le stime dei valori caratteristici con distribuzione normale, mentre la trattazione completa della distribuzione log-normale, derivata partendo dai risultati della distribuzione normale può trovarsi in [5].

2.1 Variabili con distribuzione normale

Nel caso di variabili distribuite normalmente, la determinazione del valore caratteristico è basata sulla relazione tra l'arbitraria variabile normale X e la variabile aleatoria normale standardizzata U definita come:

$$U = \frac{X - m_X}{\sigma_X} \quad (4)$$

Sostituendo nell'Equazione 1 X con la variabile aleatoria normale standardizzata U , si ottiene

$$\begin{aligned} P[X \leq x_\alpha] &= P\left[\frac{X - m_X}{\sigma_X} \leq \frac{x_\alpha - m_X}{\sigma_X}\right] = \\ &= F_U\left(\frac{x_\alpha - m_X}{\sigma_X}\right) = \alpha \Rightarrow \frac{x_\alpha - m_X}{\sigma_X} = F_U^{-1}(\alpha) \end{aligned} \quad (5)$$

dalla quale si può facilmente derivare la relazione tra il valore caratteristico e i momenti di una variabile aleatoria distribuita normalmente:

$$x_\alpha = m_X + F_U^{-1}(\alpha)\sigma_X \quad (6)$$

Nell'Equazione 6 $F_U^{-1}(\alpha)$ indica l'inversa della CDF della variabile aleatoria U ; segue che $F_U^{-1}(\alpha)$ è indipendente dai parametri m_X e σ_X .

L'Equazione 6 è la nota espressione per la determinazione del valore caratteristico di variabili aleatorie distribuite normalmente. Nell'Equazione 6 i parametri incogniti m_X e σ_X devono essere sostituiti dalle loro stime \bar{X} e S_X^{*2} ottenendo l'espressione per la stima del valore caratteristico:

$$\hat{X}_{\alpha,\lambda} = \bar{X} + \lambda S_X^* \quad (7)$$

Il parametro λ ha sostituito la funzione $F_U^{-1}(\alpha)$ ed è la sola incognita che deve essere determinata una volta fissato l'intervallo di confidenza α_λ .

Nel loro lavoro Zupan et al. [5] hanno derivato una espressione per la determinazione del parametro λ . Tale soluzione, che per brevità è qui omessa, è equivalente a quella ottenuta da [6] basata sulla distribuzione t non centrale:

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{n}} F_{T,v,\mu}^{-1}(\alpha_\lambda) \quad (8)$$

dove i parametri ν e μ sono uguali a $\nu = n - 1$ e $\mu = F_U^{-1}(\alpha)\sqrt{n}$.

Tabella 1. Parametro λ per distribuzione normale con $\alpha = 0.05$ e $\alpha_2 = 0.25$ [5].

n	3	5	7	10	20	50	100
λ	-3.125	-2.463	-2.250	-2.104	-1.932	-1.811	-1.758

3. CAMPAGNA SPERIMENTALE

Come prove di riferimento per la valutazione del coefficiente di ridistribuzione strutturale K_{Rd} sono state scelte piastre in scala reale poggianti su supporto continuo. Una descrizione dettagliata della campagna sperimentale si può trovare in [7]; nel seguito sono richiamati solo i punti principali di interesse.

In questo studio sono state considerate due piastre fibrinforzate nominalmente identiche, appoggiate su suolo elastico; le piastre esaminate sono parte di una più ampia campagna sperimentale condotta all'Università di Brescia [7-9]. Le piastre hanno geometria quadrata con lato pari a 3 m e spessore di 150 mm. Il carico è stato applicato monotonicamente da un martinetto idraulico nel centro della piastra, mentre sono stati utilizzati diversi LVDT per misurare gli spostamenti verticali in diverse posizioni inclusi il centro superiore ed inferiore della piastra. Lo schema di carico della piastra è indicato in Figura 1.

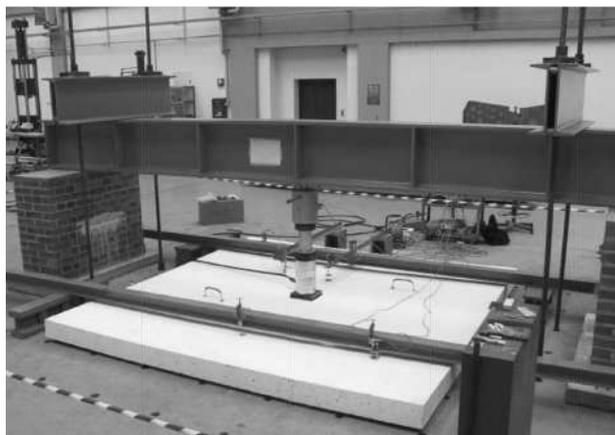


Figura 1 - Banco di prova per piastre su suolo

Le piastre sono costituite da calcestruzzo ordinario (classe C25/30) con una resistenza media cubica a compressione pari a 35.7 MPa, misurata il giorno di prova su provini cubici con lato pari a 150 mm. Il valore di resistenza a compressione è tipico nel campo delle pavimentazioni. La composizione della matrice cementizia è riportata in Tabella 2. Le piastre sono state rinforzate con fibre d'acciaio uncinato con lunghezza di 30 mm, un diametro di 0.6 mm, un rapporto d'aspetto di 50, ed una frazione volumetrica pari a 0.38%. La resistenza a trazione delle fibre d'acciaio è pari a 1100 MPa. Le proprietà di frattura del materiale sono state determinate mediante 7 prove a flessione su quattro punti eseguite su travi intagliate in accordo con la normativa Italiana [10]. Le resistenze caratteristiche corrispondenti sono riportate in Tabella 3.

Il suolo alla Winkler è stato riprodotto attraverso 64 molle in acciaio posizionate sotto la piastra ed agendo come supporti. Le molle sono state equi-spaziate in entrambe le direzioni ad una distanza di 375 mm. La rigidezza media delle molle, determinata sperimentalmente attraverso prove a compressione, risulta pari a $k_1 = 11.0 \text{ kN/mm}$ che corrisponde ad una costante di Winkler media pari a $k_w = 0.08 \text{ N/mm}^3$.

Alcuni carichi ciclici eseguiti sulle molle prima delle prove su piastra hanno evidenziato un comportamento bilineare a compressione caratterizzato da rigidezze medie rispettivamente uguali a $k_1 = 11.0 \text{ kN/mm}$ e $k_2 = 4.4 \text{ kN/mm}$ [8-9].

Tabella 2. Mix design del materiale.

Component	Dosage (kg/m ³)
Cement 42.5R	345
Aggregate 1 (0 to 4 mm)	621
Aggregate 2 (4 to 15 mm)	450
Aggregate 3 (8 to 15 mm)	450
Water	190
Hooked end fibres	30
Plasticizer	0.38 % vol.

Tabella 3. Proprietà a frattura del calcestruzzo: sforzi nominali per diverse aperture di fessura.

Beam #	f_{fr} (MPa)	f_{ft} (MPa)	f_{eq1} (MPa)	f_{eq2} (MPa)
1	4.245	3.821	2.962	2.698
2	3.380	3.042	2.245	1.983
3	5.261	4.735	4.153	3.772
4	4.311	3.880	3.159	2.581
5	3.604	3.244	3.445	3.062
6	3.623	3.261	2.715	2.502
7	3.982	3.584	2.805	2.506
Average	4.058	3.652	3.069	2.729
St. Dev.	0.633	0.570	0.607	0.560

4. MODELLAZIONE NUMERICA

Per studiare il comportamento delle piastre si è fatto uso di un modello ad elementi finiti. Per tutte le simulazioni numeriche è stato utilizzato il programma ABAQUS/Standard 6.12 [11]. Le caratteristiche geometriche e del materiale del modello sono descritte nel seguito.

4.1 Geometria

Le piastre sono state modellate con elementi *shell* a 4 nodi con integrazione ridotta e formulati in grandi deformazioni. Gli elementi hanno 6 gradi di libertà per nodo; lungo lo spessore sono stati utilizzati 9 punti di integrazione. Il modello è supportato da 64 molle ciascuna distanziata di 375 mm come nelle prove sperimentali [7]. Il carico è stato applicato al centro della piastra su un'area di 200x200 mm come durante la procedura sperimentale attraverso il metodo di carico "Static-General" [11].

Il modello è caratterizzato da un numero totale di elementi pari a 4096, da una dimensione minima per elemento di 46 mm e da un numero totale di nodi pari a 4225.

4.2 Materiale

Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando il modello *Concrete Damage Plasticity* (CDP) disponibile in ABAQUS. Il modello CDP combina un danno isotropico elastico con plasticità isotropica a trazione e compressione. Il modello assume due meccanismi di danno: fessurazione a trazione e *crushing* a compressione. La prima è rappresentata macroscopicamente da una relazione sforzo-deformazione di tipo *softening* o da una relazione sforzo-energia di frattura, mentre il secondo meccanismo è rappresentato da uno sforzo inrudente seguito da una deformazione *softening* oltre la resistenza ultima a compressione. Il modello utilizza una funzione di snervamento come proposto da [12] con le

modifiche introdotte da [13] per tener conto della diversa evoluzione di resistenza a trazione e a compressione. Si è assunta inoltre un flusso non associato.

Le variabili di danno a trazione e a compressione controllano il degrado della rigidità elastica. Nel modello numerico qui sviluppato si considera solo il degrado di rigidità causato dalla variabile di danno a trazione, mentre quello causato dalla variabile di danno a compressione è trascurato.

La dipendenza del modello dalla *mesh*, che può sorgere quando si adotta un ramo post-picco sforzo-deformazione di tipo *softening*, è superato limitando la quantità di energia rilasciata basandosi sui concetti di energia di frattura proposti da [14]. Il ramo di *softening* è quindi descritto da una risposta sforzo-spostamento invece della più classica formulazione sforzo-deformazione.

In compressione è stato utilizzato un comportamento elasto-perfettamente plastico. La risposta di materiali fragili è principalmente governata da modulo elastico, coefficiente di Poisson e legge costitutiva sforzo-apertura di fessura. In questo lavoro, il comportamento a trazione è caratterizzato da un ramo elastico lineare fino alla prima fessurazione, seguito da un ramo bilineare post-picco formulato in sforzo-apertura di fessura come illustrato in Figura 2, basato sulle proprietà del materiale definite nella Sezione 3 e identificato attraverso prove flessionali con 4 punti di carico. Il primo ramo di *softening* è correlato alla fessurazione della matrice e segue la proposta del Model Code 2010 [1], mentre il secondo ramo è correlato al *pull-out* delle fibre e definito in accordo con [15], con le modifiche introdotte da [16] e giustificate da [17]. La Tabella 4 riporta le proprietà del materiale utilizzate nelle analisi numeriche.

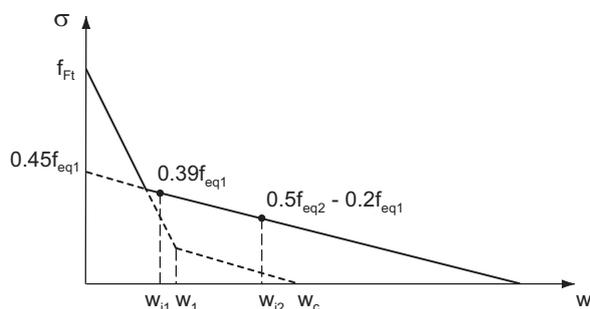


Figura 2 - Legge costitutiva bilineare a trazione per il materiale fibro-rinforzato

Tabella 4. Valori dei parametri del materiale utilizzati nelle analisi numeriche (E = Young modulus; ν = Poisson ratio; f_{cu} = maximum compressive stress; ψ = dilation angle; ε = flow potential eccentricity; σ_{b0}/σ_{c0} = ratio of initial equibiaxial compressive yield stress to initial uniaxial compressive yield stress; k = ratio of the second stress invariant on the tensile meridian to that on the compressive meridian; ξ = viscosity parameter that defines viscoplastic regularization).

Material property		Slab model
E	(MPa)	24625
ν	(-)	0.15
f_{cu}	(MPa)	35.7
ψ	(°)	31
ε	(-)	0.1
σ_{b0}/σ_{c0}	(-)	1.16
k	(-)	0.66
ξ	(-)	1×10^{-7}

Le molle che supportano la piastra sono state descritte con un comportamento trilineare (Fig. 3), caratterizzato da un

ramo a trazione nullo e da un ramo bilineare a compressione come sottolineato dai carichi ciclici sperimentali eseguiti sulle molle prima delle prove su piastra e come suggerito da [18]. Le rigidità utilizzate in compressione sono state derivate dai dati medi sperimentali [8-9] i cui valori sono riportati nella Sezione 3.

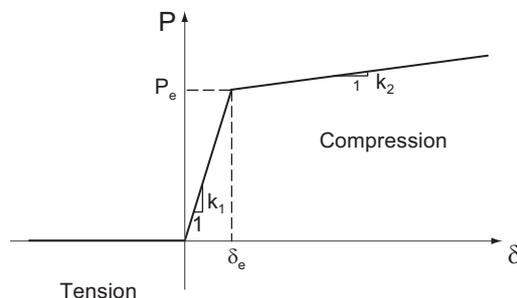


Figure 3 - Comportamento non-lineare delle molle utilizzato nelle analisi numeriche

5. VALIDAZIONE NUMERICA CON MATERIALE OMOGENEO

Il modello numerico utilizzato per studiare il comportamento delle piastre è stato validato confrontando i risultati numerici e sperimentali in termini di carico verticale vs spostamento del punto centrale superiore della piastra (Fig. 4).

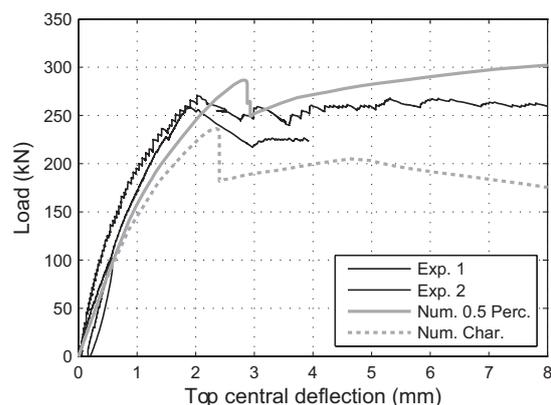
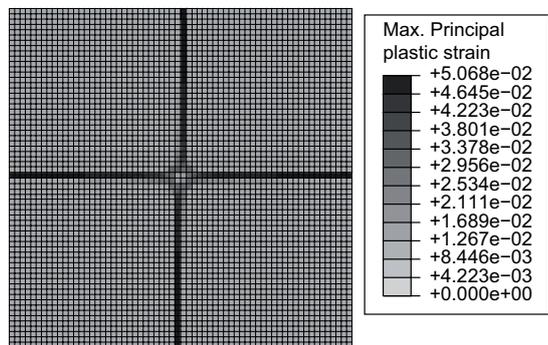


Figura 4 - Carico vs spostamento centrale della piastra: confronto numerico sperimentale

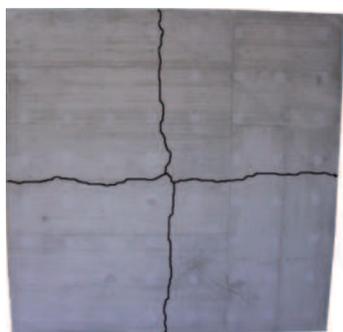
I risultati sperimentali mostrano una perdita di linearità ad un livello di carico di circa 100 kN al quale può essere associata la prima fessurazione; la massima capacità portante di queste due piastre nominalmente identiche è di circa 260 kN, valore significativamente maggiore della piastra avente la stessa matrice cementizia ma senza aggiunta di fibre (177 kN) [7]. La risposta sperimentale globale è ben seguita dal modello numerico caratterizzato da proprietà omogenee medie del materiale, sebbene il carico massimo sia leggermente sovrastimato. Il modello numerico con proprietà omogenee caratteristiche del materiale è stato altresì incluso in figura.

I quadri fessurativi numerici e sperimentali sono stati confrontati in Figura 5. Essi sono caratterizzati da quattro fessure principali originatesi nel centro della piastra e sviluppatasi lungo le mediane. Il comportamento strutturale globale è ben riprodotto dalle analisi numeriche come dimostrato dal buon accordo tra risultati numerici e sperimentali il che giustifica quindi l'utilizzo dell'approccio numerico qui proposto nel descrivere il comportamento non-lineare di piastre fibro-rinforzate su suolo. È opportuno notare che la rottura di piastre fibro-rinforzate poggianti su suolo non

è caratterizzata da un'improvvisa perdita di carico, ma dalla capacità di portare ulteriore carico anche dopo il raggiungimento del meccanismo di collasso (formazione di linee di plasticizzazione lungo le principali fessure flessionali).



(a)



(b)

Figura 5 - Quadro fessurativo a rottura: (a) numerico e (b) sperimentale

6. COSTRUZIONE DEL MODELLO CONSIDERANDO MATERIALE ETEROGENEO

La costruzione dei modelli numerici con materiale eterogeneo si basa sui lavori di [16, 19, 20]. La prima ipotesi è quella di considerare come variabili aleatorie solo i parametri che identificano la legge costitutiva post-picco a trazione (f_{fT} o f_{fT} , f_{eq1} , f_{eq2}), mentre le altre quantità (E , ν , etc.) sono assunte come deterministiche. La distribuzione statistica di questi tre parametri principali è assunta normale o log-normale, entrambe caratterizzate da media e deviazione standard le cui stime sono riportate in Tabella 5. Per ciascun parametro stocastico le funzioni densità di probabilità e la funzione di distribuzione cumulativa (PDF e CDF) possono essere derivate una volta assunta la distribuzione (normale o log-normale) e calcolate la media e la deviazione standard.

Il materiale eterogeneo non è definito da una CDF continua, ma è discretizzato con una funzione a gradino come schematicamente mostrato in Figura 6. In tutte le analisi seguenti, sono stati introdotti 5 gradini nella funzione, centrati nei valori percentili $\alpha = 0.025, 0.15, 0.5, 0.85, 0.975$. Sono stati calcolati 5 valori rappresentativi per ciascuna area della PDF e per ciascun parametro dando vita quindi a 5^3 combinazioni. I calcoli sono stati semplificati assumendo solo 5 combinazioni, dove ciascuno di essi raccoglie i 3 parametri f_{fT} , f_{eq1} , e f_{eq2} , calcolati allo stesso livello percentile sulla PDF e producendo 5 materiali diversi. La discretizzazione della CDF fornisce i valori di sforzo riportati in Tabella 5, calcolati seguendo l'approccio presentato nella Sezione 2 con un

prescritto intervallo di confidenza pari a 0.75 ($1-\alpha_\lambda$). Da ognuna delle 5 combinazioni di materiali riportate in Tabella 5, è stata derivata una relazione bilineare modificata in termini di sforzo-apertura di fessura secondo la Figura 2.

Tabella 5. Sforzi per la definizione della legge a trazione sforzo-apertura di fessura associati ai 5 materiali utilizzati nelle analisi random (i valori in parentesi si riferiscono ad una distribuzione log-normale).

Material #	Percentile	f_{fT} (MPa)	f_{eq1} (MPa)	f_{eq2} (MPa)
1	0.025	2.140	1.459	1.244
		(2.391)	(1.791)	(1.560)
2	0.15	2.806	2.168	1.898
		(2.866)	(2.251)	(1.978)
3	0.5	3.498	2.905	2.577
		(3.460)	(2.855)	(2.530)
4	0.85	4.094	3.539	3.163
		(4.070)	(3.504)	(3.129)
5	0.975	4.583	4.060	3.642
		(4.648)	(4.145)	(3.723)
Char.	0.05	2.370	1.704	1.470
		(2.545)	(1.938)	(1.693)

L'area della piastra è stata poi divisa in 1024 regioni quadrate, ognuna caratterizzata da un lato di 93.75 mm. A queste regioni sono state assegnate in modo casuale uno dei 5 materiali seguendo l'esempio di discretizzazione di Figura 6, con le quantità di 5%, 20%, 50%, 20% e 5% rispettivamente per i percentili $\alpha = 0.025, 0.15, 0.5, 0.85, 0.975$. Questa procedura permette di generare risultati numerici differenti in termini di carico spostamento tenendo conto dell'eterogeneità del materiale.

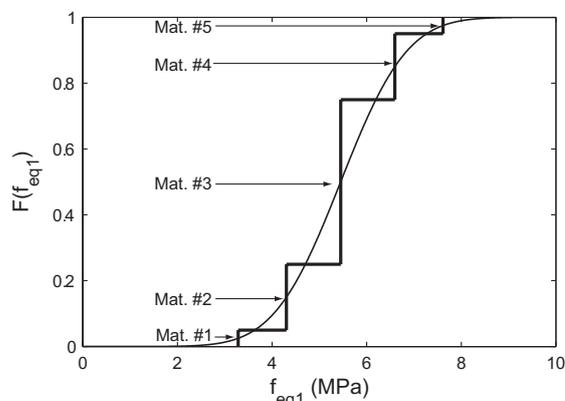


Figura 6 - Esempio di discretizzazione della CDF attraverso una funzione a gradino

7. POSSIBILI MISURE PER IL FATTORE K_{RD}

Quando una struttura fibro-rinforzata è in grado di redistribuire il carico applicato in modo significativo, il carico ultimo P_{Rd} può essere calcolato attraverso il fattore K_{Rd} secondo la seguente relazione:

$$P_{Rd} = K_{Rd} P(f_{Fd}) \quad (9)$$

dove il carico resistente calcolato tenendo conto della resistenza di progetto $P(f_{Fd})$ può essere amplificato attraverso il fattore K_{Rd} .

Il fattore K_{Rd} , introdotto nel nuovo codice modello [1], dipende: (a) dal rapporto tra il volume strutturale coinvolto nel processo di propagazione di fessura a rottura, V , e il volume coinvolto nella procedura di identificazione della resistenza residua post-fessurativa del materiale, V_0 , e (b) dalla capacità redistributiva che può essere quantificata come il rapporto tra il

massimo carico raggiunto P_{max} e il carico di prima fessurazione P_{cr} :

$$K_{Rd} = K_{Rd}(V/V_0; P_{max}/P_{cr}) \quad (10)$$

Il fattore di ridistribuzione K_{Rd} può essere calcolato partendo da un'analisi strutturale che tenga conto della distribuzione casuale delle caratteristiche meccaniche. Partendo da una distribuzione probabilistica della legge costitutiva (con nota media e deviazione standard) è possibile ottenere una distribuzione statistica di P_{max} , e il fattore K_{Rd} può essere calcolato, come suggerito nel nuovo codice modello [1], nel seguente modo:

$$K_{Rd}^{MC} = \frac{P_{max,k} \int_{Ftu,m}}{P_{max,m} \int_{Ftu,k}} \leq 1.4 \quad (11)$$

dove $P_{max,k}$ e $P_{max,m}$ sono i valori caratteristici e medi della risposta di picco derivati dalla distribuzione statistica dei carichi, mentre $\int_{Ftu,m}$ e $\int_{Ftu,k}$ sono i valori medi e caratteristici della resistenza a trazione residua del materiale fibrorinforzato. Nel codice modello il fattore di ridistribuzione strutturale ha un limite superiore pari a 1.4.

Si introducono quattro proposte per la valutazione del coefficiente di ridistribuzione, descritte nel seguito: un pedice numerico ($i = 1, 2, 3$ e 4) identifica le proposte.

Le prime due proposte per la valutazione del fattore di ridistribuzione (K_{Rd1} , K_{Rd2}) sono state introdotte con riferimento a strutture caratterizzate da un carico di picco raggiunto per valori limitati di apertura di fessura, tipici di strutture in C.A. fortemente armate o di strutture fibrorinforzate poco ridondanti. La prima proposta (K_{Rd1}) modifica la formulazione originale (Equazione 11) tenendo conto nella definizione delle resistenze nominali in prossimità del picco in caso di limitata apertura di fessura e sostituendo quindi le resistenze ultime \int_{Ftu} con \int_{Fts} come mostrato nell'Equazione 12:

$$K_{Rd1} = \frac{P_{rand,k}^{max} \int_{Fts,m}}{P_{rand,m}^{max} \int_{Fts,k}} \quad (12)$$

Nell'Equazione 12 $\int_{eq1,k}$ e $\int_{eq1,m}$ sono i valori caratteristici e allo 0.5 percentile di resistenza equivalente \int_{Fts} , mentre $P_{rand,k}^{max}$ e $P_{rand,m}^{max}$ sono i valori caratteristici e allo 0.5 percentile del carico massimo dedotto dalle analisi *random*. Il valore \int_{eq1} è valutato da prove di flessione a 4 punti [10]. È opportuno notare che la dispersione cresce all'aumentare dell'apertura di fessura, e quindi l'Equazione 12 rappresenta un'ipotesi conservativa.

La seconda proposta per la valutazione di K_{Rd} non utilizza il rapporto tra le proprietà dei materiali, ma confronta semplicemente il rapporto tra carichi caratteristici massimi eterogenei ($P_{rand,k}^{max}$) e omogenei ($P_{hom,k}^{max}$):

$$K_{Rd2} = \frac{P_{rand,k}^{max}}{P_{hom,k}^{max}} \quad (13)$$

dove il carico massimo caratteristico eterogeneo ha lo stesso significato introdotto per la definizione di K_{Rd1} , mentre il carico caratteristico di picco omogeneo è definito attraverso una singola analisi numerica caratterizzata da materiale omogeneo con proprietà caratteristiche. Questa scelta è inevitabilmente influenzata dalla classe del materiale poiché la mancanza di rapporto delle resistenze nella definizione causa un incremento del fattore K_{Rd} per bassi valori dal carico di picco presenti al denominatore nel rapporto dell'Equazione 13.

Le ultime due proposte sono simili alle prime due ma meglio rappresentano strutture duttili in grado di raggiungere

grandi valori di apertura di fessura. I carichi massimi sono sostituiti da carichi ultimi (P^u) e \int_{Fts} è sostituito con \int_{Ftu} :

$$K_{Rd3} = \frac{P_{rand,k}^u \int_{Ftu,m}}{P_{rand,m}^u \int_{Ftu,k}} \quad (14)$$

$$K_{Rd4} = \frac{P_{rand,k}^u}{P_{hom,k}^u} \quad (15)$$

In queste proposte i carichi ultimi omogenei ed eterogenei sono stati calcolati considerando una risposta carico-apertura di fessura (COD), ed in particolare i carichi ultimi sono associati a valori di COD pari a 2.5 mm [1].

8. RISULTATI

Di seguito vengono riportati i risultati numerici derivati dai modelli con materiale omogeneo e eterogeneo per la valutazione del coefficiente di ridistribuzione strutturale. I valori di COD sono stati desunti dal massimo di 4 misure calcolate nel centro inferiore della piastra seguendo le 4 fessure che si sviluppano lungo le linee mediane (Fig. 5). Le 30 curve *random* mostrate in Figura 7 con distribuzione normale del materiale presentano una piccola dispersione prima dei picchi (raggiunti in un regime post-fessurativo) e una maggiore dispersione dopo i picchi. Da queste curve è possibile calcolare (Fig. 8) le curve allo 0.5 (curva eterogenea media) e 0.05 percentile (curva eterogenea caratteristica) e confrontarle con la risposta della piastra con materiale omogeneo caratterizzato dagli stessi valori percentili. Le curve eterogenee allo 0.5 e 0.05 percentile sono molto ravvicinate tra di loro, rispecchiando la modesta dispersione rilevabile in Figura 7; le corrispondenti curve omogenee presentano risposte molto diverse con grandi differenze nel valore di picco. Questo può essere facilmente spiegato dal fatto che le risposte omogenee sono principalmente collegate alla caratteristiche dei materiali, mentre le risposte eterogenee *random* riflettono gli effetti redistributivi i quali smussano le caratteristiche dei materiali. Comportamenti analoghi si possono ottenere assumendo una distribuzione log-normale del materiale.

Dopo aver esaminato la risposta della piastra appoggiate su supporto continuo, tenendo conto della distribuzione casuale del materiale, si possono calcolare i carichi di picco, corrispondenti alla fessurazione, i massimi ed i valori del coefficiente di ridistribuzione strutturale i quali sono presentati rispettivamente in Tabella 6 e 7. La Tabella 6 riporta i carichi di picco in caso di materiale omogeneo ed eterogeneo *random*. I rapporti di resistenza residua $\int_{Fts,m}/\int_{Fts,k}$ e $\int_{Ftu,m}/\int_{Ftu,k}$ fissano un limite superiore ai valori K_{Rd1} e K_{Rd3} , dal momento che i rapporti tra i carichi di picco e ultimi nelle Equazioni (12) e (14) possono raggiungere al massimo il valore unitario. I rapporti tra le sopra citate resistenze sono riportati in Tabella 7.

I valori nei rapporti di resistenza residua derivati da distribuzione log-normale sono sistematicamente minori di quelli ottenuti da distribuzione normale. Questo è dovuto alla forma della distribuzione log-normale che corrisponde ad una distribuzione dei valori massimi caratterizzata da un coefficiente di asimmetria sempre positivo [5]. Per tale ragione la distribuzione log-normale fornisce valori caratteristici più alti rispetto alla distribuzione normale comportando quindi minori rapporti tra i valori di resistenza residua.

È evidente che il carico di prima fessurazione non può essere assunto come riferimento per il carico massimo, poiché, se non avvengono coazioni dovute ad effetti termici o a ritiro, la struttura dovrebbe essere fragile. Considerando infatti il carico massimo nel ramo post-fessurativo possiamo assumere

che avvengano due possibili situazioni. Nella prima situazione il carico ultimo agente è minore del carico massimo post-fessurativo con l'assenza di fessure dovute alla coazione e la struttura rimane nella regione pre-picco, soddisfacendo quindi le condizioni di esercizio. Nella seconda situazione la struttura è fessurata a causa di una incognita distribuzione di sforzi e il carico massimo resistente post-picco viene raggiunto seguendo un diverso percorso di carico e garantendo un certo livello di duttilità.

Le scelte introdotte per K_{Rd1} e K_{Rd2} da un lato e per K_{Rd3} e K_{Rd4} dall'altro, appaiono essere le scelte adeguate rispettivamente per strutture caratterizzate da una risposta *softening* e da una risposta duttile (piastra su supporto continuo). Nel caso preso in esame i valori del coefficiente di redistribuzione K_{Rd3} e K_{Rd4} sono uguali a 1.69 e 1.48 per distribuzione normale e 1.42 e 1.34 per distribuzione log-normale.

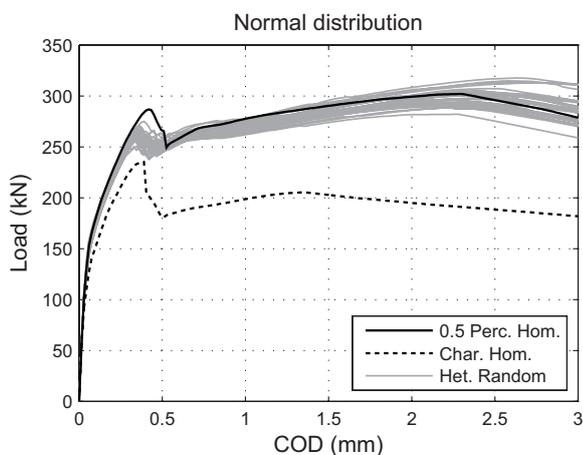


Figura 7 - Risposta numerica della piastra per materiale omogeneo (0.5e 0.05 percentile) e eterogeneo con distribuzione normale

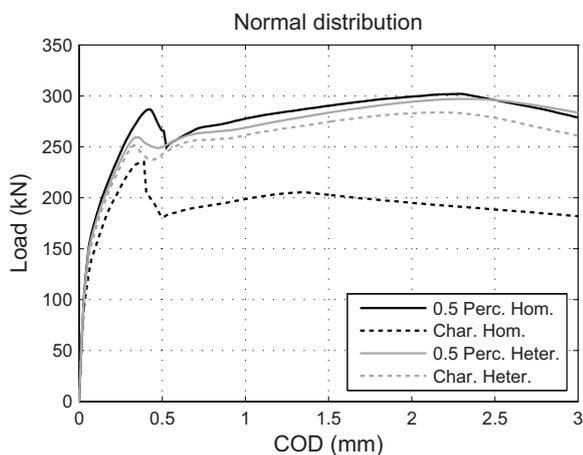


Figura 8 - Risposta numerica della piastra per materiale omogeneo (0.5e 0.05 percentile) e eterogeneo (0.5e 0.05 percentile) con distribuzione normale

Tabella 6. Carichi massimi (P^{max}) e ultimi (P^u) per distribuzione omogenea ed eterogenea del materiale.

Load		Normal distr.	Log-normal distr.
$P^{max}_{,hom,m}$	(kN)	301.9	290.4
$P^{max}_{,hom,k}$	(kN)	205.4	224.1
$P^{max}_{,rand,m}$	(kN)	297.0	295.2
$P^{max}_{,rand,k}$	(kN)	283.7	282.8
$P^u_{,hom,m}$	(kN)	295.7	284.7

$P^u_{,hom,k}$	(kN)	188.5	205.7
$P^u_{,rand,m}$	(kN)	295.7	293.1
$P^u_{,rand,k}$	(kN)	278.3	276.0

Tabella 7. Fattore di redistribuzione strutturale K_{Rd} per distribuzione normale e log-normale del materiale.

	Normal distr.	Log-normal distr.
$f_{eq1,m}/f_{eq1,k}$	1.70	1.47
$f_{eq2,m}/f_{eq2,k}$	1.75	1.49
$f_{Fts,m}/f_{Fts,k}$	1.70	1.47
$f_{Ftu,m}/f_{Ftu,k}$	1.79	1.51
K_{Rd}^{MC}	1.71	1.45
$K_{Rd,1}$	1.63	1.41
$K_{Rd,2}$	1.38	1.26
$K_{Rd,3}$	1.69	1.42
$K_{Rd,4}$	1.48	1.34

9. CONCLUSIONI

La capacità portante di una struttura fibro-rinforzata con un certo grado di iperstaticità è significativamente maggiore di quella calcolabile attraverso i parametri caratteristici ottenuti da prove a flessione su provini intagliati come suggerito dalle norme CEN 14651. Questa evidenza sperimentale può essere giustificata dalla eterogeneità del materiale trascurata nell'approccio numerico. Un'analisi strutturale in grado di tener conto dell'eterogeneità delle caratteristiche meccaniche può permettere al progettista di stimare il comportamento caratteristico della struttura con maggiore accuratezza rispetto all'analisi limite; quest'ultima è calcolata con il momento specifico attraverso l'utilizzo dei parametri meccanici caratteristici identificati attraverso provini intagliati con volume ridotto, che generalmente forniscono risultati troppo conservativi. Le diverse proposte introdotte in questo lavoro per la stima del coefficiente di redistribuzione strutturale, in accordo con il nuovo codice modello, suggeriscono la necessità di tener conto sia del volume fessurato coinvolto per il raggiungimento del collasso, sia della capacità redistributiva della struttura collegata al proprio grado di iperstaticità.

Le scelte introdotte in questo lavoro per K_{Rd1} e K_{Rd2} da un lato e per K_{Rd3} e K_{Rd4} dall'altro sembrano essere le scelte più adatte rispettivamente per strutture caratterizzate da un comportamento *softening* e da un comportamento duttile (piastra su suolo elastico). Con queste scelte il fattore di redistribuzione strutturale (K_{Rd3} e K_{Rd4}) varia tra 1.69 e 1.48 per distribuzione normale e tra 1.42 e 1.34 per distribuzione log-normale. Le scelte di K_{Rd3} e K_{Rd4} rispetto a K_{Rd1} e K_{Rd2} hanno inoltre il vantaggio di riferirsi ad un unico limite cinematico.

BIBLIOGRAFIA

- [1] fib Bulletin No. 65. (2012) – Model Code 2010 – Final draft, vol 1, Fédération Internationale du Béton, Lausanne.
- [2] HOLICKY, M. & VORLICEK M. (1995) – General lognormal distribution in statistical quality control. In: Application of Statistics and Probability ICASP 7. Paris: Balkema, p. 719–724.
- [3] HOLICKY, M. & VORLICEK M. (1995) – Concrete strength determined from tests. In: Modern Design of Concrete Structures. Aalborg, Denmark, p. 189–198.
- [4] GULVANESSIAN, H., CALGARO, J.A. & HOLICKY, M. (2002) – Designers' Guide to EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design. London: Thomas Telford.
- [5] ZUPAN, D., SRPCIC, J. & TURK, G. (2007) – Characteristic value determination from small samples.

- Struct Saf 29(4): 268–78.
- [6] MADSEN, H.O., KRENK, S. & LIND, N.C. (1986) – Methods of structural safety. Ellingwood Cliffs: Prentice-Hall.
- [7] SORELLI, L., MEDA, A. & PLIZZARI, G.A. (2006) – Steel fiber concrete slabs on ground: a structural matter. *ACI Struct J* 103(4): 551–558.
- [8] SORELLI, L. (2003) – Some studies on the assessment of the toughness of steel fiber reinforced concrete with emphasis on hybrid fiber systems. PhD thesis, University of Brescia.
- [9] MARTINELLI P. (2003) – Pavimentazioni industriali in calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio tradizionali e ibride. MsC thesis, University of Brescia (in Italian).
- [10] UNI 11039. (2003) – Steel fibre reinforced concrete – Part I: Definitions, classification specification and conformity. Part II: Test method for measuring first crack strength and ductility indexes. Italian Board for Standardization.
- [11] ABAQUS. (2012) – Analysis User’s Manual. Version 6.12, vol. 2.
- [12] LUBLINER, J., OLIVER, J., OLLER, S. & ONATE, E. (1989) – A plastic–damage model for concrete. *Int J Solids Struct* 25(3): 299–326.
- [13] LEE, J. & FENVES, G.L. (1998) – Plastic–damage model for cyclic loading of concrete structures. *J Eng Mech–ASCE* 124(8): 892–900.
- [14] HILLELBORG, A., MODEER, M. & PETERSSON, P.E. (1976) – Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement Concrete Res* 6(6): 773–781.
- [15] CNR–DT 204. (2006) – Guidelines for design, construction and production control of fiber reinforced concrete structures, National Research Council of Italy.
- [16] DOZIO, D. (2008) – SFRC structures: identification of the uniaxial tension characteristic constitutive law. PhD thesis. Politecnico di Milano.
- [17] di PRISCO, M., COLOMBO, M. & DOZIO, D. (2013) – Recommendations for fibre reinforced concrete in MC2010. *Structural Concrete* 14(4): 342–361.
- [18] BELLETTI, B., CERIONI, R., MEDA, A. & PLIZZARI, G. (2008) – Design aspects on steel fiber–reinforced concrete pavements. *J Mater Civil Eng* 20(9): 599–607.
- [19] di PRISCO, M., COLOMBO, M. & DOZIO, D. (2011) – On the bearing capacity of FRC structures: is the material characteristic value the "right" choice?. In Toledo, R.D., Silva, F.A., Koenders, E.A.B. et al. (eds), 2nd International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC2-Rio), Rio de Janeiro, RILEM Proceedings Volume: 8: 279-287.
- [20] CAVAGNIS F. & TEDESCO, S. (2012) – On the bearing capacity of a redundant structure: the influence of mechanical characteristics scattering. MsC thesis. Politecnico di Milano.

GLI IMPASTI CEMENTIZI IN ITALIA NEL PRIMO NOVECENTO: PERCORSO DI CONOSCENZA PER LA DEFINIZIONE DI PRASSI CONSERVATIVE

Rita Fabbri¹, Chiara Nardelli¹

¹ Laboratorio TekneHub - Tecnopolo dell'Università di Ferrara

LaboRA - Laboratorio di Restauro Architettonico del Dipartimento di Architettura, Università di Ferrara

SOMMARIO

Lo studio è parte di una più ampia ricerca incentrata sulla conoscenza dei materiali che caratterizzano il patrimonio architettonico italiano della prima parte del XX secolo. Negli ultimi anni si sta diffondendo, infatti, una crescente attenzione verso tali architetture che racchiudono, nell'innovazione tipologica e tecnologica, il proprio significato culturale, ma che presentano rilevanti problematiche conservative proprio a causa dell'elevato livello di sperimentazione dei materiali utilizzati.

In particolare, lo studio approfondisce gli aspetti riguardanti l'impiego degli impasti cementizi entro la Prima Guerra Mondiale e le patologie di degrado che li interessano, individuando suggerimenti procedurali che conducano verso scelte conservative rispettose dei valori culturali sottesi. L'ingente numero di architetture realizzate con impasti cementizi, che in un futuro non lontano potrebbero essere identificate come beni culturali, impone infatti di definire al più presto coerenti pratiche di restauro, fornendo uno strumento utile a progettisti e imprese per operare coerentemente sulle opere moderne.

CONCRETE OF EARLY TWENTIETH CENTURY: A PATH OF KNOWLEDGE TO DEFINE CONSERVATION PRACTICES

SUMMARY

The study is part of a broader research focused on the knowledge of materials that characterize the Italian architectural heritage of the first part of the Twentieth century. Recently, in fact, it is spreading a growing attention to those architectures that contain, in typological and technological innovation, the cultural value but at the same time, they have significant conservation problems just due to their high level of experimentation of the used materials. In particular, the study explores aspects concerning the use of concrete, within the First World War, and its degradation, identifying conservative suggestions that respect their cultural values. The large number of constructions made of the concrete, which in the future could be identified as cultural heritage, requires, in fact, to define as soon as possible consistent restoration practices, providing a useful tool for designers and construction company to work consistently on modern works.

1. INTRODUZIONE

1.1 Materiali innovativi nel primo Novecento

L'ampia ricerca è incentrata sulla conoscenza dei materiali che caratterizzano il patrimonio architettonico italiano realizzato nella prima parte del XX secolo [1], epoca che ha segnato le tappe fondamentali del processo di trasformazione socio-economica del Paese, soprattutto per lo sviluppo di nuove tecnologie e l'avvento di nuovi materiali per l'edilizia, tra cui gli impasti cementizi. Queste costruzioni risultano essere, infatti, una combinazione di influssi della cultura costruttiva tradizionale e della sperimentazione moderna, quest'ultima conseguente alla rivoluzione industriale e rivolta con fiducia ai materiali innovativi, alle loro possibilità di utilizzo e alla loro durabilità nel tempo. In particolare, il

conglomerato cementizio, accostato o meno al ferro, manifesta un'incredibile plasmabilità e facilità di lavorazione, peculiarità che ne garantiranno il successo e spingeranno sempre più verso la sperimentazione di questo materiale 'durevole', principalmente per la realizzazione di strutture ardite, in grado di superare le logiche costruttive possibili fino a quel momento.

Tuttavia, l'esaltata durabilità e resistenza dell'impasto cementizio, sia esso confluito in prodotti conglomeratici con funzione strutturale oppure in raffinati elementi decorativi, rivela attualmente i propri limiti.

1.2 L'obsolescenza delle architetture del XX secolo

Il tempo ha mostrato che gli edifici risalenti al XX secolo sono soggetti ad un processo di obsolescenza riconducibile da

un lato ad un degrado materico e tecnologico, dall'altro ad una obsolescenza funzionale, laddove le tipologie di costruzioni erano strettamente connesse con funzioni d'uso rapidamente superate (come avvenuto, a puro titolo di esempio, per gli edifici dei bagni pubblici di inizio secolo, i sanatori antitubercolari e le colonie marine di epoca fascista o, più recentemente, le sale da cinema).

Il degrado tecnologico è accresciuto dal fatto che molti di questi edifici, progettati ad inizio secolo, hanno subito nel tempo un continuo adeguamento alle nuove esigenze, espresse sia sotto il profilo tecnico, che dei dettati normativi. Tali adeguamenti spesso sono stati eseguiti senza particolari cautele, poiché molti di questi fabbricati novecenteschi non erano (e talvolta neppure oggi sono) considerati beni da tutelare: troppo vicini sul piano temporale, solo recentemente cominciano ad essere oggetto di attenzione e si riconosce loro l'espressione di significati e valori rappresentativi di una stagione architettonica e culturale, meritevole di tutela per la trasmissione al futuro.

In tale ottica, il cui fine è quello di garantire la conservazione nel tempo di questo patrimonio architettonico, si rende necessario individuare soluzioni appropriate (di restauro) da opporre alla 'obsolescenza tecnologica', che si manifesta con problemi legati ai materiali e alle tecniche costruttive: negli ultimi anni si registra una crescente attenzione verso tali architetture, che racchiudono, specificamente nei propri caratteri innovativi, un peculiare valore culturale, ma che scontano rilevanti problematiche conservative proprio in ragione dell'elevato livello di sperimentazione perseguito.

Obiettivo della ricerca è perciò quello di definire alcuni indirizzi procedurali per la manutenzione del patrimonio costruito del Novecento, individuando proposte operative per gli interventi e ponendo l'attenzione proprio sull'importanza che riveste la conoscenza dei materiali all'interno del progetto di restauro dell'ultimo secolo. Preme sottolineare che, in tale ambito, la metodologia del restauro deve affrontare, nella maggioranza dei casi, materiali e componenti costruttivi scaturiti da filiere produttive rapidamente rinnovate o soppiantate, per ragioni economiche, per il progresso tecnologico e normativo o per lo sviluppo di nuovi prodotti: questo rapidissimo e ininterrotto rinnovamento rende difficile ricondurre ogni materiale/prodotto ad un determinato processo produttivo e, inoltre, ci mette in difficoltà nella 'riproduzione' di materiali analoghi.

La conoscenza di questi nuovi materiali, e quello che si potrebbe descrivere come una loro corretta 'definizione', costituisce pertanto uno dei primi problemi da affrontare, sia perché dalla natura di essi (e ciò vale in modo particolare per gli impasti cementizi) dipende il comportamento nel tempo ed il degrado, sia perché gli strumenti per giungere a tale conoscenza sono molteplici e disparati, difficili da scandagliare in mancanza di studi sistematici ed esaustivi [2].

Al fine di condurre un intervento duraturo e coerente con il materiale in opera, occorre, dunque, affrontare uno studio che ne permetta una conoscenza profonda: solo in questo modo si potranno fare operazioni rispettose dei valori racchiusi nel fabbricato, garantendo il prolungamento della sua esistenza. Gli studi che hanno già affrontato con sistematicità e ampiezza l'impiego del cemento negli interventi di restauro [3] e il degrado di questo materiale [4] costituiscono un solido riferimento e la testimonianza dell'interesse che questa tematica riveste.

Sulla base di queste premesse, è stata avviata una ricerca specificamente rivolta ad uno dei materiali 'simbolo' del rinnovamento architettonico del XX secolo, studiandolo in modo particolare sotto il profilo degli impasti, che hanno avuto forti variazioni in ordine agli scopi per cui dovevano essere impiegati. Entro il quadro più generale dell'evoluzione storica, tecnica e costruttiva del patrimonio architettonico nel primo Novecento, si ritiene che l'analisi dei processi di obsolescenza dei materiali e delle soluzioni tecnologiche novecentesche, unitamente al riconoscimento dei degradi maggiormente diffusi, possa fornire un utile contributo per la precisazione del quadro conoscitivo entro cui ci muoviamo.

Per quanto riguarda gli orientamenti progettuali relativi alla conservazione degli impasti cementizi novecenteschi, ad oggi la normativa non fornisce indirizzi utili al progettista (e peraltro la codifica normativa, o comunque di indirizzo, non può che essere la conseguenza di conquiste già maturate sotto il profilo culturale e delle possibilità operative): la conservazione dei materiali novecenteschi resta dunque affidata alla sensibilità del professionista e del committente, che spesso sono obbligati a dare soluzione a situazioni di forte degrado, anche in condizioni di urgenza. Ad essi, sollecitando comunque la consapevolezza che in diversi casi è necessario operare secondo criteri metodologici del vero e proprio restauro, si cercherà di fornire suggerimenti procedurali per affrontare le problematiche rilevanti che affliggono le parti cementizie negli edifici risalenti al primo Novecento.

2. IL PERCORSO DI CONOSCENZA DEGLI IMPASTI CEMENTIZI

2.1 L'indagine storica

La ricerca in corso nasce dall'attenzione rivolta alla conservazione degli edifici costruiti tra la fine del XIX secolo e la Prima Guerra Mondiale. Tali architetture sono caratterizzate da nuove forme decorative, espressioni del gusto Liberty, realizzate attraverso l'uso di materiali innovativi come il cemento che, rispetto alla tradizionale pietra naturale, presenta specifiche caratteristiche di plasmabilità, economicità e facilità di lavorazione. Il legame tra i materiali innovativi e i nuovi modelli estetici, giunti in Italia con qualche ritardo rispetto alla diffusione europea dell'Art Nouveau, è testimoniato dalla nascita di numerose riviste di settore, che diventano un canale preferenziale per la diffusione del nuovo linguaggio ed un punto di riferimento per la divulgazione delle innovazioni dell'epoca [5]. Lo studio di tali pubblicazioni può essere considerato, dunque, un passaggio importante per la definizione delle caratteristiche degli impasti che contraddistinguono le architetture di questi decenni.

L'indagine prende avvio dallo studio della manualistica e della documentazione di archivio inerente i brevetti e le tecniche esecutive degli impasti storici, con il fine di individuare quelli maggiormente diffusi nelle prime due decadi del XX secolo.

In Italia, anche per la grande ricchezza di pietre naturali e argille con cui si producono ottimi laterizi, i cementi appaiono sul mercato più tardi che nel resto d'Europa; i primi studi sui leganti idraulici cominciano intorno al 1846 nell'area di Casale Monferrato, ricca di giacimenti marnosi, ma solo a fine secolo si raggiunge il picco di produzione dei cementi naturali, che, già attorno al 1930, sono soggetti a un rapido declino in favore dei cementi artificiali [6]. Questi ultimi sono caratterizzati da una migliore qualità delle miscele prodotte; inoltre

l'esaurimento dei banchi di calcari marnosi, necessari per la produzione di cemento naturale, rende meno onerosi i costi di escavazione delle materie prime necessarie per la produzione dei cementi artificiali. Agli inizi del Novecento gli impasti cementizi vengono impiegati principalmente per la realizzazione di apparati decorativi di facciata, permettendo di dare spazio alla fantasia dei progettisti e degli artigiani, che sfruttano le qualità di plasmabilità e facilità di lavorazione tipiche di questo nuovo materiale. La maggior parte degli elementi architettonici sono realizzati in cantiere attraverso l'uso di attrezzi per la formatura in opera, quali modini (sagome in lamiera o legno, atte a formare le modanature delle cornici oppure i bugnati di rivestimento delle pareti), rande (apparecchiature in legno per la formazione di modanature degli archi) e regoli di scorrimento [7, pp. 78-82]. Per gli elementi di piccole dimensioni, oppure riccamente decorati, si impiegano calchi e formelle in gesso, che danno la possibilità di produrre elementi decorativi ripetibili in serie mediante collaggio negli stampi [7, pp. 110-113].

I progettisti e le imprese impegnate nelle costruzioni e i produttori di materiali per l'edilizia sono i principali artefici delle sperimentazioni del nuovo materiale, brevettando sistemi costruttivi e miscele innovative, per migliorare costantemente i risultati raggiunti attraverso l'impiego di impasti facilmente lavorabili e plasmabili, ma che, una volta induriti, hanno la capacità di raggiungere resistenze strutturali elevatissime.

L'esempio più noto è certamente connesso all'introduzione in Italia del sistema costruttivo in conglomerato cementizio armato, brevettato da François Hennebique (1892). La notorietà dell'attività di Hennebique è legata all'omonimo sistema che, basato su una razionale disposizione del ferro nel conglomerato, rappresenta il primo tipo di trave moderna in conglomerato cementizio armato [8]. I principali fautori della diffusione in Italia di tale sistema sono: la "Società G.A. Porcheddu, Agente e Concessionario Generale per il Nord Italia", negli anni compresi tra la fine dell'Ottocento ed i primi decenni del Novecento [9]; Edoardo Zublin e Pietro Isidoro Martorelli, concessionari del brevetto per l'Italia Meridionale [10]; Daniele Donghi, mediante un'intensa attività divulgativa tra Padova e Venezia e, soprattutto, Attilio Muggia, primo tecnico italiano a trattare del nuovo sistema in una conferenza nel 1899 a Firenze, oltre che ad applicare il conglomerato nelle costruzioni marittime, nei ponti ferroviari e nelle costruzioni civili [11]. Ma le sperimentazioni italiane sui conglomerati cementizi e l'utilizzo di prodotti derivati specifici, talvolta originati dalla commistione della tradizione locale e artigianale con la produzione propriamente industriale, hanno originato una casistica vastissima di soluzioni adottate, oggi totalmente in disuso e scarsamente comprese e conosciute [12]: rintracciandole è possibile ricostruire un quadro preciso delle tecnologie e dei materiali dell'epoca, utile per fornire le conoscenze necessarie per poter adeguatamente predisporre le scelte conservative durante le fasi di restauro.

Attraverso l'indagine attenta della manualistica d'inizio secolo è possibile determinare i materiali sperimentati e immessi sul mercato, le loro composizioni chimiche e le terminologie diffuse all'epoca. Tra le innumerevoli miscele cementizie è possibile rintracciare formulazioni legate ai cementi bianchi e colorati, pozzolanici e ferrici, fino a giungere agli impasti cementizi con lapilli vulcanici e al cemento al magnesio.

Il ricettario industriale redatto da Italo Ghersi nel 1915 [13] offre una panoramica dei prodotti dell'epoca, con l'elenco di pregi e difetti di ciascuno di essi. Un esempio, fra gli innumerevoli materiali descritti nel manuale, è il "cemento al magnesio", rimasto sul mercato soltanto per i primi anni del secolo, per via della sua sensibilità nei confronti dell'umidità; la presenza di acqua o vapore acqueo nell'aria, infatti, determina una reazione chimica con il cloruro basico di magnesio, producendo idrossido di magnesio e acido cloridrico; in questo modo, gran parte del cloruro di magnesio, inizialmente presente nell'impasto, viene meno, producendo un rammollimento del composto. Inoltre il volume del cemento non è perfettamente costante a causa della presenza di tracce di carbonato di magnesio non calcinato. Ghersi dà una descrizione approfondita riguardo alla sua composizione: «*si mescola della magnesia con soluz. di cloruro di magnesio (25 a 30 B.); oppure si fa prima un miscuglio di magnesia e di cloruro di magnesio in polvere e si bagna poi per formare il cemento. Queste sono le materie principali; ad esse si possono aggiungere altre sostanze in polvere, come solfato di barite in peso uguale a quello della magnesia o solfato di calce: terre argillose, ossidi e la maggior parte delle sostanze insolubili nel cloruro di magnesio e facilmente polverizzabili. Coll'aggiunta di sostanze coloranti quale l'oltremare, il minio, il giallo e il verde di cromo, le ocre, si possono imitare i marmi. Il cloruro di magnesio può essere sostituito con altri cloruri, quelli di zinco, manganese, ferro, calcio servono assai bene. Con questo cemento si possono fare quadrelle per rivestimenti, mosaici, ecc. - Le proporzioni più convenienti sarebbero secondo Meyer: cloruro di magnesio anidro 1 - ossido di magnesio 3 a 4. (...)*» [13, pp. 171-173]. Sono poi descritti tutti i passaggi da effettuare per ottenere il composto omogeneo e anche per ottenere il prodotto in polvere pronto per l'uso. Sono altresì citati anche gli inconvenienti e i difetti di tale impasto, che iniziano già a manifestarsi poco tempo dopo la sua diffusione sul mercato: il difetto principale di questo cemento è dovuto in larga parte ai solfati e all'acido solforico, che reagiscono chimicamente con l'acido cloridrico e il cloruro di magnesio. Come prodotti delle reazioni chimiche si formano efflorescenze che sono causa dello sgretolamento del composto indurito.

Le informazioni dei manuali sono anche confrontabili con quelle estrapolate dalle riviste di settore, nell'intento di ricostruire un quadro completo dell'uso dei prodotti. Ancora con riguardo al cemento di magnesia, per esempio, si apprende che nei primi anni del secolo è uno dei quattro agglomeranti principali, adoperati per ottenere le pietre artificiali (oltre a calce, cemento e gesso). Al momento dell'immissione sul mercato tale impasto è molto apprezzato per le grandi qualità estetiche, ma già nei primi anni del Novecento molte sono le critiche che vengono espresse e che lo faranno, a poco a poco, uscire dal commercio. Una descrizione tratta da una rivista di settore del 1906 così si esprime: «*Il cemento di magnesia ottiene così un bel colore bianco puro e presenta una grande durezza accompagnata da lucentezza alla superficie. La massa dopo essersi rapidamente indurita prende un aspetto simile al marmo bianco (...). Nessun cemento di magnesia resiste perfettamente al tempo e, come abbiamo già accennato, non si ha alcuna probabilità di ottenere in avvenire un simile materiale colle dovute qualità di resistenza al tempo. Eppure questa qualità è la prima e la più importante per un cemento qualsiasi*» [14]. Tale descrizione conferma quanto riportato da Italo Ghersi nel suo ricettario: il cloruro di

magnesio a contatto con i solfati, genera efflorescenze e comporta lo sgretolamento del conglomerato nel quale viene impiegato.

La ricostruzione della storia inerente i materiali impiegati all'inizio del Novecento ha previsto anche la consultazione del materiale conservato presso l'Archivio Centrale dello Stato di Roma. In particolare, sono stati studiati i brevetti relativi agli impasti cementizi registrati nei primi venti anni del secolo, che dimostrano come ci sia una grande sperimentazione di leganti cementizi e conglomerati. Alcuni di questi documenti forniscono importanti informazioni riguardo a nuovi aggregati e additivi, menzionando le possibilità di impiego e le proporzioni ideali per ottenere validi conglomerati. Dalla consultazione di questi documenti, si evince come gli studi e le innovazioni riguardanti le miscele siano continui e costanti, con l'intento di migliorare le qualità dei prodotti; per esempio, ancora in tema di cemento di magnesia, nel 1908 viene brevettato un «processo per ottenere il Cemento di magnesia e sua applicazione ai calcari dolomitici» [15]. Infatti, per ovviare alla presenza di tracce di carbonato di calcio non cotto che, reagendo con il cloruro, danneggiano l'impasto, si prevede di mescolare all'ossido di magnesio un solfato solubile, ottenendo un materiale con buone proprietà idrauliche e notevole resistenza a trazione e pressoflessione. Per eseguire tale processo, occorre cuocere il calcare dolomitico a basse temperature, per cui solo il carbonato di magnesio diventa ossido, mantenendo inalterato il carbonato di calcio che resta una componente inerte; al termine della cottura, si unisce la quantità specifica di solfato.

Un altro esempio di impasto, le cui vicende evolutive sono largamente trattate dalle riviste di settore, è il cemento bianco.

Le pubblicazioni dell'epoca riportano, tra gli impasti più noti alla fine del XIX secolo, il cemento Lafarge di produzione francese, ottenuto dalla macinazione dei *grappiers* di calchi idrauliche, prevalentemente silicee, e povere di ferro.

Numerose sono le sperimentazioni dell'epoca, che hanno come obiettivo la produzione di un vero e proprio cemento Portland di colore bianco, da sostituire alla calce francese. La "Ditta Pesenti", per esempio, intorno all'ultimo decennio dell'Ottocento, avvia la produzione di cemento bianco, decidendo di dotare l'industria cementiera italiana di questo interessante prodotto, imitazione ben riuscita del celebre Lafarge francese [16]. La rivista *Il cemento* nel 1906 [17] illustra una serie di sperimentazioni atte a produrre il cemento Portland bianco, molte delle quali però, necessitano di una temperatura di cottura estremamente elevata, in mancanza del fondente ferroso. Quest'ultimo, infatti, viene escluso dall'impasto del cemento bianco, poiché da esso dipende la colorazione grigiastra. Nella produzione artificiale, gli esperimenti condotti tentano nuove formulazioni, abbinando calcare puro e caolino con l'aggiunta di "materiali ad alto potere fondente" (fluoruri di calcio o di sodio, borace o acido borico, leucite).

Un esempio degli esperimenti sopracitati è il brevetto [18], della "Ditta Bombrini Parodi-Delfino", che descrive un nuovo metodo per ottenere agglomeranti Portland bianchi o variamente colorati. Il procedimento descritto prevede: «l'utilizzazione della leucite ($K_2O \times Al_2O_3 \times 4SiO_2$). Noi formiamo una miscela di tale sostanza, che liberata dalla ganga risulta esente da ferro, e di un calcare pur libero da questo corpo, in proporzioni tali che i rapporti:

$$\frac{CaO}{SiO_2 + Al_2O_3} \quad \frac{SiO_2}{Al_2O_3}$$

si mantengano fra i limiti ordinari in cui stanno gli analoghi relativi ai comuni cementi a lenta presa. La cottura (al forno fisso o rotativo) di cui tale miscela, che porta naturalmente ad un cemento bianco del tipo "Portland" presenta il grande vantaggio e di verificarsi per una vera azione catalitica della potassa, alla temperatura normale di scorificazione del Portland (...). La temperatura di cottura di tale cemento bianco è pari a quella di un comune cemento Portland.

Oltre alle informazioni legate alla composizione degli impasti storici, i manuali del periodo forniscono un quadro generale anche dei prodotti a base cementizia presenti sul mercato: un interessante esempio è costituito dai sistemi costruttivi di pareti con l'uso di blocchi cavi di cemento [19, pp. 82-84], di cui si pubblicizzano forme, dimensioni e maggiori utilizzi, ma anche prodotti commerciali come il *Cemento Duralbo* e il *Cromocemento* [19, p. 434], ovvero cementi bianchi e colorati ad alta resistenza impiegati come intonaci, pubblicizzati per le ottime proprietà cromatiche, il rapido indurimento e le alte resistenze. La diffusione dei blocchi in conglomerato cementizio è agevolata dall'invenzione di macchinari che producono in serie gli elementi, con la possibilità di modificare l'aspetto esteriore del blocco, grazie all'uso di stampi pre-inseriti nella macchina (Fig. 1); in questo modo è possibile costruire le facciate in blocchi già decorati [20]. Questi blocchi sono peraltro studiati per essere composti da strati differenti: la parte interna, che assolve a funzioni strutturali, presenta un impasto contenente cemento e ghiaia, mentre le facce esterne, con valenza decorativa, sono costituite da miscele di granulometrie più fini, con cemento e sabbie.

Interessanti sono le soluzioni presentate nei manuali e legate all'ancoraggio delle pesanti decorazioni in pietra artificiale (Fig. 2), prodotta con impasti a base cementizia: tali elementi decorativi (che di solito sono cornici, marcapiani, lastre) sono agganciati a solette piene a sbalzo o sistemi di travi in calcestruzzo armato [21].

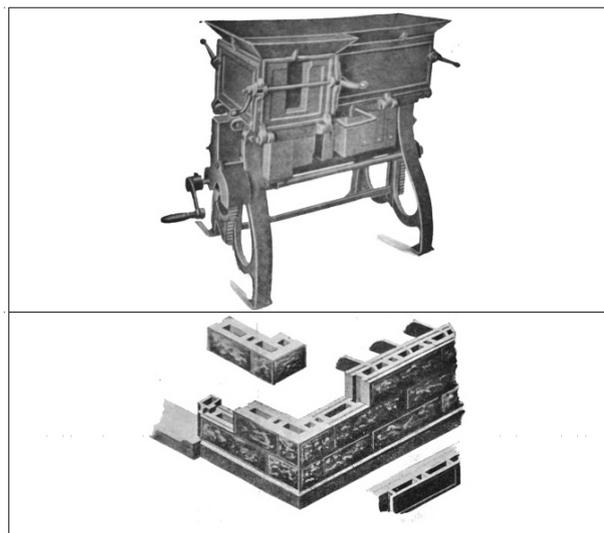


Figura 1 – Immagini tratte dalla rivista "Il cemento" del 1904, raffiguranti un apparecchio brevettato dall'Harmon S. Palmer per la realizzazione in serie di blocchi in conglomerato cementizio, lavorati in superficie ad imitazione della pietra naturale.

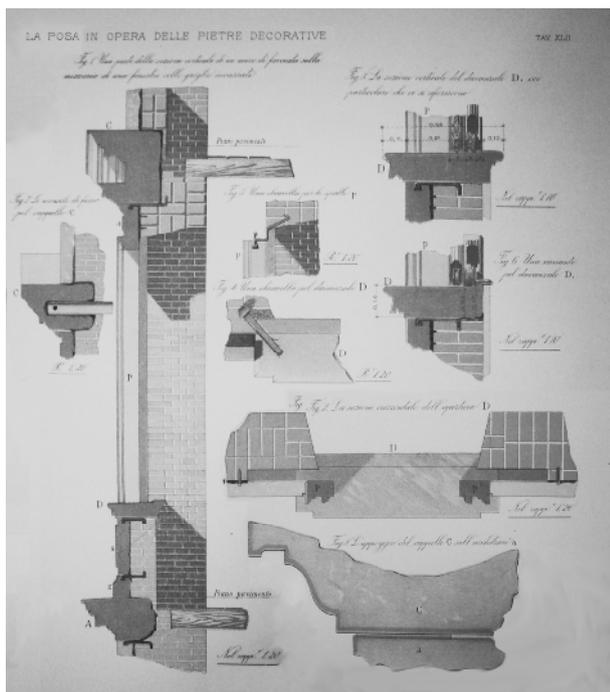


Figura 2 – Immagine tratta dal manuale "La pratica del fabbricare: Parte I" di Carlo Formenti (1893), Milano U. Hoepli, tav. XLII, illustra gli ancoraggi della pietra artificiale alle strutture portanti.

2.2 L'analisi dei casi studio

Molti degli elementi costruttivi e dei prodotti impiegati per la loro realizzazione, oggi rivelano forti problematiche e difficoltà a resistere in condizioni ottimali all'azione del tempo (Fig. 3), anche, non è da escludere, dell'aggressività atmosferica che nell'ultimo secolo si è fortemente accentuata. Le interazioni con il contesto ambientale nel quale sono inseriti (fattori esterni) e i difetti di progettazione ed esecuzione (fattori interni), in molti casi possono essere tra le principali cause delle manifestazioni di degrado che interessano i prodotti derivati dagli impasti cementizi. La conservazione dei materiali dovrebbe essere supportata dalla conoscenza di tali fattori, poiché essi influenzano la scelta degli interventi che occorre prevedere per contrastarli.

D'altro canto le costruzioni realizzate in cemento o con elementi a base cementizia richiedono spesso, in fase di manutenzione o restauro, l'applicazione di quantità di materiale 'a spessore' e non solo di prodotti protettivi (come avviene largamente per il restauro dell'edilizia di più antica origine): si pensi ad esempio al reintegro dei copriferri.

Lo studio delle cause dei degradi consentirebbe di valutare con maggiore coerenza il tipo di impasto più consono da scegliere ed applicare in fase di restauro. L'applicazione di materiali non propriamente coerenti con il supporto potrebbe infatti invalidare l'intervento effettuato, arrecando danni al supporto stesso (Fig. 4). Affinché risulti appropriato, un prodotto da adottare in fase di restauro dovrebbe avere caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche compatibili con il supporto sul quale dovrà essere applicato (riguardo, per esempio, all'assorbimento di acqua, alle dilatazioni termiche, alla deformabilità e alla resistenza meccanica), al fine di creare un equilibrio nel sistema, che consenta di avere lo stesso tipo di reazione e interazione con l'ambiente esterno e fra parti originali e di reintegro.

Il percorso di conoscenza, tuttora in pieno svolgimento, si propone di addentrarsi in una fase più specifica, con l'obiettivo di esaminare esempi reali di architetture dei primi venti anni del XX secolo, in cui sono stati adoperati alcuni degli impasti rintracciati durante lo studio della documentazione d'epoca.

Gli impasti che saranno presi in esame includeranno sia malte cementizie, utilizzate per la realizzazione degli elementi decorativi delle facciate, che conglomerati cementizi adoperati per elementi con funzione strutturale (pilastri, solai, solette, scale e blocchi per pareti di tamponamento).

Per ogni caso studio si ricostruiranno le vicende costruttive delle architetture, includendo, laddove sarà possibile, disegni esecutivi e documenti di cantiere, mettendo in relazione il tipo di impasto, la tecnica esecutiva, le condizioni al contorno e i segni del degrado.

Una possibile definizione delle manifestazioni del degrado più ricorrenti, riscontrabili sugli impasti cementizi, potrà aiutare operativamente i tecnici a meglio comprendere il rapporto che lega i fenomeni di degrado ai materiali impiegati, alle modalità di esecuzione, ai luoghi e alla vita degli edifici.



Figura 3 – Dettaglio di Villa Sarti a Lucca (1915-1916). L'edificio è stato progettato da Giovan Lelio Menesini. Nell'immagine sono visibili i segni di degrado dei blocchi in c.a. nelle pareti perimetrali.



Figura 4 – Dettaglio della scala esterna di Villa Sarti a Lucca (1915-1916). Le reintegrazioni con malte cementizie, differenti dal supporto, non hanno arrestato i fenomeni di degrado e per di più risultano esteticamente diverse dai materiali in opera.

3. PROSPETTIVE DI RICERCA

Il crescente interesse, che negli ultimi anni è andato maturando rispetto alle architetture del Novecento, determina la presa di coscienza del valore culturale che esse rivestono, in quanto testimonianza di una stagione architettonica di grande rinnovamento e di forte sperimentazione, e di un periodo di intensa trasformazione e crescita del nostro Paese.

Fra i diversi strumenti che possiamo utilizzare per comprendere l'evoluzione costruttiva delle tecnologie e dei materiali, vi è la disamina critica dei restauri svolti durante gli ultimi anni, necessaria in primo luogo per identificare le prassi operative più diffuse sul territorio italiano e, soprattutto, a costatarne l'esito a lungo termine.

La catalogazione di tali interventi, che costituirà un ulteriore passaggio della ricerca, verrà effettuata analizzando i restauri, sia sotto l'aspetto metodologico che operativo e determinando le procedure che hanno comportato risultati più performanti in termini di durabilità nel tempo, risposta del materiale alle cause del degrado, risultato estetico dell'intervento e coerenza con i principi conservativi di riconoscibilità, compatibilità chimico-fisica con il supporto e minimo intervento.

L'obiettivo finale di siffatto percorso di conoscenza sarà quello di offrire degli indirizzi procedurali (intesi come strumento utile per progettisti e imprese), finalizzati alla conservazione dei beni architettonici moderni, con particolare attenzione all'ingente numero di architetture realizzate con impasti cementizi, che in un futuro non lontano potrebbero essere identificate come 'beni culturali'.

[Il presente lavoro è parte di una più ampia ricerca che Rita Fabbri conduce da diversi anni e con differenti declinazioni, finalizzata alla conoscenza e conservazione dell'architettura del XX secolo. In particolare, l'approfondimento degli aspetti inerenti gli impasti cementizi riguarda alcuni contenuti, in corso di sviluppo, della tesi di Dottorato in Tecnologia dell'Architettura, XXVII ciclo, Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Architettura (corso di Dottorato consorziato con Università degli studi di Bologna - Facoltà di Architettura Aldo Rossi di Cesena, Libera Università di Bolzano, Università degli Studi RomaTre) della dottoranda Chiara Nardelli, di cui Rita Fabbri è tutor. Con specifico riferimento a questo contributo, si devono a Rita Fabbri i paragrafi 1.1 e 1.2, a Chiara Nardelli i paragrafi 2.1 e 2.2; ad entrambe è da ascrivere il paragrafo 3].

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] FABBRI, R. *et. al.* – (2008), *Architetture del Novecento a Ferrara: linee guida per la conservazione*, Ferrara.
- [2] AVETA, A.– (2008), *Degrado e/o valore di antichità delle architetture in c.a.: l'approccio metodologico*. in: IENTILE, R. (a cura di) *Architetture in cemento armato. Orientamenti per la conservazione*, Milano, Franco Angeli, 26-39.
- [3] CARBONARA, G. – (1981-1984), *Restauro e cemento in architettura*, voll. 1-2, Roma, Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento.
- [4] DI BIASE, C. – (2009), *Il degrado del calcestruzzo nell'architettura del Novecento*, Sant'Arcangelo di Romagna (RN), Maggioli Editore.
- [5] MELE, C.– (2001), *Stucchi e cementi decorativi nelle architetture torinesi tra Ottocento e Novecento*. in: BISCONTIN, G., DRIUSSI G. (a cura di), *Lo stucco. Cultura, tecnologia, conoscenza. Atti del XVII Convegno di Studi "Scienza e Beni Culturali" (Bressanone, 10-13 luglio 2001)*, Marghera Venezia, Arcadia Ricerche, 81-86.
- [6] IORI, T.– (2001), *Il cemento armato in Italia: dalle origini alla seconda guerra mondiale*, Roma, Edilstampa, 22.
- [7] CAVALLINI, M., CHIMENTI, C. – (1996), *La pietra artificiale: manuale per il restauro e il rifacimento delle decorazioni plastico-architettoniche delle facciate*, Firenze, Alinea Editore.
- [8] NELVA, R., – (1990), *Il Sistema Hennebique, la sua diffusione nel mondo, la tecnica costruttiva ed i metodi di calcolo*. in: NELVA, R., SIGNORELLI, B., *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique*, Milano, Edizioni di scienza e tecnica, 11-19.
- [9] NELVA, R., SIGNORELLI, B. – (1990), *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique*, Milano, Edizioni di scienza e tecnica, 1.
- [10] ZUCCONI, G.– (2010), *L'avènement du béton armé en Italie*, in: Bettazzi, B., Lipparini, P. (a cura di) *Attilio Muggia: una storia per gli ingegneri*, Bologna, Editrice Compositori, 17-20.
- [11] MUGGIA, G. – (1951), *Prof. Ing. Attilio Muggia, dell'Università di Bologna. Note biografiche*, Bologna, Tip. Compositori, 2.
- [12] FABBRI, R., *et. al.* – (2012), *I materiali dell'architettura del Novecento. Studi e tecniche per la conservazione*. in: PETRUCCI F. (a cura di), *atti del convegno AiAR "La scienza per l'Arte Contemporanea" (Ferrara, 1 - 4 marzo 2011)*, Bologna, Patron Editore, 193-202.
- [13] GHERSI, I. – (1915), *Ricettario industriale. 8500 procedimenti utili nelle grandi e piccole industrie nelle arti e nei mestieri*, Milano, U. Hoepli.
- [14] (1906), *Intorno al cemento di magnesia, Il cemento*, a. III, n. 8, 205-206, Torino.
- [15] ACS Roma, MICA, UIBM, Serie Invenzioni, Brevetto num. 93307, G. Randone, Genova, 13 gennaio 1908.
- [16] CARLESSI, M., BUGINI, R., – (2001), *"Stucchi" neogotici col Portland bianco. L'oratorio Pesenti in Montecchio (Alzano Lombardo)*. in: BISCONTIN, G., DRIUSSI G. (a cura di), *Lo stucco. Cultura, tecnologia, conoscenza. Atti del XVII Convegno di Studi "Scienza e Beni Culturali" (Bressanone, 10-13 luglio 2001)*, Marghera Venezia, Arcadia Ricerche, 469-482.
- [17] (1906), *Il cemento bianco, Il cemento*, a. III, n. 8, 203-205, Torino.
- [18] ACS Roma, MICA, UIBM, Serie Invenzioni, Brevetto num. 176274, Ditta Bombrini Parodi-Delfino, Roma, 25 luglio 1919.
- [19] GRIFFINI, E.A. – (1948), *Costruzione razionale della casa. Parte 2. Nuovi sistemi costruttivi, nuovi materiali, opere di finitura*, (4 ed.), Milano, U. Hoepli.
- [20] LEONARDI, F. – (1904), *Blocchi di cemento per costruzione, Il cemento*, a. I, n. 2, 138-139, Genova.
- [21] DANUSSO, A. – (1909), *Casa d'abitazione in cemento armato, Il cemento*, a. VI, n. 8, 113-115, Milano.

LITOCEMENTO – LE PIETRE ARTIFICIALI CEMENTIZIE NELL’ARCHITETTURA DEI PRIMI DECENNI DEL NOVECENTO: TECNOLOGIE DI REALIZZAZIONE E PROBLEMATICHE CONSERVATIVE

Rita Fabbri¹, Luca Rocchi¹

¹ Laboratorio TekneHub – Tecnopolo dell’Università di Ferrara

LaboRA – Laboratorio di Restauro Architettonico del Dipartimento di Architettura, Università di Ferrara

SOMMARIO

La diffusa commercializzazione di leganti cementizi nei primi anni del XX secolo rivoluziona i tradizionali prodotti e sistemi di finitura e rinnova, con nuovi procedimenti e nuove composizioni, le consuetudini della tradizione costruttiva e decorativa. In questo contesto, le finiture e le decorazioni realizzate a ‘finta pietra’, con legante cementizio, contraddistinguono almeno cinque decenni dell’architettura del Novecento, dalle esperienze Liberty sino all’architettura degli anni Quaranta, a testimonianza delle consolidate aspettative che si riponevano nel cemento, non solo da un punto di vista strutturale, ma anche decorativo. Le pietre artificiali costituiscono il risultato di raffinate elaborazioni tecnologiche e al tempo stesso sono il prodotto di un’attività artigianale intrisa di volontà artistica; a questa dualità corrisponde oggi una particolare difficoltà nel valutare correttamente gli interventi manutentivi e di restauro. È oggi fondamentale un recupero ‘culturale’ e tecnico di questa produzione: la conoscenza, intesa come esplorazione di uno specifico aspetto della cultura materiale, è pertanto un presupposto fondamentale per affrontare in modo adeguato l’intervento conservativo di questi materiali e delle loro superfici, quali esempi di sperimentazione tecnica di particolare valenza.

LITOCEMENTO - THE CAST STONES IN THE EARLY XXth CENTURY ARCHITECTURE: MANUFACTURING TECHNOLOGIES AND CONSERVATION PROBLEMS

SUMMARY

The spreading of cementitious binders, in the early years of the XXth century, revolutionizes the traditional products and systems for the external finishes and renews the constructional and decorative tradition, with new processes and new compositions. The finishes, the decorations and the embellishments, manufactured with cast stone or artificial stones cement-based, were used for five decades during the XXth century, from the Art Nouveau experiences until the architectures of 40s: this confirms the enormous expectations that was being placed upon the portland cement, not only for the structural use, but also as decoration. The artificial stones are the result of a refined technological process and at the same time are the product of a fine craft. This duality causes, today, some specific problems to define the more correct works for maintenance and restoration. The cultural and technical reevaluation of this artefacts is essential for their conservation, through a necessary knowledge of these techniques, forming and installation work.

1. INTRODUZIONE

1.1 Imitazione ed artificio

L’uso in architettura della pietra artificiale con legante cementizio si diffuse sul finire dell’Ottocento, quando l’applicazione di stucchi e marmorini venne progressivamente sostituita dall’impiego di un nuovo legante, il cemento, che, pigmentato e adeguatamente lavorato, consentiva la realizzazione di manufatti esteticamente simili alle pietre naturali. I termini ‘litocemento’ e ‘pietra artificiale’ si associano indissolubilmente alla produzione di imitazioni lapidee con leganti cementizi, ma presuppongono una lunga tradizione di procedimenti atti a ricercare la mimesi lapidea.

Il ricorso all’artificio, al materiale surrogato e all’imitazione materica è consuetudine diffusa e individuabile lungo tutta la storia dell’architettura. Il ricorso al materiale simulato costituiva, spesso, l’unica possibilità d’impiego della pietra, quando non disponibile sul luogo di utilizzazione.

Sebbene i primi esempi di “mutazione litica” siano riconducibili già all’architettura romana – l’*opus albarium* citato da Plinio e Vitruvio è a tutti gli effetti un’imitazione delle superfici marmoree [1] – è a partire dal Rinascimento che la pietra artefatta trova una prima compiutezza mimetica e una pratica diffusa. Il materiale naturale, prezioso e ricercato, muta in una serie altamente eterogenea di surrogati, che si esplicitano non solo negli intonaci e nelle malte a base di calce

e polvere di pietra naturale, ma anche nell'uso della scagliola o degli elementi lignei decorati a finta pietra.

L'impiego della pietra artefatta raramente riguardava la zona basamentale delle costruzioni, dove si preferiva comunque l'uso della pietra naturale per la sua maggiore resistenza meccanica agli urti e al degrado più in generale. Al di sopra del livello di osservazione diretta, si proseguiva invece il partito architettonico interamente a finta pietra o integrando il lapideo naturale con quello artificiale; in questo modo la resa mimetica, seppur fedele e credibile, era ulteriormente mitigata dalla lontananza dei manufatti dall'osservatore.

1.2 La pietra artificiale

L'introduzione del termine 'pietra artificiale' è invece relativamente recente e trae origine nella seconda metà dell'Ottocento. In un brevetto francese del 1875 è riportato, infatti, uno dei primi procedimenti per ricreare un materiale, denominato *pierre reconstitué* (pietra ricostituita), a partire da un blocco di pietra naturale frantumata in piccoli frammenti e ricomposta con legante cementizio. Il brevetto è presentato con il titolo di *pierre factices*, 'pietra artificiale'.

Definizioni simili si ritrovano, ancor prima, in alcuni manuali italiani, che riportano, tuttavia, procedimenti che sono ancora a base di calce idrauliche o aeree. In *Istituzioni di architettura, statica e idraulica*, Nicola Cavalieri San Bertolo riporta le indicazioni per realizzare una 'pietra artefatta detta d'Alessandria', realizzata miscelando calce idraulica di ottima qualità, sabbia e ghiaia di dimensioni variabili [1].

Già alla fine dell'ottocento, per estensione del termine, i manuali identificano indifferentemente con pietra artificiale anche i materiali storici a base di calce, gesso o silicati, in cui il comune denominatore è la costante compresenza dell'artificio e dell'intento imitativo della pietra. Il principio su cui si basa la tecnologia della pietra artificiale è quello di riprodurre l'aspetto di un materiale lapideo di origine naturale attraverso l'artificio, avendo come obiettivo o il miglioramento delle caratteristiche del materiale di partenza, o la riduzione del costo del materiale stesso o della manodopera per realizzarlo, lavorarlo o porlo in opera.

2. IL LITOCEMENTO

2.1 Le pietre artificiali con legante cementizio

A partire dagli ultimi decenni dell'ottocento l'introduzione sul mercato dei primi cementi naturali, e successivamente dei cementi 'tipo Portland' artificiali, rivoluziona completamente l'ambito dei surrogati lapidei, ampliandone le possibilità espressive e formali e, con la successiva introduzione delle armature, anche strutturali. Si modifica radicalmente sia

l'aspetto estetico che l'utilizzo, chiaramente favorito dall'abbondanza di elementi decorativi, che culminerà nella stagione architettonica del Liberty.

Con la nuova tecnica si ha la possibilità di imitare alla perfezione la pietra naturale, realizzando prodotti giudicati addirittura più resistenti e durevoli.

La tecnica e la capacità imitativa evolve rapidamente, tanto che già nel 1893 Agostino Arlorio indicava che «con la miscela di cemento Portland e scelte qualità di sabbie granitiche o silicee o calcari a tinte diverse ed un accurato ma facile lavoro di martellatura, di scalpello o di levigatura, si ottengono pietre artificiali perfettamente somiglianti alle varie pietre naturali» [2].

Tra la fine dell'Ottocento e l'inizio del Novecento le casistiche decorative e le possibilità espressive si ampliano (Fig. 1 e Fig. 2): si afferma una forma architettonica estremamente dinamica, plastica e prodiga di effetti scultorei, che trova una prima applicazione nelle decorazioni eclettiche, trova compiutezza cavalcando il decorativismo del movimento Liberty, e successivamente si consolida sia con il ritorno agli storicismi, sia con il passaggio dal Liberty al Decò.

2.2 Il Liberty e il Decò

La ricerca estrema della decorazione, tipica degli anni a scavalco tra Ottocento e Novecento, trova nel legante cementizio le capacità plastiche e di resistenza per esprimersi pienamente, originando apparati plastico-decorativi di estrema complessità e articolazione, sicuramente non realizzabili con i materiali lapidei tradizionali (Fig. 3).

La ricchezza decorativa delle architetture Liberty trova compiutezza grazie alla originale commistione di materiali tradizionali, quali laterizio, ceramica, vetro, ferro battuto (anche impiegati con nuove fogge e intenzioni di rinnovamento estetico) a cui si affianca proprio l'uso del cemento, per la realizzazione degli apparati decorativi in pietra artificiale (Fig. 4).

L'utilizzo della pietra artificiale trova un diffusissimo riscontro, favorito da almeno tre fattori:

- l'economicità rispetto alla pietra naturale;
- la facilità di modellazione o di formatura;
- l'utilizzo del legante cementizio, materiale 'nuovo' sul quale si ripongono grandi aspettative.

Il cemento, grigio o bianco, miscelato con un'adeguata scelta di aggregati (ghiaie, sabbie fini e frammenti o polveri di pietre naturali) e opportunamente pigmentato, permetteva infatti di ottenere ottimi risultati di imitazione della pietra, sia attraverso la realizzazione a stampo sia direttamente in opera.

I risultati estetici che ne derivavano erano particolarmente efficaci e il materiale così ottenuto poteva ricevere, prima



Figure 1 – 5 – Esempificazioni della complessità decorativa ottenibile ricorrendo al modellato plastico in pietra artificiale o cemento decorativo. In particolare la fig. 2 e la fig. 5 mostrano la differenza tra una pietra artificiale, con chiaro intento imitativo (presenza dei clasti microconglomeratici), e un cemento decorativo con pure finalità di decoro plastico.

della presa definitiva, le finiture tipiche della pietra naturale. Infatti, a differenza della calce che fa presa e indurisce prevalentemente in superficie, il cemento origina composti più omogenei in tutto lo spessore, tali da poter essere trattati attraverso le tipiche lavorazioni dello scalpellino, quali bocciardatura, gradinatura, lisciatura, eccetera.

A partire dai primi anni del Novecento, la rivista "Il cemento" e la ricchissima manualistica del periodo, tra cui si può ricordare il *Manuale dell'Architetto* di Donghi o il *Ricettario industriale* di Ghersi, propongono un ricco campionario di formule, spesso al limite dell'alchimia, per la realizzazione di cementi decorativi e pietre artificiali [3].

Ma nella pratica la varietà si limitò a un numero meno esteso di litotipi imitati, prediligendo le arenarie e i graniti, nelle tonalità del grigio e del giallo [4], [5].

Nell'evoluzione del materiale e delle capacità tecniche, accade anche che l'effetto plastico dell'elemento decorativo tenda a predominare sulla volontà di imitare la pietra: non è più fondamentale l'aspetto puramente mimetico, quanto piuttosto la capacità delle malte di essere plasmate e lavorate come elemento architettonico totalmente autonomo, dotato di propria espressività decorativa oltre che materica, slegata dalla sua "falsa apparenza" (Fig. 5).

Diviene pertanto indispensabile imporre una distinzione di termini, pur permanendo modalità di realizzazione, formatura e posa in opera assolutamente identiche: da un lato la pietra artificiale, con finalità mimetiche, dall'altro il cemento decorativo, puro elemento plastico che manifesta apertamente il materiale costituente, senza finalità di imitazione. Con i cementi decorativi si allude alla pietra, ma senza imitarla fino in fondo, pur ottenendo manufatti con caratteristiche sostanzialmente molto simili, per consistenza e lavorazione, al materiale lapideo.

2.2 Dall'apparato decorativo alle superfici

Con il superamento degli stili riccamente decorati, decade solo parzialmente il ricorso ai manufatti cementizi. I cementi decorativi giungono a obsolescenza (decorativa) già alla fine della Prima Guerra Mondiale. Da questo momento la produzione di manufatti in cemento si concentra verso una produzione industrializzata estremamente serializzata di elementi di uso comune, abbandonando quasi totalmente la funzione decorativa in favore di prodotti largamente utilizzati in edilizia, indipendentemente dallo stile architettonico (blocchi pieni o cavi, tubi, tegole, davanzali, vasi, colonnine per balconi, balaustre).

La pietra artificiale, pur privata di tutto l'apparato decorativo e plastico del periodo precedente, consolida e

prosegue la tradizione mimetica anche nel momento in cui dal decorativismo più articolato si passa alle forme lineari, geometriche e prive di elementi d'ornato dell'architettura razionalista italiana e dell'architettura littoria. La pietra artificiale si trasforma pertanto da elemento di decoro a materiale quasi esclusivamente di rivestimento, spesso esteso anche a grandi superfici [6].

Si passa, da un esteso uso delle forme riccamente plastiche, a lastre geometriche o a semplici modanature. Si riduce pertanto la ricchezza della messa in opera e la qualità di esecuzione di forme complesse, mentre diviene più variegata la gamma cromatica e conseguentemente lo spettro di litotipi imitati: a una minor maestria e capacità artigiana nella formatura si contrappone, pertanto, una più raffinata tecnica e qualità di confezionamento (Fig. 6 – Fig. 9).

La minore complessità dei manufatti porterebbe a presumere un predominio degli elementi realizzati in grandi serie rispetto alle pietre artificiali realizzate in opera, ma nella pratica realizzativa permane un sostanziale equilibrio.

3. LE IMITAZIONI AUTARCHICHE

A partire dal 1926 la strategia dell'autosufficienza caratterizza tutto il programma di sviluppo tecnico ed economico italiano. Inoltre, dopo la crisi economica del 1929, si individua nel campo edilizio uno dei settori di possibile traino dell'intera economia nazionale. Pertanto le sanzioni deliberate dalla Società delle Nazioni il 18 novembre 1935, che diedero ufficialmente avvio al periodo di autarchia, furono solo un propizio pretesto per enfatizzare ulteriormente il programma di completa autarchia, che il regime perseguiva già da un decennio e che nel settore delle costruzioni diede una decisa accelerazione alla ricerca di nuovi materiali "nazionali".

Nei medesimi anni il regime attuò una serie di provvedimenti per rilanciare le industrie italiane di pietre e marmi, tanto da consigliare – ovvero imporre – la pietra come materiale da utilizzarsi in tutti gli edifici con funzione pubblica. L'incremento nell'utilizzo della pietra naturale favorì direttamente anche la produzione di pietra artificiale, succedaneo di minor costo, di più facile reperibilità e lavorabilità.

3.1 Autarchia e pietra artificiale

Nel settore edilizio l'obiettivo autarchico si esplicita attraverso due differenti linee di sviluppo, solo apparentemente divergenti. La prima è correlata all'innovazione e ai nuovi materiali, la seconda è legata alla tradizione costruttiva italiana.

I provvedimenti autarchici favorirono, almeno fino ai

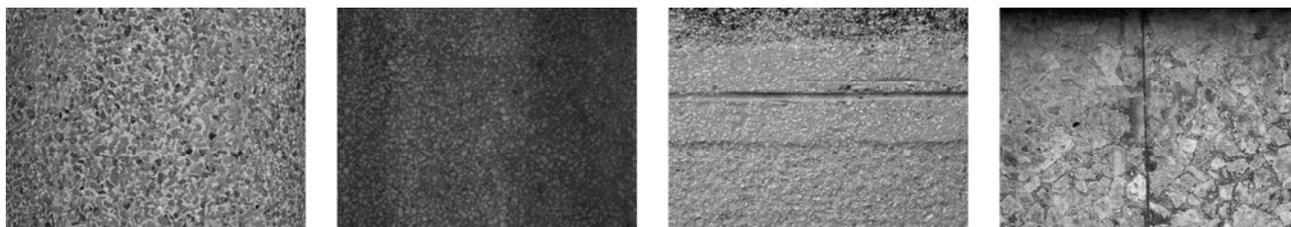


Figure 6 – 9 – Con il passaggio da forme riccamente decorate alle grandi superfici di rivestimento, la tecnica della pietra artificiale evolve sia in qualità imitativa che in varietà di litotipi riproducibili, spaziando dalle dioriti ai graniti, dai calcari ai ceppi rustici, fino ai variegati travertini.

divieti d'uso del ferro, il successo delle costruzioni con struttura mista in cemento armato e muratura. La qualità espressiva era pertanto demandata alla finitura superficiale, come dimostra la grande quantità di materiali da rivestimento sperimentati e disponibili sul mercato [7], [8], [9]. Per le motivazioni qui sopra introdotte, un ruolo predominante venne però assunto dai rivestimenti lapidei. In questo contesto si afferma, come noto, il travertino, la pietra tipica della romanità, assunta a modello e a emblema di un nuovo imperialismo legato al regime.

Alla volontà-prescrizione di dotare gli edifici pubblici di rivestimenti lapidei, si contrapponevano tuttavia le esigenze di contenimento della spesa da parte degli economati dei centri di provincia e delle città di fondazione. Non deve pertanto sorprendere che l'uso del surrogato artificiale fosse pratica diffusa e consolidata, nonché particolarmente efficace dal punto di vista estetico [6]. I prezzi di un rivestimento in pietra artificiale cementizia erano del resto estremamente concorrenziali, arrivando quasi ad un rapporto di 1:4 fra i prezzi unitari del finto marmo cementizio e del marmo naturale, rapporto che indica un vantaggio economico schiacciante ed assiomatico.

Sebbene le ricerche nel settore delle costruzioni promuovessero materiali di tipo industriale e riproducibili in grande serie, i procedimenti di realizzazione delle pietre artificiali rimasero continuativamente legati a una pratica realizzativa prevalentemente artigianale, del tutto analoga a quella dei decenni precedenti.

Prevale pertanto un processo di chiara origine artigiana a cui si contrappone, tuttavia, un ricco campionario di "pietre industriali" (*Astromarmo, Lap, Marmo sintetico*, ecc.) [7], che trovarono applicazione pratica prevalentemente nella realizzazione di elementi da interno, ma che ebbero ampia pubblicità nella manualistica dell'epoca. È significativo sottolineare come anche le lastre di cemento amianto, vendute con vari nomi commerciali, vengano pubblicizzate come "ardesia artificiale" [10], [11].

4. LE TECNICHE DI PRODUZIONE

Ormai superata la fase delle prime sperimentazioni, caratterizzata da una ricerca di miscele e combinazioni

fortemente empirica, la composizione di base delle pietre artificiali cementizie trova una prima definizione.

La produzione segue pertanto un procedimento pressoché standardizzato, pur nelle piccole differenze di composizione, di lavorazione o di materie prime che differenziano i singoli cementisti e le differenti botteghe artigiane. Si sperimentano pertanto colorazioni diverse, si varia la granulometria, la tipologia o le proporzioni dell'aggregato, si introducono additivi, ma la composizione di base è ormai consolidata: legante cementizio, aggregato sabbioso o microconglomeratico, additivi e sostanze coloranti, acqua (Fig. 10).

4.1 La composizione delle pietre artificiali

Gli elementi di base che compongono l'impasto di un cemento artificiale non si differenziano pertanto da quelli di una più tradizionale malta cementizia per intonaco, è quindi l'oculata scelta del cemento, ed in particolare del cemento bianco, della tipologia degli aggregati e della tonalità cromatica a fornire il ricercato aspetto lapideo.

Alla definizione di una tecnologia ormai consolidata concorrono non solo le esperienze pregresse, ma anche le normative sempre più definite e precise che regolamentano i materiali da costruzione e in particolare i leganti idraulici, la cui estrema diversificazione, riscontrabile all'inizio del secolo, verrà progressivamente selezionata a definire una gamma univoca di calci idrauliche, cementi tipo Portland e cementi speciali [12].

4.1.1 I cementi per le pietre artificiali

In relazione alla necessità imitativa ed alla resa cromatica da ottenersi, si ricorreva alternativamente al più tradizionale Portland grigio, al cemento bianco o a miscele di entrambi.

I cementi bianchi, introdotti a partire dalla fine dell'Ottocento, furono appositamente studiati per sopperire al color grigio-azzurrognolo del Portland, inadatto alla realizzazione di piastrelle policrome di cemento, elementi decorativi e finiture tonalizzate.

La fortuna commerciale dei primi cementi bianchi italiani è strettamente legata al nome della "Fabbrica Pesenti" di Alzano Lombardo [13], divenuta poi "Italcementi" a seguito

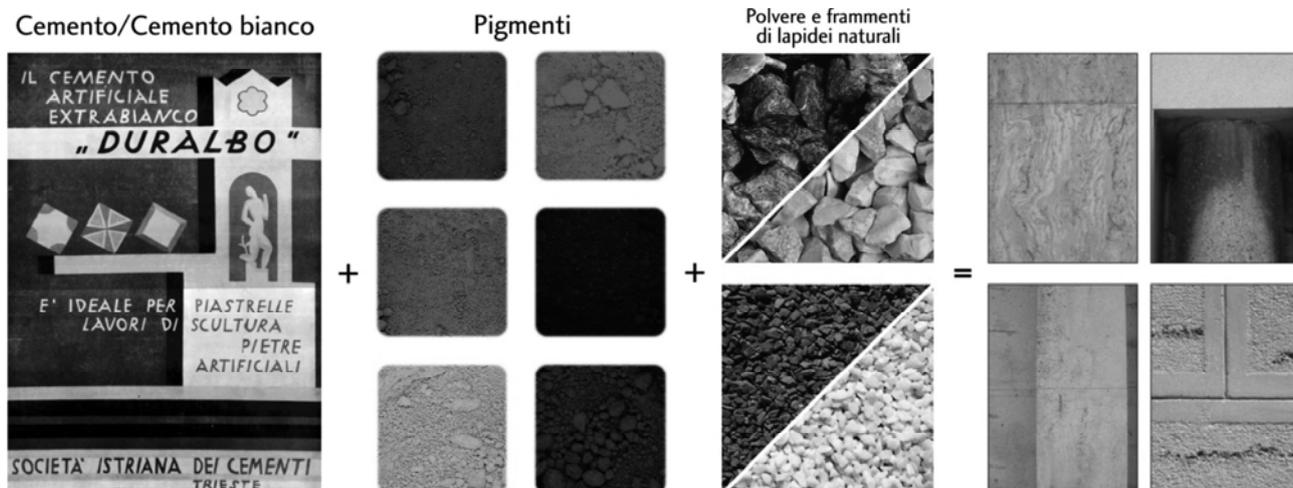


Figura 10 – Schematizzazione della tecnica di composizione delle pietre artificiali a base cementizia.

della fusione (1917) con la “Società Anonima Fabbrica Calci e Cementi” di Casale Monferrato. Superate le prime esperienze di cementi bianchi naturali, la produzione si concentrò sui cementi realizzati con miscele artificiali, commercializzati con qualità e caratteristiche variegata, quali ad esempio il *Supercemento Italbianco* (un Portland a rapido indurimento e ad altissima resistenza) o l'*Aquila Bianca* (un legante bianco che gli opuscoli informativi d'epoca definivano ad “elevato valore di brillantezza”).

Negli anni Trenta e Quaranta sarà però il *Duralbo* il più conosciuto e diffuso Portland bianco, dal caratteristico colore bianchissimo. Il cemento extra-bianco *Duralbo* venne prodotto a partire dal 1926 dalla “Società Anonima Cementi Isonzo” negli stabilimenti di Pola. La fortuna commerciale del *Duralbo* fu favorita anche dalla massiccia diffusione pubblicitaria sulle principali riviste tecniche e di architettura.

Specificamente utilizzato per opere scultoree, di finitura o per lavori di particolare pregio estetico, il cemento bianco ebbe largo uso proprio nella realizzazione delle pietre artificiali, per la particolare predisposizione ad assumere sfumature e colorazioni idonee a imitare la pietra naturale, a cui si affiancavano le caratteristiche di presa e indurimento tipiche dei cementi Portland.

4.1.2 Graniglia e polvere di pietre

Il ricorso alla graniglia e alla polvere di pietre naturali come aggregato è una caratteristica specifica del procedimento imitativo, diretta evoluzione della tradizione storica di utilizzare polvere di marmo, o altre pietre, nel marmorino e negli intonaci di finitura.

Nella pietra artificiale la graniglia si presenta generalmente a spigolo vivo, poiché ottenuta da frantumazione diretta di pietre naturali. La granulometria era estremamente variabile in funzione dell'effetto da ottenersi e della pietra da imitarsi: si poteva variare da una pezzatura anche grossolana (conglomeratica o microconglomeratica), fino a raggiungere polveri impalpabili. Anche la scelta della pietra da macinare era in funzione di quella da imitarsi e della colorazione dei clasti che si volevano ottenere. Ad esempio, per ottenere clasti di colore bianco si ricorreva abitualmente alla macinazione degli scarti di lavorazione dei marmi bianchi di Carrara o dei calcari di Verona; nella realizzazione del travertino artificiale era consigliato l'uso di frammenti e polveri della stessa pietra naturale.

4.1.3 Pigmenti e materie coloranti

L'utilizzo di frammenti e polvere di pietra naturale solo in pochi casi era sufficiente a conferire la tonalità cromatica idonea per la corretta imitazione. Si ricorreva, pertanto, a pigmenti e sostanze coloranti. Le esperienze svolte a partire

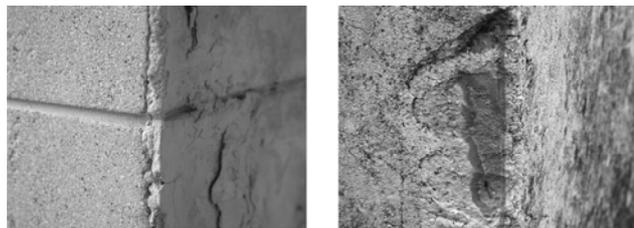


Figure 11– 12 – Pietre artificiali realizzate in opera. Solo lo strato superficiale, di pochi millimetri, è opportunamente miscelato e pigmentato.

dai primi anni del Novecento avevano permesso la selezione di un'ampia gamma di colori stabili e adatti all'impiego con il legante cementizio: per ottenere una resa cromatica efficace, i pigmenti dovevano, infatti, essere stabili sia all'aggressione alcalina dei leganti che ai raggi ultravioletti delle radiazioni solari [14]. La tradizione dei pigmenti e delle miscele coloranti viene pertanto semplicemente affinata o adattata alle nuove caratteristiche chimico-fisiche del cemento Portland, bianco o grigio [15].

Il costo generalmente elevato dei pigmenti ne consigliava un uso parsimonioso: non sorprende pertanto che la percentuale in volume fosse estremamente limitata, non oltre i 5 chilogrammi ogni quintale di legante cementizio (la maggiore o minore concentrazione di colorante permetteva di ottenere un'ampia variabilità di intonazioni cromatiche).

Dalla semplice lettura delle ricette, i pigmenti appaiono di difficile individuazione, poiché la terminologia utilizzata è legata a consuetudini pratiche di bottega (“giallo limone”, “arancione”, “caffè”, ecc.) [15] o a nomi commerciali oggi desueti (“rosso vinato”, “blu cemento”, “verde erba”) [16].

4.2 Le realizzazioni in opera e le realizzazioni in ‘bottega’

La produzione di pietra artificiale rimase prevalentemente di carattere artigianale, strettamente legata più alla produzione di ‘bottega’ che non a quella della ‘fabbrica’. La stessa riproducibilità seriale, seppur sfruttata, trovò applicazione in questo campo solo a piccola scala e in serie ridotte.

Ogni fase della produzione era eseguita manualmente, a partire dalla scelta, dosaggio e miscelazione dei componenti, fino al getto e alla sformatura.

Le superfici e le modanature in pietra artificiale eseguite in opera venivano realizzate con le modalità tipiche della stesura di un tradizionale intonaco. L'imitazione della pietra era affidata al solo strato superficiale, a cui provvedevano direttamente i cementisti e le maestranze specializzate, stendendo a frattazzo le malte opportunamente miscelate per ottenere il risultato estetico desiderato (Fig. 11). Analizzando alcuni capitolati d'appalto, si può valutare che per realizzare un metro quadrato di rivestimento in pietra artificiale erano necessarie circa un'ora e mezza di muratore, due ore e mezza di manovale e due ore di stuccatore modellista. A queste andavano poi sommate le ore di lavoro per le eventuali lavorazioni superficiali.

La composizione dello strato superficiale variava radicalmente in funzione della pietra da imitare e delle finiture previste a completamento (Fig. 12). Anche lo spessore di finitura era estremamente variabile in relazione alla pietra: da pochi millimetri per un granito o una diorite, fino a 1÷2 centimetri, talvolta oltre, per malte conglomeratiche impiegate ad imitazione delle brecce e dei ceppi rustici.

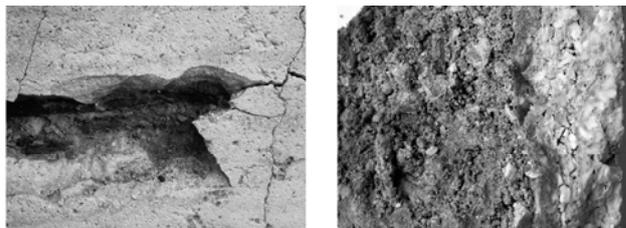


Figure 13 – 14 – Dettaglio di travertino artificiale a stampo, con supporto armato. L'ingrandimento del frammento mostra la differente composizione tra lo strato di finitura e lo strato di supporto.

Lo strato di supporto veniva armato molto raramente, qualora lo strato di arriccio fosse di spessore eccessivamente consistente. Le uniche operazioni che venivano eseguite a fresco erano, quando previste, la stilatura o la formatura di partiti architettonici; tutte le altre lavorazioni erano demandate ad un secondo momento, al termine della fase di indurimento della malta cementizia.

La produzione di elementi seriali, eseguiti ‘a bottega’, avveniva invece tramite banchi e blocchiere, seguendo procedimenti non troppo dissimili da quelli utilizzati per formare i blocchi di cemento o le più sofisticate piastrelle di graniglia da pavimento [14], [17], [18].

Per le lastre piane e le forme geometriche più semplici si utilizzavano stampi in metallo simili a quelli sopra citati, mentre per le forme più complesse si ricorreva a stampi in legno, in gesso o in cemento.

Il piano di lavoro e le pareti della forma venivano inizialmente cosparsi con materiali oleosi che facilitassero il successivo disarmo. Generalmente si utilizzavano oli minerali e non di rado si ricorreva anche al comune olio per motori [19]. Si procedeva pertanto al getto, partendo dalla superficie più esterna, disponendo uno strato molto sottile della miscela di cemento bianco, sabbia, graniglia di pietra e pigmenti opportunamente miscelati a seconda della pietra da imitare. Lo strato, analogamente a quanto avveniva nella realizzazione in opera, era estremamente sottile, mai oltre i 5 mm; strati più spessi erano impiegati solo per particolari miscele, composte da aggregati di granulometria conglomeratica (Fig. 13 – 14).

Prima che il getto facesse presa, veniva eseguito uno spolvero con polvere di cemento grigio per realizzare una superficie scabra e agevolare l’aggrappo dello strato successivo di supporto, realizzato con semplice malta cementizia o betoncino (cemento, sabbia fine o media e acqua). Lo strato di supporto poteva essere a getto singolo o doppio, a seconda della disposizione e messa in opera dei ferri di armatura. Si tratta generalmente di ferri di diametro molto ridotto, a conferma di quanto prescritto anche dalla manualistica, che indica le armature con termini quali “tondinello” o “spranga”.

L’armatura aveva essenzialmente una funzione di irrigidimento della massa di conglomerato, non avendo solitamente funzione strettamente strutturale; questo giustifica l’estrema varietà nella disposizione dei ferri di armatura delle lastre, posizionati secondo l’occasione del momento e non sempre secondo una logica degli sforzi cui sarebbero stati sottoposti gli elementi una volta in opera.

La formatura dell’elemento terminava con un secondo getto di supporto, analogo per composizione e spessore al precedente. La forma veniva rasata in superficie con una

cazzuola, e successivamente riposta per una breve maturazione.

4.3 La finitura delle superfici

Il distacco delle forme dal cemento costituiva uno dei momenti più delicati dell’intero ciclo di fabbricazione dei manufatti. Al momento del disarmo, ma analogamente anche nell’esecuzione in opera, il cemento poteva infatti risultare macchiato, alveolato o non omogeneo per granulazione e, soprattutto, risultava ricoperto da una patina superficiale neutra di cemento che occultava completamente la grana contenuta nell’impasto. Le finiture superficiali erano eseguite non solo per raggiungere la perfetta mimesi, ma costituivano anche una necessità di ordine pratico, correggendo, attenuando o modificando i risultati della sformatura dei getti.

La simulazione del lapideo naturale basa parte della sua efficacia anche sull’adeguata esecuzione delle lavorazioni superficiali, quasi interamente eseguite secondo le tecniche, le metodologie e gli strumenti propri degli scalpellini.

A indurimento solo parzialmente avvenuto, generalmente subito dopo la sformatura del manufatto, venivano eseguite le lavorazioni (lavatura, spazzolatura o levigatura) per rimuovere dalla superficie il velo di cemento che occultava la graniglia dell’impasto. La levigatura veniva realizzata manualmente sfregando con forza una pietra molto dura, generalmente di origine vulcanica o silicea, sulla superficie del manufatto in pietra artificiale, mantenuto costantemente bagnato. Nel caso si dovessero lavorare lastre di grandi dimensioni si ricorreva all’orso, uno strumento molto semplice, in legno o metallo, alla cui estremità veniva fissata la pietra levigatrice. Alla levigatura grossolana potevano seguire fasi di levigatura più fine, utilizzando pietre progressivamente più tenere.

A queste lavorazioni preparatorie seguivano poi, quando richieste, le lavorazioni di finitura superficiale tipiche anche della pietra naturale.

A differenza della calce che fa presa e indurisce prevalentemente in superficie, il cemento origina composti più omogenei in tutto lo spessore, pertanto le lavorazioni si eseguivano circa 15-20 giorni dopo l’esecuzione del getto, comunque a fase di indurimento non ancora completata; dopo questo intervallo di tempo le superfici erano infatti sufficientemente resistenti per sostenere tutte le lavorazioni superficiali, cosiddette “a levare”, ma ancora non completamente indurite da ostacolarne la realizzazione.

4.4 Le ricette e i “segreti” di bottega

Se si eccettuano poche composizioni pubblicate e diffuse dalla manualistica dell’epoca (in particolare travertini e graniti) [18], i segreti delle miscele per le pietre artificiali rimangono celati all’interno dei singoli laboratori, raccolti in

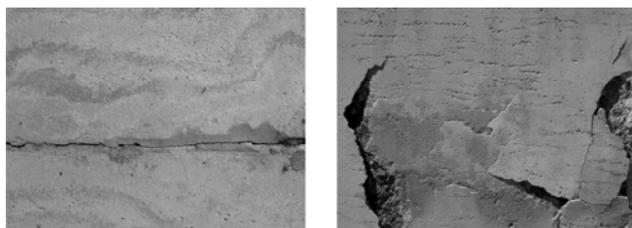


Figure 15– 16 – Confronto tra un travertino artificiale in lastra realizzato a stampo e un travertino artificiale realizzato in opera.

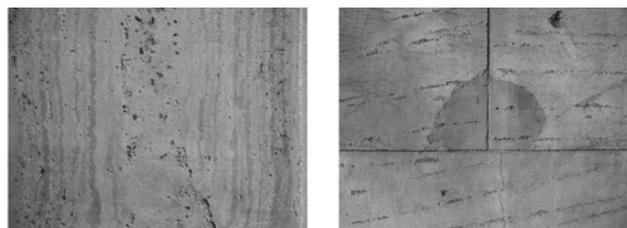


Figure 17 – 18 – Differenze di resa mimetica tra un travertino realizzato con la ‘tecnica del salgemma’ e uno realizzato ‘a fresco’ con il frattazzo chiodato.

ricettari e campionari, oggi in gran parte perduti.

Il ricettario costituiva pertanto il principale strumento di lavoro per il cementista, ed era in forma di semplici appunti sui componenti e alcune brevi annotazioni sull'uso dell'impasto e sulla qualità del risultato finito [15], [16]. Si tratta dell'ennesima conferma dell'artigianalità e originalità del processo produttivo delle pietre artificiali; la vivacità creativa e la sperimentazione sono legate alle singole esperienze pratiche e non a un processo sistematico di codificazione.

La manualistica diffonde, invece, le indicazioni di base del processo realizzativo delle pietre artificiali, riportando per grandi classi le materie costituenti, le fasi, le modalità di formatura e posa in opera, ma senza mai entrare nel dettaglio delle singole pietre o delle singole lavorazioni.

Il travertino venne impiegato tanto diffusamente nella sua forma surrogata, da giungere a un procedimento produttivo estremamente raffinato e articolato: un'articolazione testimoniata anche dall'ampia varietà di aspetti, di cromie e di rese formali messe in opera in quegli anni [4]. Pur seguendo un procedimento che era divenuto di uso comune, tanto da essere diffuso anche dalla manualistica [18], le singole botteghe operavano miglierie o variazioni per ottenere particolari tonalità o venature maggiormente aderenti al vero (Fig. 15 e Fig. 16). Per ottenere le venature superficiali, lo strato di impasto gettato nello stampo veniva movimentato con l'ausilio di pennelli dotati di setole di gomma, mentre in caso di esecuzione in opera le venature venivano realizzate nello strato di finitura con l'ausilio del frattazzo [19]. La particolarità del travertino artificiale era tuttavia l'esecuzione degli incavi che caratterizzano la relativa pietra naturale. Per ottenere una superficie alveolare veritiera si faceva ricorso a comune salgemma: il sale veniva cosparso sulla superficie dello stampo, o miscelato alla malta dello strato superficiale, o ancora posto sul frattazzo prima della lisciatura finale. Subito dopo la sformatura il manufatto veniva lavato con acqua, in modo da rimuovere i residui di sale, in parte disciolti già durante la prima fase di presa, ottenendo i caratteristici vuoti, talvolta enfatizzati da colori aggiuntivi con cui si cospargeva il sale prima dell'applicazione (Fig. 17). A questa tecnica raffinata si poteva sostituire anche un procedimento più semplice, con incisioni a fresco, utilizzando un attrezzo in legno simile a un frattazzo, ma dotato di una serie di punte in ferro che lasciavano impresse sulla superficie impronte e fori analoghi a quelli del travertino naturale (Fig. 18).

5. PROBLEMATICHE CONSERVATIVE

L'attenzione che la cultura architettonica ha recentemente rivolto verso l'architettura del Novecento, ha stimolato efficacemente la necessità di salvaguardare questo patrimonio,



Figura 19 – Intervento erraneo di tinteggiatura di una p.a.
Figura 20 – Rappezzo realizzato con malta incongrua



seppur appartenente a un recente passato. Si pongono, pertanto, nuovi interrogativi metodologici e operativi nei confronti delle tecniche costruttive e dei materiali di derivazione industriale, estranei alla tradizione costruttiva storica, tra cui i rivestimenti e i manufatti in pietra artificiale.

La pietra artificiale è il risultato di elaborazioni tecnologiche, unite ad abilità e saperi manuali e artigiani, che danno origine a manufatti di qualità e a un sistema costruttivo complesso e originale: a questa dualità corrisponde oggi una particolare difficoltà nel valutare correttamente gli interventi manutentivi e di restauro [20].

L'esaltata "eternità" del cemento si è ormai rivelata non veritiera e molti rivestimenti ed elementi in pietra artificiale hanno già da tempo mostrato segni di avanzato degrado e manifestato la necessità di adeguati interventi.

5.1 Degradi e problematiche di manutenzione

È fondamentale notare come le pietre artificiali non si degradino, ovviamente, secondo i normali processi cui sono soggetti i lapidei naturali, ma seguano più specificamente processi assimilabili a quelli delle malte o degli intonaci, talvolta a quelli del calcestruzzo armato. Fenomeni, questi, strettamente legati alla tipologia di realizzazione, che poteva avvenire in opera per strati successivi oppure in bottega ricorrendo a stampi e casseforme. Nel primo caso, i fenomeni di alterazione e degrado sono prevalentemente connessi alla formazione di soluzioni di continuità tra gli strati costituenti o tra i giunti di stesure successive; nel secondo caso, il degrado è strettamente legato ai fenomeni di ossidazione delle armature metalliche, delle lastre o degli elementi.

Ad alcune esperienze positive di restauro e di recupero di superfici ed apparati decorativi in pietra artificiale, fa più spesso riscontro un diffuso atteggiamento di indifferenza e di superficialità da parte di tecnici e amministratori, fatto che contribuisce alla continua perdita di testimonianze materiali e architettoniche significative. Nello scenario attuale si verifica, con frequenza sempre maggiore, l'inadeguatezza degli interventi sugli apparati in pietra artificiale, con operazioni incapaci addirittura di cogliere e preservare l'intento imitativo proprio di questi manufatti.

La particolarità e le finalità della tecnica realizzativa, oggi non sempre comprese e conosciute nei dettagli, e l'incapacità di intervenire su apparati in cemento più o meno complessi, porta a compiere gravi errori sia nell'intervento di restauro, sia nel più semplice intervento manutentivo:

- tinteggiature coprenti con colori uniformi, che mascherano completamente le superfici in pietra artificiale, privando al contempo le facciate del naturale contrasto cromatico e della corretta sintassi



Figure 21 – 22 – Esempio di corretta reintegrazione di una mancanza in una lastra armata di travertino artificiale

architettonica (Fig. 19);

- sabbie in incontrollate per la rimozione delle croste o dei depositi più tenaci, che danneggiano irreversibilmente le superfici delle pietre artificiali, amplificando a lungo termine il degrado superficiale;
- rippezature inadeguate di lacune con leganti ed aggregati inadatti, visivamente e matericamente in netto contrasto con le caratteristiche della pietra artificiale (Fig. 20).

6. CONCLUSIONI

I manufatti in pietra artificiale costituiscono il risultato di raffinate elaborazioni tecnologiche e al tempo stesso sono il prodotto di una attività intrisa di contenuto artistico, che impone una attenta riflessione nel momento in cui si intraprende e si definisce un intervento non solo di restauro ma anche di semplice manutenzione, da concepirsi non come tecnica generalizzata, ma come intervento puntuale e specifico da valutare e da "progettare" attentamente per ogni singolo caso. L'utilizzo di intonaci a finta pietra a base cementizia è altresì parte della composizione e del linguaggio architettonico di diverse stagioni architettoniche: la salvaguardia di rivestimenti e finiture è quindi operazione indispensabile per la conservazione dell'immagine dell'architettura del primo novecento e per il mantenimento di una corretta leggibilità del carattere compositivo.

Conoscere e quindi recuperare, anche da un punto di vista storico e culturale, le tecniche e i materiali utilizzati originariamente per l'architettura del XX secolo rappresenta pertanto un presupposto fondamentale per affrontare correttamente il progetto e l'intervento di manutenzione e di restauro, attraverso una corretta articolazione di fase conoscitiva, fase diagnostica e fase applicativa (Fig. 21 – 22).

* Il presente lavoro è parte di una più ampia ricerca che Rita Fabbri conduce da diversi anni e con differenti declinazioni, finalizzata alla conoscenza e conservazione dell'architettura del XX secolo. In particolare, l'approfondimento degli aspetti inerenti le pietre artificiali realizzate durante il "ventennio fascista" sono stati oggetto della tesi di Dottorato in Tecnologia dell'Architettura *La pietra artificiale nell'architettura del "ventennio fascista"*. *Conoscenza e sperimentazione per il restauro*, XXII ciclo, Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Architettura (corso di Dottorato consorzio con Università IUAV di Venezia – Facoltà di Architettura e con Università degli studi di Bologna - Facoltà di Architettura Aldo Rossi di Cesena) del dottore Luca Rocchi, di cui Rita Fabbri è stata tutor.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ARCOLAO, C. (1998) – *Le ricette del restauro. Malte, intonaci, stucchi dal XV al XIX secolo*, Venezia, Marsilio
- [2] ARLORIO, A. (1893) – *Cementi italiani*, Milano, Hoepli
- [3] GHERSI, I. (1916) – *Prodotti e procedimenti nuovi nelle industrie*, Milano, Hoepli
- [4] GIOLA, V. (2001) – *Per una caratterizzazione dei cementi decorativi Liberty*, in *Lo stucco. Cultura tecnologia, conoscenza* (atti «Scienza e Beni Culturali», XVII, Bressanone 2001), a cura di G. Biscontin e G. Driussi, Venezia, Arcadia, pp. 357-363
- [5] MELE, C. (2001) – *Stucchi e cementi decorativi nelle*

architetture torinesi tra ottocento e novecento, in *Lo stucco. Cultura tecnologia, conoscenza* (atti «Scienza e Beni Culturali», XVII, Bressanone 2001), a cura di G. Biscontin e G. Driussi, Venezia, Arcadia, pp. 81-86

- [6] ROCCHI, L. (2012) – *Le pietre artificiali nelle architetture del ventennio fascista. Tecnologia di realizzazione e problemi di conservazione*, in *La conservazione del patrimonio architettonico all'aperto* (atti «Scienza e Beni Culturali», XXVIII, Bressanone 2012), a cura di G. Biscontin e G. Driussi, Venezia, Arcadia, pp. 352-361
- [7] GRIFFINI, E.A. (1932) – *Costruzione razionale della casa*, Milano, Hoepli
- [8] GRIFFINI, E.A. (1934) – *Dizionario nuovi materiali per edilizia*, Milano, Hoepli
- [9] AA.VV. (1934) – *Repertorio 1934 dei materiali per l'edilizia e l'arredamento*, Milano, Editoriale Domus
- [10] MUSSO, V. (1930) – *Ardesie artificiali*, "L'industria italiana del cemento", 5, pp. 8-9
- [11] FABBRI, F. e RACO, F. (2008) – *Conservare i moderni restauri. Nuovi indirizzi di ricerca per la conservazione di materiali in cemento-amianto*, in *Restaurare i restauri* (atti «Scienza e Beni Culturali», XXIV, Bressanone 2008), a cura di G. Biscontin e G. Driussi, Venezia, Arcadia, pp. 70-80
- [12] CARLESSI, M. (2009) – *Gli «agglomerati» idraulici tra Ottocento e Novecento. Calci, cementi naturali e Portland*, in *Il degrado del calcestruzzo nell'architettura del Novecento*, a cura di Carolina Di Biase, Rimini, Maggioli, pp. 139-168
- [13] CARLESSI, M. (2009) – *«Dalla roccia alla roccia». I cementi della Valle Seriana e l'Officina Pesenti in Alzano Lombardo*, in *Il degrado del calcestruzzo nell'architettura del Novecento*, a cura di Carolina Di Biase, Rimini, Maggioli, pp. 171-201
- [14] REVERE, G. e ROSSI, C. (1925) – *I materiali da costruzione in cemento*, Milano, Hoepli
- [15] CAVALLINI, M. e CHIMENTI, C. (2000) – *Pietre e marmi artificiali* (2. ed), Firenze, Alinea
- [16] s.a. (1936) – *Manuale pratico per la lavorazione della pietra artificiale*, Firenze
- [17] FABBRI, R. et al. (2006) – *Piastrelle in graniglia ed altri pavimenti interni di un'architettura tra fine ottocento e primi novecento*, in *Pavimentazioni storiche: uso e conservazione* (atti «Scienza e Beni Culturali», XXII, Bressanone 2006), a cura di G. Biscontin e G. Driussi, Venezia, Arcadia, pp. 543-550
- [18] PASQUALI, L. (1936) – *Elementi architettonici, stucchi e cementi, tinteggi e vernici nella moderna edilizia*, Bologna, ETU
- [19] BEVILACQUA, F., FABBRI, R., et al. (2004) – *La pietra artificiale nell'architettura degli anni Trenta del Novecento: esempi in Emilia Romagna*, in *Architettura e materiali del Novecento. Conservazione, Restauro, Manutenzione* (atti «Scienza e Beni Culturali», XX, Bressanone 2004), a cura di G. Biscontin e G. Driussi, Venezia, Arcadia, pp. 281-290
- [20] FABBRI, R., ROCCHI, L. et al. (2012) – *I materiali dell'architettura del Novecento. Studi e tecniche per la conservazione*, in *La scienza per l'arte contemporanea* (atti del convegno), a cura di F. Petrucci, Bologna, Patron, pp. 193-201

CONFINAMENTO DEL CALCESTRUZZO MEDIANTE IMPIEGO DI TESSUTI IN FIBRA D'ACCIAIO

Ciro Faella, Annalisa Napoli, Francesco Perri, Roberto Realfonzo

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno

SOMMARIO

In alternativa a tecniche tradizionali, viene oggi proposta una soluzione per il confinamento di elementi in c.a. che prevede l'uso di materiali compositi ottenuti con "tessuti" in fibra metallica e matrici polimeriche (talvolta indicati come SFRP, acronimo anglosassone di "Steel Fiber Reinforced Polymer") e sono stati pubblicati i risultati di primi studi condotti con il fine di valutare il comportamento a compressione del calcestruzzo confinato con tali materiali.

In questa memoria sono presentati in estrema sintesi i risultati di numerose prove di compressione eseguite su cilindri in calcestruzzo di dimensioni "standard" confinati con SFRP. I dati ottenuti, oltre a fornire informazioni sull'efficacia della tecnica esaminata, hanno consentito di sviluppare alcuni modelli per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con SFRP.

CONFINEMENT OF CONCRETE BY STEEL FRP WRAPS

SUMMARY

Steel Fiber Reinforced Polymer (SFRP) materials have emerged as a viable solution for external confinement of concrete members. So far, a few studies have been performed to investigate the compressive behaviour of concrete confined by SFRP wraps.

In this paper, the preliminary results of a large number of compression tests performed on SFRP confined concrete cylinders are presented. Test results have provided relevant information about the effectiveness of using SFRP confinement systems and allowed to develop first models for the prediction of the confined concrete strength.

1. INTRODUZIONE

Negli interventi di riparazione, miglioramento ed adeguamento sismico degli edifici in calcestruzzo armato, a struttura intelaiata, il confinamento esterno di pilastri in c.a. con uso di materiali polimerici fibro-rinforzati (FRP) ha in gran parte soppiantato l'impiego di tecniche di rinforzo "tradizionali", consistenti per lo più nella realizzazione di incamiciature in calcestruzzo o nella messa in opera di angolari e calastrelli metallici.

È noto che per il confinamento esterno con FRP si fa generalmente uso di fibre di carbonio (CFRP) o, in minor misura, di vetro (GFRP); raramente vengono impiegate fibre di altro tipo (ad esempio quelle aramidiche o di basalto, etc.). L'efficacia dell'uso di questi materiali è stata ampiamente testata da studi scientifici, come confermato dall'elevato numero di prove sperimentali presente in letteratura e dai tanti modelli analitici proposti per la predizione del comportamento a compressione del calcestruzzo confinato con FRP (due memorie recenti a cura degli autori presentano uno stato dell'arte aggiornato sull'argomento [1-2]).

Da pochi anni, tuttavia, è stata introdotta una tecnica

promettente per il confinamento di elementi strutturali in c.a., che si sta rapidamente affermando grazie anche ad indubbi vantaggi economici. Questa nuova tecnica - il cui impiego in Italia è tuttavia limitato dall'assenza di una normativa "ad hoc" - fa uso di materiali compositi realizzati con fibre di acciaio immerse in una matrice ottenuta con resine polimeriche (materiali noti come "SFRP", acronimo di "*Steel Fiber Reinforced Polymer*"), ovvero con malta cementizia ("SFRCM", ossia "*Steel Fiber Reinforced Cementitious Mortar*").

La fibra di acciaio, adoperata in sostituzione delle fibre di carbonio o vetro, è spesso costituita da una sorta di tessuto unidirezionale - ottenuto con microtrefoli di acciaio ad altissima resistenza tenuti assieme da una sottilissima rete in plastica, o altro materiale, praticamente priva di capacità portante - che viene impregnato in situ con la matrice resinosa o cementizia (la tecnica è quella nota del "wet lay-up"). A causa dell'elevata rigidità della fibra, diversamente da quanto accade per il confinamento con CFRP o GFRP, per avvolgere pilastri a sezione quadrata o rettangolare con un "jacket" siffatto è necessario l'impiego di opportune macchine piegatrici.

In questo lavoro, dedicato agli interventi di confinamento, ci si occupa solo di applicazioni con SFRP.

Ad oggi, i contributi scientifici in letteratura che trattano la problematica del confinamento del calcestruzzo con SFRP sono ancora piuttosto limitati.

A tal proposito, un interessante studio effettuato da Mashrik [3], confrontando le prestazioni di sistemi di confinamento in SFRP con quelle di sistemi in CFRP, ha mostrato come il confinamento con sistemi in fibra di acciaio consenta di ottenere incrementi della resistenza e della deformazione superiori a quelli derivanti dall'uso di sistemi confinanti in CFRP.

Altri studi eseguiti al fine di esaminare l'efficacia del confinamento con sistemi in SFRP meritano di essere citati: si tratta di memorie che presentano i risultati di test di compressione centrata condotti su elementi in piccola scala [4], ovvero in scala reale [5].

Gli autori del presente articolo hanno recentemente eseguito un'ampia campagna sperimentale riguardante prove in pressoflessione ciclica su pilastri in c.a. in scala 1:1 rinforzati con sistemi in SFRP: i risultati, ampiamente confortanti, sono mostrati in [6].

In questa memoria sono riportati i risultati di una nuova sperimentazione condotta presso il Laboratorio "Prove Materiali e Strutture" dell'Università degli Studi di Salerno al fine di esaminare il comportamento meccanico a compressione del calcestruzzo confinato con SFRP.

Il programma sperimentale ha incluso circa 250 test di compressione effettuati su cilindri di dimensioni "standard" (150x300 mm), realizzati con cinque diversi tipi di calcestruzzo, di resistenza cilindrica a compressione media ($f_{c0,m}$) rispettivamente pari a circa 7, 15, 30, 42 e 46 MPa.

I provini sono stati confinati con fasciature in SFRP ottenute con fibre di acciaio di diversa densità (bassa, media o alta densità). Alcuni cilindri non sono stati confinati in modo da essere utilizzati come campioni di confronto.

I dati ottenuti hanno consentito di sviluppare anche primi modelli analitici per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con SFRP.

2. LE PROVE SPERIMENTALI

2.1 I campioni

Il programma sperimentale è consistito in 242 prove di compressione centrata condotte, in controllo di spostamento, su cilindri di calcestruzzo aventi diametro 150 mm ed altezza 300 mm. Prima di ogni test i provini sono stati opportunamente rettificati e sottoposti ad un processo di cattura con malta di zolfo.

Come detto in precedenza, i campioni sono stati prodotti con 5 diversi tipi di calcestruzzo e, conseguentemente, suddivisi in 5 serie distinte (in seguito indicate con sigle da "S1" a "S5") caratterizzate da un diverso valore medio della resistenza cilindrica a compressione; quest'ultima è stata ricavata dalle prove effettuate sui provini non confinati.

In particolare: la prima serie ("S1"), che comprende 40 cilindri, ha evidenziato una resistenza media $f_{c0,m}$ di 6.87 MPa; la seconda serie ("S2"), con 94 campioni, una $f_{c0,m}$ pari a 14.51 MPa; per la terza serie ("S3"), 78 provini, la $f_{c0,m}$ ottenuta è di 31 MPa; infine, la quarta ("S4") e la quinta serie ("S5"), comprendenti 15 cilindri ciascuna, hanno mostrato valori della $f_{c0,m}$ pari, rispettivamente, a 42.15 e 46.10 MPa.

All'interno di ciascuna serie è stato confinato un cospicuo numero di cilindri, realizzando una fasciatura costituita, a seconda dei casi, da 1 fino a massimo 3 strati di fibra d'acciaio. A tal fine sono state adoperate le fibre mostrate in Figura 1, aventi diversa densità (ossia bassa "L", media "M" ed alta "H"), tutte prodotte dalla ditta statunitense "Hardwire LLC", combinando in vario modo gli strati a diversa densità delle fibre, per poter meglio esaminare l'efficacia del rinforzo al variare della rigidità del sistema confinante.

Nel confinare i provini, gli strati sono stati sovrapposti di circa 200 mm (ossia metà circonferenza); questo valore è praticamente il doppio della lunghezza minima suggerita da Mashrik [3] per scongiurare la delaminazione del tessuto in corrispondenza della zona di sovrapposizione.

La Tabella 1 riporta le principali informazioni geometrico-mechaniche concernenti le fibre adoperate.

La seconda colonna - dov'è riportata la "denominazione", del tipo "3x2-p", che l'Hardwire ha dato a ciascun prodotto - fornisce in modo sintetico una descrizione del tessuto. Infatti, il "3x2" sta ad indicare che ciascun trefolo di acciaio è costituito da 3 fili rettilinei attorno ai quali ne sono avvolti altri 2; la terza cifra ("p") indica, invece, il numero di trefoli per pollice (4, 12 o 20), identificando, pertanto, la densità del prodotto (questo numero, tradotto in trefoli/mm, è riportato nella terza colonna della Tabella).

Altre informazioni riportate nella Tabella 1 sono: il peso a metro quadrato della rete (w), il diametro di ogni filo (ϕ_{filo}), l'area effettiva di ogni trefolo (A_{tref}), lo spessore "equivalente" del tessuto da considerare in fase progettuale ($t_{eq}=A_{tref} \rho$), il valore medio della resistenza a trazione ($f_{s,u}$), il modulo elastico (E_s) e la deformazione ultima media ($\epsilon_{s,u}$).

Si sottolinea che le proprietà meccaniche della fibra di acciaio ($f_{s,u}$, E_s e $\epsilon_{s,u}$) riportate in Tabella si riferiscono al tessuto "secco", ossia non impregnato con resina, e sono state ottenute da test di trazione eseguiti dal partner industriale di questo studio, ossia la ditta "Fidia S.r.l. - Technical Global Services" di Perugia, che ha fornito un importante contributo tecnico-economico per lo svolgimento della campagna sperimentale. Le altre informazioni contenute in Tabella, invece, sono state dedotte dal materiale informativo che la Hardwire LLC rende disponibile "on line" [7].

2.2 Set up delle prove

Le prove monotone di compressione assiale sono state eseguite in controllo di spostamento con una velocità di applicazione dello spostamento pari a 2 mm/min.

La Figura 2a mostra il set-up di prova.

Durante i test sono stati predisposti quattro sensori a filo, uno per ogni lato della pressa, al fine di misurare gli abbassamenti verticali del cilindro ed al tempo stesso monitorare la perfetta orizzontalità del piatto superiore della macchina di prova, dove è presente uno snodo sferico (tre dei quattro potenziometri a filo si intravedono nella fotografia di Fig. 2a). Inoltre, sono stati installati diversi estensimetri per la misura delle deformazioni trasversali ed assiali dei cilindri in calcestruzzo: in particolare, i campioni non confinati sono stati sempre strumentati con tre estensimetri verticali e tre orizzontali, posti a metà altezza del cilindro seguendo lo schema mostrato in Figura 2b; nel caso dei provini confinati, invece, talvolta il numero degli estensimetri per la misura delle deformazioni radiali è stato raddoppiato.

Tabella 1 – Principali proprietà del sistema in acciaio adoperato

densità	denominazione	ρ (trefoli/mm)	w (kg/m ²)	ϕ_{filo} (mm)	A_{ref} (mm ²)	t_{eq} (mm)	$f_{s,u}$ (MPa)	E_s (GPa)	$\varepsilon_{s,u}$ (%)
Bassa (L)	“3x2-4”	0.157	0.60			0.075			
Media (M)	“3x2-12”	0.472	1.80	0.35	0.481	0.227	3302.6	206.6	1.80
Alta (H)	“3x2-20”	0.787	3.01			0.378			

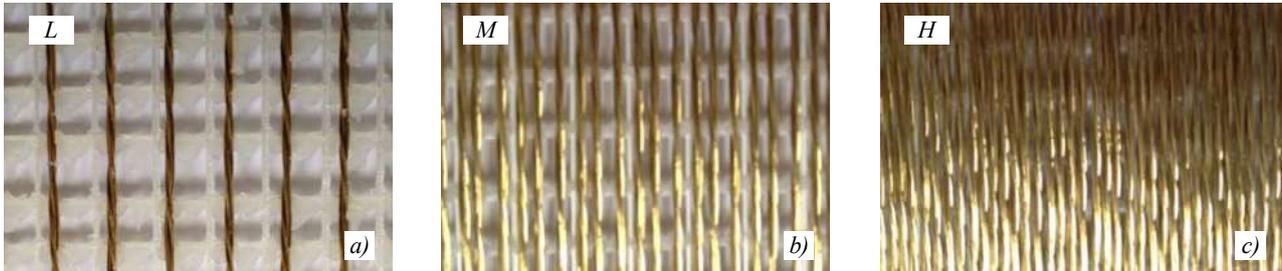


Figura 1 – Densità della rete metallica: bassa (a); media (b); alta (c)

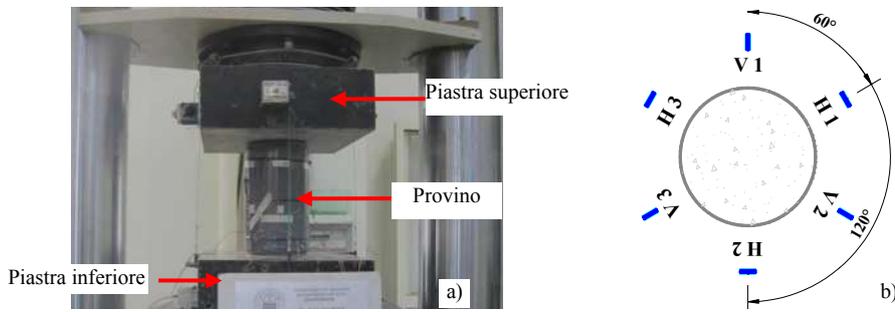


Figura 2 – Set up di prova (a) e posizionamento degli estensimetri (b)

3. RISULTATI DEI TEST

La Tabelle 2-5 riportano i dati geometrici ed i risultati principali dei test eseguiti. Per ragioni di sintesi non sono riportati i risultati dei test sui campioni di controllo (ossia 10 prove per la classe S1, 16 per la classe S2, 25 per la classe S3 e 6 per le classi S4 ed S5) avendo già indicato in precedenza i valori della resistenza cilindrica meda ($f_{c0,m}$) ottenuti.

Nelle Tabelle ciascun test è contraddistinto da una sigla del tipo “Sj(nX+mY)#k” che riassume le seguenti informazioni:

- la classe di appartenenza del provino (da S1 a S5);
- lo schema di rinforzo;
- il numero del test all’interno di ciascun set di campioni identici (in genere, ciascun “data set” è composto da 3 a 5 prove su provini eguali).

In particolare, il tipo di “layout” di rinforzo è individuato nelle Tabelle mediante la sigla “(nX+mY)”, dove “n” e “m” indicano, rispettivamente, il numero di strati impiegati per le generiche densità di tessuto “X” ed “Y”; quando il confinamento del provino è realizzato impiegando uno o più strati di tessuto caratterizzato dalla medesima densità, la sigla diviene del tipo “(nX)”.

Ad esempio: “(1L)” vuol dire che il “jacket” in SFRP è stato realizzato con l’impiego di un solo strato di tessuto a bassa densità; “(2H+1M)” è la sigla che indica una fasciatura ottenuta con due strati ad alta densità ed uno a media densità.

Come si può osservare nelle Tabelle, le configurazioni di rinforzo esaminate sono numerose, fornendo un ampio range di variazione della rigidità elastica del sistema confinante

(k_{conf}), il cui valore, che è riportato nella penultima colonna di ciascuna tabella, è stato stimato con la seguente relazione:

$$k_{\text{conf}} = \frac{2 \cdot t_s \cdot E_s}{D} \quad (1)$$

dove t_s è lo spessore equivalente di tessuto SFRP compressivo e D è il diametro del cilindro (sempre pari a circa 150 mm).

Le k_{conf} ottenute sono comprese tra circa 200 e 2600 MPa.

Le quattro Tabelle, andando dalla seconda all’ottava colonna, contengono le seguenti informazioni: lo spessore t_s ed il diametro D, appena citati, nonché l’altezza H di ciascun cilindro; la resistenza a compressione di ciascun campione confinato (f_{cc}) ed il valore medio ($f_{cc,m}$) corrispondente a ciascun set di test eseguiti su provini analoghi; i rapporti $f_{cc}/f_{c0,m}$ ed $f_{cc,m}/f_{c0,m}$ che consentono un confronto immediato tra la resistenza del calcestruzzo confinato e quella del calcestruzzo non confinato.

Infine, nella nona colonna sono riportati i valori della rigidità k_{conf} di cui s’è detto in precedenza, e nell’ultima colonna, per ciascun set di test, il valore medio normalizzato della pressione laterale di confinamento efficace, ottenuta dalla seguente relazione:

$$\bar{f}_l = \frac{f_{l,m}}{f_{c0,m}} = \frac{k_{\text{conf}} \cdot k_\varepsilon \cdot \varepsilon_{s,u}}{f_{c0,m}} \quad (2)$$

dove con k_ε è indicato il “fattore di efficienza” del confinamento che, in prima approssimazione, in quanto segue è stato assunto pari a 0.60, ossia eguale al valore già stimato dagli autori per i sistemi confinanti in CFRP e GFRP [1,2].

Tabella 2 – Risultati dei test: Serie 1 ($f_{c0,m} = 6.87 \text{ MPa}$)

sigla	t [mm]	D [mm]	H [mm]	f_{cc} [MPa]	$f_{cc,m}$ [MPa]	$f_{cc}/f_{c0,m}$	$f_{cc,m}/f_{c0,m}$	k_{conf} [MPa]	$f_{l,m}/f_{c0,m}$
S1(1L)#2	0.075	154	304	17.51		2.55		201.2	
S1(1L)#3	0.075	158	302	23.57	20.54	3.43	2.99	196.1	0.31
S1(1M)#1	0.227	156	305	42.04		6.12		601.3	
S1(1M)#2	0.227	156	306	38.23	41.78	5.57	6.08	601.3	0.95
S1(1M)#3	0.227	156	308	45.05		6.56		601.3	
S1(1H)#1	0.378	156	304	57.57		8.38		1001.2	
S1(1H)#2	0.378	153	306	53.82	51.25	7.84	7.46	1020.8	1.59
S1(1H)#3	0.378	155	304	42.36		6.17		1007.7	
S1(2L)#1	0.150	154	306	37.91		5.52		402.5	
S1(2L)#2	0.150	155	307	36.39	34.62	5.30	5.04	399.9	0.63
S1(2L)#3	0.150	156	302	29.56		4.30		397.3	
S1(2M)#1	0.454	156	307	65.67		9.56		1202.5	
S1(2M)#2	0.454	155	307	58.55	63.69	8.53	9.28	1210.3	1.90
S1(2M)#3	0.454	154	310	66.85		9.74		1218.1	
S1(2H)#1	0.756	155	308	98.36		14.33		2015.3	
S1(2H)#2	0.756	154	306	92.12	95.24	13.42	13.87	2028.4	3.18
S1(1L+1M)#1	0.302	155	307	53.82		7.84		805.1	
S1(1L+1M)#2	0.302	155	308	48.01	49.92	6.99	7.27	805.1	1.26
S1(1L+1M)#3	0.302	157	308	47.94		6.98		794.8	
S1(1L+1H)#1	0.453	154	302	64.22		9.35		1215.5	
S1(1L+1H)#2	0.453	155	307	49.49	60.18	7.21	8.76	1207.6	1.90
S1(1L+1H)#3	0.453	157	301	66.83		9.73		1192.2	
S1(1M+1H)#1	0.605	154	308	66.10		9.63		1623.3	
S1(1M+1H)#2	0.605	154	303	83.02	74.54	12.09	10.86	1623.3	2.54
S1(1M+1H)#3	0.605	156	306	74.50		10.85		1602.5	
S1(2L+1H)#1	0.528	154	307	67.87		9.88		1416.7	
S1(2L+1H)#2	0.528	156	308	52.81	60.34	7.69	8.79	1398.5	2.21

Tabella 3 – Risultati dei test: Serie 2 ($f_{c0,m} = 14.51 \text{ MPa}$)

sigla	t [mm]	D [mm]	H [mm]	f_{cc} [MPa]	$f_{cc,m}$ [MPa]	$f_{cc}/f_{c0,m}$	$f_{cc,m}/f_{c0,m}$	k_{conf} [MPa]	$f_{l,m}/f_{c0,m}$
S2(1L)#1	0.075	154	318	31.79		2.19		201.2	
S2(1L)#2	0.075	154	320	23.08		1.59		201.2	
S2(1L)#3	0.075	154	323	27.19	27.97	1.87	1.93	201.2	0.15
S2(1L)#4	0.075	154	318	29.62		2.04		201.2	
S2(1L)#5	0.075	154	320	28.15		1.94		201.2	
S2(1M)#1	0.227	155	308	53.84		3.71		605.1	
S2(1M)#2	0.227	154	323	45.66		3.15		609.1	
S2(1M)#3	0.227	154	322	46.51	48.55	3.21	3.35	609.1	0.45
S2(1M)#4	0.227	154	323	46.30		3.19		609.1	
S2(1M)#5	0.227	154	323	50.44		3.48		609.1	
S2(1H)#1	0.378	156	323	64.72		4.46		999.3	
S2(1H)#2	0.378	154	322	72.89		5.02		1011.6	
S2(1H)#3	0.378	155	323	43.26	59.04	2.98	4.07	1006.4	0.75
S2(1H)#4	0.378	154	323	54.21		3.74		1014.2	
S2(1H)#5	0.378	154	322	60.13		4.14		1011.6	
S2(2L)#1	0.150	154	322	48.17		3.32		402.5	
S2(2L)#2	0.150	154	322	45.06		3.11		402.5	
S2(2L)#3	0.150	154	319	39.80	40.99	2.74	2.82	402.5	0.30
S2(2L)#4	0.150	154	322	42.49		2.93		402.5	
S2(2L)#5	0.150	154	322	29.42		2.03		402.5	
S2(2M)#1	0.454	155	308	80.28		5.53		1210.3	
S2(2M)#2	0.454	154	320	59.01		4.07		1218.1	
S2(2M)#3	0.454	154	321	64.82	70.86	4.47	4.88	1218.1	0.90
S2(2M)#4	0.454	156	324	73.49		5.07		1204.1	
S2(2M)#5	0.454	154	321	76.70		5.29		1218.1	
S2(2H)#1	0.756	156	323	109.83		7.57		2002.4	
S2(2H)#2	0.756	157	324	85.40		5.89		1996.0	
S2(2H)#3	0.756	154	323	89.77	96.73	6.19	6.67	2023.2	1.49
S2(2H)#4	0.756	155	302	96.16		6.63		2015.3	
S2(2H)#5	0.756	157	324	102.52		7.07		1996.0	
S2(3L)#1	0.225	156	323	53.91		3.72		597.9	
S2(3L)#2	0.225	155	323	52.94	51.24	3.65	3.53	601.7	0.45
S2(3L)#3	0.225	154	309	46.86		3.23		603.7	
S2(3M)#1	0.681	155	322	87.23		6.01		1810.7	
S2(3M)#2	0.681	154	324	95.16	91.19	6.56	6.29	1832.0	1.36

Tabella 4 – Risultati dei test: Continuazione Serie 2 ($f_{c0,m} = 14.51 \text{ MPa}$) - Serie 3 ($f_{c0,m} = 31.00 \text{ MPa}$)

sigla	t [mm]	D [mm]	H [mm]	f_{cc} [MPa]	$f_{cc,m}$ [MPa]	$f_{cc}/f_{c0,m}$	$f_{cc,m}/f_{c0,m}$	k_{conf} [MPa]	$f_{l,m}/f_{c0,m}$
S2(3H)#1	1.134	154	306	135.50			9.34	3042.7	
S2(3H)#2	1.134	154	306	115.00	126.74	7.93	8.74	3042.7	2.25
S2(3H)#3	1.134	157	306	129.73		8.94		2984.5	
S2(1L+1M)#1	0.302	155	322	51.02		3.52		805.1	
S2(1L+1M)#2	0.302	155	323	60.74		4.19		803.5	
S2(1L+1M)#3	0.302	156	324	51.03	56.36	3.52	3.88	802.5	0.60
S2(1L+1M)#4	0.302	155	322	62.67		4.32		805.1	
S2(1L+1M)#5	0.302	155	323	56.34		3.88		803.5	
S2(1L+1H)#1	0.453	154	302	63.96		4.41		1215.5	
S2(1L+1H)#2	0.453	153	320	64.94		4.48		1226.6	
S2(1L+1H)#3	0.453	155	322	34.49	63.60	2.38	4.38	1206.1	0.90
S2(1L+1H)#4	0.453	157	324	69.01		4.76		1193.7	
S2(1L+1H)#5	0.453	153	320	85.58		5.90		1226.6	
S2(1M+1H)#1	0.605	156	326	82.19		5.66		1607.6	
S2(1M+1H)#2	0.605	156	323	70.66		4.87		1603.5	
S2(1M+1H)#3	0.605	155	323	78.16	79.95	5.39	5.51	1611.8	1.20
S2(1M+1H)#4	0.605	156	307	86.67		5.97		1602.5	
S2(1M+1H)#5	0.605	156	308	82.09		5.66		1602.5	
S2(2L+1H)#1	0.528	156	323	78.05		5.38		1403.0	
S2(2L+1H)#2	0.528	155	323	69.35		4.78		1412.1	
S2(2L+1H)#3	0.528	157	324	64.44		4.44		1394.1	
S2(2L+1H)#4	0.528	156	307	73.67		5.08		1398.5	
S2(2L+1H)#5	0.528	156	307	84.23	74.13	5.81	5.11	1398.5	1.04
S2(2L+1H)#6	0.528	156	307	75.78		5.22		1398.5	
S2(2L+1H)#7	0.528	155	307	71.44		4.92		1407.5	
S2(2L+1H)#8	0.528	155	307	76.09		5.24		1407.5	
S2(2M+1L)#1	0.529	154	300	63.67		4.39		1419.4	
S2(2M+1L)#2	0.529	156	309	62.41	72.66	4.30	5.01	1401.2	1.05
S2(2M+1L)#3	0.529	154	309	91.89		6.33		1419.4	
S2(2M+1H)#1	0.832	155	310	98.87		6.81		2218.0	
S2(2M+1H)#2	0.832	155	310	106.66	99.37	7.35	6.85	2218.0	1.65
S2(2M+1H)#3	0.832	155	310	92.57		6.38		2218.0	
S2(2H+1L)#1	0.831	156	307	95.63		6.59		2201.1	
S2(2H+1L)#2	0.831	154	324	88.74		6.12		2235.5	
S2(2H+1L)#3	0.831	156	325	92.14	95.67	6.35	6.59	2199.7	1.65
S2(2H+1L)#4	0.831	155	309	106.07		7.31		2215.3	
S2(2H+1L)#5	0.831	154	309	95.76		6.60		2229.7	
S2(2H+1M)#1	0.983	154	323	106.43		7.34		2630.7	
S2(2H+1M)#2	0.983	155	320	104.81		7.22		2617.1	
S2(2H+1M)#3	0.983	155	324	104.95	105.34	7.23	7.26	2615.4	1.95
S2(2H+1M)#4	0.983	155	306	105.65		7.28		2620.5	
S2(2H+1M)#5	0.983	156	304	104.88		7.23		2603.7	
S3(1L)#1	0.075	154	323	44.88		1.45		200.7	
S3(1L)#2	0.075	154	323	47.92		1.55		200.7	
S3(1L)#3	0.075	154	323	38.87	42.39	1.25	1.37	201.2	0.07
S3(1L)#4	0.075	155	321	39.78		1.28		199.9	
S3(1L)#5	0.075	156	321	40.51		1.31		198.7	
S3(1M)#1	0.227	154	322	50.43		1.63		609.1	
S3(1M)#2	0.227	154	323	56.81		1.83		609.1	
S3(1M)#3	0.227	154	323	53.05	52.86	1.71	1.71	609.1	0.21
S3(1M)#4	0.227	156	321	49.04		1.58		601.3	
S3(1M)#5	0.227	155	306	54.97		1.77		605.1	
S3(1H)#1	0.378	156	323	50.65		1.63		999.3	
S3(1H)#2	0.378	151	322	52.68		1.70		1033.7	
S3(1H)#4	0.378	155	321	84.88	56.39	2.74	1.82	1007.7	0.35
S3(1H)#5	0.378	156	300	37.34		1.20		1001.2	
S3(2L)#1	0.15	154	322	54.49		1.76		402.5	
S3(2L)#2	0.15	154	322	51.09		1.65		402.5	
S3(2L)#3	0.15	154	319	49.72	49.74	1.60	1.60	402.5	0.14
S3(2L)#5	0.15	154	302	43.66		1.41		402.5	
S3(2M)#1	0.454	156	324	79.13		2.55		1204.1	
S3(2M)#2	0.454	154	321	76.97	78.96	2.48	2.55	1218.1	0.42

Tabella 5 – Risultati dei test: Continuazione Serie 3 ($f_{c0,m} = 31.00$ MPa) - Serie 4 ($f_{c0,m} = 41.15$ MPa) - Serie 5 ($f_{c0,m} = 46.10$ MPa)

sigla	t [mm]	D [mm]	H[mm]	f_{cc} [MPa]	$f_{cc,m}$ [MPa]	$f_{cc}/f_{c0,m}$	$f_{cc,m}/f_{c0,m}$	k_{conf} [MPa]	$f_{lm}/f_{c0,m}$
S3(2M)#3	0.454	154	320	80.88		2.61		1218.1	
S3(2M)#4	0.454	155	323	78.87	78.96	2.54	2.55	1210.3	0.42
S3(2H)#1	0.756	156	323	70.90		2.29		2002.4	
S3(2H)#2	0.756	156	324	75.59		2.44		2002.4	
S3(2H)#3	0.756	156	323	75.21	87.65	2.43	2.83	2002.4	0.70
S3(2H)#4	0.756	154	298	107.79		3.48		2028.4	
S3(2H)#5	0.756	153	322	108.74		3.51		2041.7	
S3(1L+1M)#1	0.302	156	326	62.12		2.00		802.5	
S3(1L+1M)#2	0.302	156	323	56.15	65.34	1.81	2.11	800.4	0.28
S3(1L+1M)#3	0.302	155	323	64.36		2.08		804.6	
S3(1L+1M)#4	0.302	155	320	78.75		2.54		805.1	
<i>S3(1L+1H)#1</i>	0.453	155	322	<i>56.41</i>		<i>1.82</i>		1207.6	
S3(1L+1H)#2	0.453	155	323	62.79		2.03		1205.3	
<i>S3(1L+1H)#3</i>	0.453	156	324	<i>50.10</i>	80.85	<i>1.62</i>	2.61	1203.7	0.42
S3(1L+1H)#4	0.453	156	300	98.91		3.19		1199.9	
S3(1M+1H)#1	0.605	157	324	69.75		2.25		1594.3	
S3(1M+1H)#2	0.605	153	320	72.85		2.35	3.68	1638.2	0.56
<i>S3(1M+1H)#3</i>	0.605	155	322	<i>62.40</i>	83.20	<i>2.01</i>		1610.7	
S3(1M+1H)#4	0.605	154	323	107.00		3.45		1623.3	
S3(2L+1H)#1	0.528	156	323	67.57		2.18		1403.0	
S3(2L+1H)#2	0.528	155	323	70.05		2.26	2.17	1412.1	0.49
<i>S3(2L+1H)#3</i>	0.528	157	324	<i>59.18</i>	67.16	<i>1.91</i>		1394.1	
S3(2L+1H)#4	0.528	154	321	63.87		2.06		1416.7	
S3(2H+1L)#1	0.831	155	322	78.27		2.53		2209.6	
S3(2H+1L)#2	0.831	154	324	77.72		2.51		2235.5	
<i>S3(2H+1L)#3</i>	0.831	156	325	<i>75.21</i>	87.42	<i>2.43</i>	2.82	2199.7	0.77
S3(2H+1L)#4	0.831	155	328	106.29		3.43		2215.3	
S3(2H+1M)#1	0.983	154	323	89.88		2.90		2630.7	
S3(2H+1M)#2	0.983	155	320	77.90		2.51	3.93	2617.1	0.91
<i>S3(2H+1M)#3</i>	0.983	155	320	<i>75.57</i>	90.74	<i>2.44</i>		2617.1	
S3(2H+1M)#4	0.983	156	323	104.45		3.37		2603.7	
S4(1L)#1	0.075	154	321	43.43		1.03		200.8	
S4(1L)#2	0.075	154	322	42.42	43.41	1.01	1.03	201.1	0.05
S4(1L)#3	0.075	155	324	44.38		1.05		199.7	
S4(1M)#1	0.227	155	319	49.76		1.18		606.7	
S4(1M)#2	0.227	154	334	46.48	50.20	1.10	1.19	608.3	0.16
S4(1M)#3	0.227	154	321	54.37		1.29		607.5	
<i>S4(1H)#1</i>	0.378	155	323	<i>57.22</i>		<i>1.36</i>		1010.3	
<i>S4(1H)#2</i>	0.378	155	319	<i>49.22</i>	–	<i>1.17</i>	–	1010.3	0.26
<i>S4(1H)#3</i>	0.378	155	324	<i>45.30</i>		<i>1.07</i>		1006.4	
S5(1L)#1	0.075	154	318	58.39		1.27		200.8	
S5(1L)#2	0.075	154	318	51.23	50.57	1.11	1.10	200.8	0.05
S5(1L)#3	0.075	155	314	42.11		0.91		199.8	
S5(1M)#1	0.227	155	323	63.08		1.37		606.7	
S5(1M)#2	0.227	154	320	57.68	57.56	1.25	1.25	607.5	0.14
S5(1M)#3	0.227	155	319	51.92		1.13		606.7	
<i>S5(1H)#1</i>	0.378	154	322	<i>69.93</i>		<i>1.52</i>		1012.2	
<i>S5(1H)#2</i>	0.378	155	324	<i>69.20</i>	–	<i>1.50</i>	–	1010.9	0.24
<i>S5(1H)#3</i>	0.378	154	326	<i>71.20</i>		<i>1.54</i>		1012.9	

Va sottolineato inoltre che:

- alcuni risultati sono stati scartati a causa di problemi occorsi durante i test e non sono pertanto riportati nelle Tabelle;
- alcuni risultati, invece, sono riportati in corsivo ed evidenziati in rosso in quanto non sono stati considerati nella determinazione del valore di $f_{cc,m}$. Infatti, come sarà meglio descritto al § 3.2, questi risultati riportati in rosso appartengono a provini che nel corso dei test hanno esibito un tipo di collasso piuttosto diverso da quello generalmente osservato, consistente nella rottura del “jacket” in SFRP. In

particolare, e soprattutto in presenza di più strati di tessuto, il collasso di questi provini è stato caratterizzato dalla delaminazione dello strato più esterno e dalla successiva rottura degli strati più interni che ha interessato una parte o l'intera altezza del cilindro.

Come si può osservare dalle tabelle, questa modalità di crisi è stata di frequente riscontrata per calcestruzzi di resistenza medio-alta (serie S3, S4 e S5) e per sistemi confinanti caratterizzati dalla presenza di tessuto ad elevata densità delle fibre.

3.1 Efficienza del sistema confinante

L'efficacia del confinamento con sistema SFRP può essere esaminata osservando i grafici riportati in Figura 3a e 3b in cui le tensioni di compressione sono state diagrammate in funzione della deformazione trasversale del "jacket". In particolare, le curve illustrate in Figura 3a riguardano i campioni $S2(1L)\#1$ e $S2(2L)\#2$ confinati, rispettivamente, mediante singolo e doppio strato di tessuto SFRP a bassa densità. Il grafico in Figura 3b, invece, mostra un analogo confronto ottenuto nel caso di impiego di singolo o doppio strato di rinforzo a media densità (test $S2(1M)\#1$ e $S2(2M)\#1$).

E' opportuno ricordare che in questi grafici le deformazioni trasversali sono state misurate mediante strain gauges posizionati a metà altezza del cilindro secondo la configurazione riportata in Figura 2b.

Come già osservato da El-Hacha e Mashrik [4], tutte le curve sono caratterizzate da due rami lineari crescenti che sono raccordati da una zona di transizione non lineare; tale zona corrisponde alla condizione in cui il calcestruzzo sta perdendo la propria capacità portante mentre il "jacket" non risulta pienamente attivo.

Inoltre, si osserva che nel caso dei test $S2(1L)\#1$ e $S2(1M)\#1$ le deformazioni massime misurate raggiungono, in media, l'1.2% che è un valore prossimo alla deformazione ultima del tessuto riportata in Tabella 1 (= 1.8%).

Raddoppiando il numero di strati, invece, si osserva una riduzione della deformazione trasversale che, nel caso dei test $S2(2L)\#2$ e $S2(2M)\#1$ si attesta attorno al 1.0%, corrispondente a circa il 60% di $\epsilon_{s,u}$.

Tuttavia, nelle considerazioni preliminari riportate in questa memoria è opportuno evidenziare che la deformazione trasversale media calcolata potrebbe risentire dei valori più bassi di deformazione misurati dagli strain gauges nel tratto di sovrapposizione degli strati di SFRP, dove però il tessuto presenta uno spessore raddoppiato; tale aspetto, di non trascurabile rilevanza, sarà meglio approfondito dagli autori negli studi futuri.

I risultati riportati nelle Tabelle 2-5 evidenziano chiaramente l'efficienza del confinamento con SFRP. Concentrando l'attenzione sulla serie di provini S2, si può osservare come l'impiego di un singolo strato di tessuto a bassa densità ("1L") sia sufficiente di per sé quasi a raddoppiare la resistenza del calcestruzzo non confinato.

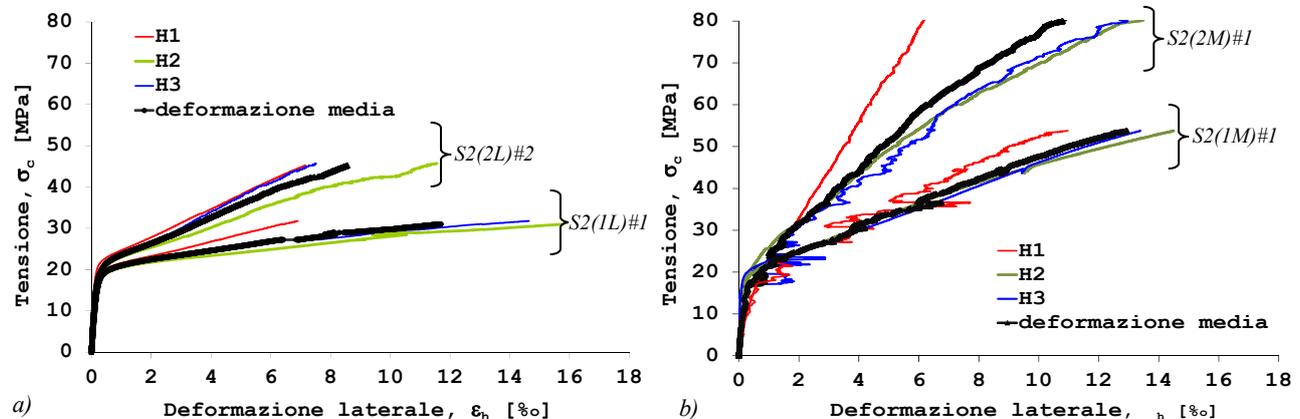


Figura 3 – Relazioni tensione-deformazione laterale: provini $S2(1L)\#1$, $S2(2L)\#2$ (a); $S2(1M)\#1$, $S2(2M)\#1$ (b)

L'adozione di un sistema confinante del tipo "2H+1M", invece, fornisce prestazioni in termini di resistenza che sono circa sette volte superiori a quelle del provino di controllo. Tuttavia, come già rilevato da altri autori [4], raddoppiando il numero di strati di tessuto della stessa densità (per esempio, passando dal layout 1L a quello 2L, da 1M a 2M, oppure da 1H a 2H nella serie S1), l'incremento percentuale in termini di resistenza non risulta raddoppiato. Ciò implica che l'incremento di resistenza non dipende linearmente dal numero di strati. Inoltre, l'efficienza del sistema confinante in SFRP si riduce all'aumentare della resistenza del calcestruzzo non confinato; si confrontino ad esempio i risultati riportati per la serie S2 con quelli ottenuti adoperando analoghe configurazioni di rinforzo per la serie S3.

3.2 Modalità di rottura

La Figura 4 illustra le tipiche modalità di rottura osservate durante i test.

La maggior parte dei campioni ha esibito la rottura del tessuto proprio in corrispondenza dell'inizio della zona di sovrapposizione; generalmente la rottura ha interessato l'intera altezza del cilindro (Fig. 4a) e, in minor misura, porzioni più piccole. In pochi casi, la rottura del tessuto è stata preceduta da un danneggiamento piuttosto evidente delle fibre di acciaio.

Come già anticipato in precedenza, per alcuni provini confinati con più strati di tessuto, è stato talvolta osservato lo scollamento dello strato più esterno e la successiva rottura di quello/i più interno/i che ha interessato una parte o l'intera altezza del cilindro (Fig. 4b). Si evidenzia che per alcuni provini confinati con un singolo strato di tessuto SFRP, come nel caso del cilindro $S4(1M)\#1$ e dei set di provini $S4(1H)$ e $S5(1H)$, la crisi è stata raggiunta per delaminazione del rinforzo in corrispondenza della zona di sovrapposizione in assenza di rottura (Fig. 4c).

4. MODELLI PREDITTIVI

Nella Figura 5 i rapporti sperimentali $f_{i,m}/f_{c0,m}$ ($=\bar{f}_i$) sono diagrammati in funzione dei valori $f_{cc,m}/f_{c0,m}$ ($=\bar{f}_{cc}$). Inoltre, il grafico mostra, limitatamente alle serie S1, S2 e S3, le relazioni di "best-fit" ottenute minimizzando l'errore quadratico medio risultante dalla differenza tra i valori sperimentali e quelli teorici della resistenza normalizzata \bar{f}_{cc} .



Figura 4 – Modalità di collasso

Infine, la Figura riporta anche la relazione di best-fit ottenuta considerando insieme tutti i “data set” delle tre serie che viene confrontata con il modello predittivo calibrato su base sperimentale dagli autori per i sistemi confinanti in CFRP e GFRP [1,2]. Le relazioni a messe a confronto sono espresse dalle seguenti equazioni:

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 3.57 \cdot \bar{f}_l \quad (\text{sistemi G/CFRP}) \quad (3)$$

$$\bar{f}_{cc} = 1 + 3.89 \cdot \bar{f}_l^{0.98} \quad (\text{sistemi SFRP}) \quad (4)$$

nelle quali, come già evidenziato in precedenza, la pressione laterale di confinamento efficace \bar{f}_l è stata stimata considerando un valore di $k_g = 0.60$.

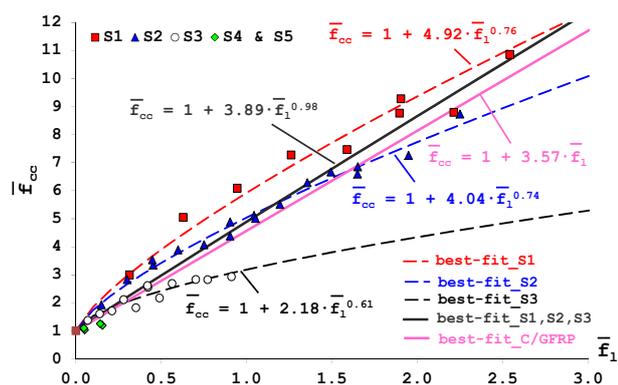


Figura 5 – Modelli di stima della resistenza

Come si può osservare dal grafico, le leggi di best-fit ottenute separatamente per le tre serie S1, S2 e S3 sono sempre di tipo non lineare; tuttavia, quando l’analisi viene ripetuta considerando le tre serie insieme, il modello predittivo degenera in una relazione di tipo quasi lineare. Quest’ultima è molto simile a quella formulata per i provini confinati con sistemi CFRP e GFRP, espressa dall’Equazione (3).

5. CONCLUSIONI

In questa memoria è stata presentata una sintesi dei risultati sperimentali di test a compressione eseguiti su cilindri in calcestruzzo confinati mediante tessuti in fibra di acciaio.

Dai risultati ottenuti è stato possibile esaminare l’efficacia del confinamento con SFRP al variare della resistenza del calcestruzzo non confinato, il numero di strati e la densità del tessuto impiegati per la realizzazione del “jacket”.

In particolare, è stato ripetutamente dimostrato che i sistemi SFRP rappresentano una concreta alternativa all’impiego dei tessuti in fibra di carbonio o vetro, oggi

maggiormente quotati nel settore del rinforzo strutturale.

I risultati ottenuti hanno inoltre consentito di fare delle prime valutazioni in merito allo sviluppo di modelli predittivi per la stima della resistenza del calcestruzzo confinato con sistema SFRP. In particolare, dai primi studi analitici condotti, è stato possibile mettere a punto una prima formulazione analitica valida per resistenze del calcestruzzo medio-basse e che è piuttosto simile a quella già proposta dagli autori nel caso dei sistemi confinanti in CFRP e GFRP.

BIBLIOGRAFIA

- [1] REALFONZO, R., NAPOLI, A., (2011) - Concrete confined by FRP systems: Confinement efficiency and design strength models”, *Composites: Part B*, Vol. 42, 2011, pp. 736-755.
- [2] REALFONZO, R., NAPOLI, A. (2013) - Confining concrete members with FRP systems: predictive vs design strain models, *Composite Structures*, Vol. 104, pp. 304-319.
- [3] MASHRIK, M.A. (2011) - Performance evaluation of circular and square concrete columns wrapped with CFRP and SFRP sheets, *M.Sc. Thesis*, Univ. of Calgary, Canada.
- [4] EL-HACHA, R., MASHRIK, MA. (2012) - Effect of SFRP confinement on circular and square concrete columns, *Engineering Structures*, Vol. 36, pp. 379–393.
- [5] ABDELRAHMAN, K., EL-HACHA, R. (2012) - Behavior of Large-Scale Concrete Columns Wrapped with CFRP and SFRP Sheets, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 16, No. 4, pp. 430-439.
- [6] FAELLA, C., NAPOLI, A., REALFONZO, R. (2013) - Performance of axially loaded concrete cylinders confined with SFRP materials, *Proc. of SMAR 2013*, Istanbul, Sept. 9-11.
- [7] HARDWIRE LLC - web site: www.hardwirellc.com.
- [6] NAPOLI, A., PERRI, F., REALFONZO, R., RUIZ PINILLA, J.G. (2013) - Seismic performance of RC columns strengthened with SFRP systems: experimental study, *Proceedings of FRPRCS-11*, Guimarães, June 26-28.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la Ditta “Fidia S.r.l. – Technical Global Services” (Perugia) per il supporto tecnico ed economico al programma sperimentale.

Questo lavoro è stato possibile grazie al contributo di “POR CAMPANIA Rete di Eccellenza FSE - Progetto Tecnologie e monitoraggio ambientale per la sostenibilità delle Aree Vaste (TEMASAV)”, cod Ufficio 4-17-11, cod. CUP B25B09000090009 .

LA VALUTAZIONE DELLA SOSTENIBILITÀ DI CALCESTRUZZI CON SCORIE DI ACCIAIERIA TRAMITE UN APPROCCIO AL CICLO DI VITA

Flora Faleschini, Carlo Pellegrino

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale -ICEA, Università di Padova

SOMMARIO

Il costante incremento di attenzione da parte della società nei confronti dello sviluppo sostenibile rappresenta un punto focale che il settore delle costruzioni deve accogliere positivamente, riducendo i propri impatti ambientali, promuovendo il riciclo e limitando l'utilizzo di risorse naturali non rinnovabili. In questo lavoro si analizza la possibilità di utilizzare aggregati riciclati provenienti da scarti dell'industria metallurgica (scorie EAF - Forno Elettrico ad Arco) in grandi rapporti di sostituzione, sia rispetto la frazione fina che grossa, evidenziando i risultati di una vasta campagna sperimentale nella quale sono state prodotte differenti tipologie di calcestruzzi. Sono state analizzate le caratteristiche fisico-chimiche, meccaniche, di durabilità e microstrutturali al variare del rapporto di sostituzione. Il comportamento strutturale di alcuni elementi armati è stato anch'esso analizzato. Una volta stabilita l'efficacia di talune miscele, e verificata la possibilità di comparare la medesima unità funzionale per le due tipologie di aggregati utilizzati, ne è stata condotta una preliminare analisi degli impatti ambientali. In particolare la valutazione è stata condotta tramite lo strumento LCA (Life Cycle Assessment), utilizzando un approccio "cradle-to-gate", basato su un inventario di dati raccolti direttamente da bibliografia italiana e in-situ, presso lo stabilimento di produzione dell'aggregato riciclato.

ENVIRONMENTAL ASSESSMENT OF CONCRETES CONTAINING EAF SLAG THROUGH LCA

SUMMARY

A substantial interest in the necessity to reduce emissions linked to construction industry has been largely grown in the last decade. The use of recycled aggregates in concrete industry represents an environmentally responsible and sustainable route, because of its potential to reduce demand for natural aggregate and limit the high energetic and environmental impacts of the traditional concrete production. In this paper the use of EAF slag (Electric Arc Furnace) as recycled aggregate, both for the coarse and fine fraction, is analyzed. Experimental results concerning physical-chemical and mineralogical characterization of the aggregates are presented; mechanical and durability-related properties of recycled concretes are also studied. Structural behavior of RC beams failing both for bending and shear is analyzed. Once established the efficacy of some mixes, a preliminary environmental analysis is conducted by means of LCA, using a "cradle-to-gate" approach. Life Cycle Inventory (LCI) data were mainly obtained by means of experiments and, when this was not possible, collected from literature.

1. INTRODUZIONE

Il tema della sostenibilità ambientale è entrato a far parte in modo integrale nelle richieste cui l'industria delle costruzioni deve far fronte, a causa del fatto che tale settore è uno dei principali artefici degli impatti sull'ambiente. Il grande consumo di territorio, di risorse naturali non rinnovabili e di energia durante tutte le fasi del ciclo di vita di un prodotto edilizio e del suo smaltimento determina elevati costi ambientali, non più trascurabili. In particolare, il calcestruzzo è il prodotto da costruzione più utilizzato al mondo: ne sono prodotti circa 6 miliardi di t all'anno in tutto il mondo [1]. La riduzione delle emissioni legate alla produzione di questo materiale diventa quindi fondamentale, favorendo quindi lo sviluppo e l'utilizzo di aggregati e leganti riciclati, provenienti sia dalle attività di costruzione e demolizione (Construction &

Demolition Waste C&DWs) [2], sia da scarti dell'industria metallurgica [3].

In relazione a quest'ultima possibilità, è noto come da molti anni l'utilizzo di scorie di acciaieria sia comunemente accettato per la produzione di cementi: ad esempio, l'uso di scorie granulate d'altoforno in sostituzione di determinate percentuali di clinker è una pratica ben nota, oramai standardizzata nella EN 197-1. L'evoluzione dell'industria metallurgica tuttavia sta determinando una graduale sostituzione di vecchi impianti a favore della tecnologia del Forno Elettrico ad Arco: attualmente circa il 40% dell'acciaio prodotto in Europa proviene da questi impianti. È necessario quindi identificare possibili utilizzi per le scorie EAF, la cui produzione europea raggiungeva i 20 milioni di tonnellate nel 2009 [4].

Questo lavoro presenta i risultati di una campagna sperimentale inerente proprio l'utilizzo di scorie EAF per la produzione di calcestruzzi strutturali. Sono state effettuate prove chimiche, fisiche e mineralogiche sul materiale tal quale; successivamente sono stati confezionati differenti mix, con rapporto di sostituzione crescente sia rispetto la frazione fina che grossa dell'inerte. I calcestruzzi così prodotti sono stati soggetti a prove meccaniche (test di compressione, trazione indiretta e modulo elastico) e a prove di invecchiamento accelerato. È stato inoltre valutato il comportamento strutturale di 12 travi armate confezionate con un mix contenente scoria EAF al 100% dell'aggregato grosso.

Infine, è stata condotta una preliminare valutazione degli impatti ambientali legati alla produzione dei calcestruzzi, utilizzando una procedura comparativa tra l'uso di aggregati naturali e riciclati. La valutazione è stata condotta tramite uno studio LCA, con un approccio *cradle-to-gate*.

2. MATERIALI E METODI SPERIMENTALI

2.1 Materiali

La scoria EAF utilizzata in questa campagna sperimentale proviene da un impianto di trattamento in provincia di Padova, ed è caratterizzata da un basso assorbimento e alta densità. Prima dell'utilizzo, la scoria è soggetta ad un processo di maturazione: la scoria viene esposta agli agenti atmosferici per un periodo di 90 giorni, e regolarmente bagnata al fine di favorirne la stabilizzazione chimica. La composizione chimica è formata principalmente da ossidi, di cui l'85% sono di ferro, calcio e silicio, mentre una percentuale minore è data da ossidi di alluminio, magnesio e manganese. Al fine di valutarne la compatibilità ambientale, l'aggregato riciclato è stato sottoposto a test di cessione, come indicato nel DM 186/2006, rispettando tutti i limiti presenti nella normativa nazionale. Sono state utilizzate due granulometrie: la frazione grossa (4-22.4 mm) e la frazione fina (0-4mm), le cui caratteristiche fisiche sono riportate in Tabella 1. Nella stessa tabella sono riportate le caratteristiche dell'inerte naturale, di origine carbonatica. Il cemento utilizzato è stato il CEM II/AL-42.5R; sono stati inoltre utilizzati due tipi di additivi, il primo superfluidificante ed il secondo aerante, al fine di raggiungere impasti di classe S4, come definito nella EN 206-1.

2.2 Metodi di prova sperimentali

L'indagine sperimentale è costituita da tre fasi successive: la caratterizzazione delle proprietà meccaniche, l'analisi della durabilità dei calcestruzzi e le prove strutturali su elementi

armati a scala reale. A tale fine sono stati confezionati 6 mix sperimentali contenenti aggregati riciclati EAF, ed un impasto tradizionale di riferimento. Il contenuto di scoria EAF varia all'interno dei calcestruzzi prodotti, a partire da un minimo di 50% (Mix 1) nella frazione fine, fino al 100% del volume degli inerti (Mix 5); per il dosaggio degli inerti è stata utilizzata la curva ideale di Fuller. La Tabella 2 riassume le caratteristiche dei mix confezionati: in totale sono stati prodotti 114 cubetti, 21 cilindri di diametro 16 cm e altezza 32 cm, e 21 cilindri di diametro 16 cm e altezza 48 cm. La maturazione dei provini è avvenuta in condizioni di temperatura e umidità controllate ($T=20^{\circ}\text{C}$; $\text{RH} \geq 95\%$). Il rapporto acqua/cemento ed il dosaggio nominale del cemento variano leggermente all'interno dei mix, in modo tale da tenere conto della differente forma degli aggregati EAF rispetto i tradizionali. L'incremento di contenuto d'acqua dipende dal fatto che i calcestruzzi contenenti la scoria presentavano una minore lavorabilità dell'impasto. Per quanto concerne il Mix 5, contenente solo aggregato riciclato, si riporta che durante la miscelazione e la preparazione dei provini si sono riscontrate numerose difficoltà, dovute alla elevata domanda d'acqua della scoria EAF e alla formazione di bolle. Tale fenomeno è avvenuto anche nel Mix 2, anche se in forma ridotta: tale problematica è confermata anche in [5], confermando la difficoltà nel produrre impasti composti al 100% da scoria nella frazione fine.

Tabella 1 - Caratteristiche fisiche degli aggregati

	Ghiaia	Sabbia	Ghiaia EAF slag	Sabbia EAF slag
Dimensioni [mm]	4 - 22.4	0 - 4	4 - 22.4	0 - 4
Peso Specifico	2.732	2.724	3850	3780
Apparente [t/m^3]				
Assorbimento [%]	0.75	0.8	0.53	1.613
Los Angeles [%]	18	-	<20	-

Tabella 2 - Mix design

	Trad	Mix 1	Mix 2	Mix 3	Mix 4	Mix 5	Mix 6
Ghiaia [%]	100	100	100	50	-	-	-
Sabbia [%]	100	50	-	50	50	-	100
Ghiaia EAF [%]	-	-	-	50	100	100	100
Sabbia EAF [%]	-	50	100	50	50	100	-
Cemento [Kg]	330	335	340	340	350	355	310
a/c	0.47	0.47	0.49	0.53	0.53	0.55	0.53
V aggregati [l]	682	678	673	675	662	658	763
SP [kg]	1.31	1.33	1.36	1.36	1.39	1.42	1.24
Aerante [g]	56	56	56	56	56	56	49.6

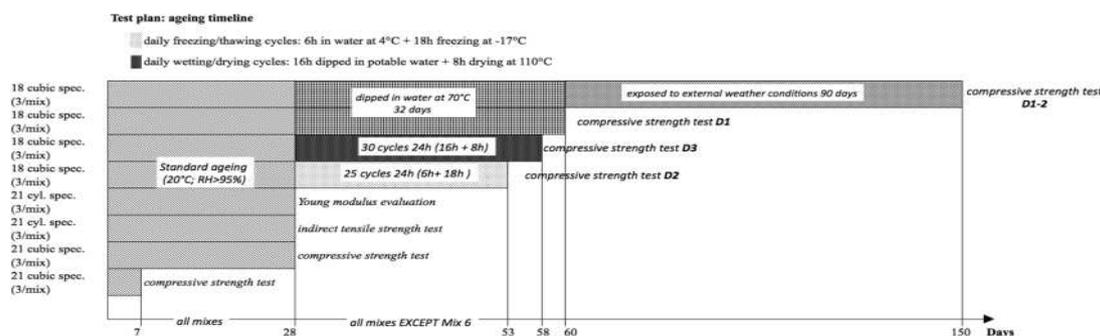


Figura 1 - Test Plan

Il test plan delle prime due fasi della campagna sperimentale (caratterizzazione meccanica e di durabilità) è riportato in Figura 1. Per ogni mix sono state effettuate prove di resistenza meccanica a compressione a 7 e 28 giorni su 3 cubetti, trazione indiretta su 3 cilindri di diametro 16 cm e altezza 32 cm, e di modulo elastico su ulteriori 3 cilindri di diametro 16 cm e altezza 48 cm. Una volta conclusa la maturazione standard di 28 giorni, tutti i mix (ad eccezione del Mix 6, oggetto di precedente studio [6]) sono stati sottoposti a prove di invecchiamento accelerato. Sono stati effettuati tre tipi di prova: il test denominato D1 consiste nel mantenere i provini immersi in acqua riscaldata a 70°C, propriamente coperti, per un totale di 32 giorni, secondo la ASTM D-4792. Tale prova ha lo scopo di identificare la potenziale espansione degli aggregati, che porterebbe all'idratazione della calce libera e/o del periclasio generalmente contenuti in questo tipo di scoria. Una volta conclusa questa fase, i provini sono stati esposti alle condizioni atmosferiche esterne per ulteriori 90 giorni (D1-2). Il secondo tipo di test ha lo scopo di analizzare il comportamento dei calcestruzzi soggetti a cicli gelo/disgelo: i cubetti sono stati sottoposti a 25 cicli giornalieri nei quali per 18h venivano posti alla temperatura di -17°C, e nelle restanti 4h immersi in acqua a temperatura di 4°C. L'ultimo invecchiamento proposto è il D3, che consiste nell'alternanza di condizioni asciutto/bagnato: sono stati effettuati 30 cicli giornalieri nei quali i cubetti per 16h venivano immersi in acqua a temperatura ambiente, e per le restanti 8h venivano posti in forno ventilato a 110°C. Al termine di ogni ciclo di invecchiamento, è stata misurata la resistenza meccanica a compressione dei provini. Inoltre, sono state effettuate anche prove chimiche quali XRD, EDX e SEM per valutare le fasi mineralogiche presenti.

Parallelamente a questi test sono state confezionate inoltre 8 travi, di cui 4 prodotte con il Mix 6 (totalità della ghiaia sostituita con scoria EAF) e 4 con il calcestruzzo tradizionale al fine di valutarne il comportamento strutturale. La disposizione dell'armatura interna è stata scelta in modo tale da indurre la rottura a flessione per un primo set di 4 travi (A1 e A2), e a taglio per le restanti 4 (B1 e B2). In totale, sono state progettate 4 tipologie di armature differenti, come rappresentato in Figura 2. Le tipologie A1, A2 e B2 hanno staffe a due bracci 8/200 mm.

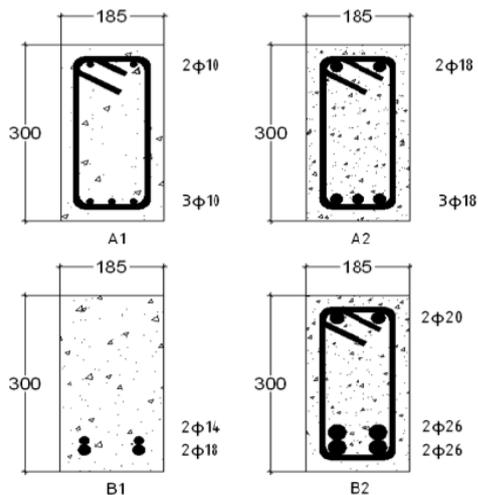


Figura 2 - Disposizione delle armature nelle travi

2.3 LCA

A conclusione della valutazione delle prestazioni meccaniche, di durabilità e strutturali, nel corso di queste memorie si propone una valutazione preliminare degli impatti ambientali legati all'utilizzo delle scorie EAF. La metodologia utilizzata è l'analisi comparativa degli impatti legati alla produzione degli aggregati EAF e degli inerti naturali, ed al loro utilizzo per il confezionamento dei calcestruzzi (in questo caso Mix tradizionale vs. Mix 6) tramite lo strumento LCA (Life Cycle Analysis). Tale procedimento permette la valutazione oggettiva dei carichi energetici ed ambientali relativi ad un processo o ad una attività produttiva, nel corso dell'intera vita dei materiali analizzati, tenendo in conto di materie prime, trasporti, distribuzione e smaltimento finale, in accordo con le ISO 14040 e ISO 14044. Le fasi che compongono il lavoro sono le seguenti: identificazione dello scopo dello studio; inventario dei dati (LCI); valutazione degli impatti (LCIA); elaborazione dei risultati.

In questo studio sono stati valutati gli impatti dapprima del materiale indicato come "aggregato" (unità funzionale $1t$) e poi del "calcestruzzo" (unità funzionale $1m^3$), entrambi con un approccio "cradle-to-gate", cioè "dalla culla al cancello", valutando il prodotto dalla fase di estrazione delle materie prime fino all'uscita dallo stabilimento. Non è stata conteggiata l'influenza degli additivi, a causa delle piccole quantità rispetto i volumi di cemento e aggregati negli impasti, né il contributo dell'acqua, materia indipendente dall'LCA [7]. Le emissioni del cemento considerate sono state ottenute a partire da dati di letteratura [8]. I costi di trasporto sono stati conteggiati solo nella valutazione degli impatti degli inerti, a causa della difficoltà nella stima di scenari di trasporto realistici per il materiale calcestruzzo.

La costruzione dell'inventario di dati è stata effettuata raccogliendo dati in situ, presso lo stabilimento di produzione della scoria EAF, e da letteratura [9] per uno stabilimento di produzione di inerti naturali. I sistemi produttivi analizzati sono comparabili dal punto di vista della produzione giornaliera (~ 400 t/d). Per ogni fase del sistema produttivo sono stati valutati i flussi di input ed output di materie prime ed energia, e a partire da questi è stato possibile valutare gli impatti, suddivisi in diretti ed indiretti. Questi ultimi si riferiscono principalmente alla produzione di particolato (PM_{10} in atmosfera) e dei gas di combustione dovuti al consumo energetico (TSP, PM_{10} , CO, benzene, 1,3-butadiene, CO_2 and NO_x). Sono stati scelti differenti indicatori, sia a scala locale ("Eutrophication") che a scala globale ("Climate Change"), come definiti dal metodo CML 2002. L'approccio è stato di tipo "Problem-Oriented", cioè segue un'analisi quantitativa delle sostanze emesse e delle risorse consumate, indicate come sostanza-equivalente. I risultati sono stati infine normalizzati in modo tale da poter essere paragonati fra di loro.

3. RISULTATI

3.1 Prestazioni meccaniche e di durabilità

I risultati delle prove di caratterizzazione meccanica sono riportati in Tabella 3. Come ottenuto anche in [6], la presenza di aggregato EAF determina un incremento di resistenza a compressione, soprattutto quando la frazione sostituita è quella grossa [4-22.4 mm], come ottenuto nel Mix 6. Anche la resistenza a trazione è generalmente maggiore nei calcestruzzi

contenenti la scoria EAF, a causa di una migliore adesione tra l'aggregato e la malta cementizia, riconoscibile anche visivamente dopo la rottura dei provini (Fig. 3). Come per le altre caratteristiche meccaniche, anche il modulo elastico risulta incrementato nella maggioranza dei mix riciclati. Una nota importante da tenere però in considerazione riguarda la maggiore eterogeneità dei risultati ottenuti per i calcestruzzi contenenti la scoria, ed in particolar modo per quelli con un elevato rapporto di sostituzione nella frazione fina.

Per quanto riguarda i test di invecchiamento accelerato, in Tabella 4 si riportano i risultati relativi alla resistenza a compressione misurata prima e dopo gli invecchiamenti per tutti i mix, ad eccezione del mix 6. L'influenza dei cicli ambientali sulla resistenza meccanica è generalmente paragonabile sia nei calcestruzzi "riciclati" che nel tradizionale. L'invecchiamento accelerato (D1) ha determinato un incremento di resistenza, il quale è stato meno influente nelle miscele contenenti la scoria fine. La variazione media della resistenza a compressione nei Mix 2 e Mix 5 è solamente del +2%, mentre l'incremento avvenuto nei Mix 3 e Mix 4 è di circa il +8%. L'ulteriore esposizione alle condizioni atmosferiche (D1-2) ha incrementato l'acquisto di resistenza. I cicli gelo/disgelo non hanno provocato danni significativi ai provini testati: l'utilizzo dell'additivo aerante è stato positivo ed ha protetto i calcestruzzi dalla penetrazione dell'acqua. Per quanto riguarda infine i cicli asciutto/bagnato (D3), i risultati ottenuti sono di difficile interpretazione: in tutti i casi vi è stato un calo di resistenza, non riconducibile direttamente al rapporto di sostituzione dell'inerte nelle frazioni considerate.

La valutazione della stabilità mineralogica dei calcestruzzi prodotti è stata condotta utilizzando differenti tecniche complementari: l'analisi al SEM ha evidenziato una struttura analoga fra i calcestruzzi contenenti la scoria ed il tradizionale. In particolare, l'utilizzo dell'aerante ha determinato lo sviluppo di un efficace sistema di bolle d'aria di differente dimensione, atto al miglioramento della resistenza ai cicli gelo/disgelo, soprattutto nei mix contenenti un ridotto contenuto di scoria fina (Fig. 4). Le analisi XRD (Fig. 5) eseguite prima e dopo i cicli D1 e D3 non hanno riscontrato differenze nelle fasi mineralogiche presenti: la struttura cristallina è formata principalmente da wustite (FeO), silicati di calcio (β - Ca_2SiO_4), ematite (Fe_2O_3) e brownmillerite ($\text{Ca}_2(\text{Al, Fe})_2\text{O}_5$).

Tabella 3 - Proprietà meccaniche sperimentali

	γ_{28} [kg/m ³]	Slump [cm]	$f_{cm,cube\ 7}$ [MPa]	$f_{cm,cube\ 28}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
Trad	2490	20.0	37.80	44.63	3.54	37.51
Mix 1	2610	19.0	35.30	45.42	3.73	37.36
Mix 2	2780	20.5	33.10	44.00	3.62	38.68
Mix 3	2790	19.5	37.50	45.23	3.56	40.39
Mix 4	2940	19.5	36.0	45.10	4.01	40.04
Mix 5	3130	18.0	33.90	41.40	3.76	38.47
Mix 6	3006	16.8	48.80	58.30	4.38	40.05



Figura 3 - Rottura per prova di trazione indiretta

Tabella 4 - Risultati delle prove di invecchiamento accelerato

	Before ageing [MPa]	After D1 [MPa]	After D1-2 [MPa]	After D2 [MPa]	After D3 [MPa]
Trad	44.63	51.59	54.50	50.14	39.24
Mix 1	45.42	47.02	53.85	51.74	42.80
Mix 2	44.00	44.76	51.08	50.36	41.35
Mix 3	45.23	50.79	56.24	49.63	37.86
Mix 4	45.10	47.52	53.19	48.83	36.91
Mix 5	41.40	42.36	48.32	50.50	37.35

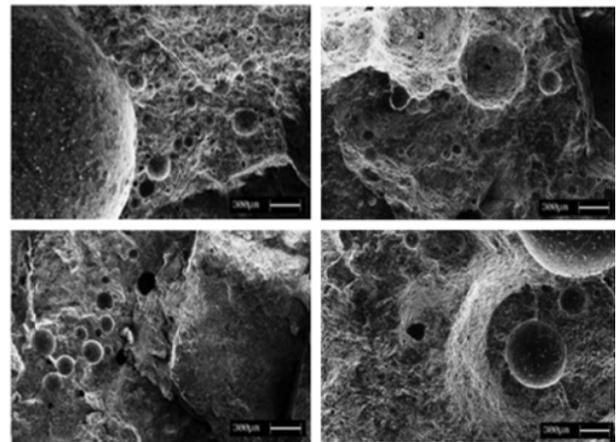


Figura 4 - Immagini SEM dei Mix Tradizionale, Mix 2, Mix 4 e Mix 5

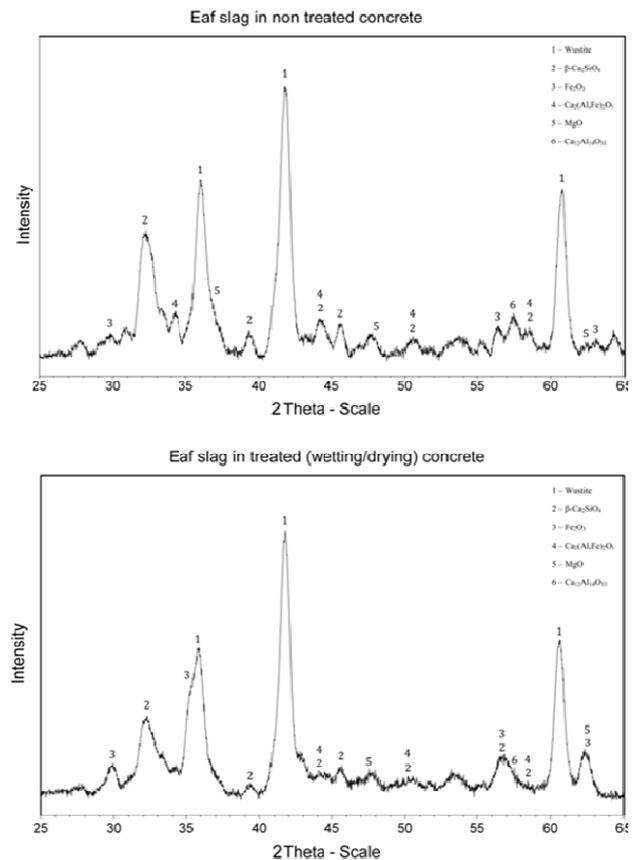


Figura 5 Risultati dell'analisi mineralogica prima e dopo i cicli asciutto/bagnato (invecchiamento D3)

3.2 Comportamento a flessione e taglio

Le travi, confezionate con il Mix tradizionale e il Mix 6, sono state testate secondo uno schema di carico di flessione su 4 punti, con applicazione monotonica della forza. Sono stati applicati dei trasduttori LVDT per la valutazione della freccia in mezzeria, e dei DD1 per la valutazione dell'apertura di fessurazione. In Figura 6 e in Figura 7 è rappresentata la disposizione della strumentazione per le due rotture a flessione e taglio previste. Le misurazioni sono state acquisite tramite una centralina elettronica. I risultati relativi al carico massimo ed alla massima deformazione raggiunta sono riportati in Tabella 5. Il calcolo del carico limite ultimo è stato condotto utilizzando le equazioni di equilibrio e di congruenza, in accordo con le relazioni riportate nell'Eurocodice 2, utilizzando coefficienti di sicurezza per le azioni e per i materiali unitari.

Le travi prodotte con il calcestruzzo contenente scorie EAF presentano un incremento del carico ultimo per tutte le tipologie di rottura analizzate. Inoltre, la freccia massima in mezzeria risulta ridotta a parità di carico agente. Si sottolinea inoltre come le formule di valutazione della resistenza a taglio del solo calcestruzzo determinino una sostanziale sottostima del carico ultimo delle travi.

In Figura 8 si riporta un esempio di trave soggetta a rottura per taglio.

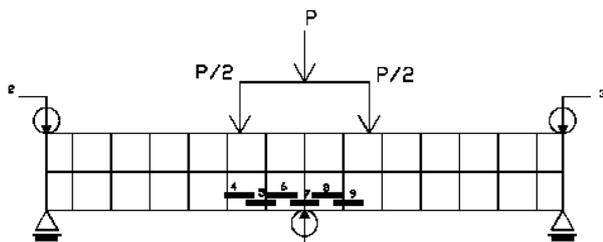


Figura 6 - Disposizione strumentazione travi A1 e A2

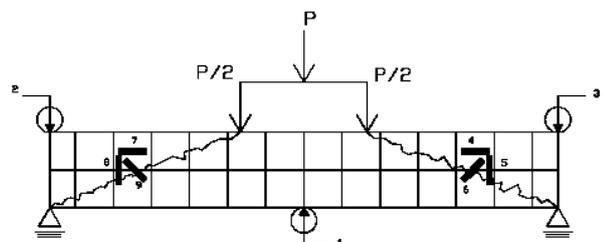


Figura 7 - Disposizione strumentazione travi B1 e B2

Tabella 5 - Carichi ultimi teorici e sperimentali

	Mix	$P_{ult, theor}$ [kN]	$P_{ult, exp}$ [kN]	$f_{ult, exp}$ [mm]
A1_1	Trad	85.25	82.37	36.7
A1_2	Mix 6	88.66	89.85	26.17
A2_1	Trad	262.24	274.46	15.95
A2_2	Mix 6	269.30	304.28	16.09
B1_1	Trad	108.04	180.44	8.65
B1_2	Mix 6	135.22	205.90	5.27
B2_1	Trad	326.57	350.54	9.40
B2_2	Mix 6	326.57	428.15	9.16



Figura 8 - Rottura a taglio della trave B2_2

3.3 Valutazione degli impatti ambientali

I risultati dello studio di LCA del materiale identificato come "aggregato" sono riportati in Tabella 6 (inerte naturale) e in Tabella 7 (scoria EAF): la maggiore semplicità dell'impianto di trattamento della scoria EAF determina una notevole riduzione degli impatti rispetto il sistema produttivo di un inerte tradizionale. In particolare, le emissioni indirette risultano sostanzialmente ridotte.

Per quanto riguarda invece la valutazione degli impatti del materiale identificato come "calcestruzzo", la valutazione condotta è da considerarsi "a km 0", cioè non sono stati computati i costi inerenti al trasporto del materiale. I risultati dimostrano come sia il cemento a determinare il maggiore impatto rispetto al prodotto finale nel suo complesso. I benefici derivanti dall'utilizzo della scoria EAF, seppure comunque presenti, risultano appiattiti, come dimostra la Tabella 8.

Tabella 6 - Risultati LCA aggregati naturali (unità funzionale 1t)

Categoria	Emissioni Dirette	Emissioni Indirette	Emissioni Totali	U.M.
Climate Change	4.65E-01	8.01E+00	8.47E+00	kg CO ₂ eq.
Eutrophication	7.46E-04	2.18E-03	2.92E-03	kg PO ₄ eq.
Acidification	2.87E-03	4.42E-02	4.71E-02	kg SO ₂ eq.

Tabella 7 - Risultati LCA scoria EAF (unità funzionale 1t)

Categoria	Emissioni Dirette	Emissioni Indirette	Emissioni Totali	U.M.
Climate Change	3.30E-01	2.76E+00	3.09E+00	kg CO ₂ eq.
Eutrophication	8.66E-04	7.68E-04	1.69E-03	kg PO ₄ eq.
Acidification	3.13E-03	1.53E-02	1.86E-02	kg SO ₂ eq.

Tabella 8 - Risultati LCA calcestruzzi (unità funzionale 1m³)

Categoria	Emissioni Mix Trad	Emissioni Mix 6	U.M.
Climate Change	1,33E+02	1,22E+02	kg CO ₂ eq.
Eutrophication	4,64E-02	4,36E-02	kg PO ₄ eq.
Acidification	4,51E-01	4,08E-01	kg SO ₂ eq.

3. CONCLUSIONI

In questo lavoro si sono raccolti i risultati di un'ampia campagna sperimentale inerente l'utilizzo di scorie EAF per la produzione di calcestruzzi strutturali. In relazione ai risultati ottenuti, è stato verificato come sia possibile utilizzare la scoria EAF fino ad elevati rapporti di sostituzione, almeno rispetto la frazione grossa. L'utilizzo dell'inerte grosso riciclato migliora le prestazioni meccaniche e strutturali, a fronte però

di un incremento di peso specifico. Non sono state inoltre rilevate problematiche di espansione a seguito delle prove di invecchiamento accelerato condotte.

Per quanto riguarda la valutazione degli impatti ambientali, l'utilizzo di inerte riciclato favorisce la riduzione delle emissioni del calcestruzzo, nonostante il contributo più significativo sia dato dal cemento. I risultati rappresentano ancora una stima preliminare rispetto una valutazione ambientale completa: sarà necessario computare in modo più accurato le problematiche legate al trasporto e alla definizione di un'unità funzionale più appropriata per comparare differenti calcestruzzi fra di loro.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ISO 2005 - (2005) Business Plan. ISO/TC 71 Concrete, Reinforced Concrete and Prestressed Concrete.
- [2] KOENDERS, E.A.B. , PEPE, M., MARTINELLI, E. - (2014) Compressive strength and hydration processes of concrete with recycled aggregates, *Cement and Concrete Research*, 56, 203-212.
- [3] PELLEGRINO, C., FALESCHINI, F. - (2013) Experimental Behavior of Reinforced Concrete Beams with Electric Arc Furnace Slag as Recycled Aggregate, *ACI Materials Journal*, 110(2), 197-206.
- [4] FEDERAZIONE IMPRESE SIDERURGICHE ITALIANE - (2010) Italian steel industry key statistics. Relazione Annuale 2010 Federacciai, , Milano, Italy [in Italian].
- [5] ETXEBERRIA, M., PACHECO, C., MENESES, J.M., BERRIDI, I. - (2010) Properties of concrete using metallurgical industrial by-products as aggregates, *Construction and Building Materials*, 24, 1594 - 1600.
- [6] PELLEGRINO, C., GADDO, V. - (2009) Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate, *Cement and Concrete Composites*, 31, 663 – 671.
- [7] VAN DE HEEDE, P., DE BELIE, N. - (2010) Environmental impact and life cycle assessment (LCA) of traditional and 'green' concretes: Literature review and theoretical calculations, *Cement and Concrete Composites*, 34(4), 431-442.
- [8] JOSA A., AGUADO A., CARDIM A., BYARS E. - (2007) Comparative analysis of the life cycle impact assessment of available cement inventories in the EU, *Cement and Concrete Research*, 37(5), 781-788.
- [9] BARBARO, A., GIOVANNINI, F., MALTAGLIATI, S.,- (2009) Linee guida per la valutazione delle emissioni di polveri provenienti da attività di produzione, manipolazione, trasporto, carico o stoccaggio di materiali polverulenti. AFR Modeling Forecasting - Provincia di Firenze e ARPAT.

PROPRIETÀ REOLOGICHE DI CALCESTRUZZI RICICLATI

**Flora Faleschini¹, Carlo Pellegrino¹, Enric Vázquez Ramonich²,
Cristián Jiménez², Marilda Barra²**

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale -ICEA, Università di Padova

² Department of Construction Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain

SOMMARIO

La principale caratteristica del calcestruzzo fresco, la lavorabilità, è generalmente valutata dall'abbassamento al cono tramite lo slump test. Negli ultimi anni è stato però riscontrato che tale parametro non ne rappresenta una corretta misura, in particolar modo nei calcestruzzi contenenti aggregati riciclati. Calcestruzzi con il medesimo valore di slump possono infatti comportarsi in modo totalmente differente durante le fasi di posa in opera, richiedendo differente energia di vibrazione, pompaggio, tempo di posa ed omogeneità di diffusione. A fronte di tali motivazioni, in questo lavoro si riportano i risultati di un'indagine sperimentale condotta su differenti calcestruzzi contenuti aggregati riciclati, nella quale sono stati misurati i valori di viscosità μ (plastic viscosity) e di limite fluido τ_0 (yield stress) tramite un reometro BML Viscometer 3, ipotizzando per il calcestruzzo un modello reologico di Bingham. Sono stati inoltre valutati gli effetti del fenomeno del plug e della migrazione degli aggregati. I risultati sperimentali sono stati riprodotti numericamente risolvendo l'equazione del moto all'interno della zona attiva del reometro, utilizzando un modello alle differenze finite. Le evidenze ottenute dimostrano l'insufficienza dell'utilizzo del solo valore dello slump per la caratterizzazione delle proprietà dei calcestruzzi allo stato fresco, in particolar modo nelle mescole contenenti ridotte quantità di cemento e aggregati fini: al contrario, i parametri reologici sono in grado di rappresentare meglio le caratteristiche di lavorabilità dei calcestruzzi prodotti.

RHEOLOGICAL BEHAVIOR OF RECYCLED CONCRETES

SUMMARY

The most currently used rheology measure is given by the slump test, through which workability is evaluated. Since this value often represents an operator-sensitive indicator, a more quantitative estimation can be derived in terms of fundamental physical quantities, such as plastic viscosity μ and yield stress τ_0 . In particular, the higher heterogeneity in terms of slump experimental measure occurs testing recycled aggregate concrete (RAC). In this work several recycled mixes were analyzed, using two aggregate proportioning methods; results were compared with reference ones, measuring rheological parameters using a ConTec BLM Viscometer 3. Plug effect and aggregates migration phenomena were also analyzed, and results are then reproduced numerically. Results show that slump value represents an inaccurate measure of workability in recycled concretes, especially for the ones with a reduced fresh mortar content. On the contrary, rheological parameters can be better used to compare fresh concrete properties.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni il problema del recupero degli scarti della produzione industriale e dell'edilizia è diventato un tema di grande interesse pubblico. La possibilità di evitare costose procedure di smaltimento per grandi quantità di rifiuti rappresenta un rilevante vantaggio economico ed ambientale; tali considerazioni sono valide anche per il settore delle costruzioni, origine di una grande quantità di rifiuti. In questo contesto si inserisce la positiva esperienza del recupero di aggregati riciclati, documentata da ampi studi riportati in letteratura, sia inerenti gli scarti di origine industriale (ad es. scorie EAF) [1] che degli stessi rifiuti di costruzione e demolizione (C&DWs) [2].

Il riutilizzo di aggregati riciclati (RCA - Recycled Concrete Aggregate) da utilizzare in parziale sostituzione agli inerti naturali ha permesso lo sviluppo dei cosiddetti RAC (Recycled Aggregate Concrete). L'utilizzo di tali aggregati deve rispondere a ben definiti criteri di accettazione [3], prevalentemente collegati alle richieste di stabilità chimica e performances fisiche/meccaniche dei calcestruzzi stessi.

Generalmente i calcestruzzi riciclati sono ottenuti a partire da una semplice sostituzione in peso o in volume di una definita percentuale di aggregato nella frazione grossa, tenendo conto (a volte) solo di alcune differenti caratteristiche fisiche degli inerti, come l'assorbimento ed il peso specifico. In questo modo le prestazioni meccaniche e di durabilità dei

calcestruzzi riciclati risultano essere ridotte rispetto ad i corrispettivi tradizionali, come spesso evidenziato in letteratura. La causa principale di tale decremento risiede proprio nella diretta sostituzione dell'aggregato riciclato in sede di un inerte tradizionale, senza tenere conto della frazione di malta di cemento originaria adesa sulla superficie dell'aggregato naturale (Fig.1). Inoltre, per quanto riguarda le caratteristiche dei calcestruzzi freschi, è noto che l'utilizzo di aggregati riciclati determina una significativa riduzione della lavorabilità degli impasti.

Recentemente è stato proposto un nuovo metodo di combinazione degli aggregati riciclati (*EMV* - Equivalent Mortar Volume) [4], volto ad incrementare le prestazioni meccaniche dei calcestruzzi riciclati, il quale permette di considerare in sede di mix design le differenti caratteristiche fisiche degli aggregati stessi. Il principale vantaggio di questo metodo è la riduzione della quantità di cemento necessario nel mix per ottenere la medesima resistenza meccanica di un calcestruzzo tradizionale, a fronte però di un'ulteriore riduzione della lavorabilità dell'impasto. In letteratura tale valutazione è stata possibile solo tramite misure dirette dell'abbassamento al cono di Abrams, prova per la quale viene fornito un valore puntuale e strettamente correlato alla soggettività dell'operatore che esegue la misura.

A partire dalle considerazioni di cui sopra, in queste memorie si presenteranno i risultati di un'ampia campagna di indagini sperimentali inerenti la caratterizzazione delle proprietà reologiche di differenti calcestruzzi riciclati. Viscosità μ (plastic viscosity) e yield stress τ_0 sono stati ottenuti sperimentalmente utilizzando un reometro ConTec BML Viscometer 3. I risultati sono stati elaborati considerando gli effetti del plug e della migrazione delle particelle solide all'interno del reometro. Infine, la riproduzione numerica del moto del calcestruzzo fresco all'interno dell'apparato di misurazione ha permesso di chiarire alcuni aspetti legati alle distribuzioni di tensione durante le misurazioni.

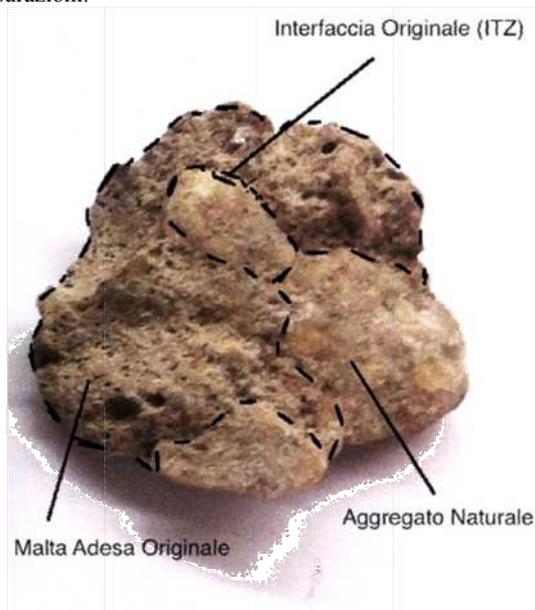


Figura 1 - Aggregato Riciclato (RCA)

2. REOLOGIA DEI CALCESTRUZZI

2.1 Fluidi di Bingham

Il modello reologico più utilizzato per rappresentare il comportamento dei calcestruzzi freschi ed in generale delle paste di cemento è il modello di Bingham, applicabile con successo alle miscele caratterizzate da uno slump maggiore di 8 cm. Il calcestruzzo è rappresentato come un fluido viscoplastico, caratterizzato da un limite detto yield stress τ_0 , resistenza limite di taglio oltre il quale si producono grandi deformazioni viscoplastiche al crescere della tensione tangenziale agente. L'equazione alla base del modello è:

$$(1)$$

dove τ è lo sforzo tangenziale agente [Pa], μ è la viscosità plastica [Pa·s], $\dot{\gamma}$ è il gradiente di deformazione [1/s] e τ_0 è lo yield stress [Pa]. Si riportano in Figura 2 i principali modelli utilizzabili per descrivere il comportamento dei calcestruzzi freschi e degli autocompattanti (SCC).

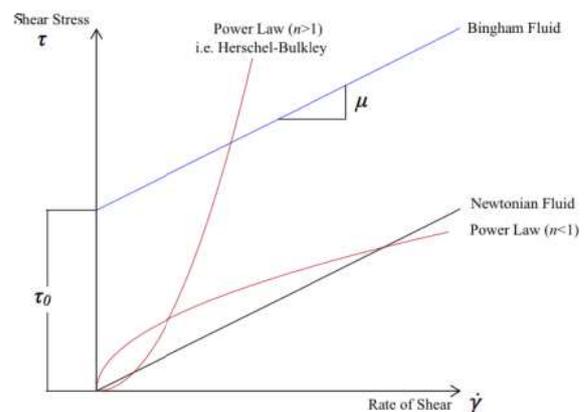


Figura 2 - Modello di Bingham

2.2 Estrazione dei parametri reologici

Gli strumenti più diffusi per la valutazione delle proprietà reologiche dei calcestruzzi tradizionali e degli SCC sono il cono di Abrams, l'imbuto a forma di V (V-funnel), la scatola a L (L-box) e l'anello giapponese (J-ring). Per ottenere una valutazione più specifica delle grandezze fisiche del problema è però opportuno l'utilizzo di specifiche attrezzature, come i reometri coassiali.

Nel caso in esame è stato utilizzato un reometro ConTec BML Viscometer 3, composto da un cilindro esterno (raggio $R_o=145$ mm) rotante ad una velocità $\Omega=2\pi f$ [rad/s], e da un cilindro interno (raggio $R_i=100$ mm) sul quale è collocata un'unità di misura del momento torcente T [N·m]. Per ogni prova sono state imposte 7 velocità di rotazione, a partire da $f_{max}=0.44$ rpm fino a $f_{min}=0.09$ rpm. Per ogni step di rotazione sono stati misurati 50 valori del momento torcente, dei quali solo i 10 inferiori sono stati utilizzati per la valutazione dei parametri reologici (criterio: 10 lower measurements). Una volta concluso l'ultimo step, un ulteriore incremento di velocità è imposto al cilindro esterno ($f_{seg}=2/3 f_{max}$), al fine di valutare la presenza o meno di segregazione nell'impasto.

A partire dai valori misurati di momento torcente e rotazione del cilindro esterno è possibile estrarre i parametri reologici di Bingham. In primo luogo si procede con la determinazione della viscosità relativa H [Nm·s] e della

resistenza G [Nm], utilizzando una regressione lineare dei dati misurati. Successivamente si applica l'equazione di Riener-Riwlin, che permette la risoluzione analitica semplificata del campo di moto del calcestruzzo all'interno del reometro:

$$\hat{T} = \frac{4\pi\mu h}{R_i^2 R_o^2} \Omega + \frac{4\pi\sigma_0 h}{R_i^2 R_o^2} \ln\left(\frac{R_o}{R_i}\right) = H\Omega + G \quad (2)$$

Tale formulazione è valida sotto le seguenti ipotesi:

- bassi numeri di Reynolds (basse velocità di rotazione del cilindro esterno ed elevata viscosità del fluido);
- assenza di effetti di parete e/o di fondo;
- flusso perfettamente circolare;
- indipendenza temporale della misurazione all'interno di ogni step di velocità di rotazione.

Vi sono due casi in particolare nei quali non è possibile l'applicazione diretta di (2): l'esistenza di un moto rigido all'interno del campo di moto, noto come *plug flow*, e la migrazione di particelle solide dalle zone di elevato gradiente di tensione a quelle di basso gradiente. Tali fenomeni possono spesso manifestarsi nei calcestruzzi con una ridotta quantità di legante e sabbia, ad es. nei calcestruzzi prodotti con il metodo EMV.

3. MATERIALI

Al fine di analizzare l'influenza del metodo di combinazione degli aggregati, sono stati confezionati 12 differenti calcestruzzi, di cui 4 tradizionali e 8 contenenti aggregati riciclati. La percentuale di sostituzione utilizzata è del 20% rispetto la frazione grossa: tale percentuale è stata scelta in funzione del limite massimo consentito dalla normativa spagnola [5], dove è stata condotta la sperimentazione. L'aggregato riciclato è costituito dal 37% di inerti naturali, 59% di aggregati contenenti malta di cemento originale adesa, e 4% di bitume. L'inerte naturale utilizzato in tutti i mix è di origine calcarea. Entrambi gli aggregati, naturali e riciclati, sono frantumati, ed in Tabella 1 ne sono riportate le principali caratteristiche fisiche.

Il cemento utilizzato è di classe CEM I 52.5 R, mentre il superfluidificante è a base di polycarbossilato etere modificato.

La prestazione minima in termini di lavorabilità richiesta, nel caso in esame, è di ottenere in tutti i casi un calcestruzzo almeno in classe S4, come definito nella EN 206-1.

I parametri analizzati nel corso della campagna sperimentale sono stati il rapporto acqua/cemento, il contenuto di superfluidificante ed il metodo di dosaggio dell'inerte riciclato (Bolomey - EMV). I mix prodotti sono riportati in Tabella 2 (le quantità sono riferite ad 1 m³ di materiale).

Tutti i mix sono stati prodotti in condizioni di temperatura ed umidità controllata durante la primavera del 2013 presso i laboratori tecnici del Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni dell'UPC di Barcellona ($T = 20 \pm 2.5$ °C; $RH = 65 \pm 10\%$). La procedura di miscelazione e di prova utilizzata è stata la seguente:

- miscelazione asciutta degli aggregati [0-12.5 mm] e del cemento per tre minuti;
- aggiunta di 4/5 dell'acqua di impasto;
- miscelazione bagnata per tre minuti;
- riposo per tre minuti;
- aggiunta dell'acqua rimanente con il superfluidificante;
- misura dell'abbassamento al cono di Abrams e misure reologiche.

Tabella 1 - Caratteristiche fisiche degli aggregati

	Assorbimento %	Peso Specifico OD* kg/m ³	D _{max} mm
Sabbia	1.2	2677	4
Aggregato Naturale	0.5	2682	12.5
Aggregato Riciclato	6.3	2292	12.5

* OD = oven dried / essiccato in stufa.

Tabella 2 - Mix design

ID	a/c	Acqua kg	Cemento kg	Sabbia kg	Ghiaia kg	RCA kg	SP kg
NAC/0.4-1	0.4	182	455	835	1031	0	4.6
NAC/0.4-1.2	0.4	182	455	835	1031	0	5.5
NAC/0.5-1	0.5	182	364	880	1064	0	3.6
NAC/0.5-1.2	0.5	182	364	880	1064	0	4.4
RAC20/0.4-1	0.4	182	455	835	794	203	4.6
RAC20/0.4-1.2	0.4	182	455	835	794	203	5.5
RAC20/0.5-1	0.5	182	364	880	820	209	3.6
RAC20/0.5-1.2	0.5	182	364	880	820	209	4.4
EMV20/0.4-1.5	0.4	169	422	774	887	227	6.3
EMV20/0.4-1.7	0.4	169	422	774	887	227	7.2
EMV20/0.5-1	0.5	168	336	812	915	234	3.4
EMV20/0.5-1.2	0.5	168	336	812	915	234	4.0



Figura 3 - Abbassamento al cono di Abrams, Mix RAC20/0.4-1.0 e Mix EMV20/0.4-1.0

Si sottolinea come sia stato necessario incrementare il dosaggio di superfluidificante nelle miscele dosate con il metodo EMV, aventi rapporto $a/c=0.4$: tale incremento si è dimostrato necessario al fine di ottenere calcestruzzi con uguale o simile slump, rispetto i corrispondenti riciclati dosati con il metodo di Bolomey. In Figura 3 si illustra il confronto fra l'abbassamento al cono di Abrams per il calcestruzzo RAC20/0.4-1 ed un mix prodotto con il metodo EMV (i cui risultati non sono stati oggetto di indagine), con rapporto di sostituzione di aggregati riciclati del 20%, $a/c = 0.4$, e contenuto di superfluidificante pari all'1%: l'abbassamento in questo caso è stato di pochi cm, rendendo dunque necessario un'ulteriore aggiunta di additivo. L'incremento, sia per le miscele a basso ed alto dosaggio di superfluidificante, è stato pari al +0.5% (in peso, rispetto il dosaggio nominale di cemento).

4. RISULTATI SPERIMENTALI

4.1 Parametri di Bingham

La valutazione dei parametri reologici è stata eseguita in prima istanza applicando direttamente l'eq. (2), a seguito di interpolazione lineare dei valori di momento torcente e velocità di rotazione. In tutti i casi esaminati la correlazione

delle due grandezze è risultata essere elevata ($0.980 \leq R^2 \leq 0.999$), confermando l'ipotesi di poter utilizzare con successo il modello di Bingham anche per i calcestruzzi contenenti aggregati riciclati.

I risultati sperimentali in termini di viscosità μ , yield stress τ_0 e slump s sono riportati in Tabella 3. Per ogni calcestruzzo sono presenti più misure reologiche, le quali sono state effettuate in istanti temporali successivi. I risultati, così come sono riportati, non tengono in conto gli effetti della migrazione degli aggregati e del plug flow, di cui si tratterà nella Sezione seguente.

La Figura 4 mostra il confronto fra i mix denominati RAC20/0.4-1 e EMV20/0.4-1.5: entrambi i due impasti presentano il medesimo abbassamento al cono ($s=20$ cm), hanno lo stesso rapporto di sostituzione dell'inerte riciclato e il medesimo rapporto a/c . Le misure si riferiscono allo stesso istante temporale, pari a 16 minuti dopo la prima aggiunta di acqua nell'impasto, in modo tale da rendere confrontabili i risultati ottenuti. Come è possibile notare dalla pendenza delle due rette, il metodo EMV determina un evidente incremento della viscosità plastica. Tale risultato non è inaspettato: la minore disponibilità di legante, acqua e inerte fino ha determinato un comportamento meno fluido della miscela stessa, nonostante la percentuale di aggregato riciclato permanga la stessa del suo corrispettivo RAC. Si nota però come l'incremento di superfluidificante utilizzato dia il corretto apporto in termini di riduzione di yield stress: le due miscele presentano infatti lo stesso valore di τ_0 .

Tabella 3 - Risultati sperimentali

ID	t misura min	slump cm	μ Pa·s	τ_0 Pa
NAC/0.4-1	17	21	37.60	147.40
NAC/0.4-1.2	16	21	47.66	148.14
NAC/0.5-1	15	21.5	20.72	140.99
NAC/0.5-1.2	16	23	30.00	101.76
NAC/0.5-1.2	20	23	28.90	95.05
NAC/0.5-1.2	24	23	26.03	108.64
NAC/0.5-1.2	26	23	28.42	102.52
RAC20/0.4-1	16	20	43.40	192.71
RAC20/0.4-1	20	20	41.71	196.00
RAC20/0.4-1.2	16	22	42.55	174.98
RAC20/0.4-1.2	20	22	43.85	184.43
RAC20/0.5-1	16	22	31.97	195.88
RAC20/0.5-1	20	22	27.04	207.31
RAC20/0.5-1	24	22	28.75	210.98
RAC20/0.5-1.2	16	23	36.32	130.22
RAC20/0.5-1.2	20	23	31.76	144.51
RAC20/0.5-1.2	24	23	33.27	146.16
EMV20/0.4-1.5	16	20	91.86	185.17
EMV20/0.4-1.5	24	20	85.75	216.66
EMV20/0.4-1.7	16	21	90.62	152.66
EMV20/0.4-1.7	22	21	65.52	165.01
EMV20/0.4-1.7	24	21	76.06	155.97
EMV20/0.5-1	16	20	55.66	259.68
EMV20/0.5-1	20	20	57.29	274.06
EMV20/0.5-1	24	20	72.57	200.79
EMV20/0.5-1.2	16	21.5	50.04	226.13
EMV20/0.5-1.2	20	21.5	51.46	215.44
EMV20/0.5-1.2	24	21.5	45.63	238.04

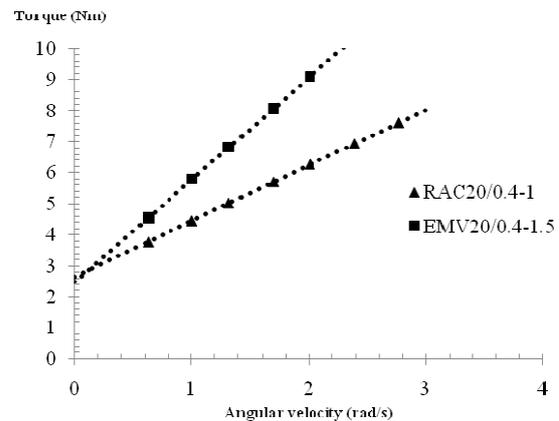


Figura 4 - Modello di Bingham per calcestruzzi riciclati

4.2 Plug flow e migrazione degli inerti

Come già accennato nella sezione 2, negli impasti caratterizzati da elevati valori di τ_0 si può manifestare il fenomeno del plug flow all'interno dei reometri a geometria coassiale: alle basse velocità di rotazione, una porzione di miscela è soggetta ad un moto rigido, a partire dagli strati più esterni fino al layer più interno del campione di prova. Qualora presente, il plug flow non permette la diretta applicazione dell'equazione di Rener-Riwlin per l'estrazione dei parametri reologici, poiché la condizione al contorno cambia con la posizione del raggio di plug (R_s). Se non tenuto in conto, tale fenomeno porta ad una sovrastima della viscosità plastica effettiva della miscela, ed al contempo ad una sottostima dello yield stress. L'errore è generalmente contenuto ($\pm 5\%$), anche se in taluni casi può determinare variazioni maggiori.

Nel caso in esame è stata sviluppata procedura iterativa al fine di determinare la corretta posizione di R_s , per poter estrarre i parametri di Bingham. La Figura 5 mostra un esempio dell'applicazione di tale procedura, per la miscela denominata NAC/0.5-1; in questo caso gli errori risultano essere $\Delta\mu = 8.77\%$ e $\Delta\tau_0 = -7.5\%$. La velocità di rotazione dalla quale incomincia a manifestarsi il fenomeno è $N_p = 0.16$ rps.

Il secondo fenomeno rilevato nel corso della campagna sperimentale è stato quello della migrazione degli inerti ad elevate velocità di rotazione, verificatosi negli impasti a basso contenuto di legante ed elevato volume di inerti. Gli aggregati, considerati sospesi nella miscela di malta fresca, sono soggetti ad elevati gradienti di velocità, e si spostano dall'interno verso l'esterno del cilindro rotante, creando uno strato di cui lo spessore ha raggiunto 1.5 cm nei calcestruzzi confezionati con il metodo EMV. L'influenza di tale fenomeno sui risultati reologici ottenuti è di difficile interpretazione, poiché essi non rappresentano correttamente l'intero volume di calcestruzzo testato, come anche riportato in [6].

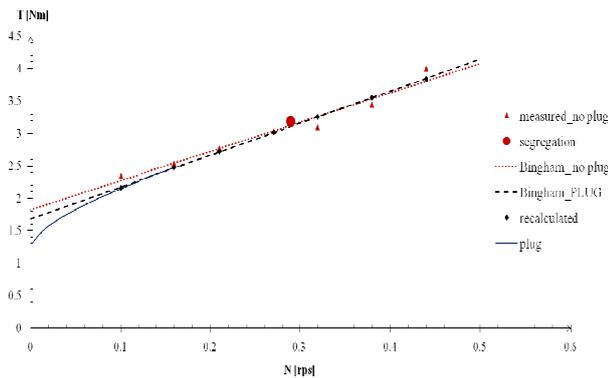


Figura 5 - Momento torcente vs. velocità di rotazione (NAC/0.5-1, test 15 minuti)

4.3 Risultati numerici

Al fine di determinare l'effettiva presenza del fenomeno della migrazione degli inerti negli impasti prodotti, è stato utilizzato un modello numerico per la riproduzione del campo di moto all'interno del reometro, tramite il software Viscometric-ViscoPlastic-Flow 1.0 [6]. Il modello permette la risoluzione alle differenze finite dell'equazione del moto:

$$\frac{\partial(\rho U)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U U) = \nabla \cdot \sigma + \rho g \quad (3)$$

dove ρ è la densità del calcestruzzo fresco, t è il tempo, g è l'accelerazione di gravità. Le analisi sono state condotte in regime stazionario all'interno dei singoli step di misurazione, in condizioni cioè di velocità costante. La griglia è composta da circa 19500 nodi, con $\Delta r = \Delta z = 1$ mm; le condizioni al contorno di Dirichlet sono poste sul fondo e sul bordo del cilindro rotante esterno, mentre le condizioni di Neumann sono collocate all'interfaccia calcestruzzo-aria.

L'obiettivo delle simulazioni è il confronto del campo di moto e della distribuzione delle tensioni tangenziali agenti all'interno del campione di prova fra i vari calcestruzzi prodotti. Nelle Figure 6-8 è possibile osservare la distribuzione degli sforzi tangenziali all'interno del reometro per tre calcestruzzi testati ad una velocità $N=2.763$ rps. Il comportamento dei tre mix è sostanzialmente differente, nonostante presentino tutti uno slump 20 ± 1 cm: l'utilizzo di aggregati riciclati decrementa le prestazioni di lavorabilità dell'impasto, fenomeno accentuato quando il mix design è progettato utilizzando il metodo EMV. Ne è prova l'incremento del gradiente di tensione all'interno del reometro, il quale risulta essere anche la causa del fenomeno di migrazione degli inerti riconosciuto a livello sperimentale proprio per questi mix.

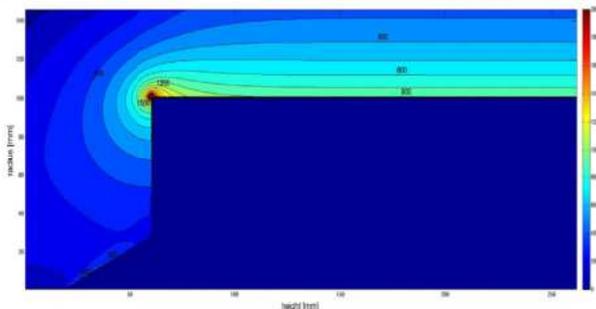


Figura 6 - Mix NAC/0.4-1.0. Tensione tangenziale espressa in [Pa]

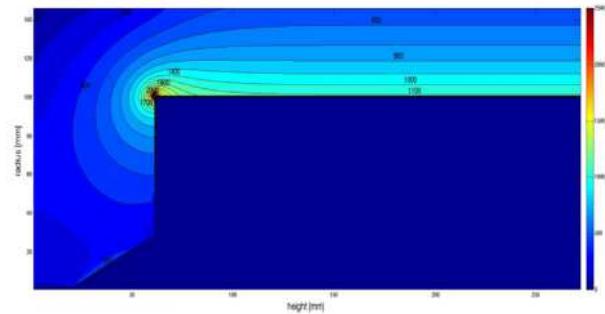


Figura 7 - Mix RAC/0.4-1.0. Tensione tangenziale espressa in [Pa].

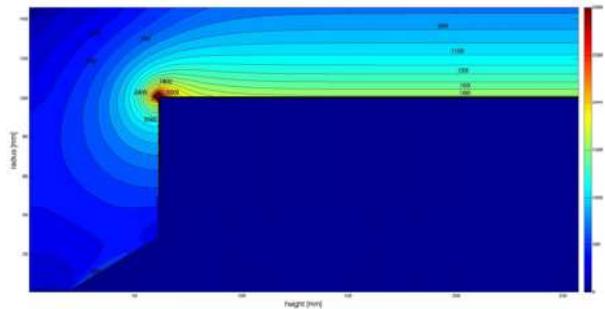


Figura 8 - Mix EMV/0.4-1.5. Tensione tangenziale espressa in [Pa].

5. CONCLUSIONI

Queste memorie riassumono i risultati preliminari ottenuti da una vasta campagna sperimentale volta a caratterizzare le proprietà dei calcestruzzi freschi contenenti aggregati riciclati. La letteratura internazionale si è poco pronunciata in merito a questi aspetti, nonostante anche le più speditive misure (cono di Abrams) indichino un decremento delle prestazioni di lavorabilità all'aumento dei rapporti di sostituzione dell'inerte. A fronte di queste motivazioni, sono state condotte numerose misure dei parametri reologici di differenti miscele, ottenute considerando due metodi di combinazione degli aggregati: il metodo di Bolomey e l'innovativo metodo Equivalent Mortar Volume. Tale metodo permette di ridurre la quantità di cemento necessaria nell'impasto, a fronte di un mantenimento delle medesime prestazioni meccaniche, risultando quindi più sostenibile a livello economico ed ambientale.

Per quanto concerne i risultati ottenuti, è stato possibile applicare il modello di Bingham a tutti i calcestruzzi analizzati, e dunque estrarre i parametri di viscosità plastica μ e yield stress τ_0 .

È stato verificato come anche i parametri reologici ottenuti evidenzino un decremento delle prestazioni di lavorabilità a seguito dell'introduzione degli aggregati riciclati negli impasti: tale decremento risulta maggiore quando viene utilizzato il metodo EMV, a seguito del sensibile aumento del volume di aggregato e della riduzione di cemento, sabbia e acqua nelle miscele. L'utilizzo del metodo determina anche la necessità di incrementare la quantità di additivo superfluidificante, al fine di ottenere almeno il medesimo valore di abbassamento al cono di Abrams del corrispondente calcestruzzo RAC. Tale incremento non è però sufficiente per ottenere il medesimo comportamento reologico dei rispettivi RAC, come dimostrato in Figura 4 (viscosità plastica inferiore).

Durante i test è stata riscontrata anche la presenza di due differenti fenomeni: il plug flow, cioè il moto rigido di una

porzione di calcestruzzo fresco nelle zone più esterne del cilindro rotante del reometro, e la migrazione degli inerti sospesi nella pasta di cemento. Il primo fenomeno è avvenuto nei mix caratterizzati da un elevato valore di yield stress alle basse velocità di rotazione, mentre il secondo al contrario si manifesta quando vi sono elevati gradienti di tensione all'interno del campione di prova, cioè alle elevate velocità di rotazione. Entrambi i due fenomeni non permettono di utilizzare direttamente l'equazione di Riener-Riwlin per l'estrazione dei parametri reologici: nel primo caso è stato però possibile applicare una procedura iterativa per la corretta determinazione della posizione del raggio di plug, da utilizzarsi in (2) al posto di R_0 . In questo modo è stato possibile identificare l'influenza di tale effetto sulle grandezze sperimentali misurate, quantificandolo nella maggior parte dei casi inferiore al 5%.

Per quanto concerne la migrazione degli inerti, tale fenomeno è stato sperimentalmente riconosciuto in alcuni impasti progettati con il metodo EMV, cioè quelli con un limitato contenuto di sabbia, acqua e cemento. In questi casi lo spessore del layer di inerti collocato nelle zone più esterne del cilindro esterno ha raggiunto anche 1.5 cm; ne consegue che le misure reologiche effettuate non sono rappresentative dell'intero volume soggetto a test, poiché la concentrazione degli aggregati è variata durante il tempo di prova. La riproduzione numerica dei risultati sperimentali ha permesso di identificare un effettivo incremento delle tensioni tangenziali agenti all'interno del reometro nelle miscele prodotte con il metodo EMV.

Si può concludere dunque che, nonostante il metodo EMV permetta di incrementare le prestazioni meccaniche dei calcestruzzi riciclati e inoltre di limitare il contenuto di cemento da inserire nel mix, è necessario porre particolare attenzione alle problematiche legate alla lavorabilità di tali miscele. Non è infatti sufficiente un semplice incremento di

dosaggio nominale dell'additivo superfluidificante per ottenere i medesimi parametri reologici dei mix proporzionati con il metodo di Bolomey, nonostante il valore dell'abbassamento al cono di Abrams possa indicare il medesimo valore sperimentale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PELLEGRINO, C., FALESCHINI, F. - (2013) Experimental Behavior of Reinforced Concrete Beams with Electric Arc Furnace Slag as Recycled Aggregate, *ACI Materials Journal*, 110(2), 197-206.
- [2] JIMÉNEZ, C., APONTE, D., VÁZQUEZ, E., BARRA, M., VALLS, S. - (2013) Equivalent mortar volume (EMV) method for proportioning recycled aggregate concrete: Validation under the Spanish context and its adaptation to Bolomey methodology for concrete proportioning, *Materiales de Construcción*, 63-311, 341-360.
- [3] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - (2013) EN 12620 Aggregates for Concrete, Brussels, Belgium.
- [4] FATHIFAZL, G., ABBAS, A., RAZAQPUR, A.G., ISGOR, O.B., FOURNIER, B., FOO, S. - (2009) New Mixture Proportioning Method for Concrete Made with Coarse Recycled Concrete Aggregate, *Journal of materials in civil engineering*, 601-611.
- [5] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN - (2008) Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08, Ministerio de Fomento, Madrid.
- [6] WALLEVIK, J.E. - (2003) Rheology of Particle Suspensions, Fresh Concrete, Mortar and Cement Paste with Various Types of Lignosulfonates, Department of Structural Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, Ph.D. Thesis, Trondheim, Norway.

LE STRUTTURE REALIZZATE CON CALCESTRUZZO GEOPOLIMERICICO

Alessandro Pasquale Fantilli, Bernardino Chiaia, Fabio Pittarello

Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica - DISEG, Politecnico di Torino

SOMMARIO

Una delle grandi sfide dell'industria delle costruzioni è quella di ridurre il quantitativo di cemento delle nuove strutture di conglomerato cementizio armato e non. A tal fine, sono stati introdotti negli ultimi anni nuovi calcestruzzi, come ad esempio quelli geopolimerici, la cui produzione non prevede l'utilizzo di cemento Portland. Le prestazioni ecologiche e meccaniche di tali conglomerati "innovativi", spesso simili a quella di un calcestruzzo tradizionale, sono per la prima volta analizzate in modo combinato attraverso il cosiddetto indice eco-meccanico (Eco-Mechanical Index – EMI). In particolare, l'EMI è applicato a diverse miscele di conglomerato geopolimerico di cui si conoscono sia le principali caratteristiche meccaniche (resistenza e duttilità a compressione), sia l'impatto ambientale ("carbon footprint" ed "embodied energy"). Dalle analisi sviluppate si evince che il calcestruzzo geopolimerico (LCFG – Low Calcium Fly ash based Geopolymer) può degnamente sostituire il conglomerato tradizionale (OPC – Ordinary Portland Cement), soprattutto in alcune particolari applicazioni (ad esempio l'uso in ambienti aggressivi).

ECO-MECHANICAL PERFORMANCES OF GEOPOLYMER CONCRETE

SUMMARY

One of the big challenges of construction industry is to reduce the use of cement in new concrete structures. Thus, geopolymer concrete structures have been largely investigated in the last years. However, mechanical and ecological performances are not yet combined in these analyses. For this reason, a more effective eco-mechanical procedure is herein introduced with the aim of tailoring eco-friendly concrete with acceptable mechanical performances. The proposed approach has been applied to some low calcium fly ash based geopolymer concretes (LCFG). As a result, the LCFGs show better structural and environmental performances than ordinary Portland cement concrete (OPC), especially in aggressive environments.

1. INTRODUZIONE

Nelle strutture realizzate con calcestruzzo ordinario, il 90% dell'energia totale necessaria per la loro costruzione è spesa nella fase di produzione delle materie prime, soprattutto nella produzione del clinker, mentre solo il restante 10% è relativo al confezionamento del calcestruzzo, al trasporto ed all'utilizzo in sito [1]. Questo significa che se si vuole progettare in un'ottica maggiormente ecologica è necessario selezionare calcestruzzi aventi un basso impatto ambientale in termini di "carbon footprint" ed "embodied energy" e, più in generale, occorre ridurre la massa complessiva del calcestruzzo impiegato nelle opere civili.

Per raggiungere tale scopo, si possono adottare le seguenti strategie [2,3]:

- aumentare le prestazioni dei materiali, ossia ridurre la quantità di clinker impiegato riducendo la quantità totale di calcestruzzo, ovvero il volume complessivo della struttura. Questo implica che le caratteristiche

meccaniche offerte dal calcestruzzo, come la resistenza a compressione f_c , dovranno essere superiori o comunque adeguate al tipo di carico che la struttura dovrà sopportare;

- sostituire i tradizionali componenti delle miscele di calcestruzzo con materiali più ecologici, ma che posseggano caratteristiche cementizie e/o attività pozzolanica (e.g., ceneri volanti, fumi di silice, ecc.);
- aumentare il cosiddetto LCA (life cycle assessment) selezionando materiali e processi caratterizzati da un minore impatto ecologico in termini di "carbon footprint" [4].

Va osservato che, da un punto di vista strutturale, l'applicazione di queste strategie può compromettere le prestazioni meccaniche del calcestruzzo. Infatti, il calcestruzzo ad alta resistenza può mostrare un comportamento eccessivamente fragile, specialmente in compressione [5]. D'altro canto, se si impiegano aggregati

riciclati, contraddistinti da un impatto ecologico inferiore rispetto a quelli vergini, si osserva una riduzione drammatica della resistenza a compressione del calcestruzzo, riduzione che può superare il 50% [6]. Questo significa che gli aspetti ambientali devono necessariamente essere valutati contestualmente al progetto delle prestazioni meccaniche, quali la resistenza e la duttilità del calcestruzzo. In sintesi, il comportamento migliore sarà quello caratterizzato dall'indice eco-meccanico (Eco-Mechanical Index - *EMI*) più elevato [7]:

$$EMI = \frac{MI}{EI} \quad (1)$$

dove *MI* = indice meccanico (Mechanical Index); *EI* = indice ecologico (Ecological Index).

La stima dei parametri *MI* ed *EI* può essere affrontata in diversi modi. Damineli et al. [8], ad esempio, considerano l'anidride carbonica emessa e la quantità di legante necessaria per sviluppare una resistenza a compressione pari a 1 MPa. In questo tipo di approccio, e analogamente in quello proposto da Flower e Sanjayan [9], l'indice *MI* comprende solamente la resistenza a compressione del calcestruzzo, mentre l'energia assorbita nel ramo post-picco (i.e., la duttilità) non viene considerata. Questo significa che gli effetti positivi offerti dall'eventuale introduzione di fibre nel calcestruzzo non vengono adeguatamente valutati, così come la riserva dissipativa del materiale, oggi di importanza fondamentale ad esempio nella progettazione antisismica.

Se il volume di fibre introdotto è inferiore all'1%, la resistenza del calcestruzzo (e quindi anche *MI*) non varia, mentre l'impatto ecologico *EI* aumenta. Il risultato è che le caratteristiche del calcestruzzo fibro-rinforzato (FRC) risultano inferiori rispetto a quelle del calcestruzzo ordinario.

Per descrivere l'*EMI* in modo completo, le proprietà dei materiali devono essere combinate con le caratteristiche strutturali valutate agli stati limite di esercizio e ultimo [10, 11]. In altre parole, la definizione del *MI* deve essere basata non solo sulla resistenza del calcestruzzo, ma anche sui risultati dei test strutturali. Tuttavia risulta particolarmente complicato condurre questi test in laboratorio, specialmente quando devono essere investigate membrane in calcestruzzo a grandezza naturale. Per tale ragione, è preferibile prendere in esame non solo la resistenza, ma anche altre proprietà meccaniche.

Considerando che la durabilità e la rottura delle strutture in calcestruzzo sono correlate con i meccanismi di frattura del conglomerato [12], il parametro *MI* può essere efficacemente valutato attraverso il lavoro di frattura a compressione [7].

2. VALUTAZIONE DEGLI INDICI ECOLOGICO E MECCANICO

I parametri ecologici più importanti da considerare nella stima di *EI* sono l'anidride carbonica (carbon footprint), l'energia grigia (embodied energy) e il volume di acqua che vengono impiegati per produrre un metro cubo di calcestruzzo. Pertanto, per calcolare *EI* può essere utilizzata la seguente equazione:

$$EI = (\alpha \cdot wc_\alpha) \cdot (\beta \cdot wc_\beta) \cdot (\gamma \cdot wc_\gamma) \quad (2)$$

dove α = quantità di anidride carbonica; β = quantità di energia grigia; and γ = volume d'acqua. Poiché le performance ecologiche sono correlate alle condizioni locali del sito in cui

viene impiegato il calcestruzzo [10], nell'Eq.(2) vengono introdotti ulteriori tre coefficienti di ponderazione (wc_α , wc_β , wc_γ), che devono essere adeguatamente valutati in base alle effettive condizioni di produzione/costruzione come l'approvvigionamento idrico, il trasporto, il reperimento delle materie prime, ecc.

In accordo a quanto proposto dalla fib [10], nell'indice meccanico devono essere inserite le caratteristiche del materiale e quelle strutturali. Perciò *MI* può essere stimato mediante la seguente equazione:

$$MI = mp_m \cdot mp_s \quad (3)$$

dove mp_m = parametro meccanico del calcestruzzo, e mp_s = parametro meccanico della struttura. Per una valutazione sperimentale di questi parametri, i test devono riprodurre il comportamento reale dei materiali e delle strutture nelle condizioni di stati limite di esercizio e ultimo.

In aggiunta alla valutazione dell'indice *EMI*, calcolato attraverso le Eq.(1)-(3), può essere utile analizzare i valori di *MI* ed *EI* nel diagramma adimensionale riportato in Fig.1. In tale diagramma, MI_{inf} rappresenta il limite inferiore delle caratteristiche meccaniche, mentre EI_{sup} definisce il limite superiore dell'impatto ecologico. Entrambi questi limiti possono essere prescritti da normative tecniche o richiesti nei capitolati di gara.

Nel diagramma adimensionale si individuano quattro differenti zone (Fig.1):

- Zona 1: con caratteristiche meccaniche ed ecologiche scadenti;
- Zona 2: con caratteristiche meccaniche elevate e con caratteristiche ecologiche scadenti;
- Zona 3: con caratteristiche meccaniche ed ecologiche elevate;
- Zona 4: con caratteristiche meccaniche scadenti e con caratteristiche ecologiche elevate;

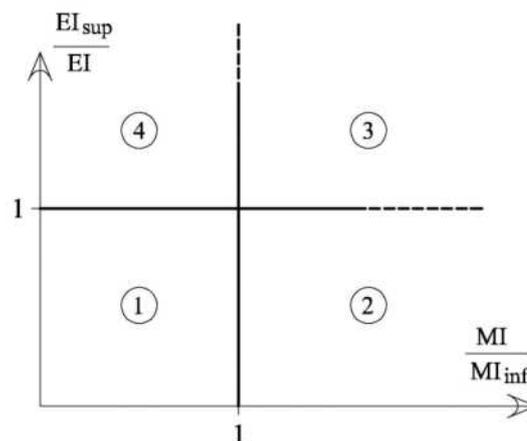


Figura 1 - Diagramma adimensionale per la valutazione delle caratteristiche eco-meccaniche dei calcestruzzi

3. IL CALCESTRUZZO GEOPOLIMERICICO

Il calcestruzzo geopolimerico è un particolare tipo di calcestruzzo che non prevede alcun tipo di cemento Portland per la sua produzione. Infatti, si utilizzano principalmente una base solida ricca in alluminio e silicio, in uno stato amorfo, e una soluzione attivante fortemente basica. Il termine

geopolimerico sta ad indicare che tale materiale simula, per composizione chimica e struttura mineralogica, i composti naturali presenti nelle rocce (da cui il prefisso geo), e che la sua formazione avviene per polimerizzazione.

La geopolimerizzazione consiste nella reazione di un allumino-silicato solido in una soluzione acquosa basica molto concentrata di idrossidi e silicati alcalini. Il processo di geopolimerizzazione porta alla formazione di una catena polimerica tridimensionale ed una struttura ad anello costituita da legami Si-O-Al-O [14].

3.1. La base allumino-silicatica: le ceneri volanti

Un materiale di scarto che ben si presta ad essere utilizzato come base solida è rappresentato dalle ceneri volanti provenienti dall'industria termoelettrica. In particolare, le ceneri volanti sono recuperate dai fumi di scarico emessi durante combustione del carbone. Il carbone è ampiamente utilizzato in tutto il mondo e soprattutto nei paesi emergenti per la produzione di energia, pertanto i volumi di ceneri che si possono riciclare non sono modesti, e il loro recupero nell'industria del calcestruzzo rappresenta un'ottima alternativa eco-sostenibile. Va considerato che da una tonnellata di ceneri si riescono a ricavare circa tre metri cubi di calcestruzzo geopolimerico [13].

Le ceneri volanti sono generalmente di forma sferica e più fini del cemento Portland, con un'ampia varietà di diametri che vanno da 1 μm a non più di 150 μm . Esistono due tipologie di ceneri volanti:

- cenere volante silicea, con un contenuto di biossido di silice reattivo non inferiore al 25% in peso, ed un tenore di ossido di calcio reattivo inferiore al 10% in massa (classe F);
- cenere volante calcica, con un contenuto di biossido di silice reattivo non inferiore al 25% in peso, ed un tenore di ossido di calcio reattivo maggiore o uguale al 10% in massa (classe C).

Nel prosieguo del documento si farà riferimento al calcestruzzo geopolimerico prodotto con ceneri volanti di classe F, a basso tenore di calcio. Si utilizzerà pertanto l'acronimo LCFG (low calcium fly ash based geopolymer) per indicare il calcestruzzo geopolimerico.

3.2. La soluzione alcalina attivante

La soluzione alcalina attivante è costituita da una miscela di idrossido di sodio e silicato di sodio. Nel preparare la soluzione di idrossido di sodio a livello di laboratorio può essere impiegato NaOH in pellets o in fiocchi di purezza commerciale al 97% - 98% [14, 15, 16]. Per la produzione del calcestruzzo geopolimerico a livello industriale è possibile invece utilizzare idrossido di sodio proveniente dalla produzione del cloro, quale sottoprodotto di processo.

La soluzione di silicato di sodio viene prodotta a partire da

ossido di silice sciolto in idrossido di sodio [16]. Generalmente i rapporti tra le varie componenti della soluzione sono ~15% di Na_2O , ~30% di SiO_2 e ~55% di acqua (percentuali in peso), in modo da avere un rapporto $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ pari a 2 [14, 15, 16, 17]. Hardjito e Rangan [14] hanno misurato gli effetti della molarità dell'idrossido di sodio e del rapporto $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ sulla resistenza a compressione di un calcestruzzo geopolimerico prodotto con ceneri volanti. I risultati mostrano che aumentando tale rapporto, aumenta la resistenza a compressione. Inoltre, anche l'aumento della molarità porta ad avere un aumento della resistenza. In sintesi le condizioni più soddisfacenti sotto il profilo meccanico risultano quelle di un'alta molarità della soluzione di idrossido di sodio e di un elevato rapporto $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$.

3.3. Preparazione del calcestruzzo geopolimerico

Per preparare l'impasto di calcestruzzo, le ceneri volanti vengono addizionate agli aggregati opportunamente selezionati, e successivamente viene aggiunta la soluzione alcalina. Gli aggregati occupano circa il 65-80% della massa totale del calcestruzzo analogamente a quanto avviene per un calcestruzzo ordinario [13]. In alcuni casi può essere necessario aggiungere all'impasto ulteriore acqua per renderlo lavorabile, o in alternativa un superfluidificante [16]. Valori ottimali nel rapporto in massa tra liquido alcalino e ceneri volanti sono compresi nell'intervallo $0,35 \div 0,4$. Analogamente al calcestruzzo ordinario di cemento Portland, il contenuto totale di acqua nell'impasto del calcestruzzo LCFG influenza la resistenza a compressione: all'aumentare del contenuto d'acqua diminuisce la resistenza finale.

Dopo la fase di miscelazione dei vari composti, si procede con il curing, ovvero la fase di stagionatura iniziale del calcestruzzo geopolimerico fresco, nel quale si innescano i meccanismi di polimerizzazione. I due parametri di processo (i.e., tempo e temperatura) sono fondamentali per la definizione delle proprietà finali del calcestruzzo indurito.

In genere il curing viene effettuato a caldo in ambiente secco, ad esempio in un forno, oppure ad umido con utilizzo di vapore caldo. Le temperature possono variare da 60°C a 90°C e per un tempo variabile da 24 a 72 ore. A temperatura ambiente le reazioni di polimerizzazione presentano tempi eccessivamente lunghi pertanto in questo caso la stagionatura è possibile solo a patto di introdurre nella miscela piccole quantità di loppa d'altoforno la quale aumenta la velocità di indurimento del calcestruzzo geopolimerico [16].

4. PRESTAZIONI ECO-MECCANICHE DEI CONGLOMERATI GEOPOLIMERICI

Di seguito vengono discussi i valori dell'*EMI* calcolati per quattro diversi calcestruzzi, di cui un calcestruzzo realizzato con cemento Portland (OPC) e tre calcestruzzi LCFG.

Tabella 1 – Composizione delle miscele dei calcestruzzi investigati

Tipo di calcestruzzo	Ref.	Cemento	H ₂ O	Ceneri volanti	Soluzione	Soluzione	Aggregati grossolani	Aggregati fini
		kg/m ³	aggiunta		NaOH	Na ₂ SiO ₃		
		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³				
OPC	[7]	381	199	0	---	---	994	806
LCFG-1	[14]	---	0	408	41*	103	1201	647
LCFG-2	[14]	---	0	408	41**	103	1201	647
LCFG-3	[14]	---	0	408	55,4**	103	1201	647

* 14 molare - ** 8 molare

Le principali caratteristiche di questi calcestruzzi sono riportate in Tabella 1. I calcestruzzi geopolimerici presi in esame (LCFG-1, LCFG-2 ed LCFG-3) sono stati analizzati da Hardjito e Rangan [14]. Essi differiscono nella composizione, per il contenuto di idrossido di sodio, e per la modalità di curing a caldo, come specificato in seguito.

La densità per i quattro calcestruzzi è pari a circa 2400 kg/m³.

4.1. Misure delle caratteristiche meccaniche con prove di compressione monoassiale

I provini realizzati a partire dai vari calcestruzzi sono stati sottoposti a prove di compressione monoassiale, da cui si sono ricavate le curve tensioni-deformazioni (σ_c - ϵ_c). In Fig.2 si riportano i diagrammi σ_c - ϵ_c dei calcestruzzi geopolimerici [14], mentre si rimanda al lavoro di Fantilli e Chiaia [7] per la caratterizzazione meccanica dell'OPC.

Come noto, la risposta di un provino sottoposto a compressione può essere suddivisa in due fasi: lo stadio pre-picco e quello post-picco (Fig.3). Nella prima fase il provino si deforma senza presentare rotture o danneggiamenti e il comportamento del materiale può essere, in generale, descritto attraverso la relazione sforzo-deformazione (e.g., la parabola

di Sargin in Fig.3a). In questa fase, i quattro conglomerati vengono caratterizzati con la sola resistenza a compressione f_c , i cui valori sono riportati in Tabella 2. Nello specifico i tre calcestruzzi geopolimerici presentano resistenza a compressione monoassiale (f_c) superiore o prossima a quella offerta dal calcestruzzo ordinario OPC.

La fase post picco (Fig.3b) è invece descritta dal diagramma tensione - spostamento anelastico w_c . Tale relazione, ricavata con la procedura descritta da Fantilli e Chiaia [7], definisce anche l'area A_{Fc} , che rappresenta la duttilità del calcestruzzo.

Tabella 2 – Proprietà meccaniche dei calcestruzzi investigati

Tipo di calcestruzzo	f_c	A_{Fc}	G_{Fc}
	MPa	mm	N/mm
OPC	42,8	0,55	23,5
LCFG-1	64	0,43	27,5
LCFG-2	61	0,38	23,2
LCFG-3	41	0,42	17,2

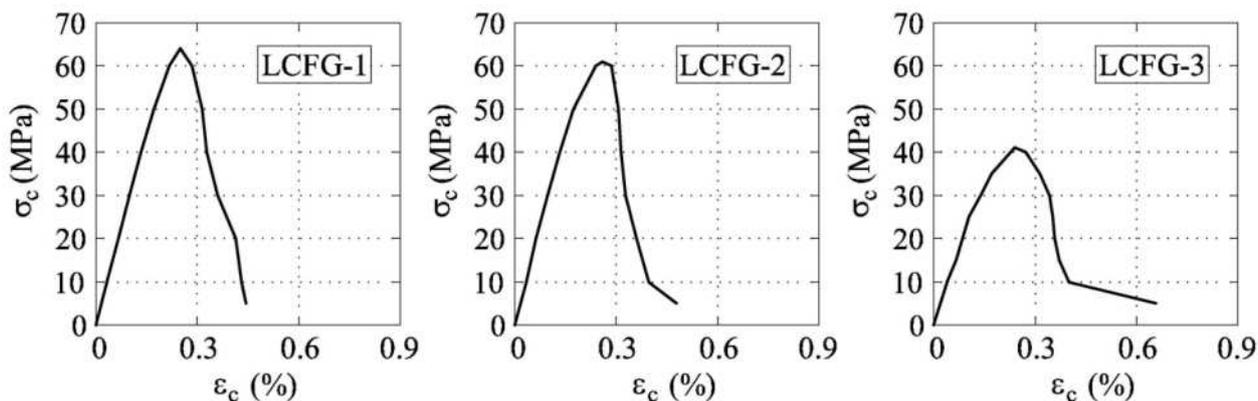


Figura 2 – Le curve tensione–deformazione ottenute per i tre calcestruzzi geopolimerici LCFG-1, LCFG-2 e LCFG-3 [14]

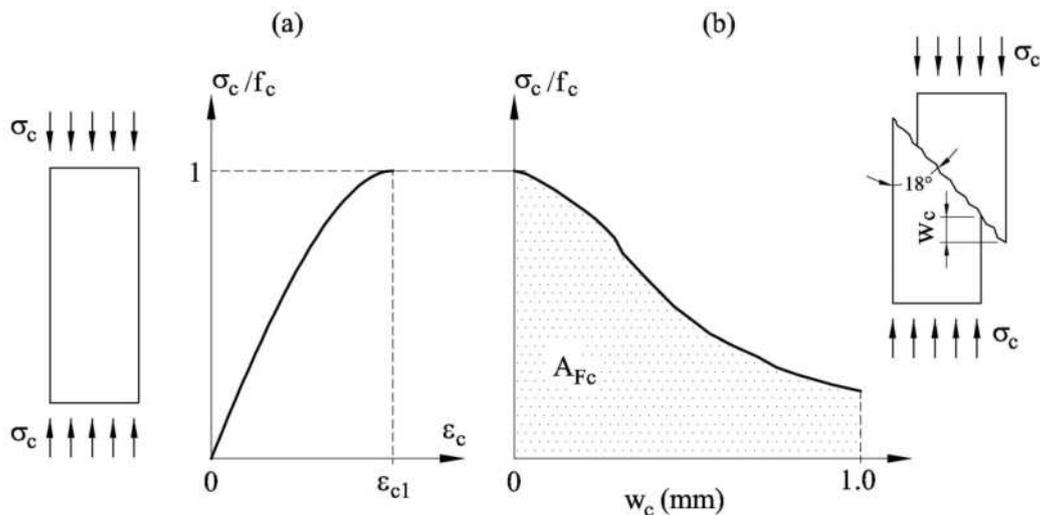


Figura 3 – Comportamento del cilindro sottoposto a compressione: (a) parabola di Sargin nella fase pre-picco; (b) risposta nella fase post-picco in termini di tensione normalizzata σ_c/f_c vs. spostamento anelastico w_c [7]

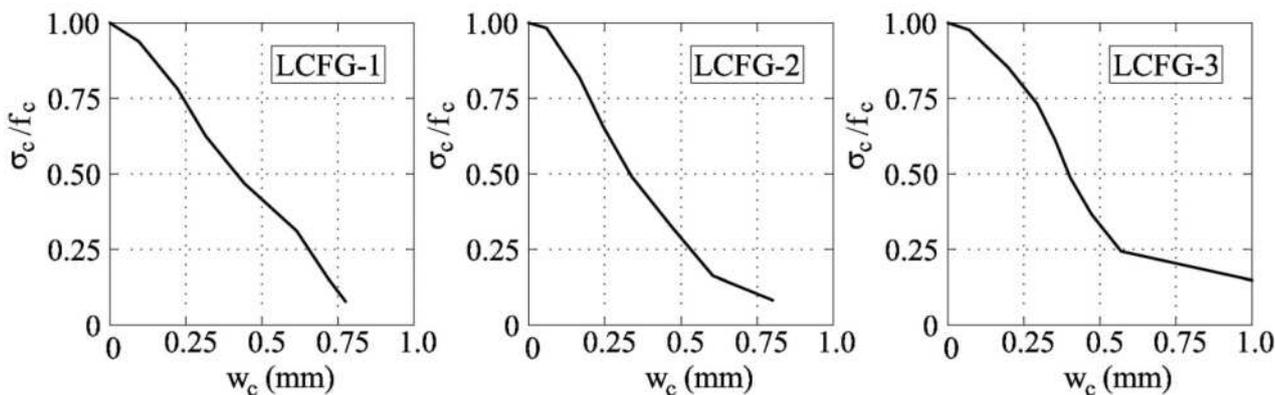


Figura 4 – Le curve tensione normalizzata σ_c/f_c vs. spostamento anelastico w_c per i calcestruzzi geopolimerici LCFG-1, LCFG-2 e LCFG-3.

Il comportamento post-picco dei tre calcestruzzi LCFG è indicato in Fig.4, ed i relativi valori di A_{F_c} sono riportati in Tabella 2 insieme al lavoro di frattura in compressione (pari a $G_{F_c} = A_{F_c} \cdot f_c$).

I tre calcestruzzi geopolimerici presentano in tutti e tre i casi valori di A_{F_c} inferiori rispetto al calcestruzzo OPC. Per quanto concerne il parametro G_{F_c} , invece, si osserva come il calcestruzzo OPC presenti un valore prossimo a quello del LCFG-2, ma inferiore di oltre il 10% rispetto al LCFG-1. Ciò a seguito della minore resistenza a compressione.

4.2. Le prestazioni ecologiche

Il calcolo dell'indice ecologico riportato nell'Eq.(2) prevede la stima dei tre parametri α , β e γ .

Il coefficiente α corrisponde al quantitativo di anidride carbonica emessa per la produzione di 1 m^3 di calcestruzzo (carbon footprint). Per valutare tale quantità rilasciata in atmosfera durante la produzione dei calcestruzzi LCFG e OPC, sono stati utilizzati i fattori di emissione indicati da Turner e Collins [18] e riportati in Tabella 3. È bene precisare che in letteratura si trovano fattori di emissione relativi alla produzione di calcestruzzo LCFG che risultano decisamente inferiori rispetto a quelli riportati in Tabella 3, e quindi ancora più favorevoli al calcestruzzo geopolimerico.

Tabella 3 – Fattori di emissione – carbon footprint [18]

Materiale o fase	CO_2 emessa	Unità di misura
Aggregati grossolani	0,0408	ton CO_2 eq. /ton
Aggregati fini	0,0139	ton CO_2 eq. /ton
Cemento	0,82	ton CO_2 eq. /ton
Ceneri volanti	0,027	ton CO_2 eq. /ton
Preparazione del cls	0,0033	ton CO_2 eq. / m^3
NaOH	1,915	kg CO_2 eq. /kg
Na_2SiO_3	1,514	kg CO_2 eq. /kg
Curing a 60°C	39,97	kg CO_2 eq. / m^3
Curing a 90°C stimato	80	kg CO_2 eq. / m^3

Le ceneri volanti sono considerate come sottoprodotto industriale, e non come scarto, e quindi nel calcolo si tiene conto anche del loro impatto ecologico. Per la soluzione alcalina sono state considerate le attività estrattive, di produzione e di trasporto. La soluzione di idrossido di sodio

contribuisce nell'impatto ambientale solo per la parte relativa all'idrossido puro e non alla massa della soluzione acquosa finale. Il LCFG-3 è stato trattato, nella fase di curing, a 60°C ad umido, mentre LCFG-1 e LCFG-2 sono stati trattati a secco a 90°C. Il fattore di emissione per il curing fornito da Turner e Collins [18] si riferisce al LCFG-3 trattato a 60°C (39,97 $kgCO_2eq./m^3$); per gli altri due calcestruzzi LCFG il valore di CO_2 emessa viene ipotizzato dagli autori, ed è pari al doppio rispetto a quello del LCFG-3 ovvero 80 $kgCO_2eq./m^3$.

Nella valutazione del coefficiente β , che rappresenta l'energia necessaria per la produzione di 1 m^3 di calcestruzzo (embodied energy), sono state analizzate le fasi che maggiormente influiscono nel bilancio energetico. Esse sono la produzione del clinker di cemento Portland, per quanto riguarda il calcestruzzo OPC, e la produzione del silicato di sodio e dell'idrossido di sodio per il calcestruzzo LCFG, nonché il trattamento a caldo. Il cemento ordinario richiede 4,73 MJ/kg [7], il silicato di sodio 5,37 MJ/kg [19], mentre per l'idrossido di sodio sono necessari 20,5 MJ/kg [20, 21]. Per il calcestruzzo geopolimerico va aggiunta anche la quota di energia necessaria per il curing a caldo, stimata pari a 340 MJ/m^3 [18].

I valori di energia spesa per la produzione di 1 m^3 di ognuno dei quattro calcestruzzi sono riportati in Tabella 4.

Per quanto concerne il fattore γ dell'Eq.(2), relativo al quantitativo d'acqua, va osservato che, sebbene i due tipi di calcestruzzi OPC e LCFG presentino valori molto differenti di acqua aggiunta nell'impasto (vedi Tabella 1), in un sito dove questa risorsa è ampiamente disponibile, come può essere il nord Italia, tale parametro può essere tralasciato nel calcolo dell'indice ecologico (i.e., $\gamma = 1$). Analogamente anche i tre coefficienti $w_{c\alpha}$, $w_{c\beta}$, $w_{c\gamma}$ previsti nell'indice EI vengono posti pari a 1. Nel calcolo, infatti, sono stati esclusi i fattori relativi al trasporto e al getto del calcestruzzo in sito.

4.3. Le performance eco-meccaniche

Le performance eco-meccaniche dei vari calcestruzzi sono valutate utilizzando l'Indice Eco-Meccanico descritto al Capitolo 1. In Tabella 4 sono riportati i valori degli indici meccanico (MI) ed ecologico (EI) dei quattro calcestruzzi investigati, calcolati utilizzando le Eq.(2) e Eq.(3), rispettivamente.

Tabella 4 – Indici ecologico e meccanico per i quattro calcestruzzi

Tipo di calcestruzzo	Ref.	α	β	$EI = \alpha \cdot \beta$	MI_1	MI_2
		kg CO ₂	MJ/m ³	kg CO ₂ MJ/m ³	MPa	N/mm
OPC	[7]	367	1802	662244	42,8	23,5
LCFG-1	[14]	340	1233	419109	64	27,5
LCFG-2	[14]	329	1113	366119	61	23,2
LCFG-3	[14]	296	1191	352488	41	17,2

L'indice meccanico MI è valutato in due fasi distinte: pre-picco (MI_1) e post-picco (MI_2). Nel primo caso il parametro che meglio definisce le proprietà meccaniche del materiale è la resistenza del calcestruzzo, pertanto il valore dell'indice MI_1 è posto uguale al valore della resistenza massima a compressione f_c valutata sui provini dei vari calcestruzzi (Tabella 2). I valori dell'indice eco-meccanico EMI_1 per i vari calcestruzzi sono riportati nell'istogramma di Fig.5a.

I calcestruzzi geopolimerici mostrano valori dell' EMI_1 superiori rispetto al calcestruzzo ordinario. Il calcestruzzo OPC presenta infatti un EMI_1 che è pari a circa la metà rispetto ai valori dei calcestruzzi geopolimerici.

Tra tutti i calcestruzzi messi a confronto il LCFG-2 presenta il maggiore EMI_1 . Infatti, pur essendo caratterizzato da una elevata resistenza a compressione (61 MPa), richiede, per la sua preparazione, una minore quantità di idrossido di sodio puro, con una conseguente riduzione del valore dell'embodied energy.

Applicando la procedura descritta al Capitolo 2 è possibile valutare i diversi calcestruzzi utilizzando il diagramma adimensionale EI_{sup}/EI vs. MI_1/MI_{1inf} . In particolare come limiti di riferimento EI_{sup} ed MI_{1inf} vengono utilizzati i valori relativi al calcestruzzo ordinario, in modo da confrontare le performance dei calcestruzzi geopolimerici rispetto al calcestruzzo OPC ($EI_{sup} = 662244 \text{ kgCO}_2 \text{ MJ/m}^3$ e $MI_{1inf} = 42,8 \text{ MPa}$).

Dal confronto tra i vari calcestruzzi (Fig.5b), si nota che i geopolimeri LCFG-1 e LCFG-2 si collocano nel quadrante 3 (cfr. Fig. 1), ovvero presentano caratteristiche sia ecologiche

che meccaniche superiori rispetto al calcestruzzo OPC. Invece il LCFG-3 si inserisce nel riquadro 4 in quanto, pur presentando un minor impatto ambientale, mostra caratteristiche meccaniche di poco inferiori.

Nella fase post-picco il parametro che meglio descrive le caratteristiche del calcestruzzo, e quindi l'indice MI_2 , è la duttilità, ovvero la capacità di assorbire energia nella fase di collasso del provino, qui rappresentata dal parametro G_{Fc} (Tabella 2). I risultati dell' EMI_2 sono diagrammati in Fig.6a. I calcestruzzi geopolimerici risultano più performanti rispetto al calcestruzzo ordinario, anche sotto il profilo della duttilità. In questo secondo caso LCFG-1 presenta l' EMI_2 più elevato.

Il confronto tra i vari calcestruzzi utilizzando il diagramma adimensionale EI_{sup}/EI vs. MI_2/MI_{2inf} è riportato in Fig.6b. Anche in questo caso, i limiti di riferimento EI_{sup} ed MI_{2inf} utilizzati sono relativi al calcestruzzo ordinario OPC ($EI_{sup} = 662244 \text{ kgCO}_2 \text{ MJ/m}^3$, e $MI_{2inf} = 23,5 \text{ N/mm}$).

Il diagramma mostra come i tre calcestruzzi LCFG risultano superiori al calcestruzzo ordinario per quanto concerne gli aspetti ecologici. Viceversa, dal punto di vista meccanico solo il LCFG-1 fornisce prestazioni superiori rispetto all'OPC. Va sottolineato che, sebbene il LCFG-2 si posizioni nel quadrante 4, la differenza tra quest'ultimo e l'OPC in termini di performance meccaniche risulta decisamente modesta (rapporto MI_2/MI_{2inf} pari rispettivamente a 0,98 e 1). Nello specifico il calcestruzzo ordinario presenta alta duttilità A_{Fc} ma bassa resistenza a compressione f_c mentre il LCFG-2 mostra caratteristiche diametralmente opposte (vedi Tabella 2).

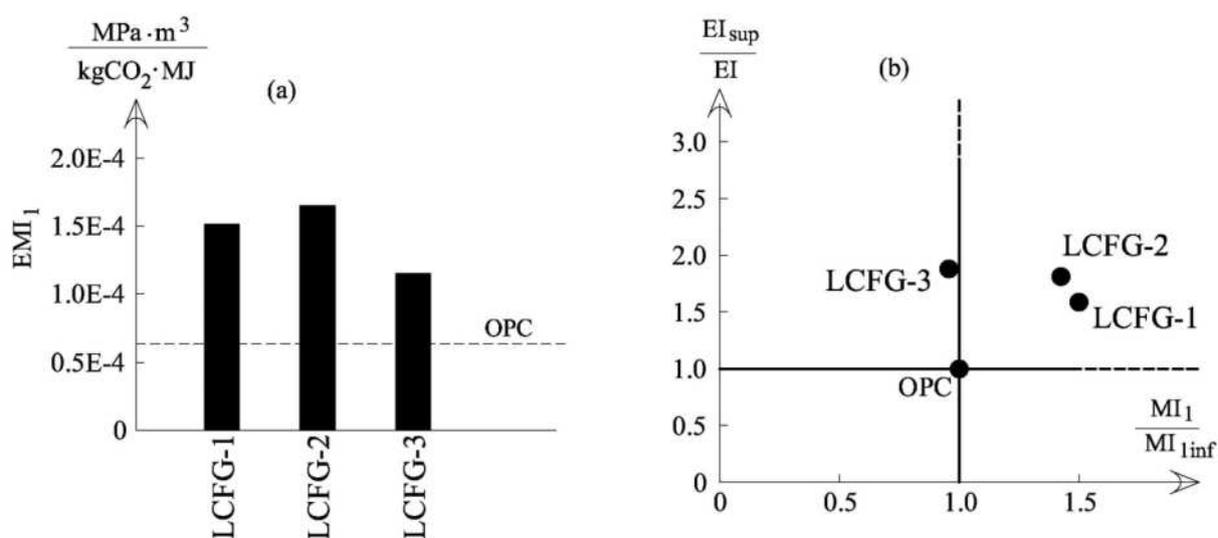


Figura 5 – Caratteristiche eco-meccaniche dei calcestruzzi OPC e LCFG sottoposti a compressione monoassiale quando $MI_1=f_c$: (a) valutazione dell' EMI_1 attraverso l'Eq.(1); (b) confronto tra i calcestruzzi nel diagramma adimensionale ($EI_{sup}=662244 \text{ kgCO}_2 \text{ MJ/m}^3$, e $MI_{1inf} = 42,8 \text{ MPa}$)

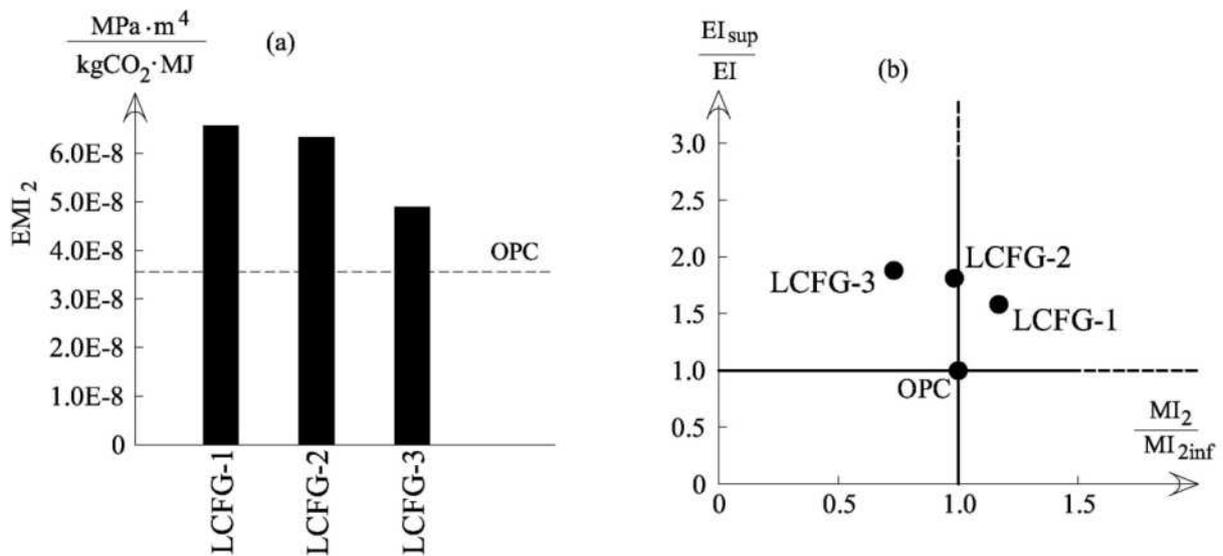


Figura 6 – Caratteristiche eco-meccaniche dei calcestruzzi OPC e LCFG sottoposti a compressione monoassiale quando $MI_2 = G_{Fc}$: (a) valutazione dell' EMI_2 attraverso l'Eq.(1); (b) confronto tra i calcestruzzi nel diagramma adimensionale ($EI_{sup} = 662244 \text{ kgCO}_2 \text{ MJ/m}^3$, e $MI_{2inf} = 23,54 \text{ N/mm}$)

È importante sottolineare che in tutti i confronti sopra descritti il coefficiente γ dell'Eq.(2), relativo alla quantità d'acqua impiegata per la produzione di 1 m^3 dei vari calcestruzzi, è stato escluso dal calcolo degli indici (ponendolo uguale a 1 per tutti i calcestruzzi), presupponendo un facile ed economico reperimento di tale risorsa. Tuttavia, se l'approvvigionamento idrico rappresentasse una fase critica del processo di produzione dei calcestruzzi, esso deve necessariamente essere valutato nel calcolo degli indici ecologici. In tal caso, è interessante notare che il calcestruzzo ordinario richiede per la sua produzione un quantitativo di acqua pari a circa il doppio di quello richiesto per i geopolimeri, rendendo di conseguenza questi ultimi ulteriormente vantaggiosi sotto il profilo eco-meccanico. Infatti, per la produzione del calcestruzzo geopolimerico l'acqua non viene aggiunta all'impasto finale ma viene solo impiegata per la preparazione delle due soluzioni attivanti - idrossido di sodio e silicato di sodio.

5. CONCLUSIONI

Il calcestruzzo geopolimerico è un particolare tipo di calcestruzzo che per la sua produzione non prevede l'utilizzo del cemento Portland. Le materie prime per produrre un calcestruzzo LCFG sono le ceneri volanti di Classe F, la soluzione basica attivante formata da idrossido di sodio e silicato di sodio, gli aggregati fini e grossolani ed eventualmente acqua o superfluidificante per la lavorabilità. Una volta preparato, l'impasto viene trattato termicamente.

Lo studio degli indici eco-meccanici dei due calcestruzzi LCFG e OPC mostra che il primo, se opportunamente formulato, fornisce performance superiori sotto il profilo sia meccanico che ecologico. Va sottolineato che per il computo degli indici sono stati scelti, volutamente, fattori sia ecologici che energetici sfavorevoli al calcestruzzo geopolimerico [18]. Altri autori propongono per il calcestruzzo geopolimerico valori di gas serra emessi che arrivano fino al 60% in meno rispetto al calcestruzzo ordinario. Questo significa che l'impiego di fattori eco-meccanici differenti rispetto a quelli

utilizzati nel presente lavoro non possono che confermare la superiorità del calcestruzzo LCFG rispetto a quello OPC in termini di indice eco-meccanico.

In sintesi, il calcestruzzo geopolimerico LCFG presenta tutte le caratteristiche meccanico-ambientali necessarie per poter sostituire il calcestruzzo ordinario OPC.

Ulteriori vantaggi si possono ottenere se il calcestruzzo LCFG viene sfruttato, in determinate applicazioni, anche per le caratteristiche meccaniche secondarie quali il ritiro, la deformazione viscosa, la resistenza agli agenti aggressivi e la durata. A queste caratteristiche si aggiunge il guadagno economico derivante dal minore costo di produzione.

Infine, nuove ricerche dovranno essere indirizzate alla possibilità di migliorare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo geopolimerico introducendo fibre, ad esempio di acciaio, nella miscela ed ottenendo quindi un calcestruzzo geopolimerico fibro-rinforzato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ASHBY, M.F. - (2009). "Materials and the Environment: Eco-Informed Materials Choice." Burlington (USA): Butterworth-Heinemann (Elsevier)
- [2] HABERT, G. AND ROUSSEL, N. - (2009) "Study of two concrete mix-design strategies to reach carbon mitigation objectives." *Cement and Concrete Composites*, 31, 397–402
- [3] ROUSSEL, N. - (2013). "RILEM activities in the field of sustainable construction and its future." In: Japan Concrete Institute Ed., *Proceedings of the First International Conference on Concrete Sustainability (ICCS13)*, Tokyo 27-29 May 2013. Tokyo: JCI, 19-24
- [4] BLENGINI, G.A. AND SHIELDS, D.J. - (2010). "Green labels and sustainability reporting – overview of the building products supply chain in Italy." *Management and Environmental Quality: An International Journal*, 21 (10), 477–493

- [5] LI, B. AND PARK, R. - (2004). "Confining reinforcement for high-strength concrete columns." *ACI Structural Journal*, 101, 314–324
- [6] KOENDERS, E.A.B., PEPE, M., CAGGIANO, A., MARTINELLI, E. AND TOLEDO FILHO, R.D. - (2013). "A compressive strength model for recycled aggregate systems." In: Japan Concrete Institute Ed., *Proceedings of the First International Conference on Concrete Sustainability (ICCS13)*, Tokyo 27-29 May 2013. Tokyo: JCI, 594-599
- [7] FANTILLI, A.P. AND CHIAIA, B. - (2013a). "Eco-mechanical performances of cement-based materials: An application to self-consolidating concrete." *Construction and Building Materials*, 40, 189–196
- [8] DAMINELLI, B.L., KEMEID, F.M., AGUIAR, P.S. AND JOHN, V.M. - (2010). "Measuring the eco-efficiency of cement use." *Cement and Concrete Composites*, 32, 555–562
- [9] FLOWER, D.J.M. AND SANJAYAN, J.G. - (2007). "Green House Gas Emissions due to Concrete Manufacture." *International Journal of Life Cycle Assessment*, 12 (5), 282–288
- [10] FIB - (2012). "*Guidelines for Green Concrete Structures*." Lausanne: International Federation for Structural Concrete. Fib bulletin N. 67
- [11] MÜLLER, H.S., VOGEL, M. AND HAIST, M. - (2013). "Service life design – a tool for sustainable application of concrete." In: Japan Concrete Institute Ed., *Proceedings of the First International Conference on Concrete Sustainability (ICCS13)*, Tokyo 27-29 May 2013. Tokyo: JCI, 56-69
- [12] REINHARDT, H. - (2013). "Detecting durability of concrete problems by fracture mechanics." In J.G.M. van Mier, G. Ruiz, C. Andrade, R.C. Yu and X.X. Zhang, Eds., *Proceedings of the FraMCoS-8 Post-Conference - Workshop on nanotechnology and sustainability in construction*, Toledo 15 March 2013. Barcellona: CIMNE, 45-57
- [13] CHEEMA, D.S., LLOYD, N.A., RANGAN, V.B.- (2009), "Durability of geopolymer concrete box culverts – a green alternative", *34th Conference on Our world in concrete & structures*, Agosto 2009 Singapore
- [14] HARDJITO, D., RANGAN, B.V.- (2005), "Development and properties of low-calcium fly ash-based geopolymer concrete", *Research Report GCI Faculty Engineering Curtin University of Technology Perth Australia*
- [15] LLOYD, N.A., RANGAN, B.V. - (2010), "Geopolymer concrete: a review of development and opportunities", Article ID 1000035037, *35th Conference on Our world in concrete & structures*, Agosto 2010 Singapore
- [16] CHEEMA, D.S., LOYD, N. - (2013), "Low calcium fly ash geopolymer concrete sustainability and durability potential", Article S2-2-3, *First International Conference on Concrete Sustainability*, 27-29 Maggio 2013 Tokyo, pp. 500-509
- [17] DIAZ-LOYA, E.I., ALLOUCHE, E.N., VAIDYA, S. - (2011), "Mechanical properties of fly-ash-based geopolymer concrete", *Technical Paper on ACI Materials Journal (title no. 108-M32)*, Maggio-Giugno 2011, pp. 300-306
- [18] TURNER, L., COLLINS, F. - (2012) "Geopolymers: a greener alternative to Portland cement?", *Concrete in Australia*, Volume 38, No. 1, Marzo 2012, pp. 49-56
- [19] FAWER, M., CONCANNON, M., RIEBER, W. - (1999), "Life Cycle Inventories for the Production of Sodium Silicates", *International Journal of Life Cycle Assessment*, 4(4), pp. 207-212
- [20] MATHEW, B.J., SUDHAKAR, M., NATARAJAN, C. - (2013), "Strength, Economic and Sustainability Characteristics of Coal Ash –GGBS Based Geopolymer Concrete", *International Journal Of Computational Engineering Research (ijceronline.com)*, Vol. 3 Issue. 1, Gennaio 2012, pp 207-212
- [21] TEMPEST, B., SANUSI, O., GERGELY, J., OGUNRO, V., WEGGEL, D. - (2009), "Compressive strength and Embodied Energy optimization of fly ash based geopolymer concrete", *World of Coal Ash (WOCA) Conference*, Maggio 2009 Lexington KY USA

PUNZONAMENTO DI PIASTRE SOTTILI IN HPFRC

**Carlo Guastini¹, Gianni Bartoli², Maurizio Orlando²,
Emanuele Del Monte³, Luca Salvatori³, Paolo Spinelli⁴**

1 Libero professionista, GPA Ingegneria srl, Prato

2 Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli studi di Firenze, Firenze

3 Assegnista di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze, Firenze

4 Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze, Firenze

SOMMARIO

Il lavoro presenta i risultati di una serie di prove a punzonamento condotta dagli autori su provini di piastre sottili in calcestruzzo fibro-rinforzato ad altissima resistenza (High-Performance Fibre-Reinforced Concrete - HPFRC). Il mix design del materiale è stato sviluppato per garantire una resistenza a compressione a 28 giorni di 120 MPa e le prove sono state condotte su provini circolari, variando tre parametri: spessore della piastra, diametro del punzone ed età del calcestruzzo. I risultati delle prove, comprensivi della ricostruzione del quadro fessurativo e delle modalità di rottura, sono stati elaborati in relazione alle indicazioni reperibili in letteratura ed utilizzati per la stima della resistenza a punzonamento tramite la formulazione proposta dal Model Code 2010.

PUNCHING SHEAR TESTS OF HPFRC THIN SLABS

SUMMARY

The work shows the results of punching shear tests on HPFRC (High-Performance Fibre-Reinforced Concrete) thin slab specimens carried out by authors. The concrete mix design was developed to achieve a 120 MPa 28-days compression strength and tests were conducted on circular specimens by changing 3 parameters: slab thickness, punching diameter and concrete ageing. The test results, completed of crack pattern survey and rupture mode analysis, were used to have a comparison with data and provisions in literature. They were used to estimate the punching shear strength by means of Model Code 2010 formulas.

1. ELEMENTI SOTTILI IN HPFRC

Le notevoli prestazioni garantite dal calcestruzzo fibro-rinforzato ad alta resistenza (High-Performance Fiber-Reinforced Concrete, HPFRC) permettono una forte riduzione degli spessori, senza compromettere le caratteristiche di rigidità e di resistenza degli elementi strutturali, ottenendo anzi un incremento rilevante in termini di durabilità e di duttilità. Si osserva come i compositi cementizi fibro-rinforzati ad alta resistenza (High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composite, HPFRCC) stiano diventando sempre più diffusi con applicazione risolutive su diversi tipi di problematiche. Peraltro, utilizzando il concetto di progetto basato sulle prestazioni (Performance Based Design, PBD) del materiale, gli elementi bidimensionali sottili in HPFRC trovano già applicazione in diversi progetti strutturali, idraulici e geotecnici, sia come elementi gettati in

opera sia prefabbricati, ad esempio per la realizzazione di solai a piastra, di solette da ponte, di pannelli strutturali, di conci di galleria o di muri di sostegno.

Il presente studio ha riguardato elementi sottili in HPFRC con fibre di acciaio ed è stato condotto nell'ambito di un progetto di ricerca tra l'Università degli Studi di Firenze e Baraclit SpA, una delle maggiori aziende di prefabbricazione in Italia.

Una campagna sperimentale è stata svolta per la valutazione della resistenza a punzonamento di piastre sottili in HPFRC [1]. Per questo tipo di elementi, tale resistenza risulta spesso dimensionante e, in letteratura, non esistono modelli o formulazioni generalizzate e complete per la sua caratterizzazione, in particolare per i calcestruzzi fibro-rinforzati (Fiber-Reinforced Concrete, FRC) ad alte o altissime prestazioni. Anche per questo è stato eseguito un confronto tra i risultati sperimentali e la formulazione del

Model Code 2010 [2], che è basata sulla teoria della fessura critica per taglio (Critical Shear Crack Theory, CSCT) [3, 4, 5].

Oltre che da una fase iniziale dedicata allo sviluppo del “mix-proportioning” del materiale, della procedura di miscelazione ed alle modalità di getto, la campagna sperimentale di prove a punzonamento, su un totale di 52 provini, è stata corredata di prove specifiche per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo (resistenza a compressione, modulo di elasticità, resistenza a flessione) [6, 7, 8], su un numero complessivo di circa 350 provini.

2. PROVE DI PUNZONAMENTO

2.1 Obiettivi

Il punzonamento è un meccanismo di rottura alquanto complesso. Nel caso di elementi sottili realizzati in materiali fibro-rinforzati, tra i fattori che risultano determinanti per lo sviluppo della resistenza a punzonamento vi sono le caratteristiche geometriche degli inerti, le proprietà meccaniche della matrice cementizia, la tipologia e l'aspetto delle fibre, la geometria della piastra e del punzone. Il materiale composito può essere considerato unico, ma essendo composto da una matrice cementizia e da una armatura in forma di fibre di acciaio, al fine di valutare il contributo offerto dalle fibre di acciaio, sono stati realizzati sia provini in HPFRC sia alcuni provini in HPC (High-Performance Concrete) senza fibre.

Nei paragrafi successivi vengono illustrati i risultati delle prove di punzonamento su provini in HPC e HPFRC con riferimento alla valutazione dell'effetto scala, ossia alla reciproca influenza tra la dimensione del punzone e lo spessore della piastra, fissata la geometria del provino. Quattro getti, per un totale di 30 provini, sono stati dedicati allo studio di questo aspetto; sono stati impiegati tre differenti diametri del punzone (20, 30 e 40 mm) su provini di spessore 30 e 40 mm, effettuando due o tre prove per ciascuna combinazione.

La ricerca ha riguardato anche la valutazione dell'influenza sulla resistenza a punzonamento del tempo di maturazione, aspetto fino ad oggi mai affrontato per questo tipo di calcestruzzi, considerando l'intervallo temporale tra 3 e 120 giorni di invecchiamento, e l'effetto di stratificazione delle fibre all'intradosso della piastra dovuto alla segregazione durante il getto, per ottenere una disposizione ottimale delle fibre in relazione alle necessità strutturali; i risultati relativi a queste prove sono riportati in [1, 9].

2.2 Configurazione di prova

La configurazione di prova è stata progettata in modo da ottenere un meccanismo di rottura per punzonamento il più possibile distinto dalla flessione. Allo scopo si è fatto riferimento alle configurazioni di prova utilizzate ed ai risultati ottenuti nelle campagne sperimentali effettuate su piastre in FRC e UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete) reperibili in letteratura [10, 11, 12, 13, 14, 15].

Le valutazioni preliminari hanno portato alla scelta di una configurazione di prova con piastre di forma circolare (diametro del provino 600 mm, diametro effettivo di prova 500 mm) incastrate lungo il bordo. La geometria dei provini, unitamente alla modalità di getto impiegata, ossia al di sopra

del centro del provino, ed allo spessore contenuto degli elementi, ha permesso di regolarizzare la distribuzione delle fibre minimizzando l'effetto di bordo [16, 17]. Il supporto di acciaio utilizzato per le prove di punzonamento è stato progettato per fornire un vincolo di incastro al provino ed è caratterizzato da due anelli ad elevata rigidità per il bloccaggio del bordo del provino. Tra le superfici del provino e gli anelli di bloccaggio è stato messo in opera un sottile strato di malta cementizia.

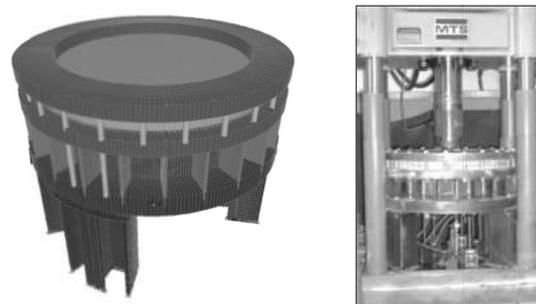


Figura 1 - Configurazione della prova di punzonamento eseguita tramite MTS 311.21 (capacità 500 kN, classe 1 UNI EN ISO 7500-1)

Numero, tipo e posizione degli strumenti sono stati ricavati ed ottimizzati sulla base di prove preliminari di calibrazione e modelli semplificati di calcolo. Sulla superficie di intradosso delle piastre sono stati installati sei trasduttori di spostamento, in direzione sia circonferenziale sia radiale (W2-1, W2-2, W2-3, W5-4, W5-5, W5-6 in Fig. 2), e sei trasduttori di spostamento, posizionati a battente in direzione verticale, sotto i punti di controllo selezionati (F1, F2, F3, F4, F5, F6 in Fig. 2).

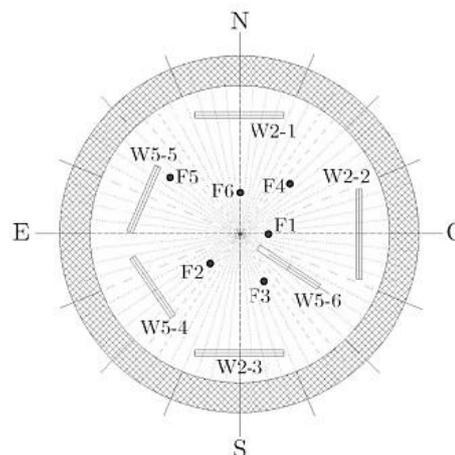


Figura 2 - Configurazione strumenti all'intradosso del provino

3. CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

3.1 Composizione e proprietà HPC e HPFRC

L'impasto dell'HPFRC è composto da cemento (C) CEM I 52.5R Portland, fumo di silice (SF = 0.25 C), sabbia carbonatica (S = 1.21 C, diametro $0 \div 4$ mm) con un contenuto di fine di circa il 20%, superfluidificante (SP = 0.0151 C di

contenuto solido), acqua ($W = 0.245$ C) e fibre dritte lisce d'acciaio (F 1.2% del volume) Dramix OL di lunghezza 13 mm e diametro 0.16 mm ($l/d = 81.25$). Con le sigle P30 e P40 sono indicati i getti senza fibre mentre con le sigle F30 ed F40 quelli con le fibre, indicando con 30 e 40 lo spessore in mm dei provini.

La modalità di maturazione ha un ruolo determinante nello sviluppo delle proprietà meccaniche e di durabilità del calcestruzzo [18]. Per agevolare il processo di idratazione del calcestruzzo fresco, nelle prime 48 ore i provini sono stati protetti con un telo di plastica e mantenuti ad umidità elevata.

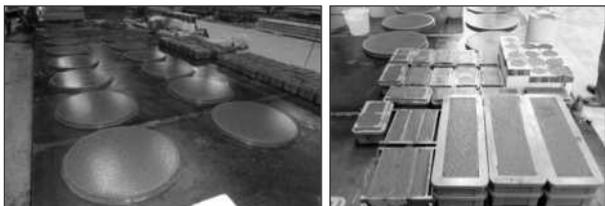


Figura 3 – Banco di getto dei provini a piastra e dei provini per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo

3.2 Prove di caratterizzazione del calcestruzzo fresco ed indurito

Le prove per la caratterizzazione delle proprietà del calcestruzzo fresco dipendono direttamente dalle caratteristiche dei componenti e dalla reologia ottenuta dalla miscelazione. Considerando il contenuto di componenti fini ($d_{g,max} = 4$ mm) e le proprietà auto-compattanti assegnate alla miscela, la miscela è stata caratterizzata con le stesse modalità usate per le malte cementizie [19, 20]. Per l'accettazione dei getti, sul calcestruzzo fresco sono state effettuate le seguenti prove in accordo con [21]:

- prova di allargamento al mini-cono;
- prova V-funnel;
- misura del contenuto d'aria;
- misura della densità.

Successivamente, sul calcestruzzo indurito, considerando la granulometria della miscela, lo spessore dei provini e le modalità di getto delle piastre, sono state effettuate:

- Prove di compressione, secondo UNI EN 12390 [22], su 3 provini cubici di lato 100 mm), eseguite a 1, 3, 7, 14, 21, 28, 56 e 90 giorni, e su provini cilindrici di diametro 100 mm ed altezza 200 mm, eseguite a 7, 21, 28, 56 e 90 giorni.
- Misure del modulo di elasticità, in accordo con UNI 6556 [23], su coppie di provini cilindrici di diametro 100 mm ed altezza 250 mm, eseguite a 3, 7, 14, 21, 28, 56, 90 e 120 giorni.
- Prove di flessione a 3 punti su travetti (280 mm x 70 mm x 70 mm) intagliati [6, 7, 24, 25] per la caratterizzazione della resistenza residua a trazione per flessione, eseguite generalmente a 28 giorni.
- Prove di flessione a 4 punti su travetti (280 mm x 70 mm x 70 mm) non intagliati [6,7, 26] per la determinazione della tensione di prima fessurazione per flessione, eseguite generalmente a 28 giorni.
- Prove di flessione a 4 punti su travetti intagliati (600 mm x 150 mm x 150 mm), in accordo con UNI 11039-2 [27], definite per i calcestruzzi fibro-rinforzati (FRC), per la

determinazione della resistenza residua a trazione per flessione, eseguita generalmente a 28 giorni.

Tabella 1 - Valori medi della resistenza a compressione per i getti F30 e F40

Getto F30 [gg]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	Getto F40 [gg]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
1	77.2	-	1	64.4	-
3	96.4	-	3	84.2	-
7	34.5	108.1	7	32.7	97.0
14	35.8	121.8	14	34.2	102.7
21	36.0	125.8	21	34.2	116.6
28	36.4	135.7	28	34.2	116.9
56	37.0	141.8	56	35.0	127.6
90	37.2	144.9	90	35.2	140.2

Tabella 2 - Valori medi della resistenza residua a trazione per flessione per i getti F30 e F40

Getto F30	f_{R1}^*	f_{R3}^*	f_{eq1}^*	f_{eq2}^*
28 gg				
AV [MPa]	9.83	8.30	7.40	7.70
SD [MPa]	1.75	1.63	3.11	3.95
CV [%]	17.8	19.6	42.0	51.2
Getto F40	f_{R1}^*	f_{R3}^*	f_{eq1}^*	f_{eq2}^*
28 gg				
AV [MPa]	8.68	7.31	7.21	7.37
SD [MPa]	0.92	0.71	0.30	0.90
CV [%]	10.6	9.8	4.1	12.6

* f_{R1} e f_{eq1} rappresentano la resistenza residua a flessione corrispondente allo Stato limite di Esercizio, mentre f_{R3} e f_{eq2} rappresentano la resistenza residua a flessione allo Stato Limite Ultimo, rispettivamente secondo le norme EN 14651 e UNI 11039-2.

4. ANALISI DEI RISULTATI

4.1 Risultati sperimentali

Per quanto riguarda i provini in HPC, le 12 prove di punzonamento, sei provini per ciascun getto P30 e P40, sono state eseguite tra 25 e 35 giorni dal getto, ottenendo sempre rotture per flessione. Le 16 prove di punzonamento per i provini in HPFRC, nove per il getto F30 e sette per il getto F40, sono state eseguite tra 21 e 35 giorni dal getto e le rotture ottenute sono generalmente per punzonamento, anche se alcune piastre hanno mostrato un tipo di rottura combinato a flessione e punzonamento.

Dal confronto dei risultati riportati in Tabella 3 e dai grafici riportati nelle Figg. 6-11, risulta che i provini in HPC di spessore 40 mm mostrano generalmente una resistenza a flessione maggiore di circa il 40% rispetto alle piastre di spessore 30 mm, mentre la rotazione massima rimane praticamente costante e pari a 0.005 rad. Nel caso dei provini in HPFRC, quelli di spessore 40 mm mostrano una resistenza a punzonamento ed una rotazione maggiori rispettivamente di circa il 35-45% ed il 25-35% rispetto ai provini di spessore 30 mm. Dalle curve carico-rotazione rappresentate nelle Figg. 6-8, relative ai provini P30 e P40, si ricava che raggiunto il carico di picco, con una rotazione di circa 0.007÷0.009 rad, il ramo "softening" risulta discendente ma molto lentamente evidenziando la presenza di una riserva ulteriore di resistenza.

Tabella 3 – Risultati sperimentali ottenuti dalle prove di punzonamento sui provini dei getti P30, P40, F30 e F40

Provino	h_{et} [mm]	d_{et} [mm]	θ_{et} [deg]	$V_{et,max}$ [kN]	$\Psi_{et,max}$ [rad]	$\delta_{et,max}$ [mm]	Rottura [-]
P30.S1.20	30.2	-	-	10.600	0.005	0.9	F
P30.S2.20	31.9	-	-	13.240	0.004	0.7	F
P30.S3.30	31.8	-	-	13.240	0.005	0.9	F
P30.S4.30	30.9	-	-	12.280	0.004	0.8	F
P30.S5.40	31.3	-	-	8.940	0.005	0.9	F
P30.S6.40	30.0	-	-	9.460	0.005	1.0	F
P40.S1.20	40.9	-	-	20.200	0.005	0.9	F
P40.S2.20	41.4	-	-	13.820	0.004	0.7	F
P40.S3.30	40.3	-	-	13.460	0.004	0.9	F
P40.S4.30	41.0	-	-	17.540	0.003	0.7	F
P40.S5.40	41.7	-	-	16.600	0.008	1.2	F
P40.S6.40	41.0	-	-	16.560	0.006	1.0	F
<hr/>							
F30.S1.20	31.6	25.3	29.60	29.520	0.016	3.1	P
F30.S2.20	31.2	24.0	28.72	28.400	0.012	2.3	P
F30.S3.20	30.1	23.9	40.22	27.420	0.015	3.1	P
F30.S4.30	32.0	22.6	26.16	35.160	0.030	4.7	P
F30.S5.30	31.2	26.1	31.79	37.920	0.044	5.5	F/P
F30.S6.30	30.5	26.1	23.95	31.620	0.027	4.7	P/F
F30.S7.40	31.0	24.1	20.23	38.220	0.043	8.4	P
F30.S8.40	32.5	25.4	22.82	41.400	0.028	5.3	P
F30.S9.40	32.3	25.4	24.98	39.760	0.029	5.6	F/P
F40.S1.20	40.8	34.9	40.62	52.660	0.027	4.1	F/P
F40.S2.20	39.6	34.3	25.12	47.380	0.035	5.2	P
F40.S3.20	41.2	34.5	44.39	46.860	0.027	4.2	F/P
F40.S4.30	41.2	33.8	27.76	61.620	0.044	7.3	P
F40.S5.30	42.3	34.0	20.24	66.220	0.044	6.7	P
F40.S6.30	42.2	33.5	26.20	55.920	0.046	6.7	P
F40.S7.40	40.0	31.7	26.10	62.740	0.037	6.3	P

* Il nome del provino indica il getto, il numero progressivo di prova ed il diametro del punzone; F la rottura per flessione, P la rottura per punzonamento; h è lo spessore medio dei provini rilevato su tre punti; d , θ e ψ , adottando la stessa simbologia del Model Code 2010, rappresentano l'altezza efficace, l'angolo di inclinazione della fessura critica di taglio rispetto all'orizzontale e la rotazione del provino rispetto al piano orizzontale della configurazione indeformata; V e δ indicano la resistenza a punzonamento ed il corrispondente abbassamento al centro del provino. L'indice "et" indica che si tratta di valori sperimentali.

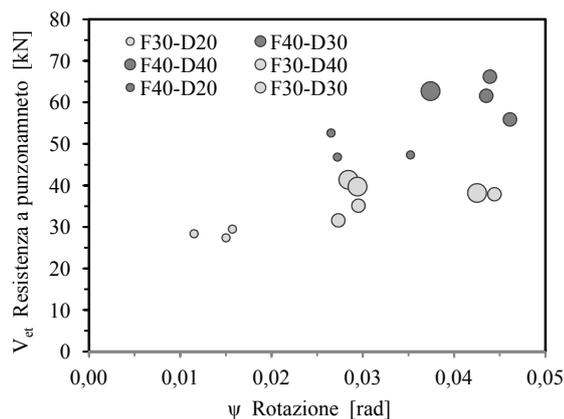


Figura 4 - Relazione tra la resistenza a punzonamento e la rotazione dei provini corrispondente alla rottura, per i getti F30 e F40

Questo contributo è offerto dall'azione di membrana che si instaura a causa dell'assenza di spostamento radiale al bordo per la presenza del vincolo di incastro. Dal confronto delle curve sperimentali relative ai provini in HPFRC (Figg. 9-11) si osserva come le fibre non determinino un aumento della

resistenza per l'azione di membrana, ma agiscono direttamente sulla resistenza a flessione e sull'incremento della duttilità del provino.

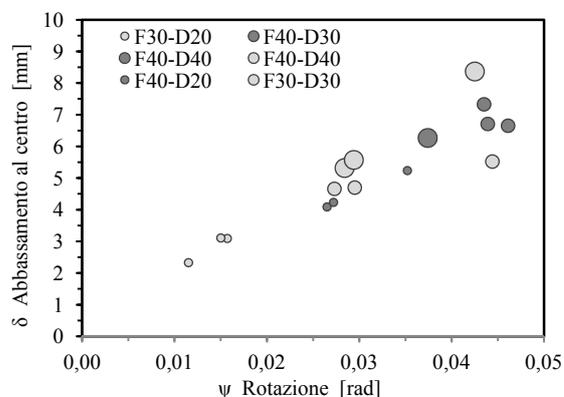


Figura 5 - Relazione tra l'abbassamento al centro e la rotazione dei provini alla rottura per punzonamento, per i getti F30 e F40, rilevata dalle prove di punzonamento

La resistenza a punzonamento (Figg. 4, 5) risulta proporzionale sia al diametro del punzone che allo spessore della piastra. Inoltre, i risultati confermano che, anche per elementi sottili, la rotazione e l'abbassamento al centro massimo risultano direttamente proporzionali alla resistenza a punzonamento e che l'inclinazione della fessura critica di taglio diminuisca all'aumentare della dimensione del punzone. Dai risultati è altresì evidente che il fatto di aver effettuato le prove nell'arco di tempo di maturazione del calcestruzzo tra 21 e 35 giorni dal getto delle stesse, non ha determinato singolarità.

4.2 Valutazione della resistenza a punzonamento

La resistenza a punzonamento è ancora un tema molto dibattuto all'interno della comunità scientifica. La CSCT [3, 4, 5, 28] fornisce una formulazione semi-empirica per la stima della resistenza a punzonamento di piastre in cemento armato, confermata anche dalla sua recente adozione all'interno del Model Code 2010 [2]. Per il calcolo della resistenza a punzonamento di elementi in FRC, tale documento indica che il materiale composito deve essere considerato unico, composto di una matrice e di una armatura in forma di fibre. La formulazione proposta definisce la resistenza a punzonamento come la somma del termine dovuto al contributo della matrice cementizia e del termine legato al contributo delle fibre.

Nella ricerca sviluppata [1], il contributo della matrice cementizia è stato determinato con la formula proposta dal Model Code 2010, utilizzando quattro differenti approcci relativi alla determinazione dell'altezza efficace e quindi del perimetro di controllo (Fig. 13). Il contributo delle fibre è stato calcolato sulla base delle indicazioni del Model Code 2010 utilizzando i modelli del legame post-fessurativo, sia di tipo elasto-plastico sia lineare, e sulla base della resistenza residua a trazione ottenuta con entrambe le prove di flessione su provini intagliati (con AFCG-SETRA integrata a EN 14561, con UNI 11039). Inoltre, il contributo delle fibre è stato stimato anche tramite il "Variable Engagement Model" (VEM) [29, 30] integrato alla CSCT [28].

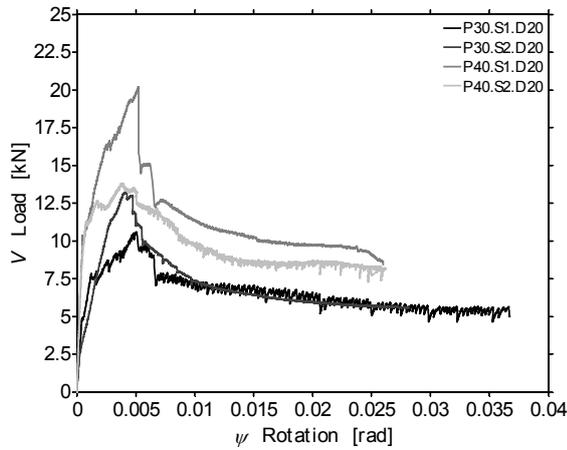


Figura 6 – Curve carico-rotazione della piastra ottenute dalle prove di punzonamento sulle piastre dei getti P30 e P40 (D_p 20 mm)

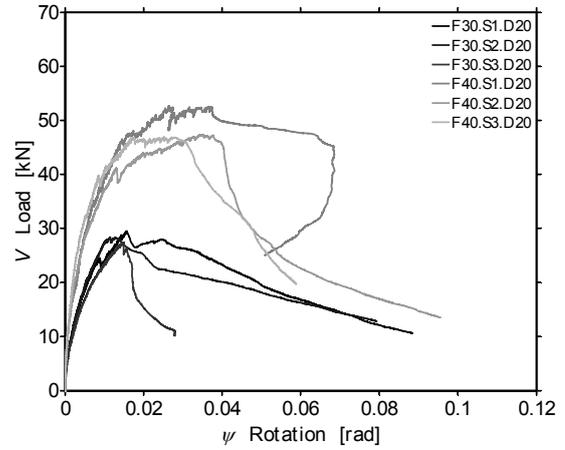


Figura 9 – Curve carico-rotazione della piastra ottenute dalle prove di punzonamento sulle piastre dei getti F30 e F40 (D_p 20 mm)

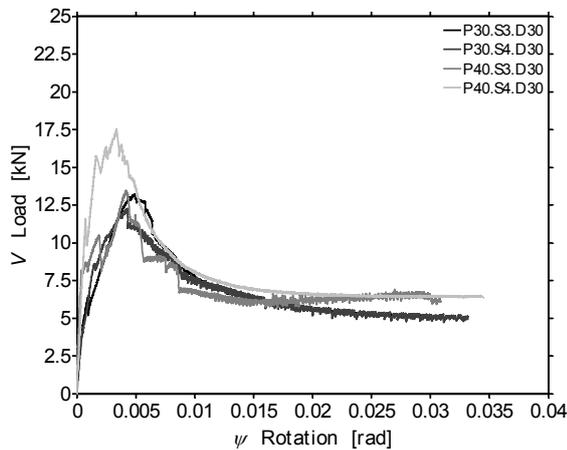


Figura 7 – Curve carico-rotazione della piastra ottenute dalle prove di punzonamento sulle piastre dei getti P30 e P40 (D_p 30 mm)

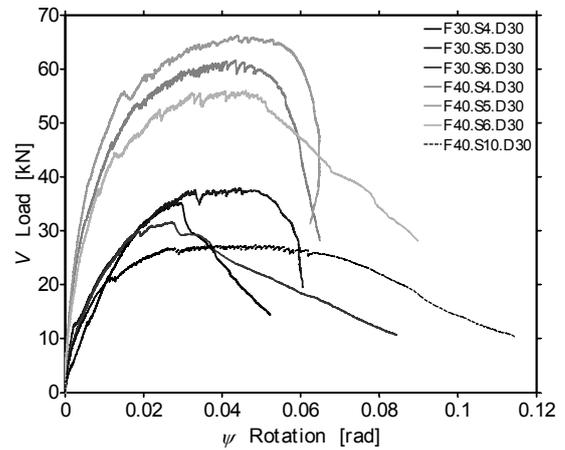


Figura 10 – Curve carico-rotazione della piastra ottenute dalle prove di punzonamento sulle piastre dei getti F30 e F40 (D_p 30 mm)

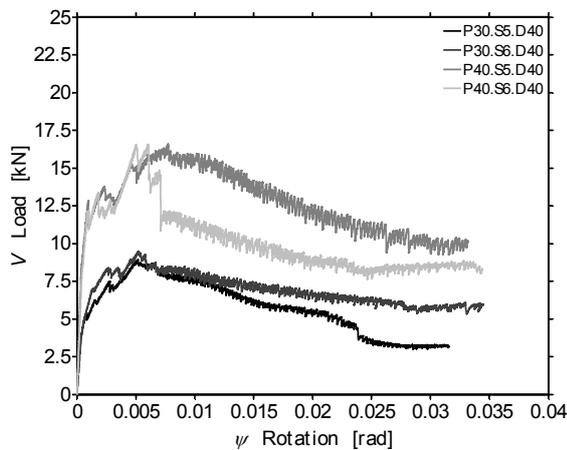


Figura 8 – Curve carico-rotazione della piastra ottenute dalle prove di punzonamento sulle piastre dei getti P30 e P40 (D_p 40 mm)

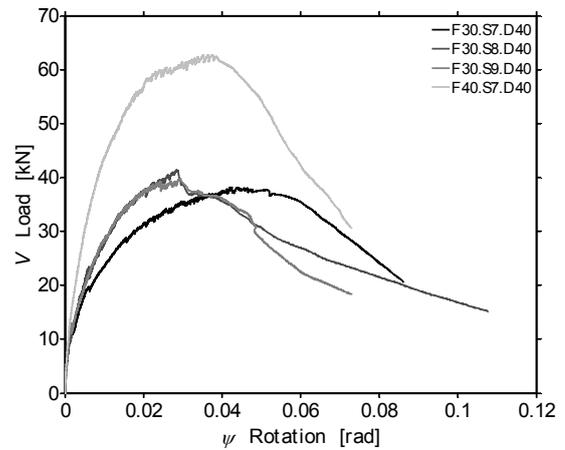


Figura 11 – Curve carico-rotazione della piastra ottenute dalle prove di punzonamento sulle piastre dei getti F30 e F40 (D_p 40 mm)

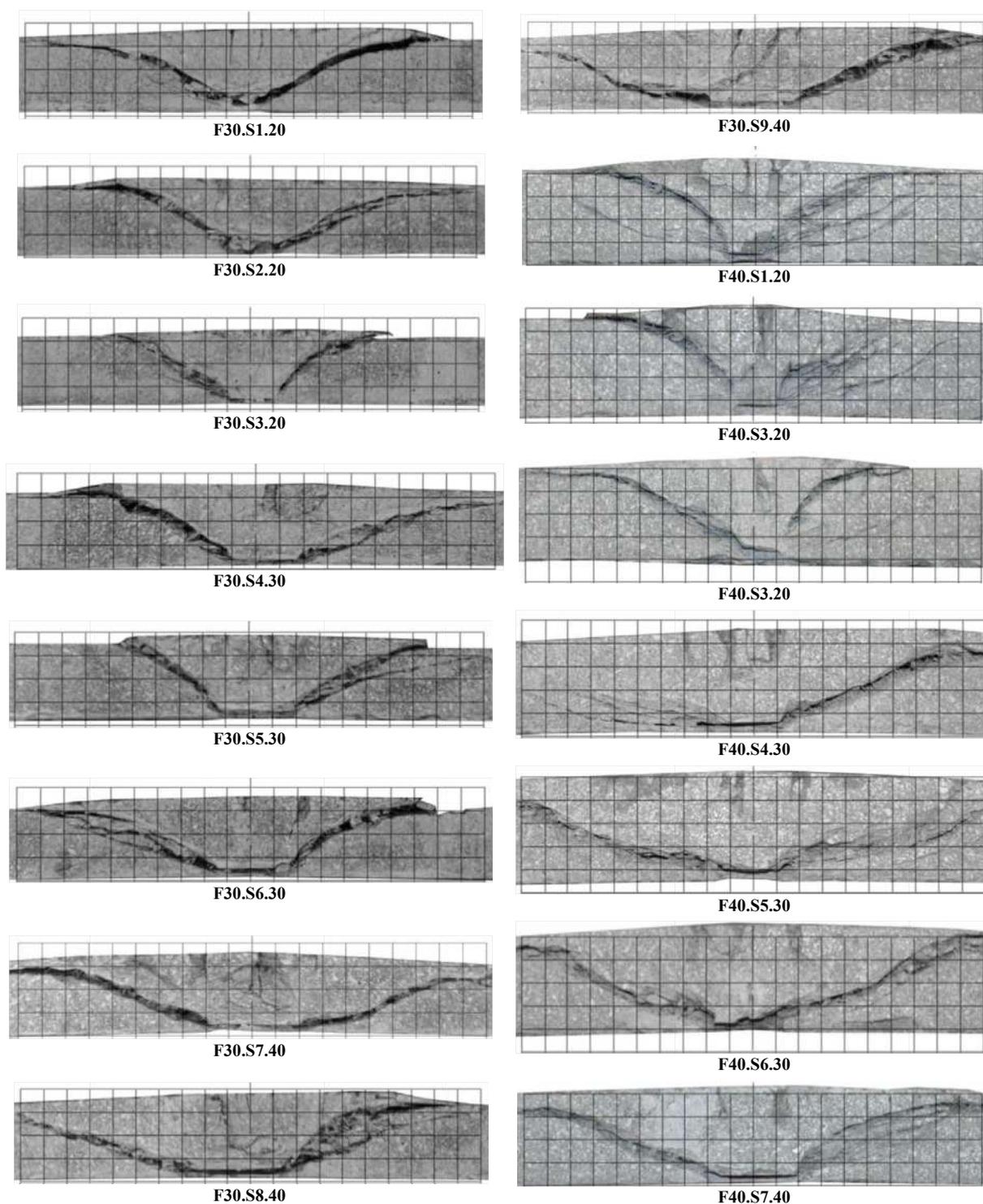


Figura 12 – Ogni provino, dopo la prova di punzonamento, è stato oggetto di un rilievo suddiviso in due fasi: I fase: rilievo di dettaglio delle fessure sulle superfici di intradosso e di estradosso (getto P30, P40, F30 e F40); II fase: taglio dei provini lungo i due diametri principali individuati e rilievo del nucleo per la caratterizzazione della superficie di rottura e della fessura critica di taglio (getto F30 e F40). Le immagini sopra riportate si riferiscono alla II fase di rilievo (la griglia definita ha maglia quadrata 10 mm x 10 mm).

Le prove di punzonamento eseguite non hanno permesso di ricavare una relazione specifica da poter essere utilizzata per estendere in maniera generalizzata la formulazione del

Model Code 2010, ma i valori ottenuti con i diversi approcci mostrano la stessa tendenza dei risultati sperimentali. Dalla stima del contributo della matrice cementizia sulla base dei

diversi approcci, risulta che il contributo delle fibre rappresenta circa il 20-50% e il 40-70% della resistenza a punzonamento, per le piastre di spessore 30 mm e 40 mm rispettivamente. Purtroppo nessuna delle piastre in HPC ha raggiunto la rottura per punzonamento per poter confermare in maniera assoluta le indicazioni ricavate sul contributo delle fibre.

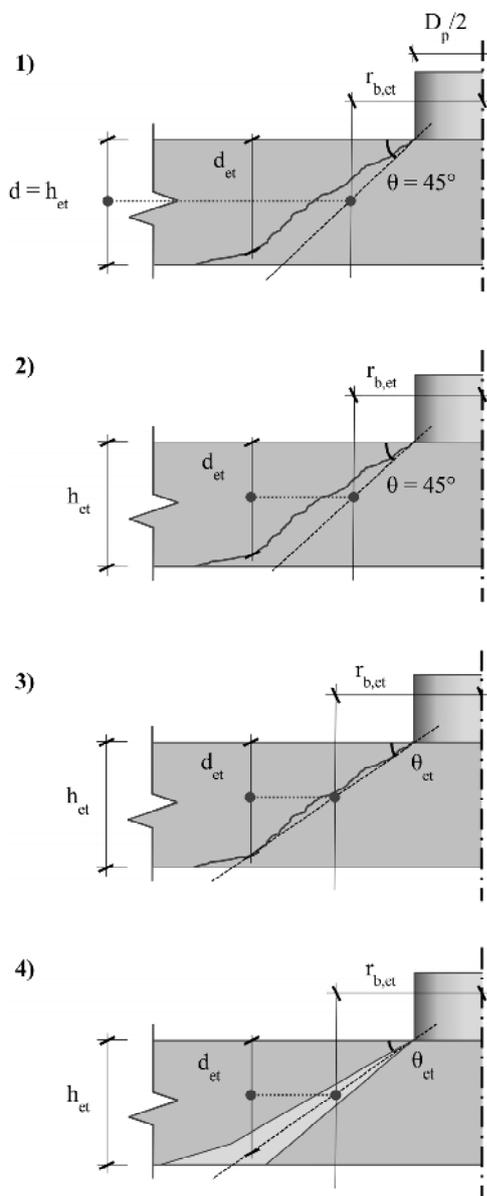


Figura 13 - Schemi di riferimento degli approcci utilizzati per la stima dell'altezza efficace (d), dell'inclinazione della fessura critica (θ) e del raggio teorico (r_b) del perimetro di controllo (b): Approccio 1 - $d=h$, $\theta=45^\circ$; Approccio 2 - $d=d_{et}$, $\theta=45^\circ$; Approccio 3 - $d=d_{et}$, $\theta=\theta_{ct}$; Approccio 4 - $d=d_{et,medio}$, $\theta=\theta_{et,medio}$.

Seguendo il primo approccio si ottengono valori di resistenza a punzonamento, rispetto ai valori ottenuti sperimentalmente, in sovrastima del 10÷30% per i provini di spessore 30 mm ed in sottostima del 20÷40% per i provini di spessore 40 mm. Con il secondo approccio si ottengono valori di resistenza a punzonamento, rispetto ai valori ottenuti sperimentalmente, in sovrastima di massimo il 20% per i provini di spessore 30 mm ed in sottostima del 30÷50% per i provini di spessore 40 mm. Con il terzo e il quarto approccio si ottengono valori di resistenza a punzonamento, rispetto ai valori ottenuti sperimentalmente, in sovrastima di circa il 35÷40% per entrambi gli spessori. La resistenza calcolata

tramite VEM, modello sviluppato per il FRC, risulta notevolmente in sovrastima a causa del contributo offerto dalle fibre, anche se le analisi di sensibilità condotte dimostrano che introducendo un fattore specifico per il HPFRC la sovrastima potrebbe risultare inferiore al 20% per entrambi gli spessori.

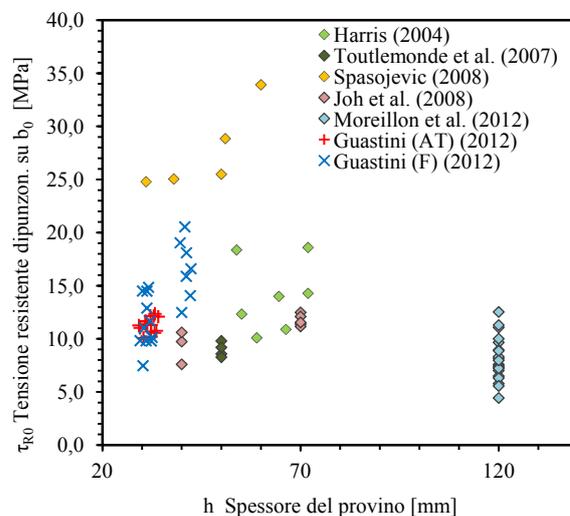


Figura 14 - Raccolta dei risultati sperimentali relativi a prove di punzonamento su provini di UHPFRC reperibili in letteratura e dei risultati della sperimentazione condotta dagli autori. Nel grafico sono rappresentate le tensioni medie resistenti riferite al perimetro di controllo b_0 , corrispondente al perimetro del punzone.

5. CONCLUSIONI

Gli approcci utilizzati per la stima del contributo di resistenza offerto dalla matrice cementizia hanno evidenziato un limite per quanto riguarda l'effetto geometrico di scala. I valori stimati del contributo di resistenza offerto dalle fibre per i provini di spessore 30 mm evidenziano come la dimensione del punzone abbia un'influenza maggiore rispetto a quanto ricavato per i provini di spessore 40 mm. Dunque l'effetto geometrico di scala gioca un ruolo fondamentale nello sviluppo del meccanismo resistente a punzonamento, che risulta strettamente connesso allo spessore delle piastra ed alla disposizione delle fibre. L'angolo di inclinazione della fessura critica per taglio oscilla intorno ai 25° ed ai 33° rispettivamente per i provini di spessore 30 e 40 mm. Le prove sono state eseguite in un arco di tempo ristretto a cavallo dei 28 giorni di maturazione e non hanno mostrato variazioni relazionabili all'invecchiamento, confermando i risultati ottenuti nella serie sperimentale di prove di punzonamento nel tempo di invecchiamento tra 3 e 120 gg [1, 9].

Le fibre di acciaio determinano un incremento importante della duttilità e della capacità flessionale di piastre sottili. I valori della resistenza a punzonamento raggiunti nelle prove, 25-40 kN per i provini di spessore 30 mm e 45-60 kN per i provini di spessore 40 mm, evidenziano le grandi potenzialità di elementi sottili di HPFRC che possono trovare applicazione in diversi ambiti strutturali.

6. RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il personale del Laboratorio prove Strutture e Materiali dell'Università degli Studi di Firenze, la Baracit SpA per il supporto e la sponsorizzazione ed il Prof. Marco di Prisco per la disponibilità.

BIBLIOGRAFIA

[1] GUASTINI, C. (2013) - Punching shear and bending behaviour of HPC & HPFRC thin slabs, Tesi di

- Dottorato*, Università degli Studi di Firenze.
- [2] MODEL CODE 2010 (2012) - Model Code 2010, *fib Bulletin* 65, Voll. 1 e 2, Fédération Internationale du Béton (fib), Lausanne (CH).
- [3] MUTTONI, A. (2008) - Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, *ACI Struct. J.*, 105(4), 440-450.
- [4] MUTTONI, A., FERNANDEZ RUIZ, M. (2009) - Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement, *ACI Struct. J.*, 106(4), 485-494.
- [5] MUTTONI, A., FERNANDEZ RUIZ, M. (2010) - The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions; *Bulletin* 57, Fédération Internationale du Béton, 31-60.
- [6] AFGC-SETRA (2002) - Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations. Association Française de Génie Civil Publication, Bagnaux, France.
- [7] CHANVILLARD, G., RIGAUD, S. (2003) - Complete characterisation of tensile properties of Ductal® UHPFRC according to the French Recommendations, in: Naaman and Reinhardt (eds), *Proc. Int. Work. on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, RILEM Publ., 21-34.
- [8] CNR-DT 204 (2006) - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato.
- [9] GUASTINI, C., BARTOLI, G., DI PRISCO M. (2013) - Tests on influence of curing time on punching shear strength of HPFRC circular slabs, in: *Proc. of fib Symposium 2013*, (Tel Aviv, 19-24 April 2013, IL).
- [10] HARRIS, D. (2004) - Characterization of the punching shear capacity of thin UHPC plates, Tesi di Laurea, Virginia Polytechnic Institute (USA).
- [11] TOUTLEMONDE, F., RESPLENDINO, J., SORELLI, L., BOUTEILLE, S. AND BRISARD, S. (2007) - Innovative design of Ultra High-Performance fiber reinforced concrete ribbed slab: experimental validation and preliminary detailed analyses, in: *Proc. of 7th Int. Symp. on the utilization of High-Strength/High-Performance Concrete (USA)*, ACI Special Publication SP-228, 1187-1205.
- [12] SPASOJEVIC, A. (2008) - Structural implications of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete in bridge design, *Tesi di Dottorato*, EPFL, Lausanne (CH).
- [13] JOH, C., HWANG, H., CHOI, E.S, PARK, J.J., KIM, B.S. (2008) - Punching shear strength estimation of UHPC slabs, in: Schmidt, M. et al. (eds), *Proc. of 2nd Int. Symp. on Ultra-High Performance Concrete (Kassel, D)*.
- [14] SUTER, R., MOREILLON, L. (2010) - Punching shear strength of high performance fiber reinforced concrete slabs, in: *Proc. of the 3rd fib-PCI Congr. (Washington, USA)*, 2103-2113.
- [15] MOREILLON, L., SUTER, R., NSEIR J. (2012) - Shear and flexural strength of thin UHPC slabs, in: Schmidt, M. et al. (eds), *Proc. of 3rd Int. Symp. on UHPC and Nanotechnology for high Performance Construction Materials (Kassel, D)*, 749-756.
- [16] FERRARA L., MEDA, A. (2006) - Relationships between fibre distribution, workability and the mechanical properties of SFRC applied to precast roof elements, *Mater. Struct.*, 39(4), 411-420.
- [17] FERRARA, L., DI PRISCO, M., OZYURT, N. (2011) - High mechanical performance of fiber reinforced cementitious composites: the role of flow-induced fiber orientation. *Mater. Struct.*, 44(1), 109-128.
- [18] WILLE, K., NAAMAN, A.E., EL-TAWIL, S., PARRA-MONTESINOS, G.J. (2012). Ultra-high performance concrete and fiber reinforced concrete: achieving strength and ductility without heat curing, *Mater. Struct.*, 45(3), 309-324.
- [19] FERRARA, L., TREGGER, N., SHAH, S.P. (2008) - Identifying cement rheological properties from the mini-slump flow test, *ACI Mat. J.*, 105(6), 558-566.
- [20] OKAMURA, H. (1997) - Self-compacting High-Performance Concrete, *Concr. Int.*, 19(7), 50-54.
- [21] UNI EN 12350 (2009) - Prova sul calcestruzzo fresco.
- [22] UNI EN 12390 (2012) - Prova sul calcestruzzo indurito.
- [23] UNI 6556 (1976) - Determinazione del modulo elastico secante a compressione.
- [24] UNI EN 14561 (2007) - Test method for metallic fibred concrete. Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual).
- [25] TC 162-TDF (2003) - RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - sigma-epsilon-design method - Final Recommendation. Vandewalle, L. et al., *Mater. Struct.*, 36(262), 560-567.
- [26] ASTM C 1018 (1997) - Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of Fiber-Reinforced Concrete.
- [27] UNI 11039 (2003) - Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio.
- [28] FIB BULLETIN 57 (2010) - Shear and punching shear in RC and FRC elements, in: *Proc. of fib Int. Work. (Salò, I)*. Fédération Internationale du Béton (fib), Lausanne (CH).
- [29] VOO, J.Y.L., FOSTER, S.J. (2003) - Variable engagement model for fibre reinforced concrete in tension. *UNICIV Report R-420*, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney.
- [30] VOO, J.Y.L., FOSTER, S.J. (2004) - Tensile-fracture of fibre reinforced concrete: variable engagement model, in: Di Prisco, Felicetti and Plizzari (eds), *Proc. of 6th RILEM Symp. on fibre-reinforced concrete (FRC) BEFIB (Varenna, I)*. RILEM Pubs, 875-884.

UNA CAMPAGNA SPERIMENTALE SULLA RISPOSTA SISMICA DI COLLEGAMENTI A SECCO TRA PILASTRO E FONDAZIONE IN C.A.

**Lorenzo Jurina¹, Aristidis Iliopoulos², Lorenzo Bianco³,
Sergio Montenovo³, Edoardo O. Radaelli⁴**

1 Dipartimento A.B.C. Politecnico di Milano, Professore Associato

2 Peikko Group Corporation

3 Peikko Italy

4 Dipartimento A.B.C. Politecnico di Milano, Assegnista di Ricerca

SOMMARIO

La risposta ciclica di una sistema di connessione “a secco” tra un pilastro prefabbricato in c.a. e un plinto di fondazione, mediante scarpe in acciaio e tirafondi, è l’oggetto della sperimentazione che viene analizzata nella presente memoria. Il comportamento d’isteresi ed il meccanismo globale di fessurazione della connessione sono stati studiati attraverso alcuni campioni in scala reale. A tali campioni sono stati applicati un carico assiale, costante, e un carico orizzontale applicato in sommità della colonna, al fine di ottenere prove cicliche quasi-statiche. Questo documento si riferisce all’attuale attività di ricerca di Peikko Group Corporation approntata presso i laboratori del Politecnico di Milano, Italia.

AN EXPERIMENTAL CAMPAIGN ON THE SEISMIC RESPONSE OF BOLTED PRECAST COLUMN CONNECTED TO FOUNDATION

SUMMARY

The cyclic response of a column - foundation connection system, with steel shoes embedded into the column base and protruding steel bolts anchored into the foundation, is experimentally examined in this paper. The hysteretic behaviour and the global failure mechanism of the connections are studied through full scale specimens subjected to a constant axial load and a quasi-static cyclic horizontal top displacement history at increasing drift levels. This paper refers to the on going research activities of Peikko Group Corporation in the laboratories of Politecnico di Milano, Italy.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi due decenni la ricerca ha conseguito ragguardevoli progressi in termini di prevenzione e protezione delle strutture dagli eventi sismici, allo scopo di ottemperare alle prescrizioni imposte dai vari codici di riferimento [1], [2], [3], [4], [5].

L’obiettivo principale delle vigenti normative di progettazione sismica è la protezione da rischi sismici attraverso l’applicazione del noto criterio denominato “Performance Based Design”, ed in particolare il controllo dei livelli accettabili di danno ad ogni Stato Limite considerato.

Il sistema costruttivo prefabbricato offre molti potenziali vantaggi rispetto alle strutture gettate in opera, prima tra tutte la rapidità d’esecuzione dell’opera, non trascurando inoltre le elevate prestazioni tecniche dei materiali impiegati e le certificazioni di qualità del progetto che da esse derivano. Nel

caso delle strutture prefabbricate, le attuali norme sismiche identificano nella connessione l’elemento debole, richiedendo dettagliati requisiti prestazionali in termini di resistenza, rigidezza e duttilità. Un particolare sistema di giunzione generalmente conosciuto come “connessione Peikko”, è proprio l’oggetto di questa campagna di ricerca. [11], [13].

I carichi sono trasmessi dalla colonna alla fondazione attraverso un sistema di componenti in acciaio annegati nella fondazione (Tirafondi) e nel pilastro (Scarpe per Pilastri). Questi due elementi sono connessi tra loro attraverso semplici accorgimenti. Più precisamente, quattro o più scarpe in acciaio sono inserite nel getto in calcestruzzo armato del pilastro prefabbricato e vengono connesse alla fondazione tramite un sistema di barre fuoriuscenti dalla fondazione, le quali sono dotate di filettatura e possono essere serrate mediante rondelle e dadi. I dadi inferiori permettono di controllare la messa a piombo e l’altimetria o la quota di posa del pilastro da

montare. Tra pilastro e fondazione si genera una intercapedine che viene riempita con malta cementizia ad alta resistenza e anti-ritiro, per assicurare il ripristino della sezione reagente.

Il trasferimento delle tensioni della scarpa d'acciaio all'armatura corrente del pilastro viene assicurata da due barre longitudinali, ad aderenza migliorata, saldate alla piastra di coronamento della stessa ed in sovrapposizione alla gabbia d'armatura della colonna. (Figura 1).

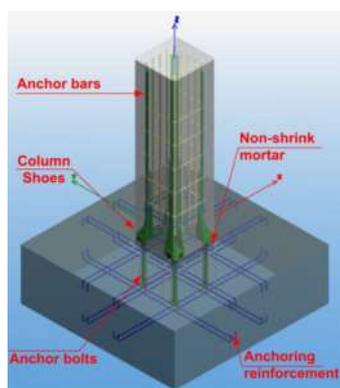


Figura 1 – Il concept delle scarpe di connessione Peikko

La risposta sismica delle connessioni Peikko è principalmente dipendente da componenti deboli, ossia i tirafondi, progettati e dimensionati per poter agire come connettori duttili.

Le connessioni Peikko sono state sottoposte a diversi test sperimentali [9], [14] allo scopo di individuare la corretta risposta sismica in termini di duttilità, energia dissipata e valutare la possibile perdita prestazionale.

2. INDAGINE SPERIMENTALE PRESSO EUCENTRE, ITALIA, 2009

Una campagna di sperimentazione riguardante le connessioni “a secco” nelle strutture prefabbricate in calcestruzzo è stata recentemente condotta da Peikko Group Corporation.

Nell'anno 2009 sono stati condotti diversi test ciclici presso la fondazione Eucentre, impiegando colonne prefabbricate aventi altezza utile di 2.15m ed una sezione trasversale di 40x40 cm².

I test hanno dimostrato una soddisfacente risposta sismica con complessivo fattore di duttilità maggiore di 5, nonché una trascurabile diminuzione di resistenza relativa ad una deformazione del 4.8%. [9].

3. INDAGINE SPERIMENTALE PRESSO POLITECNICO DI MILANO, ITALIA, 2013

3.1 Configurazione dei test

Peikko Group Corporation ha avviato una nuova campagna sperimentale nel 2013, ancora in corso, presso il Politecnico di Milano.

Essa consiste nella prova di 9 elementi, introducendo in ognuno di essi, alcune soluzioni innovative e migliorative nella connessione del sistema.

Le principali caratteristiche dei campioni sono le seguenti:

- campione: colonna prefabbricata di altezza utile di 2150mm con sezione reagente di 40x40 cm², costante per tutti i test, con quattro scarpe in acciaio HPKM 30 [13]

poste al piede del pilastro e quattro tirafondi HPM30L [11] nella fondazione avente dimensioni 150x150x60 cm³

- giunto: con uno spessore di 50 mm;
- materiali: calcestruzzo armato classe C35/45 sia per la fondazione che per la colonna, Mapefill F [12] per il getto di completamento dell'intercapedine di base e acciaio B500C per l'armatura longitudinale corrente.
- carico assiale: un carico di 400kN è stato applicato in sommità. Esso rappresenta un rapporto di compressione pari al 10% (ottenuto dalla formula $N/(A_c \cdot f_{cd})$), laddove N rappresenta il carico assiale, f_{cd} la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo e A_c l'area della sezione trasversale.

La Figura 2 mostra la configurazione del primo test con quattro HPM30 ed i corrispondenti HPM30/L, tirafondi corti. La malta d'inghisaggio del giunto di completamento è armata con una rete $\Phi 6/85$ con lo scopo di imporre un effetto di confinamento. La fondazione è stata armata con $\Phi 14/100$.

I tirafondi sono confinati con staffe calcolate ottemperando alle indicazioni delle norme CEN/TS 1992-4-1-2 [6] in tal modo è stato possibile annullare gli effetti di pull-out.

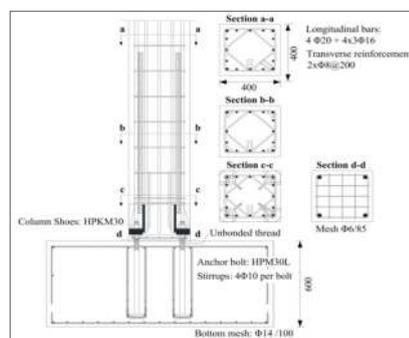


Figura 2 – Configurazione del 1° test al Politecnico di Milano e dettaglio della fondazione

Si riporta in Tabella 1 lo sviluppo delle resistenze per il calcestruzzo C35/45 e relative malta d'inghisaggio..

Tabella 1 – Resistenze a compressione del calcestruzzo e della malta impiegati

Elemento	Maturazione [gg]	Resistenza compress. [MPa]
Fondazione	28	66.6
Colonna	28	67.8
Malta	3	67.8

Il percorso di carico applicato nelle fasi sperimentali contempla tre cicli completi di spostamento orizzontale [3] per

ogni deformazione applicata agendo in sommità della colonna, come mostrato in tabella 2.

Deformate maggiori del 4.8% non sono da considerarsi indicative ai fini della comprensione del fenomeno, ma nonostante ciò saranno comunque presi in considerazione maggiori ed elevati valori durante i prossimi test.

Tabella 2 - Drift e spostamenti raggiunti in sommità della colonna

Drift	Spostamento in sommità [mm]
± 0.4%	± 8.20
± 0.8%	± 16.40
± 1.20%	± 24.60
± 2.40%	± 49.20
± 3.60%	± 73.80
± 4.80%	± 98.4

3.2 Risultati sperimentali

Le curve d'isteresi ottenute nei test 1 e 6 sono documentate in Figura 3; dai risultati si può concludere che:

- La connessione dimostra una stabile e consolidata capacità sismica, molto simile a quella ottenuta nei test del 2009 [9].
- Comparando il massimo carico assiale con il proprio valore di progetto, è stato misurato che la connessione possiede una sovrarresistenza approssimativamente uguale al 50%.
- Lo spostamento duttile si attesta su soddisfacenti livelli con valore approssimato pari a 5.

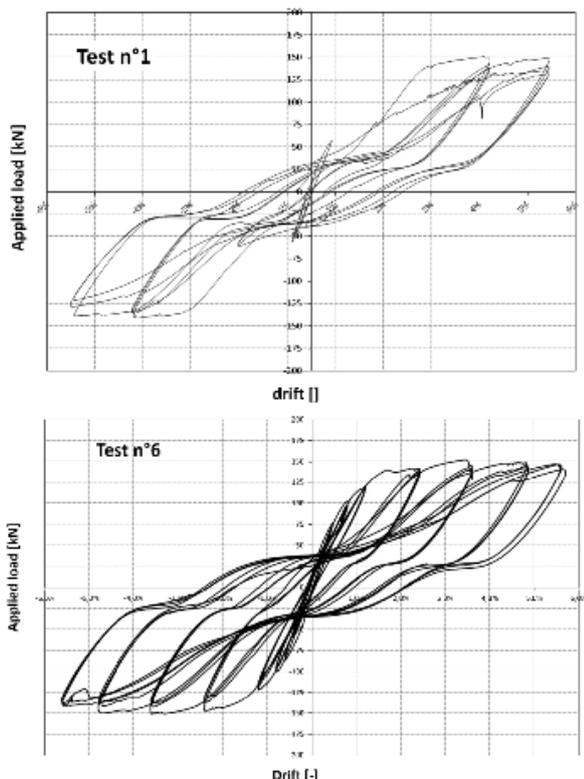


Figura 3 – Curve di isteresi per i test n°1 e n°6

Il quadro fessurativo per differenti valori di deformazione, è visibile in Figura 4.

Alla deformazione iniziale pari allo **0.4%** la connessione rimane elastica.

Per un valore dello **0.8%** appaiono fessure capillari al di sopra degli angoli di ogni singola scarpa in acciaio.

Per il seguente valore dell'**1.2%** si sono manifestate fessure isolate in prossimità della superficie laterale della scarpa, così come sui lati di confine della malta. La connessione rimane in una condizione semi-elastica dal momento in cui ci si aspettava, per questo valore di deformazione, lo snervamento dei tirafondi, puntualmente iniziato. Si rammenta che il valore di “Drift” corrispondente al **1.2%** rappresenta il limite di deformazione ammissibile per la maggior parte delle normative di progettazione di edifici in zona sismica.

Per la deformazione pari al **2.4%** si sono generate fessure a flessione, a passo 10 cm, per una zona estesa di 70cm; tale plasticizzazione indica una effettiva collaborazione strutturale tra scarpe in acciaio e zona critica della colonna esaminata.

Per la deformazione corrispondente al **3.6%** si è manifestato un incremento della larghezza delle fessure con conseguente espulsione sia della porzione di calcestruzzo sovrastante le scarpe poste in posizione d'angolo, sia della porzione di malta d'inghisaggio non opportunamente confinata ed armata.

Durante i tre cicli dell'ultima deformazione al **4.8%** si sono verificati fenomeni di espulsione del conglomerato cementizio su ognuna delle parti in sommità della singola scarpa.



Figura 4 – Quadro fessurativo per differenti valori di drift (test 1)

A seguito del raggiungimento della deformazione finale corrispondente al “Drift” del **4.8%**, i tirafondi sono stati posti nuovamente, prima raggiungendo il serraggio a rifiuto, poi applicando una rotazione controllata di 360° al dado di sommità; dopodiché si è proceduto nuovamente alla prova ciclica applicando una deformazione ulteriore pari al **4.6%**.

Il giunto danneggiato è stato capace di dimostrare ancora una sovrarresistenza finale maggiore del 15%.

Dopo lo smontaggio della colonna ed il sollevamento dal basamento, è stato possibile osservare le porzioni di contatto completamente esposte.

I tirafondi sono apparsi in altrettanta eccellente condizione, in assenza completa di fessurazione o deformazione della filettatura.

Come previsto, le scarpe, componente più resistente della connessione, sono rimaste intatte. Nonostante le difficili condizioni di prova, messe in opera durante i test, il giunto (parzialmente riparato) applicando solo una nuova coppia torcente, ha riguadagnato nuovamente capacità resistente, mantenendo comunque un fattore di sicurezza pari ad 1.15.

3.3 Sviluppi futuri

Durante questa campagna di ricerca, si andranno a testare nuove soluzioni, implementando l'indagine sulla connessione bullonata.

Lo scopo è ricercare ed incrementare la duttilità della connessione, accrescendo l'energia dissipata, quando la colonna è soggetta ad una sollecitazione sismica orizzontale.

In Figura 5 sono evidenziati i risultati ottenuti durante i test sperimentali.

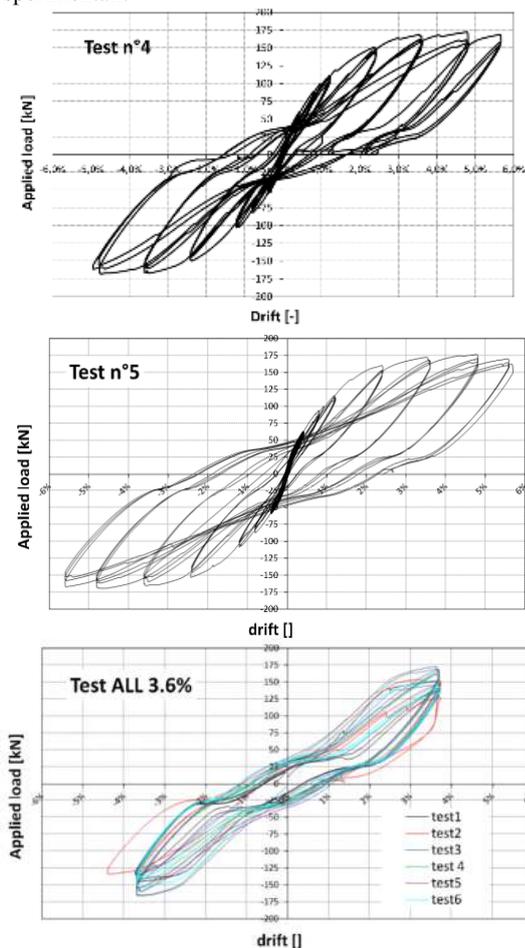


Figure 5 – Curve di isteresi per i test n°4 e n°5 e confronto tra i test da 1 a 6 per drift pari a 3.6%

4. NOTE CONCLUSIVE

La risposta ciclica di un sistema di connessione “a secco” tra pilastro e fondazione è stata oggetto di ricerca sperimentale, attraverso un percorso di studio che prevede l'esecuzione di 9 test, impiegando provini in scala reale. Il lavoro di ricerca è stato indirizzato alla valutazione della capacità del sistema di resistere ai carichi sismici.

I risultati sperimentali ottenuti evidenziano valori di forza ed un livello di duttilità tali da rendere il sistema di connessione capace di resistere ad azioni sismiche, ottemperando nel contempo alle prescrizioni da normativa [3].

La perdita di resistenza non è particolarmente evidente sino ad uno spostamento duttile pari al 5%. In tutti i casi la forza della connessione rimane comunque molto più alta rispetto a quella di progetto.

I componenti strutturali della connessione bullonata, rimanendo, dopo l'esecuzione dei test, in una condizione di riutilizzo, guadagnano nuovamente resistenza, solo applicando nuovamente una post-tensione.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI (American Concrete Institute) – (2004), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05).
- [2] AIJ (Architectural Institute of Japan) – (2000), Japanese Guidelines for Precast Construction of Equivalent Monolithic Reinforced Concrete Buildings, Tokyo.
- [3] CEN (European Committee for Standardisation) – (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1.
- [4] Standards New Zealand – (1995), Concrete Structures Standard, NZS 3101:1995, Wellington, New Zealand.
- [5] Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – (2008), D.M. 14/02/2008, Italia.
- [6] CEN/TS 1992-4 – (2009), Design of fastenings for use in concrete.
- [7] Acceptance criteria for ductile connectors in precast concrete special moment resisting frames- (1995), ICBO Evaluation service, Inc.
- [8] Vimmr V., Sharif Z. – (2011), Fixing of precast concrete columns to foundations, *fib Symposium*, Session 2B-9: Construction Technology, 607-610, Prague.
- [9] Bianco L., Santagati S., Bolognini D. and Nascimbene R. – (2009), Seismic response of columns connected to the foundation through a fastening technique, *Peikko News*, N. 1, 13-20.
- [10] Peikko Group Corporation – (2012), HPM Column Shoe for bolted connections. Technical Manual.
- [11] Peikko Group Corporation – (2009), HPM and PPM bolts. Technical Manual.
- [12] Mapei – (2010), High performance mortar for anchoring and sealing, Mapefill F Technical Manual.
- [13] ETA-13/0603, Column shoe for connecting columns to concrete structures.
- [14] A. R. Garcia, J. L. Bonet, J. R. M. Vargas, J. N. G.: Behaviour of precast column-to-foundation connections under cyclic loading. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 2012

CALCESTRUZZI LEGGERI E PESANTI AD ALTA TEMPERATURA

Francesco Lo Monte, Pietro G. Gambarova

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale – DICA, Politecnico di Milano, Milano (Italia)

SOMMARIO

Recenti prove condotte al Politecnico di Milano sulla caratterizzazione termo-meccanica di calcestruzzi speciali hanno riguardato due mescole, l'una con aggregato a base di polistirene espanso sinterizzato – EPS e l'altra con aggregato baritico, maturata quest'ultima in due condizioni ambientali differenti. L'obiettivo è stato quello di rendere disponibili dati nuovi o aggiornati su due famiglie estreme di calcestruzzo strutturale ($f_c = 26-35$ MPa). Una quarta mescola con aggregato ordinario è stata poi studiata per confronto. Circa 100 cilindri riscaldati a diverse temperature di riferimento fino a 700-750°C hanno permesso di valutare le resistenze in compressione ed in trazione indiretta per spacco, il modulo elastico, e la diffusività termica. L'introduzione di due indici di danno, basati rispettivamente sui decadimenti del modulo elastico e della velocità delle onde ultrasoniche, ha poi permesso di mettere in luce l'effetto che la temperatura ha sulla deviazione dalla linearità nei conglomerati studiati, il cui decadimento meccanico è risultato in linea con quello dei calcestruzzi ordinari. Tuttavia, il calcestruzzo baritico conserva più a lungo il proprio comportamento lineare, mentre il calcestruzzo con EPS richiede più cemento per garantire proprietà meccaniche accettabili.

LIGHT-WEIGHT AND HEAVY CONCRETES AT HIGH TEMPERATURE

SUMMARY

Two light-weight mixes, and one heavy mix cured in two different environments have been recently investigated in Milan, to have new or fresh information on a recently-proposed concrete containing small beads made of expanded syntherized polystyrene (EPS) and on one baritic concrete, and to make comparisons with a fourth reference concrete ($f_c = 26-35$ MPa). All mixes were subjected to thermal cycles up to 700-750°C. Roughly one hundred cylinders were tested in compression and in tension by splitting, to evaluate the compressive and tensile strengths, and the elastic modulus. Damage indexes were worked out as well, on the basis of the elastic modulus and of the ultrasonic velocity, to have information on materials deviation from linear-elasticity at various temperatures. Last but not least, the thermal diffusivity was derived by instrumenting five cylinders. At any temperature, both concrete types behave similarly to ordinary concrete, but baritic concrete tends to retain its linear behavior longer than both EPS and ordinary concretes, and EPS concrete is weakened by the macroporosity due to EPS beads, thus requiring much higher cement contents.

1. INTRODUZIONE

Le proprietà termiche e meccaniche del calcestruzzo esposto all'alta temperatura sono state studiate a lungo nel passato, anche in anni recenti, e possono oggi dirsi ben conosciute e codificate. Tuttavia, l'introduzione di calcestruzzi innovativi e l'interesse crescente per certe mescole cementizie adatte a compiti specifici richiedono l'esecuzione di ulteriori prove al fine di appurare se – e fino a che punto – le proprietà termo-meccaniche di questi calcestruzzi *speciali* siano simili a quelle del calcestruzzo ordinario, in presenza di alta temperatura e/o incendio. Questo è il caso dei due *estremi* – in termini di densità – considerati nel presente lavoro, e cioè i calcestruzzi leggeri contenenti particelle di polistirene espanso sinterizzato (EPS [1-4]) ed i calcestruzzi pesanti contenenti aggregato baritico [5-8]. Nel primo caso le particelle di EPS hanno funzione di mero alleggerimento, non contribuendo alle

proprietà meccaniche (se non nel senso di diminuirle), ma permettono una notevole riduzione della densità (fino al 10-20% nei calcestruzzi *strutturali*) ed un netto aumento della capacità isolante, per non citare il contributo alla *sostenibilità delle costruzioni*. Le particelle di EPS – spesso in forma di sferette – provengono infatti dalla macinazione del polistirene, con cui sono fatti gli elementi isolanti e gli imballaggi usati per proteggere moltissimi prodotti dell'industria; tuttavia, non vi sono in letteratura informazioni sul comportamento all'alta temperatura dei calcestruzzi alleggeriti con EPS [9].

Nel caso dei calcestruzzi baritici, l'obiettivo è di aumentare le proprietà di *barriera alle radiazioni*, usando aggregato pesante che può portare ad incrementi di densità del 20-50%; in tale caso sono disponibili dati risalenti agli anni cinquanta e sessanta del secolo passato, agli albori della progettazione delle centrali elettro-nucleari [10-13], ma nuovi dati a conferma ed estensione di quelli del passato sono

oggiorno richiesti dalla necessità di estendere la vita utile delle centrali elettro-nucleari in attività da anni, per non menzionare i laboratori delle strutture ospedaliere contenenti apparecchiature a raggi X ed i siti di stoccaggio dei rifiuti radioattivi. Un rinnovato interesse per i calcestruzzi baritici è quindi in atto, con alcune ricerche recenti sul loro comportamento a caldo [6,14].

I risultati di due progetti di ricerca paralleli recentemente conclusi al Politecnico di Milano sul comportamento all'alta temperatura di calcestruzzi alleggeriti con introduzione di particelle di polistirene espanso sinterizzato (EPS = Expanded Polystyrene Syntherized) e di calcestruzzi pesanti contenenti aggregato baritico sono presentati in questo lavoro, con riferimento sia ad un calcestruzzo ordinario, che alle curve indicate dai documenti ACI e *fib* per il decadimento meccanico dei calcestruzzi ordinari (silicei e calcarei) dopo esposizione all'alta temperatura.

I risultati indicano per le due mescole EPS studiate nel primo progetto ($\rho_c = 1850-1950 \text{ kg/m}^3$) una maggiore sensibilità all'alta temperatura rispetto alla mescola ordinaria di riferimento, e prestazioni meccaniche accettabili solo con uso di forti quantitativi di cemento, ma anche elevate proprietà isolanti a qualsiasi temperatura (fino a 700°C).

Per la mescola baritica studiata nel secondo progetto e maturata in due condizioni ambientali differenti ($\rho_c = 3100-3200 \text{ kg/m}^3$) i risultati confermano che il calcestruzzo baritico si comporta in modo simile al calcestruzzo ordinario ed addirittura meglio oltre i 400°C , in quanto gli effetti negativi della microstruttura fratturata della barite vengono bilanciati dalla limitata differenza fra le dilatazioni termiche dell'aggregato grosso baritico e della malta baritica.

Ambedue le tipologie di calcestruzzo sono caratterizzate da un comportamento più fragile di quello del calcestruzzo ordinario, fino ad almeno $500-550^\circ\text{C}$, e ciò è indicato dalle curve tensione-deformazione in compressione. Il calcestruzzo con EPS risulta poi essere molto deformabile a qualsiasi temperatura.

Infine, gli indici di danno basati sul modulo elastico e sulla velocità delle onde ultrasoniche mostrano che i rami di carico delle curve sforzo-deformazione sono più lineari nel calcestruzzo baritico rispetto sia al calcestruzzo con EPS, che al calcestruzzo ordinario, e ciò nell'intero intervallo $T = 20-700/750^\circ\text{C}$.

2. TIPI DI CALCESTRUZZO E LORO AGGREGATI

2.1 Calcestruzzo con EPS

Il calcestruzzo contenente EPS è stato studiato per contenuti di EPS molto diversi, tipicamente dal 10 al 50% in volume ([1-4], si vedano anche le referenze in [9]). Tuttavia prestazioni meccaniche adeguate all'uso strutturale si possono ottenere solo limitando il contenuto volumetrico di EPS a meno del 20% ($f_c \geq 17.2 \text{ MPa}$ secondo ACI 213R-87, 1999). Sono però necessari alti contenuti di cemento, ad esempio da 350 a 500 kg/m^3 , senza includere la microsilice o la cenere volante, che spesso vengono usate per aumentare la resistenza e la lavorabilità del materiale (si vedano le referenze in [9]).

A seconda del contenuto di EPS (da 2 a 12 kg/m^3 negli studi condotti finora, con densità compresa fra 20 e 40 kg/m^3 dopo sinterizzazione), la densità del calcestruzzo può

presentarsi con valori compresi fra 500 e 2000 kg/m^3 , ma solo fra 1450 e 1850 kg/m^3 il calcestruzzo con EPS può essere considerato come un materiale *leggero strutturale*, sempre secondo le già citate norme ACI 213R-87 (1999).

Il polistirene espanso sinterizzato è in generale disponibile in forma di sferette di diametro $3-8 \text{ mm}$ o di particelle di varia geometria, tutte ottenute macinando gli scarti provenienti dagli imballaggi o dagli elementi isolanti.

Con riferimento alle proprietà meccaniche, la resistenza a compressione ed il modulo elastico del calcestruzzo con EPS sono funzioni linearmente decrescenti del contenuto volumetrico di EPS (si vedano le referenze in [9]) e della densità, mentre la resistenza a trazione indiretta per spacco diminuisce meno che linearmente [2]. La microsilice aumenta l'adesione fra particelle di EPS e malta cementizia [2], mentre la cenere volante diminuisce l'assorbimento di acqua e limita la migrazione dell'umidità [3].

Tre sono almeno le ragioni per cui il calcestruzzo con EPS potrebbe essere più sensibile del calcestruzzo ordinario all'alta temperatura: (a) i fenomeni chimico-fisici attivati dal calore (*fusione / decomposizione / accensione* a $100 / 230 - 270 / 450-500^\circ\text{C}$); (b) l'effetto di intaglio provocato dai vuoti occupati dalle particelle di EPS; e (c) la combustione dell'EPS, le cui particelle sono aria per il 95% del loro volume.

2.2 Calcestruzzo baritico

Le proprietà di attenuazione delle radiazioni da raggi x e γ , e di assorbimento neutronico possono essere raggiunte sia sostituendo alcuni componenti del calcestruzzo ordinario (per esempio l'aggregato ordinario con aggregato pesante), sia aggiungendo nuovi componenti (per esempio i superplasticizzanti organici solubili, al fine di aumentare la compattezza dei getti e ridurre il contenuto di acqua, senza limitare la lavorabilità).

Per aumentare le proprietà di attenuazione delle radiazioni vengono usati calcestruzzi ad alta densità, contenenti aggregati *pesanti*, mentre per favorire l'assorbimento neutronico si fa ricorso ad aggregati anche di normale densità ($2500-2800 \text{ kg/m}^3$), ma contenenti acqua di cristallizzazione [5,10,12]. In generale, se il livello delle radiazioni è abbastanza basso (come nelle camere a raggi x delle strutture ospedaliere) la densità richiesta per il calcestruzzo non supera i 3500 kg/m^3 , tant'è che i valori usuali sono compresi fra 2800 e 3500 kg/m^3 , in analogia alle scelte operate nella realizzazione di strutture quali i depositi per rifiuti debolmente radioattivi provenienti dalle centrali elettro-nucleari [13].

Fra gli aggregati usati per rendere il calcestruzzo più pesante, la barite (= solfato di bario) occupa una parte di tutto rilievo ($\rho = 4000-4500 \text{ kg/m}^3$), anche perché è vantaggiosa da tre punti di vista: (a) stabilità chimica (temperatura di fusione = 1580°C); (b) vicinanza dei coefficienti di espansione termica fra aggregato grosso baritico e malta baritica (*cemento idratato + aggregato baritico fine*); e (c) accentuato comportamento reologico della barite a qualsiasi temperatura, rispetto agli ordinari aggregati silicei o calcarei. Si noti che le proprietà di cui ai punti (b) e (c) permettono di ridurre l'incompatibilità cinematica fra aggregato grosso e malta cementizia, a tutto vantaggio dell'integrità del calcestruzzo esposto all'alta temperatura.

Due sono almeno le ragioni per cui il calcestruzzo baritico potrebbe essere più sensibile del calcestruzzo ordinario all'alta

temperatura: (a) la microfratturazione delle rocce baritiche, i cui piani di scorrimento potrebbero agire come *corsie preferenziali* per lo spacco dell'aggregato [10]; e (b) i vari prodotti sensibili al calore (come calcedonio, quarzo e zeoliti [10]) che riempiono le microfratture della barite.

3. COMPOSIZIONE E RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI MATERIALI ALLO STATO VERGINE

I componenti e le caratteristiche fisico-meccaniche principali dei calcestruzzi studiati in questo lavoro sono riportati nella Tabella 1, con riferimento a due mescole con EPS (Mescole M1 and M2, differenti essenzialmente per il contenuto di cemento) e ad una mescola baritica invecchiata in due diverse condizioni ambientali dopo l'usuale periodo di maturazione di 28 giorni a $T = 22^{\circ}\text{C}$ e U.R. $\geq 95\%$ (Mescola MM invecchiata per tre anni in camera climatizzata, e Mescola MD invecchiata per tre anni in ambiente *normalmente secco/umido*, cioè con $T = 20\text{-}25^{\circ}\text{C}$ e U.R. = 70-80%).

La composizione di una quarta mescola è pure riportata (M0), come riferimento. (La resistenza cilindrica media attesa è stata di 25-30 MPa).

Più in dettaglio, la Mescola M1 con EPS è stata progettata in modo da avere resistenza simile a quella della Mescola M0 di riferimento, mentre la Mescola M2 ha permesso di controllare l'eventuale aumento di resistenza ottenibile aumentando il contenuto di cemento in presenza di EPS. (E' tuttavia ben vero che la Mescola M2 ha un contenuto eccessivo di cemento, cui corrisponde peraltro un modestissimo aumento di resistenza, si veda la Tabella 1).

Con le due mescole baritiche si è inteso rappresentare: (a) un calcestruzzo essiccato, come negli strati più periferici degli elementi massicci – Mescola MD; e (b) un calcestruzzo umido, come negli strati più interni, in cui l'invecchiamento avviene quasi in condizioni sigillate – Mescola MM. (Nel seguito i termini “mescola” e “calcestruzzo” vengono utilizzati come sinonimi).

4. PROVINI, CICLI TERMICI E STRUMENTAZIONE

Per ogni mescola sono stati gettati provini cilindrici *lunghi* (10 per le Mescole M0, M1 e M2, e 12 per le Mescole MM e MD) per le prove in compressione, in maggioranza con diametro $\varnothing 100$ mm, ma in alcuni casi con diametro $\varnothing 150$ mm ($h/\varnothing = 2$ in tutti i provini). Per le prove in trazione indiretta per spacco sono stati approntati cilindri *corti* in numero di sei per le Mescole M0, M1 e M2 ($\varnothing = 100$ mm; $h = 30$ mm) e di 12 per le Mescole MM e MD ($\varnothing = 100$ mm; $h = 80$ mm). Pertanto, per ogni mescola sono stati disponibili da 16 a 24 cilindri (Fig.1). Le Mescole M0, M1 e M2 sono state caratterizzate a 20, 150, 300, 500 and 700°C in compressione, e a 20, 300 e 600°C in trazione (Fig.2a), mentre per le Mescole MM e MD le temperature di riferimento sono state sei sia per la compressione, che per la trazione (20,105, 250, 400, 550 and 750°C).

Per ciascuna mescola, uno dei cilindri da riscaldare alla massima temperatura (700 o 750°C) è stato strumentato con due termocoppie poste nella sezione di mezzeria, sull'asse ed in prossimità della superficie esterna, al fine di valutare la diffusività termica fra 100 e $700/750^{\circ}\text{C}$. Dopo il raffreddamento, questi stessi cilindri sono stati provati in compressione, in quanto avevano raggiunto le temperature di riferimento di 700 o 750°C . Nonostante l'esiguo numero dei provini utilizzati per ciascun tipo di prova e per ciascuna mescola (2 provini nominalmente identici), la ripetibilità è stata eccellente, come mostrato in Fig.2b per la Mescola MD.

Le prove in compressione sono state condotte tutte in controllo di spostamento, con misura dell'accorciamento effettuata attraverso tre trasduttori resistivi posti a 120° a cavallo della sezione media di ciascun provino (base strumentale di 50 mm, Fig.1a). Inoltre, tre LVDT sono stati collocati fra le teste della pressa per monitorare il comportamento post-picco dei provini. Infine, le estremità dei provini sono state ricoperte con un sottile strato di acido stearico per ridurre l'attrito fra le teste della pressa ed il provino.

Tabella 1 – Composizione, densità e resistenza a compressione dei 5 calcestruzzi studiati in questo lavoro.

Tipo di calcestruzzo	M0 (REF)	M1 (LWC)	M2 (LWC)	MD (HVC)	MM (HVC)
Tipo di cemento (R 42.5)	C-II-A	C-II-A	C-II-A	C-II-B	C-II-B
Contenuto di cemento (c) [kg/m^3]	286	643	815	340	340
Aggregati silico-calcarei [kg/m^3]	1815*	1066*	930*	204**	204**
Aggregato baritico [kg/m^3] ***	-	-	-	2500	2500
Acqua efficace (w/c) [kg/m^3]	200 (0.70)	220 (0.34)	220 (0.27)	170 (0.50)	170 (0.50)
Sferette di EPS [kg/m^3] ****	-	5.09	5.32	-	-
Superpl. Polycarboxylato (sp/c) [kg/m^3]	3.90 (1.4%)	7.05 (1.1%)	9.11 (1.1%)	1.70 (0.5%)	1.70 (0.5%)
Agente aerante (ae/c) [kg/m^3]	-	2.12 (0.33%)	2.73 (0.33%)	-	-
Agente viscosizzante (vm/c) [kg/m^3]	3.90 (1.4%)	7.05 (1.1%)	9.11 (1.1%)	-	-
Massa nominale/effettiva [kg/m^3]	2309/2239	1951/1899	1991/1951	3216/3059	3216/3104
Resistenza a compressione f_c [MPa] ^	25.8	26.9	28.4	34.6	27.4

(*) Dimensioni dell'aggregato $d = 0\text{-}12$ mm; (**) Dimensioni dell'aggregato $d = 0\text{-}8$ mm.

(***) Densità = $4000 \text{ kg}/\text{m}^3$; dimensioni dell'aggregato $d = 0\text{-}25$ mm.

(****) Sferette da 3 mm; densità = $38 \text{ kg}/\text{m}^3$ dopo sinterizzazione; frazione volumetrica dell'EPS = 13.5-14%.

(^) All'atto delle prove. REF/LWC/HVC = calcestruzzo di riferimento/leggero/pesante.

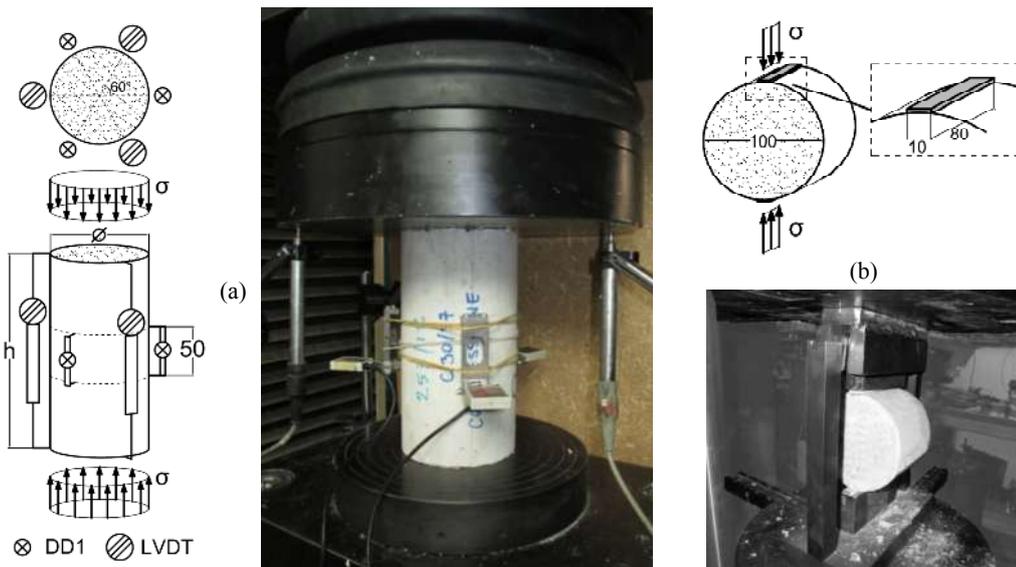


Figura 1 – Provino strumentato prima della prova in compressione (a); e disposizione del provino nella prova di trazione indiretta per spacco (b).

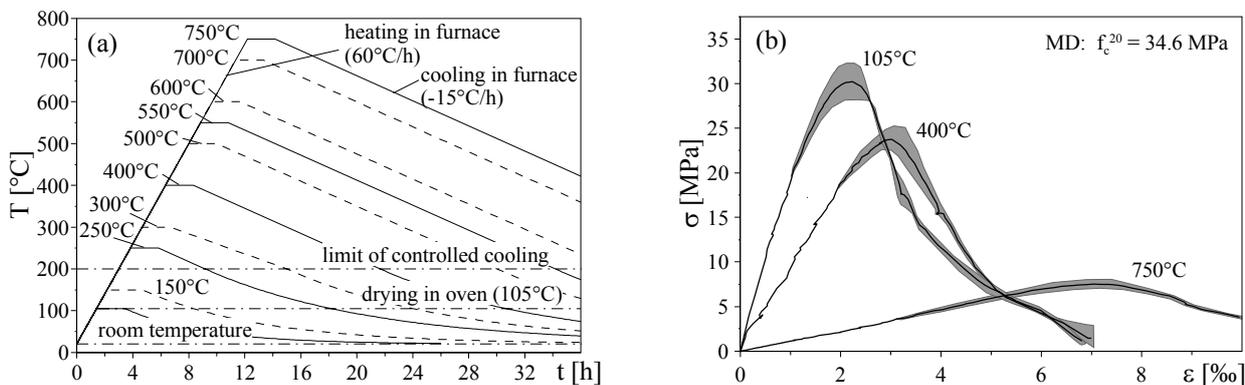


Figura 2 – (a) Cicli termici (curve continue/tratteggiate) per calcestruzzo baritico/alleggerito con EPS; e (b) esempi di ripetibilità delle prove.

Le prove in trazione indiretta per spacco sono state effettuate in controllo di carico; rispetto allo standard EN 12390-6 ($\varnothing = 150$ mm e $h/\varnothing = 1$) le dimensioni dei cilindri e delle strisce di carico sono state ridotte di 1/3 ($\varnothing = 100$ mm), ad eccezione della lunghezza. Infatti, per limiti imposti dalla bassa numerosità dei cilindri, il rapporto diametro/altezza h/\varnothing è risultato essere 0.3 nelle prove sulle Mescole M0, M1 and M2, e 0.8 nelle prove sulle Mescole MM and MD.

5. DIFFUSIVITA' TERMICA

La diffusività termica, che è il rapporto fra il calore trasmesso ed il calore immagazzinato nell'unità di tempo dall'unità di massa del materiale soggetto a gradiente termico unitario e con sezione unitaria, è definita come: $D = \lambda/(c\rho)$, dove λ è la conducibilità termica, c è il calore specifico e ρ è la densità. In un cilindro lungo ($h \geq 2\varnothing$) soggetto a velocità di riscaldamento costante ($v_h =$ velocità media di riscaldamento del provino) la diffusività termica può essere valutata attraverso la seguente espressione [15]:

$$D = v_h R^2 / (4 \Delta T) \quad (1)$$

dove $\Delta T = T_2 - T_1$ è la differenza fra la temperatura T_2

misurata in prossimità della superficie esterna esposta al riscaldamento e la temperatura T_1 misurata lungo l'asse del provino, nella sezione di mezzeria del provino, e R è la distanza fra i due punti di misura.

Cinque cilindri – uno per ciascun calcestruzzo – sono stati strumentati con due termocoppie, per essere poi lentamente riscaldati fino a 700 (Mescole M0, M1 e M2) oppure 750°C (Mescole MM e MD). Come indicano le Figg.3a,b, fra 200-250°C e 500-550°C la diffusività termica di tutte le mescole è pressoché costante, e la mescola di riferimento (M0) segue molto bene la curva ottenuta dalle leggi indicate in EC2 per conducibilità, densità e calore specifico (per la conducibilità è stata adottata la curva inferiore data da EC2).

Ambedue le Mescole M1 e M2 presentano diffusività minore di quella del calcestruzzo ordinario (da -40 a -20%, Fig.3a), il che è ben noto per altri calcestruzzi leggeri, ad esempio contenenti argilla espansa.

Anche la diffusività delle Mescole MM e MD è minore di quella del calcestruzzo ordinario (da -20 a -14%), ma in modo molto meno marcato che per le mescole con EPS. Si osservi infine che nei calcestruzzi con EPS e baritico la minore diffusività termica è essenzialmente dovuta alla minore conducibilità termica nel primo caso ed alla maggiore densità nel secondo caso.

6. PROPRIETA' MECCANICHE RESIDUALI

Curve tensione-deformazione in compressione (Figg.4,5): per tutte le mescole vi sono ben definiti e lineari rami di carico, non linearità più o meno pronunciata vicino al picco tensionale e rami di scarico, che denotano un viraggio verso comportamenti di tipo elasto-plastico con l'aumento della temperatura, più per i calcestruzzi leggeri, meno per quelli pesanti. Fino a 500-550°C le mescole leggere (Figg.4b e 5a) e le mescole pesanti (Figg.4c e 5b) hanno comportamento più fragile della mescola di riferimento (Fig.4a). Si noti che la Mescola MD presenta un limitato ma non trascurabile recupero di resistenza fra 250 e 400°C (Fig.5c), il che è stato spesso osservato più per i calcestruzzi ad alte prestazioni, che per quelli normali. Comportamento analogo ma molto più attenuato presenta la Mescola M0 (Fig.4a), in cui la resistenza residua rimane stabile fra 150 e 300°C. L'effetto intaglio dovuto ai vuoti occupati dalle particelle di EPS e la microstruttura altamente fratturata dell'aggregato baritico spiegano la fragilità dei calcestruzzi leggeri e pesanti.

Resistenza a compressione (Fig.6): i diagrammi normalizzati delle Mescole M0 e M2 (Fig.6a), così come quelli delle mescole pesanti (Fig.6b), cadono all'interno delle due curve date da ACI 216-1.07 (2007), mentre la Mescola M1 denota una maggiore sensibilità all'alta temperatura. Nel complesso, i calcestruzzi con EPS tendono ad essere più sensibili all'alta temperatura rispetto al calcestruzzo ordinario, mentre i calcestruzzi baritici sono in linea con il calcestruzzo ordinario e mostrano anzi un miglior comportamento sopra i 500°C.

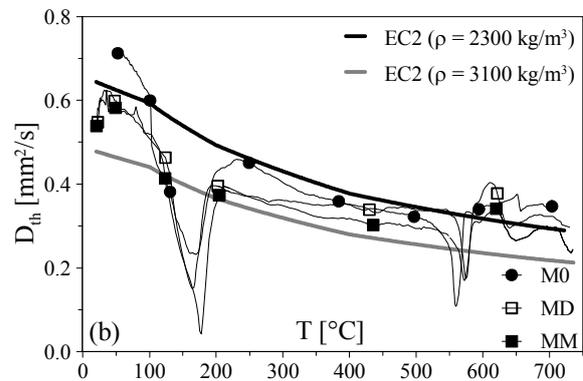
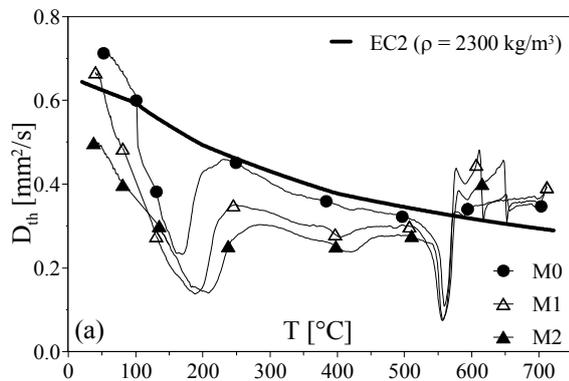


Figura 3 – Diffusività termica dei calcestruzzi con EPS (a); e dei calcestruzzi baritici (b), in funzione della temperatura massima di riscaldamento, e confronto con il calcestruzzo ordinario.

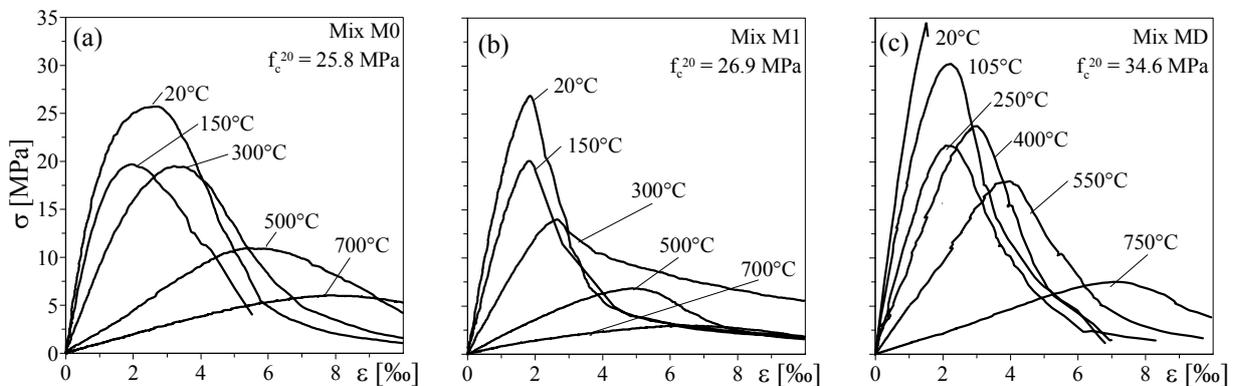


Figura 4 – Curve tensione-deformazione in compressione: (a) Mescola M0; (b) Mescola M1; e (c) Mescola MD.

Resistenza a trazione indiretta per spacco (Fig.7a): come è ben noto anche per i calcestruzzi ordinari, la resistenza a trazione è più sensibile all'alta temperatura della resistenza a compressione, ma nel complesso il degrado meccanico in trazione dei calcestruzzi con EPS e baritici è molto simile a quello del calcestruzzo ordinario, come indicato – ad esempio – dalla curva bilineare data in EC2 – EN 1992-1-2 (Progettazione Strutturale al Fuoco, 1992, che però si riferisce alla trazione diretta ad alta temperatura). A causa del comportamento molto simile fra le Mescole M1 e M2, MM e MD, si fa riferimento in Fig.7a alle sole Mescole M1 ed MD, oltre alla Mescola M0.

Modulo elastico (Fig.7b, Mescole M0, M1 e MD): la sensibilità all'alta temperature del calcestruzzo con EPS è molto simile a quella del calcestruzzo ordinario, come mostra la nube dei risultati sperimentali citati da Phan e Carino (1998) [16]. Lo stesso si può dire per il calcestruzzo baritico, che sembra comportarsi meglio sopra i 400°C, rispetto al calcestruzzo ordinario o con EPS.

Deformazione alla tensione di picco (Fig.8, Mescole M0, M1 e MD): anche per i calcestruzzi con EPS e baritici la deformazione corrispondente alla tensione di picco è prossima al 2% in condizioni ambientali normali ($T = 20^\circ\text{C}$), come per i calcestruzzi ordinari; a temperatura crescente la deformazione si mantiene sensibilmente costante fino a circa 150°C (mescole con EPS) e 250°C (mescole baritiche), per poi crescere in modo sensibilmente lineare, raggiungendo valori compresi tra il 6 e l'8% alla temperatura di 700-750°C.

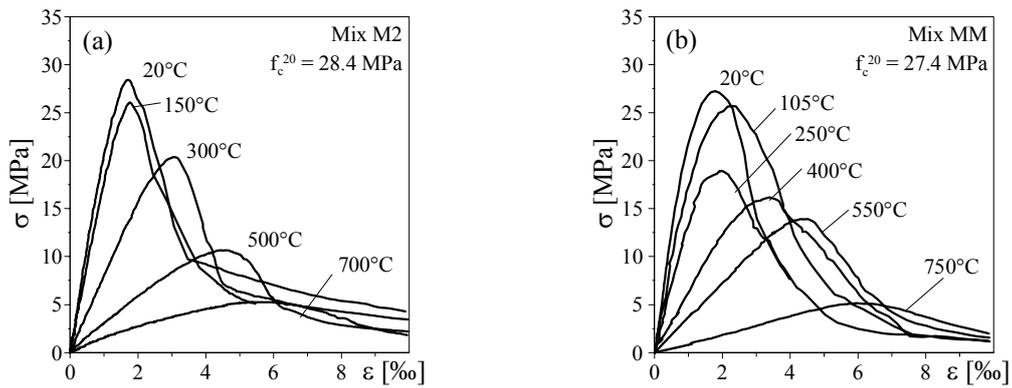


Figura 5 – Curve tensione-deformazione in compressione: (a) Mescola M2; e (b) Mescola MM.

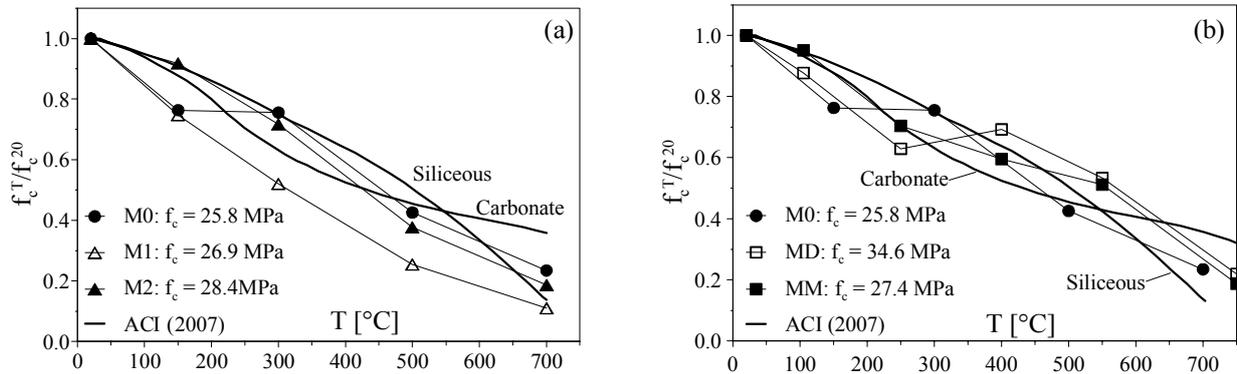


Figura 6 – Diagrammi normalizzati della resistenza in compressione: (a) mescole con EPS; e (b) mescole baritiche.

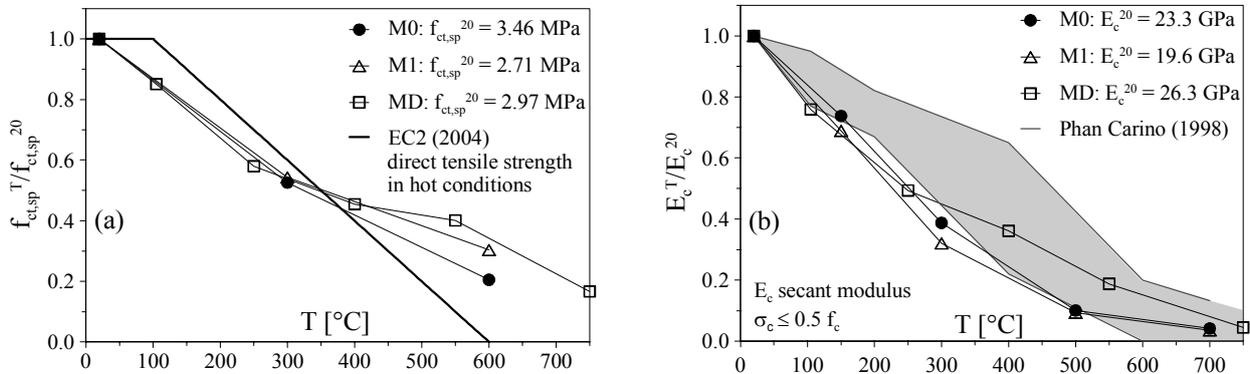


Figura 7 – Diagrammi normalizzati della resistenza a trazione (a); e del modulo elastico (b).

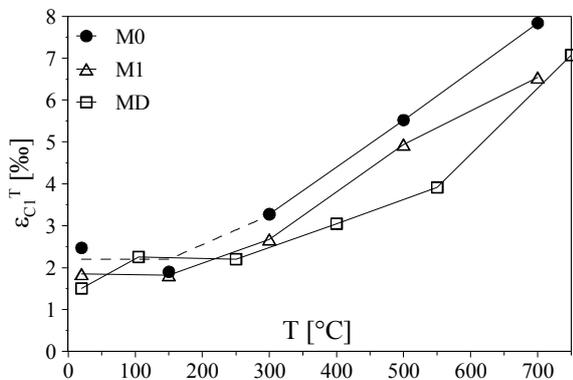


Figura 8 – Diagrammi della deformazione al picco tensionale.

In conclusione, i diagrammi assoluti e normalizzati dei calcestruzzi alleggeriti con EPS mostrano come il puro aumento del quantitativo di cemento non si giustifichi in termini di migliori prestazioni meccaniche, a qualsiasi temperatura fino a 700°C (si vedano le Mescole M1 ed M2), mentre gli analoghi diagrammi dei calcestruzzi baritici mostrano come l'invecchiamento in condizioni ambientali ordinarie (tre anni all'aria, Miscela MD) migliori – anche se non in modo sostanziale – le proprietà meccaniche residuali rispetto all'invecchiamento in ambiente umido (tre anni in camera climatizzata, Miscela MM), il che, però, merita ulteriori riflessioni.

7. INDICI DI DANNO

Il danno indotto dall'alta temperatura nei materiali quasi fragili – essenzialmente in forma di microfessurazione e porosità aggiuntiva – può essere quantificato per mezzo di *indici di danno*. Fra i vari indici proposti in letteratura (si vedano le referenze in [9]), quelli basati sul modulo elastico (D_E^T , Eq.2) e sulla velocità delle onde ultrasoniche (D_V^T , Eq.3) sono spesso usati, in quanto i parametri E e v_{us} – ambedue decrescenti con la temperatura (Figg.7b e 9) – sono facilmente misurabili:

$$D_E^T = 1 - (E_0^T/E_0^{20}) \quad ; \quad D_V^T = 1 - (v_{us}^T/v_{us}^{20})^2 \quad (2,3)$$

dove E_0 è il modulo elastico all'origine della curva sforzo-deformazione in compressione.

Dato che in un continuo perfettamente elastico-lineare, il modulo elastico è proporzionale al quadrato della velocità delle onde ultrasoniche v_{us} ed alla densità ρ , l'indice di danno D_V^T può essere formulato anche nel modo seguente:

$$D_V^T = 1 - (\rho^T/\rho^{20}) \cdot (v_{us}^T/v_{us}^{20})^2 \quad (4)$$

Pertanto, in un continuo perfettamente elastico-lineare le Equazioni 2 e 4 coincidono, se si trascurano gli effetti del modulo di Poisson, mentre in un continuo reale (in generale caratterizzato da maggiore o minore non linearità) D_E^T e D_V^T possono differire (Figg.10a,b) in dipendenza anche dalla definizione adottata per E (ad esempio, *secante o tangente*; nel seguito il modulo elastico è introdotto come secante per $\sigma \leq 0.1f_c$).

Il diagramma di D_E^T in funzione di D_V^T permette quindi di quantificare la non linearità del materiale a temperatura crescente, in quanto la coincidenza di D_V^T and D_E^T corrisponderebbe – come si è detto – alla perfetta elasticità lineare (a qualsiasi temperatura). I due indici sono diagrammati in Fig.10a per i calcestruzzi con EPS, ed in Fig.10b per i calcestruzzi baritici.

Nel complesso, i due indici sono più vicini alla linearità nel caso dei calcestruzzi baritici (Fig.10b), rispetto ai calcestruzzi con EPS (Fig.10a), il che sta ad indicare che al crescere della temperatura i primi tendono a conservare più a lungo il comportamento lineare, rispetto a quanto avviene nei calcestruzzi con EPS ed ordinari.

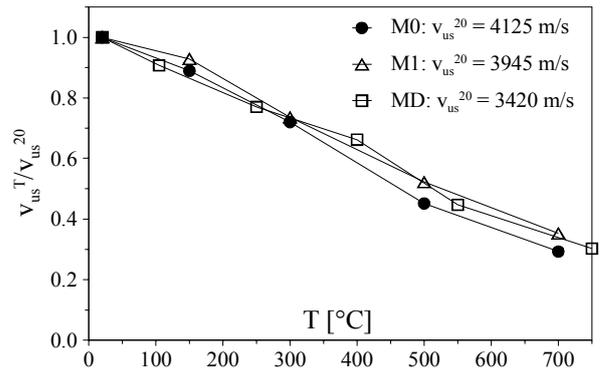


Figura 9 – Diagrammi normalizzati della velocità delle onde ultrasoniche, misurato lungo l'asse del provino.

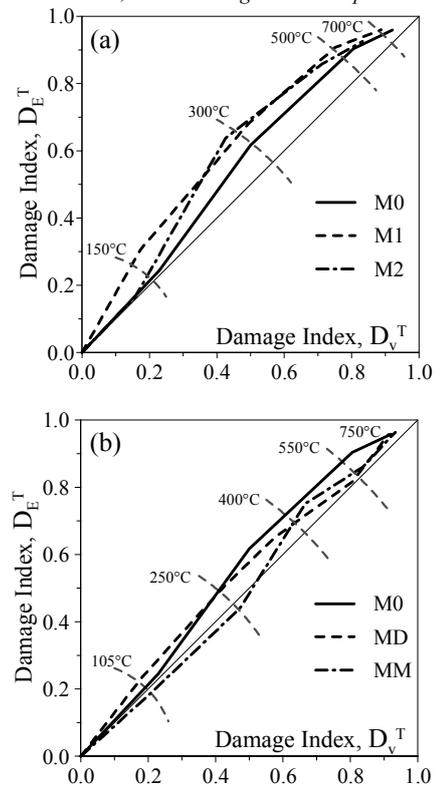


Figura 10 – Diagrammi dell'indice di danno basato sul modulo elastico D_E^T in funzione dell'indice di danno basato sulla velocità delle onde ultrasoniche D_V^T : (a) calcestruzzi con EPS; e (b) calcestruzzi baritici.

8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

I calcestruzzi alleggeriti con polistirene espanso sinterizzato – EPS, e con aggregato pesante baritico mostrano all'alta temperatura un comportamento meccanico normalizzato, che è in complesso piuttosto simile a quello del calcestruzzo ordinario, in termini di resistenza a trazione, modulo elastico e deformazione al picco tensionale. Viceversa, per la resistenza a compressione il calcestruzzo con EPS è più sensibile all'alta temperatura del calcestruzzo ordinario (fino a 700°C), a meno che vengano usati quantitativi di cemento molto (troppo) elevati, peraltro senza

un corrispettivo aumento della resistenza. Il calcestruzzo baritico, invece, è in linea con il calcestruzzo ordinario, ed anzi si dimostra migliore al di sopra dei 350-400°C.

Con riguardo alla diffusività termica – che è un indice della capacità isolante del materiale – il calcestruzzo con EPS ha valore molto basso, in analogia – ad esempio – con il calcestruzzo alleggerito con argilla espansa, mentre il calcestruzzo baritico (che in questo lavoro non è particolarmente *pesante*) ha diffusività termica marginalmente più bassa di quella del calcestruzzo ordinario.

Infine, gli indici di danno – basati rispettivamente sul modulo elastico e sulla velocità delle onde ultrasoniche – mostrano che il calcestruzzo baritico mantiene anche ad alta temperatura un comportamento in compressione più lineare di quello degli altri calcestruzzi esaminati, leggeri o ordinari che siano.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MILED K., SAB K. e LE ROY R. – (2007), Particle Size Effect on EPS Lightweight Concrete Compressive Strength: Experimental Investigation and Modelling, *Mechanics of Materials*, Vol. 39, pp. 222-240.
- [2] CHEN B. e LIU L. – (2004), Properties of Lightweight Expanded Polystyrene Concrete Reinforced with Steel Fiber, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, pp. 1259-1263.
- [3] BABU D.S., BABU K.G. e TION-HUAN W. – (2006), Effect of Polystyrene-Aggregate Size on Strength and Moisture Migration Characteristics of Light-Weight Concrete, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 28, pp. 520-527.
- [4] TRUSSONI M., HAYS C.D. e ZOLLO R.F. – (2012), Comparing Lightweight Polystyrene Concrete Using Engineered or Waste Materials, *ACI Materials Journal*, Vol. 109, No. 1, pp. 101-107.
- [5] BOUNIOL P. – (2001), *Bétons Spéciaux de Protection*, Techniques de l'Ingénieur - Génie Nucléaire, BN 3 740, 29 pp.
- [6] SAKR K. e EL-HAKIM E. – (2005), Effect of High Temperature or Fire on Heavy-Weight Concrete Properties, *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, pp. 590-596.
- [7] REVUELTA D., ALONSO M.C., GARCIA J.L. e BARONA A. – (2009), Experimental Study on a Barite Heavy-Weight Self-Consolidating Concrete, *ACI – American Concrete Institute*, SP 261-7 “Recent Advances in Concrete Technology and Sustainability Issues”, pp. 101-114.
- [8] TOPÇU I.B. – (2003), Properties of Heavyweight Concrete Produced with Barite”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, pp. 815-822.
- [9] LO MONTE, BAMONTE P. e GAMBAROVA P.G. – (2014), Physical and Mechanical Properties of Heat-Damaged Structural Concrete Containing Expanded Polystyrene Synthesized Particles, *Fire and Materials*, in press (DOI: 10.1002/fam.2230), 14 pp..
- [10] WITTE L.P. e BACKSTROM J.E. - (1954), Properties of Heavy Concrete Made with Barite Aggregates, *ACI – Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 26, No. 1, pp. 65-88.
- [11] CRISPINO E. – 1972, Studies on the Technology of Concretes under Thermal Conditions, *ACI-American Concrete Institute SP 34-25 “Concrete for Nuclear Reactors”*, pp. 443-480.
- [12] MATHER K. – (1965), High-Strength High-Density Concrete, *ACI – Journal of the American Concrete Institute* Title 62-56 Proc. (62), pp. 951-962.
- [13] VECCHIO F.J. e SATO J.A. – (1998), Drop, Fire and Thermal Testing of a Concrete Nuclear Fuel Container”, *ACI-Structural Journal*, 85-S35, pp. 374-383.
- [14] LO MONTE F., BAMONTE P. e GAMBAROVA P.G. – (2013), Mechanical and Thermal Properties of a Heavy Radiation-Proof Concrete Exposed to High Temperature, *Atti del 7th International Conference on Concrete under Severe Conditions – CONSEC 13*, Vol. 2, pp. 1672-1684, Nanjing (China), Sept. 23-25.
- [15] FELICETTI R. e GAMBAROVA P.G. – 1998, Effects of High Temperature on the residual Compressive Strength of Siliceous HSCs, *ACI-Materials Journal*, V.95, No.4, pp. 395-406.
- [16] PHAN L.T. e CARINO N.J. - (1998), Review of Mechanical Properties of HSC at High Temperature”, *ASCE – Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.10, No.1, pp. 58-64.

PhD Francesco Lo Monte
e-mail: francesco.lo@polimi.it

Professore Pietro G. Gambarova
e-mail: pietro.gambarova@polimi.it

LE CENERI VOLANTI NEL CONFEZIONAMENTO DI CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA

Nicola Longarini¹, Marco Zucca¹, Giuseppe Silvestro²

1 Consorzio CISE, Politecnico di Milano

2 Ingegnere libero professionista

SOMMARIO

Alla luce delle nuove conoscenze sulla confezione delle miscele per calcestruzzi ad alta resistenza (High Strength Concrete, HSC), i calcestruzzi strutturali per la realizzazione delle gallerie del “Progetto Adriatico” (argomento già trattato presso AICAP nel Novembre 2010) sono stati rivisti e studiati considerando idoneo per essi l’utilizzo di cenere volante.

In particolare, affinché la progettazione del “Canale Adriatico” sia anche orientata verso la Sostenibilità, l’utilizzo della cenere volante in parziale sostituzione del Cemento Portland sembra essere una valida soluzione, sia da un punto di vista prestazionale, che economico.

I vantaggi ivi illustrati possono essere estesi dal caso in oggetto (strutture interrato del progetto Adriatico) ad altre costruzioni fuori terra.

Nella memoria vengono citate le principali normative tecniche sull’utilizzo delle ceneri volanti e si spiega come, con tali ceneri, migliorino non solo le prestazioni del calcestruzzo in termini di resistenza meccanica, ma anche in termini di resistenza all’attacco degli agenti chimici (quali si solfati) ad ai cicli di gelo e disgelo. Inoltre, è affrontato il tema legato ai benefici inerenti il minore rapporto a/c a parità di lavorabilità del calcestruzzo fresco.

Ulteriori considerazioni sono fatte circa l’idratazione, durante la quale, con le ceneri volanti, la miscela sviluppa minore calore per l’abbassamento delle percentuali di C_3A e C_3S presenti in essa. Infine, in questa sede, si analizza la maggiore impermeabilità del materiale ottenuta grazie alla cenere volante, per la quale si ha un minore tenore di calce di idrolisi che, essendo idrosolubile, porta ad un aumento della porosità della pasta cementizia.

Il complesso dei suddetti benefici dimostra come l’aggiunta delle ceneri volanti nel confezionamento di calcestruzzi ad alta resistenza rappresenti una valida soluzione nei confronti di molte problematiche che normalmente affliggono il materiale calcestruzzo in importanti opere strutturali ed infrastrutturali.

THE USE OF FLY ASH IN HIGH STRENGTH CONCRETE MIX DESIGN

SUMMARY

In this paper the use of fly ash for particular High Strength Concrete (HSC) realizations (i.e. tunnel and underground constructions) is investigated.

The use of fly ash as a partial replacement of Portland cement in HSC seems a valid solution in particular for a sustainable construction design, considering the interesting HSC performances (in terms of strength and durability) and the economic aspects (in terms of waste material’s reuse from industrial processes). Obviously the advantages demonstrated for the underground constructions can be also evaluated for the structures in elevation. In this paper the most important technical regulations about the use of fly ash for the concrete mix design are discussed and it’s shown the increase of the mechanical resistance and the better protection against the chemical agents attacks (i.e. the sulphites) and against the freezing and thawing cycles using fly ash. Moreover, in comparison to the fresh concrete, it’s presented the benefits related to the minor ratio water/cement (defined by w/c) in the same conditions of workability. Additional considerations are carried out about the hydration process: the mixture produces less heat for the lowering of the C_3A and C_3S percentages using fly ash. Finally, a greater concrete impermeability obtained using fly ash, due to the presence of a lower hydrolysis content which leads to an increment of the cement paste porosity, has been evidenced.

1. INTRODUZIONE

1.1 Le ceneri leggere da centrale tradizionale

Le ceneri leggere (o Fly Ash) rappresentano il particolato solido raccolto dai sistemi di depolverizzazione dei fumi di combustione delle centrali termoelettriche tradizionali a polverino di carbone.

Queste ceneri sono composte da particelle di dimensione micronica, di forma sferoidale e struttura amorfa, prodotte dalla trasformazione delle impurità minerali, presenti nel polverino di carbone, a seguito della sua combustione in caldaia; impurità essenzialmente costituite da quarzo, feldspati, argille, pirite, calcite, carbonati, solfati.

La frazione non combustibile, riscaldata ad oltre 1400°C nella camera di combustione, fonde con un'importante porzione trascinata dai fumi, che in uscita dalla caldaia subisce un brusco raffreddamento e solidifica sotto forma di particelle vetrose di forma sferoidale. In seguito vengono captate nell'impianto di abbattimento polveri, composto fondamentalmente da precipitatori elettrostatici (elettrofiltri), in cui si depolverizzano i fumi separando le ceneri, che vengono successivamente inviate per via pneumatica ai silii finali di stoccaggio, pronte per il loro riutilizzo.

La massa volumica reale delle ceneri leggere risulta essere compresa tra 2100 e 2400 kg/m³, mentre quella apparente risulta essere compresa tra 600 e 800 kg/m³.

Esse sono costituite principalmente da ossidi, ossidi di silicio, alluminio, ferro e calcio, ad esempio silice (SiO₂), allumina (Al₂O₃), ematite (Fe₂O₃). I minerali presenti, sono principalmente gesso, calce, quarzo ed ematite+ferrite. La loro composizione è assimilabile a quella di una pozzolana naturale di origine vulcanica cui le ceneri sono paragonabili anche dal punto di vista microstrutturale, essendo costituite per più del 70% da particelle di natura vetrosa amorfa prodotte dal brusco raffreddamento del materiale che ne ha impedito la riorganizzazione nel reticolo cristallino.

Il D.Lgs. n° 152 del 4/04/2006 e successive modifiche D.Lgs n° 4 del 16/01/2008 (Ulteriori disposizione correttive ed integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n° 152, recante norme in materia ambiente), riporta nell'allegato D, alla parte quarta, il Catalogo Europeo Rifiuti in cui le ceneri di carbone sono identificate CER 10.01.02 e classificate come rifiuto speciale non pericoloso.

Le modalità per l'utilizzo delle ceneri volanti come materia prima per il confezionamento di calcestruzzi, in aggiunta o parziale sostituzione del cemento, sono descritte nelle UNI EN 206 e in accordo alle prescrizioni della UNI EN 450.

La cenere volante può sostituire il cemento in percentuali molto variabili. Di norma tra il 35% e il 45%.

Per via delle loro caratteristiche chimico - strutturali, le ceneri leggere prodotte nelle centrali termoelettriche tradizionali a polverino di carbone, agiscono nei calcestruzzi sia come filler (contributo fisico), sia come pozzolana artificiale (contributo chimico), contribuendo a migliorare i requisiti fondamentali di un calcestruzzo (in particolare la lavorabilità, la resistenza a compressione, la durata agli agenti atmosferici) in quanto lo rende più resistente ed impermeabile.

1.2 Vantaggi e svantaggi dei cementi con Fly Ash

I principali vantaggi nell'utilizzo delle ceneri volanti in parziale sostituzione del cemento sono:

- prodotti di idratazione e microstruttura simile a quella del cemento Portland;
- eliminazione del CH;
- minor richiesta d'acqua;
- maggiore lavorabilità grazie alla microstruttura sferica delle particelle vetrose.

Per quanto riguarda, invece, i principali svantaggi si ha:

- presenza del carbone incombusto che scolorisce il cemento e interferisce con gli additivi;
- l'idratazione della loppa è più lenta di quella del cemento. Questo comporta basse resistenze meccaniche ai brevi tempi.

L'aggiunta delle ceneri volanti determina un considerevole incremento delle resistenze meccaniche alle lunghe stagionature, ma comporta una significativa diminuzione della resistenza a compressione del calcestruzzo indurito durante i primi sette giorni di confezionamento; questo è dovuto al fatto che le ceneri sono caratterizzate da basse capacità cementanti.

In riferimento al tempo di maturazione, i calcestruzzi contenenti fly ash sono caratterizzati da una maggiore permeabilità, a confronto di un calcestruzzo standard, soprattutto durante i primi sei mesi di stagionatura; nel successivo intervallo temporale si ha una notevole diminuzione di tale divario.

2. LA NORMATIVA TECNICA

2.1 L'utilizzo delle ceneri leggere per la produzione di cementi di miscela e calcestruzzi

L'utilizzo delle ceneri all'interno del mix design dei calcestruzzi è regolato da precisi standard tecnici europei (CEN), e recepiti a livello nazionale (UNI). In particolare si ritiene opportuno citare:

- UNI - EN 197 - 1: "Cemento - Composizioni specificazioni e criteri di conformità";
- UNI - EN 206 - 1: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità" (2006);
- UNI - EN 450: "Ceneri volanti per calcestruzzi - Definizioni, requisiti e controllo di qualità" (2005).

La norma UNI EN 197 - 1 classifica i vari tipi di cemento ed i loro possibili intervalli di composizione. Al suo interno vengono inoltre definiti i diversi requisiti chimico - fisici, le classi di resistenza ottenibili, indicando, infine, i criteri relativi al controllo di qualità. Fra i materiali consentiti per l'ottenimento dei cementi compositi, le ceneri leggere di natura silicea sono utilizzabili per l'ottenimento del cemento tipo Portland con ceneri (tipi II-V), del cemento Portland composito (II-M) e del cemento pozzolanico (tipo V), con percentuali in peso variabili tra il 6 e il 55%. Le ceneri, per poter essere impiegate in tali scopi, devono rispettare dei precisi standard di qualità che prevedono un contenuto di carbone incombusto ≤ 5% in peso (misurato come perdita al fuoco), un contenuto di CaO reattiva, in peso, ≤ 10%, di CaO libera ≤ 2,5% e di SiO₂ reattiva ≥ 25%. Ceneri con incombusti fino a un limite del 7% possono essere impiegate per la

realizzazione di cementi di miscela, purché vengano, in seguito, accertati i parametri di qualità del calcestruzzo ottenuto.

La norma UNI EN 206 – 1 indica i requisiti tecnici necessari per le varie tipologie di calcestruzzo, in termini di: materiali costituenti la miscela, composizione, proprietà e verifiche di produzione, trasporto, posa in opera e maturazione. I calcestruzzi vengono distinti in funzione delle classi di esposizione ambientale a cui saranno soggetti in condizione di esercizio (ambiente secco o umido, con gelo, marino, chimicamente aggressivo, ecc.) e per ciascuna di esse sono elencate le prescrizioni in termini di contenuto minimo di cemento ed un rapporto massimo acqua/cemento al fine di garantire la durabilità del manufatto finale all'attacco degli agenti atmosferici. Tale norma consente l'utilizzo per la produzione di calcestruzzi di ceneri conformi agli standard descritti dalla UNI EN 450, introducendo un fattore di equivalenza k rispetto al cemento. Il contenuto minimo di legante prescritto per la qualità del calcestruzzo, in funzione delle diverse destinazioni d'uso, risulta essere:

$$[\text{cemento}] = k[\text{cenere}] \quad (1)$$

Il parametro k fornisce, moltiplicato per il contenuto di ceneri, il cemento equivalente per la realizzazione di un calcestruzzo senza ceneri, ma con eguali caratteristiche di resistenza a 28 giorni di stagionatura.

Il fattore di equivalenza k assume un valori pari a 0,2 se le ceneri vengono utilizzate al fianco di un cemento Portland di classe 32,5 o 0,4 se si utilizza un cemento Portland di classe maggiore o uguale a 42,5. Il valore di k dipende, fondamentalmente, dalla qualità della cenere volante utilizzata all'interno del mix design. Il tenore massimo di cemento sostituibile deve, in ogni caso, rispettare la seguente limitazione:

$$\Delta c \leq k (c_{\min} - 200) \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] \quad (2)$$

dove c_{\min} = tenore minimo di legante prescritto dallo standard.

Il fattore k può essere utile anche nel calcolo del rapporto a/c , per verificarne la rispondenza al requisito del massimo valore richiesto ai fini della durabilità, attraverso la seguente espressione:

$$a/(c + kf) \quad (3)$$

La norma UNI EN 206 fornisce, inoltre, i criteri per determinare il rapporto a/c attraverso l'ausilio del già citato fattore k di equivalenza delle ceneri in base al tipo di cemento.

Il rapporto cenere/cemento $\leq 0,33$ limita il contenuto massimo in cenere in qualità di aggiunta attiva (pozzolanica).

La UNI EN 450, prima citata, indica i requisiti chimico-fisici e le modalità per il controllo statistico della qualità delle ceneri leggere utilizzate come aggiunta pozzolanica per la realizzazione di calcestruzzi conformi alla precedente UNI EN 206. Le principali caratteristiche richiamate nella Norma sono: la perdita al fuoco e il tenore di cloruri, solfati e calce libera e le seguenti proprietà fisiche: finezza, indice di attività pozzolanica, la stabilità dimensionale nelle malte e la densità.

Tabella 1 – controllo qualità delle ceneri leggere (UNI EN 450)

Caratteristiche chimico-fisiche	Requisiti di accettazione	Procedura di prova	Frequenza di controllo
Perdita al fuoco (%)	$\leq 5,0/7,0^{(1)}$	EN 196-2	giornaliera
Cloruri (%)	$\leq 0,10$	EN 196-2	mensile
Solfati (%)	$\leq 3,0$	EN 196-2	mensile
Calce libera (%)	$\leq 1,0$	EN 451-1	settimanale
	$\leq 2,5^{(2)}$		
Stabilità Le Chatelier (mm)	$\leq 10,0$	EN 196-3	settimanale
Finezza (%) (trattenuto a 45 μm)	$\leq 40,0$	EN 451-2	giornaliera
Uniformità di finezza (%)	Valore medio $\pm 5,0$	EN 451-2	giornaliera
	$\leq 75,0$ a 28 gg	EN 450	bisettimanale
Indice di attività pozzolanica (%)	$\leq 85,0$ a 90 gg	EN 196-1	
Densità (kg/m^3)	Valore medio ± 150	EN 8529/13 EN 196-6	mensile

(1) il limite del 7% può essere accettato su base nazionale

(2) limite ammesso se soddisfa la prova di stabilità di Le Chatelier

Ciascun limite è relativo al valore caratteristico del corrispondente parametro in relazione al periodo di campionamento considerato, che risulta essere pari al suo valore medio aumentato o diminuito, a seconda dei casi, di un fattore $K * \sigma$ (limite massimo o minimo), dove con K viene indicato un fattore moltiplicativo funzione della quantità di campioni analizzati (diminuisce all'aumentare del numero di campioni passando da 2,45 per 10 campioni a 1,45 per più di 200 campioni), mentre σ rappresenta lo scarto quadratico medio nella distribuzione di valori misurati.

I precedenti controllo devono essere eseguiti dal produttore delle ceneri o da società esterne dedicate al loro stoccaggio o trattamento o distribuzione e vendita.

3. LE PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI CON LE CENERI VOLANTI

3.1 Modalità di impiego delle ceneri volanti nelle miscele cementizie

All'interno delle miscele cementizie, le ceneri possono essere usate come:

- materia prima per la produzione di clinker di Portland in sostituzione dell'argilla;
- aggiunta al clinker per la produzione di cementi di miscela, in accordo con le già citate UNI EN 197 – 1;
- materia prima per il confezionamento dei calcestruzzi, in aggiunta o in parziale sostituzione del cemento, secondo le modalità descritte nella UNI EN 206, in accordo con le prescrizioni della UNI EN 450.

Nelle ultime due applicazioni citate, le ceneri, agiscono principalmente come pozzolane artificiali, rappresentandone i più validi utilizzi sia da un punto di vista tecnico che da un punto di vista economico.

Infatti le fly ash sono capaci di reagire chimicamente a temperatura ambiente con l'idrossido di calcio liberato dal cemento Portland, dando origine a silico-alluminati idrati di calcio, molto simili a quelli che vengono prodotti durante la reazione del cemento stesso.

Nei calcestruzzi prodotti con il solo Portland si ha la generazione di un eccesso di calce idrata ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), che rappresenta un componente di indebolimento del calcestruzzo vista la sua porosità e la sua tendenza ad essere vulnerabile all'attacco degli acidi e dell'anidride carbonica oltre che la nota propensione alla solubilità in presenza di acque solfatiche. L'utilizzo di materiale pozzolanico, avente la proprietà di reagire con la calce fissandola in prodotti di reazione stabili e ad elevata idraulicità, consente di ottenere un deciso miglioramento nella resistenza del calcestruzzo e di renderlo meno permeabile e meno vulnerabile all'attacco di agenti chimici. L'effetto "filler" delle ceneri consente di migliorare, quindi, le proprietà finali del calcestruzzo indurito risultando essere più resistente e impermeabile e di conseguenza utilizzabile per la realizzazione di opere, sia interrata che in elevazione, in ambienti particolarmente aggressivi. Quando le fly ash vengono utilizzate per la sostituzione di parte del cemento, si può notare nel getto, come già prima accennato, un più lento sviluppo delle resistenze alle basse stagionature a causa della loro reazione ritardata con la calce, raggiungendo, in ogni caso, le stesse resistenze finali a 28 e 90 giorni. Questa particolare caratteristica può essere vista come un inconveniente, facilmente risolvibile dosando in modo opportuno gli additivi di presa normalmente utilizzati, ma può costituire anche un vantaggio come, per esempio, nel caso dei getti massivi. In essi, infatti, l'adozione di un calcestruzzo contenente le ceneri consente di ridurre fortemente i gradienti termici conseguenti ai processi esotermici di idratazione del cemento ed alla bassa conducibilità termica che caratterizza il calcestruzzo, prevenendo il pericolo di fessurazioni e cedimenti dovuti alle tensioni interne generate dalla dilatazione differenziale fra le zone interne ed esterne del getto.

3.2 Lavorabilità

La lavorabilità rappresenta quella proprietà del calcestruzzo o malta freschi che determina la facilità con cui essi vengono mescolati, messi in opera e rifiniti in modo omogeneo. Essa non dipende dalle sole proprietà del calcestruzzo, ma è fortemente condizionata dalla natura della specifica applicazione.

Si ritiene che l'aggiunta di additivi minerali migliori le caratteristiche dei materiali cementizi, riducendone però la lavorabilità. L'aggiunta di polveri fini aumenta l'area superficiale e di conseguenza la domanda d'acqua. Tuttavia, è stato verificato che in alcuni casi l'aggiunta di additivi minerali, quali ad esempio le scorie d'altoforno, addizionate in determinate proporzioni sono in grado di diminuire la quantità d'acqua di impasto.

Le ceneri volanti possono essere utilizzate nella produzione dei materiali a matrice cementizia come aggiunta vera e propria, mantenendo invariato il dosaggio di cemento, o come aggiunta parziale sostituzione del cemento.

L'utilizzo delle fly ash, all'interno del mix design di un calcestruzzo, porta ad un notevole miglioramento delle proprietà del calcestruzzo fresco, quali la lavorabilità e la pompabilità, consentendo così di ottimizzare il rapporto acqua/cemento, infatti si ottengono miscele più omogenee che non danno vita a fenomeni di segregazione dell'acqua di impasto, noti come bleeding.

Tale miglioramento è dovuto alla forma sferica delle ceneri che consente alle particelle di scorrere più facilmente le

une rispetto alle altre, riducendo l'attrito tra le particelle stesse. Inoltre, tale forma, porta alla minimizzazione del rapporto superficie/volume delle particelle, riducendo così la domanda d'acqua.

Le particelle caratterizzate da una forma sferica permettono di ottenere una densità d'impaccamento più elevata in rapporto a particelle di forme irregolari a cui segue una minor richiesta d'acqua a parità di lavorabilità.

La geometria sferica e regolare, oltre che le dimensioni ridotte, delle particelle vetrose costituenti le ceneri favoriscono la mobilità delle altre particelle presenti all'interno del materiale, permettendo di ridurre, così, contemporaneamente la richiesta d'acqua a differenza di quanto accade per i materiali fini ad eccezione del cemento. Tale effetto di riduzione aumenta con il tenore di aggiunta e con la finezza della cenere impiegata nel mix design.

Più in generale, si può affermare che le ceneri volanti apportano dei benefici, in termini di lavorabilità e finitura superficiale, quando vengono impiegate in miscele o calcestruzzi poveri in aggregati fini.

3.3 Calore di idratazione

L'idratazione del cemento Portland è un processo esotermico, per cui il calore che viene liberato determina un aumento della temperatura del cemento fresco. La parziale sostituzione del cemento con le fly ash, la cui cinetica di idratazione risulta essere decisamente più lenta di quella del cemento stesso, implica un minor sviluppo di calore e del conseguente aumento di temperatura. Le ceneri bituminose, caratterizzate da un basso contenuto in calcio, risultano essere più efficaci di quelle ad alto contenuto di calcio (sub bituminose) nel ridurre la velocità di aumento della temperatura. Nelle costruzioni di opere massive, l'impiego delle ceneri al posto del cemento, con percentuali variabili tra il 40% e il 70%, porta ad una riduzione, se non ad una totale eliminazione, degli stress termici generati durante la fase di indurimento del cemento.

3.4 Idratazione e resistenza

L'aggiunta delle fly ash all'interno del mix design di un calcestruzzo porta alla modifica della velocità di idratazione e al conseguente sviluppo della resistenza. La parziale sostituzione del cemento con la cenere genera un rallentamento dell'idratazione del cemento durante le fasi iniziali del processo. Le reazioni pozzolaniche che coinvolgono le fly ash hanno luogo solamente dopo l'inizio dell'idratazione del cemento stesso, quando cioè si è generata una quantità sufficiente di idrossido di calcio che reagisce con la silice contenuta nelle ceneri. Il periodo di indurimento dove le ceneri assumono il comportamento di un materiale praticamente inerte dipende dalla reattività del sistema, più precisamente dal contenuto di silice amorfa e dalla superficie specifica, oltre che dalla temperatura di maturazione dell'impasto; di conseguenza a quanto appena detto, gli effetti benefici, portati dall'introduzione delle ceneri, in termini di aumento della resistenza finale e riduzione della permeabilità, si manifestano soltanto in un secondo momento. La rapidità con cui i calcestruzzi con ceneri sviluppano l'incremento di resistenza dipende da vari fattori, di cui i più importanti sono: la finezza delle ceneri impiegate, il contenuto di silice amorfa, la dimensione media delle particelle, le proporzioni in cui sono state aggiunte, la temperatura ambiente e l'eventuale

presenza di additivi. In letteratura si riscontra che sebbene i calcestruzzi con l'aggiunta di ceneri abbiano bisogno di intervalli temporali maggiori per raggiungere la resistenza finale, questa risulta essere più elevata che nel caso di impasti non addizionati. Oltretutto l'aggiunta di miscele di ceneri ricche in frazioni fini porta ad un aumento della resistenza finale senza pregiudicare quella a breve termine.

I fattori che condizionano in modo negativo lo sviluppo della resistenza e l'impermeabilità dei materiali cementizi sono principalmente: la presenza di pori di dimensioni elevate nella pasta di cemento indurita e le microfratture che si generano lungo l'interfaccia tra la pasta di cemento e gli aggregati. L'utilizzo di ceneri volanti tende a limitare al massimo tali effetti. Esse agiscono sia da un punto di vista fisico, attraverso il riempimento dei pori di grandi dimensioni con le particelle fini e finissime, che da un punto di vista chimico, poiché i prodotti delle reazioni pozzolaniche tendono a ridefinire la struttura dei pori riducendo lo sviluppo di microfessure lungo le zone di transizione.

Le proprietà meccaniche e la durabilità dei calcestruzzi sono condizionate dalla densità e dalla formazione di microfratture lungo la zona di contatto che intercorre tra la pasta di cemento e l'aggregato. Nei normali calcestruzzi a base di cemento Portland la zona di transizione presenta una densità minore della massa restante ed un elevato contenuto di cristalli di idrossido di calcio, per cui risultano essere maggiormente soggetti alla formazione di fenomeni di microfessurazione dovuti, principalmente, al diverso ritiro dimensionale di pasta di cemento ed aggregato, indotte da variazioni di temperatura e umidità. Risulta evidente, da quanto appena esposto, che la zona di interfaccia pasta di cemento-aggregato è quella più critica in termini di resistenza del calcestruzzo finito. L'impiego di ceneri volanti migliora la resistenza e la durabilità del calcestruzzo in quanto porta ad un aumento della resistenza meccanica della zona di interfaccia modificandone la struttura.

3.5 Resistenza alle aggressioni dovute agli agenti chimici

La resistenza all'attacco di agenti chimici aggressivi è fortemente condizionata dallo stato di decomposizione in cui si trova la pasta di cemento e dall'espansione distruttiva dovuta alle reazioni chimiche interne che si generano nella pasta già indurita. Le soluzioni acide reagiscono con l'idrossido di calcio andando a generare dei composti solubili in acqua che vengono, poi, dilavati dal cemento dando vita ad un'elevata porosità che porta ad una drastica diminuzione della resistenza chimica del calcestruzzo. Diversamente, i solfati, in particolare quelli solubili in acqua, reagendo anche loro con il $\text{Ca}(\text{OH})_2$, portano alla formazione del solfo-alluminato di calcio (ettringite). Tale reazione porta ad un aumento del volume per cui, se avviene nella matrice già consolidata, causa un effetto di disgregazione.

L'aggiunta delle ceneri volanti porta ad un aumento della resistenza del calcestruzzo agli attacchi di agenti chimici particolarmente aggressivi come i solfati. Le reazioni pozzolaniche della cenere, infatti, da un lato consumano l'idrossido di calcio che rappresenta una delle cause principali della vulnerabilità del calcestruzzo agli agenti chimici e dall'altro portano ad una diminuzione significativa della porosità della pasta stessa con conseguente diminuzione della permeabilità agli agenti chimici aggressivi.

Sostituendo circa il 15% del peso del cemento con fly ash di tipo sub-bituminoso, la resistenza del cemento esposta all'azione di soluzioni di Na_2SO_4 e MgSO_4 con concentrazioni inferiori al 10% risulta notevolmente incrementata.

3.6 Resistenza ai cicli di gelo-disgelo

La resistenza del calcestruzzo ai cicli di gelo-disgelo dipende da diversi fattori tra i quali: la formazione di un sistema opportuno di pori che garantisce l'intrappolamento di un'opportuna quantità d'aria, la velocità di raffreddamento, le condizioni di indurimento del cemento, il tipo e la conformazione dei materiali cementizi presenti e l'eventuale presenza di sali antigelo. Con l'aggiunta delle ceneri volanti nel calcestruzzo si ottiene un abbassamento della temperatura di congelamento dell'acqua presente nei pori, dovuto alla ridefinizione dei pori stessi con conseguente aumento della durabilità del cemento. La presenza di ceneri, però, tende a diminuire la quantità d'aria inglobata nei calcestruzzi e, dato che tale quantità rappresenta un parametro fondamentale è bene tener sotto osservazione, in maniera piuttosto accurata, la distribuzione dei pori in cui rimane l'aria.

3.7 Determinazione della resistenza a compressione

Considerando un calcestruzzo confezionato usando una quantità "c" di cemento ed una quantità "p" di fly ash, si definisce cemento equivalente (c_e) quella quantità di cemento necessaria ad ottenere lo stesso contributo alla resistenza a compressione dato da p. La somma del valore di c_e e della quantità di cemento c presente all'interno della miscela determina il contenuto totale di cemento (c_{tot}), come esplicitato dalla seguente relazione:

$$c_{tot} = c + c_e = c + kp \quad (4)$$

La resistenza meccanica a compressione di un calcestruzzo dipende principalmente dal rapporto acqua/cemento e dai gradi di idratazione (a) del cemento che risulta, tuttavia, difficile da valutare e, quindi, si preferisce considerare il tempo di idratazione (indicato con t). Considerando che la temperatura rimanga costante durante il periodo di idratazione, che non vi siano additivi che modificano la cinetica di idratazione e che la stagionatura avvenga in ambiente umido, la resistenza a compressione di un calcestruzzo ad un determinato tempo di idratazione t^* può esprimersi come:

$$R_c = A \left(\frac{a}{c} \right)^B \quad (5)$$

dove a = acqua presente nella miscela; c = cemento presente nella miscela; A e B = costanti da determinare sperimentalmente dipendenti dal tempo di idratazione e dal tipo di cemento.

In presenza di fly ash si ha:

$$R_c = A [a / (c + kp)]^B \quad (6)$$

dove k = fattore di efficienza della cenere volante relativamente alla resistenza a compressione; p = contenuto di cenere volante.

3.8 Penetrazione dei cloruri

La penetrazione dello ione cloruro nel calcestruzzo viene regolato dalla seconda legge di Fick (processo di diffusione):

$$\partial c / \partial t = -D [(\partial^2 c) / (\partial x^2)] \quad (7)$$

dove D = coefficiente di diffusione apparente.

Tale valore dipende dai fattori che regolano la porosità capillare della matrice cementizia, quindi il rapporto a/c e il grado di idratazione, e da quelli che influenzano la capacità di dei prodotti di idratazione di legare il cloruro durante il processo di diffusione.

In maniera del tutto analoga a quanto visto per la definizione del parametro k , si può definire un fattore di efficienza della cenere volante correlato alla capacità di penetrazione dei cloruri appena descritta:

$$c_{tot} = c + k_{pcl}p \quad (8)$$

dove c_{tot} = contenuto totale di cemento; c = quantità di cemento; p = quantità di fly ash; k_{pcl} = fattore di efficienza della cenere volante dovuto alla penetrazione dei cloruri.

Quindi, avendo una nota quantità di cenere volante p contenuta nel calcestruzzo, viene definito "cemento equivalente" (c_e) a p quella quantità di cemento che, sostituita a p , porterebbe ad avere la medesima resistenza del calcestruzzo alla penetrazione del cloruro, quindi, in sintesi, medesimo coefficiente di diffusione apparente D . Valutando tale coefficiente per i calcestruzzi confezionati senza l'aggiunta di fly ash e caratterizzati da un differente rapporto a/c si ha una funzione del tipo:

$$D = f(a/c) \quad (9)$$

La validità di tale equazione è condizionata dal fatto che i parametri fondamentali in essa considerati, quindi che possono influire sul coefficiente D , rimangano costanti.

In presenza di fly ash la (9) diventa:

$$D = f[a/(c + k_{pcl}p)] \quad (10)$$

Risulta essenziale sottolineare come i parametri k e k_{pcl} siano funzione del contenuto di cemento, del contenuto di cenere volante e del tempo.

4. CONCLUSIONI

Nella presente memoria sono stati descritti i principali vantaggi dell'impiego di fly ash in calcestruzzi ordinari e ad alte prestazioni. Da quanto visto, l'impiego delle ceneri provenienti dallo di centrali termoelettriche risulta essere vantaggioso per il miglioramento delle proprietà intrinseche del calcestruzzo stesso, quali la resistenza, la lavorabilità, la durabilità, nonché nei confronti della resistenza all'attacco degli agenti chimici ed ai cicli di gelo-disgelo. Le fly ash sono una interessante soluzione nell'ottica della progettazione sostenibile nella quale il riutilizzo del materiale di scarto rappresenta una qualità per il materiale calcestruzzo nel caso in cui la costruzione debba essere classificata secondo validi sistemi internazionali di rating, come ad esempio il LEED. Da quanto esposto nella memoria si intuiscono anche i vantaggi economici delle fly ash che in buona sostanza sono un materiale a costo praticamente zero.

In questa ottica, l'impiego di calcestruzzi con ceneri volanti può essere visto come una soluzione concreta e soddisfacente per la realizzazione di opere strutturali di importante e ragguardevole estensione, in qualsiasi contesto ambientale e nell'ottica della Sostenibilità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MICAELI F. – Le ceneri volanti: proprietà e applicazioni
- [2] VALENTE M., VIGNERI M., PASQUALINI A., BRESSAN M., BIANCHINI S., LIBERATORE F.M. – Uso di cenere volante nei calcestruzzi: fattore di efficienza delle aggiunte minerali pozzolaniche
- [3] BELTZ G., CARAMUSCIO P. – Valorizzazione delle Ceneri di Carbone Provenienti dagli impianti di Combustione a Carbone, ENEL Produzione e Ricerca
- [4] COPPOLA L. (2007) – Concretum, McGraw Hill
- [5] COLLEPARDI M., COPPOLA L. (1990) – Materiali innovativi per calcestruzzi speciali, Enco
- [6] FERRARIS C.F. et al. (2001) – The influence of mineral admixtures on the rheology of cement past and concrete, Cement and Concrete Research 31. 245-255
- [7] FERRARIS C.F. (1999) – Measurement of Rheological Properties of High Performance Concrete: State of Art Report, Journal of Research of the National Institute of Standards Technology, 104(5), 461-478
- [8] ROSSETTI V.A. (2003) – Il Calcestruzzo Materiali e Tecnologia 2th edition, McGraw Hill

IMPIEGO DI INERTI IN GOMMA DA PNEUMATICI FUORI USO PER CALCESTRUZZI AD ELEVATO ASSORBIMENTO DI ENERGIA

**Giuseppe Carlo Marano¹, Sara Falangone², Marcello Molfetta³, Salvatore Vendetta³,
Claudia Capone³**

¹ Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile e dell'Architettura, Politecnico di Bari

² Libero professionista

³ Italcementi Group – Laboratorio Italcementi di Brindisi

SOMMARIO

Ogni anno in Europa sono 180 i milioni di pneumatici usati accumulati, i quali molto spesso vengono abbandonati in discariche a cielo aperto, divenendo un problema di inquinamento ambientale sempre più ingente. Da tempo, pertanto, sono state messe a punto soluzioni innovative per risolvere il problema dello smaltimento degli Pneumatici Fuori Uso, PFU.

Un nuovo filone di ricerca, in particolare, colloca i PFU nelle miscele di calcestruzzo in parziale sostituzione degli aggregati, con il fine di ottenere un calcestruzzo leggero che prende il nome di Rubbercrete.

Le particelle di gomma triturate degli pneumatici dei veicoli, amalgamate con il calcestruzzo, ne modificano le proprietà. Il Rubbercrete produce un buon rapporto tra le proprietà meccaniche del calcestruzzo e quelle duttili della gomma, restituendo un materiale usufruibile in campi dove è richiesto un rilevante assorbimento di energia e non necessariamente un'elevata resistenza meccanica, come ad esempio nel caso delle barriere stradali di tipo New Jersey.

Nel presente lavoro si analizzano le caratteristiche del Rubbercrete sia allo stato fresco che allo stato indurito, valutandone le peculiarità al variare della percentuale di gomma, per due distinti set di mix, diversi per la pezzatura di pneumatico triturato utilizzata. Si focalizza l'attenzione sulle capacità della miscela calcestruzzo-gomma di assorbire energia.

USE OF RUBBER PARTICLES FROM DISCARDED TIRES FOR CONCRETE WITH HIGH ENERGY ABSORPTION

SUMMARY

Every year in Europe there are 180 million used tires accumulated, which very often are left in open dumps becoming a problem of environmental pollution more and more significant. Recently, therefore, innovative solutions to solve the problem of disposing of used tyres, PFU, have been developed.

A new line of research, in particular, places the PFU in concrete mixes in partial replacement of the aggregates, with the purpose of obtaining a lightweight concrete called Rubbercrete.

The rubber particles of shredded vehicle tires, mixed with the concrete, change its properties. The Rubbercrete produces a good relationship between the mechanical properties of the concrete and the ductility of the rubber, making this material usable in fields where a significant absorption of energy and not necessarily high mechanical strength is required, such as in the case of road barriers of New Jersey.

In this paper we analyze the characteristics of Rubbercrete, both on the fresh and hardened state, evaluating the characteristics to variation of the percentage of rubber, for two sets of mixes different for sizes of shredded used tires. It focuses on the capacity of the concrete-rubber mixture to absorb energy.

1. INTRODUZIONE

Utilizzando granuli di gomma ottenuti dai PFU nelle miscele di calcestruzzo in sostituzione degli aggregati "ordinari" si ottiene un calcestruzzo leggero, con alcune specifiche caratteristiche reologiche, meccaniche e isolanti [1], [2], [3], [4].

Con l'aggiunta di particelle di gomma in sostituzione di aggregati "ordinari" nella miscela di calcestruzzo si hanno numerosi vantaggi, quali [5],[6]:

- *Diminuisce l'onere dello smaltimento degli PFU:* di conseguenza si opta per il riciclaggio di questi ultimi, favorendo la diminuzione delle discariche.
- *Diminuisce l'estrazione di materie prime:* l'utilizzo delle particelle di PFU in sostituzione dei materiali naturali ha un impatto positivo sul profilo ambientale.
- *Possibile miglioramento di alcune proprietà del calcestruzzo,* l'elasticità, la duttilità, la durezza, lo

smorzamento, e di conseguenza la resistenza agli urti e la capacità di assorbire energia dovuta ad azioni dinamiche.

- *Buona resistenza agli agenti atmosferici*: il calcestruzzo alleggerito con gomma, in condizioni di gelo-disgelo, produce risultati migliori rispetto al calcestruzzo ordinario.
- *Elevate prestazioni ingegneristiche offerte*, grazie al basso peso specifico, alle proprietà di isolamento termico e acustico, alla mitigazione delle vibrazioni, in confronto agli aggregati tradizionali.
- *Riduzione della densità di massa*, proporzionale all'aumento della quantità di gomma, rispetto al calcestruzzo ordinario.
- *Esibizione di una migliore resistenza non-strutturale alle fessure*, fino a circa il 30% del peso di cemento.

Gli svantaggi del calcestruzzo alleggerito con la gomma, rispetto a quello convenzionale, sono:

- *Riduzione della resistenza a trazione, a compressione e a flessione*, dovuta ad una minore adesione tra la superficie dell'aggregato in gomma e la pasta cementizia, rispetto a quello tradizionale.
- *Maggiore contenuto di aria*, rispetto alle miscele ordinarie. Questo può essere spiegato ricordando la natura non polare degli aggregati di gomma e il fatto che riescano a stabilizzare aria nella loro struttura superficiale tagliuzzata. L'aumento del contenuto dei vuoti d'aria genera un peggioramento della resistenza del calcestruzzo.
- *Uso non appropriato negli elementi strutturali*.
- *Diminuzione della lavorabilità*, con l'aumento della dimensione o della percentuale di aggregati in gomma.
- *Debolezza delle particelle in gomma*, che portano alla nascita di crepe nella zona di contatto tra la gomma e la matrice cementizia, [7], [3].
- *Generazione di pressioni concentrate da parte della gomma*, con conseguenti micro-fessure, che si possono diffondere velocemente in tutto il calcestruzzo.

In questo lavoro si sono determinate, sia allo stato fresco che allo stato indurito, le caratteristiche del Rubbercrete, valutandone in particolare l'assorbimento di energia, un aspetto alcune volte rimarcato come possibile vantaggio di questo materiale per impieghi specifici [7],[8],[9], ma raramente elaborato ed indagato a livello sperimentale [10].

2. SPERIMENTAZIONE

La sperimentazione ha riguardato l'analisi di due set di miscele calcestruzzo-gomma, realizzate in date differenti, che si distinguono per la pezzatura della gomma utilizzata, 2-4 mm e 3.6-16 mm. Le due miscele si suddividono a loro volta per la quantità di gomma in sostituzione parziale dell'aggregato; si ha una miscela di riferimento, denominata «mix TQ» e contenente percentuali nulle di aggregati di gomma, e un set di miscele denominate «mix "X" %» in cui varia la percentuale di gomma, in particolare essendo pari al 10%, 30%, 50% e 75%.

Le miscele sono costituite da vari componenti, dei quali si indicano di seguito le caratteristiche.

Il legante è un cemento Portland al calcare di tipo II, ad alta resistenza normalizzata ed a resistenza iniziale elevata. Contiene 80% ÷ 94% di clinker, mentre la restante parte è costituita da calcare ed eventuali costituenti secondari minori.

Per quanto riguarda gli aggregati lapidei, per il primo mix è stata impiegata solo la componente fine, di tipo calcareo di frantumazione, cioè la sabbia di dimensioni (0÷4) mm. Per la seconda tipologia di mix sono state impiegate, oltre alla componente fine, anche il pietrischetto di dimensioni (4÷10) mm, e il pietrisco con dimensioni (10÷20) mm, anch'essi di origine calcarea di frantumazione.

Gli aggregati in gomma utilizzati sono due frazioni, denominate G1 per il primo gruppo di mix confezionati e G2 per il secondo gruppo di mix creati, utilizzate in parziale sostituzione dell'aggregato lapideo.

La gomma di tipo G1 ha dimensione dei granuli variabile tra 2 mm e 4 mm, ottenuti dalla triturazione meccanica di pneumatici fuori uso provenienti da autoveicoli (Fig. 1).

La gomma di tipo G2 ha dimensione dei granuli variabile tra 3.6 mm e 16 mm (Fig. 2).

Nelle miscele si è utilizzato l'additivo superfluidificante acrilico policarbossilico Creactive-Quattro K (Sika), indicato nelle tabelle come CRTV 4. Il superfluidificante ha il compito di favorire la lavorabilità del calcestruzzo, ridurre il quantitativo di acqua da utilizzare nell'impasto, migliorare la resa dell'impasto e abbassarne il contenuto di aria.

L'additivo aerante utilizzato è Esapon (Lamberti S.p.A.), che consente un incremento della resistenza ai cicli di gelo-disgelo attraverso l'introduzione di microbolle d'aria uniformemente distribuite.

Come aggiunta, solo nella miscela di riferimento è stato utilizzato il filler calcareo Zandobbio.

La composizione dei mix confezionati con le due pezzature di gomma è riportata nelle Tabelle 3 e 4.



Figura 1 - Gomma G1:2-4mm Figura 2 - Gomma G2:3.6-16mm

Tabella 3 - Composizione miscele per la pezzatura di gomma G1

	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
Sabbia	1520	1344	969	662	276
G1	---	70	183	289	347
CEM	310	380	380	380	380
Filler	185	---	---	---	---
CRTV-4	4	3.24	3.28	4	4
Esapon	---	---	0.008	0.005	0.003
Acqua	190	195	180	160	155
Aria _{teorica}	55	105	160	200	300

* Le miscele sono espresse in Kg/m³

Tabella 4 - Composizione miscele per la pezzatura di gomma G2

	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
Sabbia	1078	1006	919	687	258
P.tto	176	---	---	---	---
P.sco	537	501	152	---	---
G2	---	70	193	288	326
CEM	350	400	400	400	400
Filler	---	---	---	---	---
CRTV-4	2.83	3.15	4.6	4.54	3.12
Esapon	---	---	---	0.002	0.015
Acqua	175	175	175	175	175
Aria _{teorica}	25	55	110	170	300

* I quantitativi delle miscele sono espressi in Kg/m³

3. PROPRIETÀ INDAGATE E RISULTATI OTTENUTI

3.1 Stato fresco

La lavorabilità è stata valutata attraverso l'abbassamento al cono di Abrams - Slump Test (UNI EN 12350-2), classificando la miscela nella relativa classe di consistenza in funzione della misura dell'abbassamento subito.

- Per il primo gruppo di mix (gomma G1) i risultati sono riportati nella Tabella 5.

Tabella 5 - Valutazione dello slump per le varie miscele

Miscela	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
Slump _{tempo 0'}	19.5	25	23	23	23

* I valori di slump sono espressi in cm

- Per il secondo gruppo di mix (gomma G2) i risultati sono riportati nella Tabella 6.

Tabella 6 - Valutazione dello slump per le varie miscele

Miscela	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
Slump _{tempo 0'}	23.5	22.5	22.5	17	20

* I valori di slump sono espressi in cm

Entrambe le miscele hanno un'ottima lavorabilità, sempre superiore alla classe S4; le miscele con la pezzatura di gomma minore, cioè G1 (2mm-4mm), hanno una lavorabilità di poco superiore a quelle con la gomma G2 (3.6mm-16mm). Questa circostanza è dovuta alla superficie meno appiattita che genera meno attrito tra le particelle di aggregato della gomma G1 (2-4) rispetto alla gomma G2 (3.6-16), pur avendo entrambe le gomme subito gli stessi processi di triturazione.

La massa volumica fresca (M_f) è espressa in Kg/m³, è determinata effettuando il rapporto tra la massa di un campione di miscela, espressa in Kg, ed il volume del contenitore impiegato per la pesatura, espresso in litri. I risultati per i due gruppi di mix sono stati riportati nelle Tabelle 7 e 8.

Tabella 7 - Massa volumica fresca, massa volumica teorica e resa per il primo gruppo di mix (gomma G1)

Miscela	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
M_f	2260	1962	1677	1453	1147
M_t	2207	1990	1713	1493	1159
Resa	0.98	1.01	1.02	1.03	1.01

* Le masse volumiche sono espresse in Kg/m³

Tabella 8 - Massa volumica fresca, massa volumica teorica e resa per il secondo gruppo di mix (gomma G2)

Miscela	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
M_f	2338	2123	1861	1523	1143
M_t	2318	2154	1841	1553	1161
Resa	0.99	1.01	0.99	1.02	1.02

* Le masse volumiche sono espresse in Kg/m³

Come si può notare dai dati riportati nelle tabelle 7 e 8, ogni miscela risulta bilanciata, cioè facendo il rapporto della massa volumica teorica (M_t) sulla massa volumica fresca si ha un incremento o un decremento massimo del 3%, ossia si ottiene un risultato compreso tra 1.03 e 0.97. Si può osservare inoltre il trend di decrescita della massa volumica fresca con l'aumento del quantitativo della gomma.

L'aria intrappolata nella miscela influenza in modo diretto la lavorabilità dell'impasto, il peso di quest'ultimo e le resistenze meccaniche della miscela allo stato indurito. Per misurare il contenuto d'aria all'interno della miscela è stato usato il porosimetro. I risultati per le due pezzature di gomma sono riportati nelle Tabelle 9 e 10.

Tabella 9 - Contenuto d'aria per il primo gruppo di mix (gomma G1)

Miscela	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
Contenuto d'aria	5.4	13	20	23	35

* Il contenuto d'aria è espresso in percentuale

Tabella 10 - Contenuto d'aria per il secondo gruppo di mix (gomma G2)

Miscele	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
Contenuto d'aria	2.3	7.9	11.5	23.3	35

* Il contenuto d'aria è espresso in percentuale

Con l'aumento della quantità di gomma aumenta anche la percentuale di aria inglobata nell'impasto.

I calcestruzzi confezionati con la gomma G1 (2-4) hanno un contenuto d'aria superiore a quelli confezionati con la gomma G2 (3.6-16), in accordo con la regola di Lyse e con gli studi precedenti effettuati sul Rubbercrete.

3.2 Stato indurito

La stima della *Resistenza a compressione* R_c è regolata dalla norma UNI EN 12390/3, che disciplina il metodo per la definizione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo indurito di forma cubica.

La prova di compressione è eseguita con la pressa idraulica che comprime il provino tra due piatti con una velocità corrispondente ad un aumento di tensione di 0,5 MPa/s.

Viene registrato il carico massimo sopportato dal provino, espresso in KN, e si calcola la resistenza alla compressione del calcestruzzo, espressa in MPa, dividendo dell'area di carico dello stesso.

Nelle Tabelle 11 e 12, si riportano i risultati della prova a compressione, in funzione della percentuale di gomma, per tempi di maturazione pari a 7 giorni e a 28 giorni. In relazione al differente diametro massimo di G1 e G2, i provini utilizzati per la resistenza a compressione del 1° gruppo di mix hanno dimensioni di mm 100x100x100 mentre quelli utilizzati per il 2° gruppo di mix di mm 150x150x150.

Tabella 11 – Resistenza a compressione per i due gruppi di mix a 7 e 28 giorni

	Miscele	Mix TQ R_c	Mix 10% R_c	Mix 30% R_c	Mix 50% R_c	Mix 75% R_c
1° gruppo di mix	7 d	34.25	28.44	10.78	4.96	2.44
	28 d	37.38	30.52	12.79	6.53	2.65
2° gruppo di mix	7 d	43.59	27.45	10.53	5.61	2.27
	28 d	47.69	30.55	12.1	6.02	2.17

* La R_c è espressa in MPa

Tabella 12 – Carico massimo a compressione per i due gruppi di mix a 7 e 28 giorni

	Miscele	Mix TQ Carico	Mix 10% Carico	Mix 30% Carico	Mix 50% Carico	Mix 75% Carico
1° gruppo di mix	7 d	783	287	109	50	25
	28 d	850	306	130	66	60
2° gruppo di mix	7 d	989	633	242	128	51
	28 d	1080	701	277	137	49

* Il carico è espresso in KN

Dai risultati ottenuti si osserva che la resistenza a compressione decresce con l'aumento del quantitativo di gomma, così come il carico massimo sopportabile.

Le resistenze a compressione dei due gruppi di mix sono assolutamente confrontabili.

Il *Modulo Elastico Dinamico*, MED, è valutato secondo la norma UNI 9524, basata sui rilievi microsismici mediante impulsi di onde vibrazionali ad alta frequenza. Il metodo ha lo scopo di rilevare i tempi e di calcolare la velocità virtuale di propagazione degli impulsi delle onde vibrazionali in campioni o strutture di calcestruzzo.

La formula utilizzata per ricavare il modulo di elasticità dinamico, E_d , è riportata nell'Equazione 1:

$$E_d = V_d \cdot \rho \cdot \frac{[(1 + \gamma_d) \cdot [(1 - 2\gamma_d)]]}{(1 - \gamma_d)} \quad (1)$$

dove: E_d = Modulo di elasticità dinamico del mezzo, in Pascal; V_d = Velocità di propagazione delle onde ultrasoniche, in m/s; ρ = Massa volumica apparente, in Kg/m³; γ_d = Coefficiente di Poisson dinamico del mezzo.

Nelle miscele di Rubbercrete questa prova consente di determinare il comportamento degli aggregati in gomma nella miscela; nel caso specifico si sono valutati i comportamenti delle due pezzature di gomma G1 (2-4) e G2 (3.6-16).

Si è studiata la variazione del MED all'aumentare della percentuale di gomma per i due gruppi di mix, per tempi di maturazione pari a 7 e 28 giorni (Tabella 13). Con l'aumento della percentuale di gomma, il modulo di elasticità dinamica si riduce fortemente. L'introduzione della gomma nelle miscele di calcestruzzo fa sì che questa si comporti come uno sbarramento nei confronti delle onde ultrasoniche e determini un aumento del tempo di attraversamento del provino.

Tabella 13 – Modulo Elastico Dinamico (MED) per i due gruppi di mix a 7 e 28 giorni

	Miscele	Mix TQ MED	Mix 10% MED	Mix 30% MED	Mix 50% MED	Mix 75% MED
1° gruppo di mix	7 d	41.10	26.17	14.89	9.86	4.06
	28 d	37.48	25.73	14.34	9.09	4.28
2° gruppo di mix	7 d	40.43	31.02	18.99	10.21	4.14
	28 d	40.16	31.43	20.41	10.44	4.41

* Il MED è espresso in Pa

4. PROVA DI IMPATTO

Lo scopo della prova di impatto progettata è valutare per i provini con le varie percentuali di gomma e per le due pezzature, le seguenti caratteristiche:

- indice di rimbalzo;
- profondità e diametro dell'impronta lasciata;
- volume dell'impronta;
- energia per unità di volume.

Si è cercato di mettere a punto un metodo che potesse essere riproducibile per effettuare i vari confronti.

Con riferimento all'articolo pubblicato sulla rivista scientifica "Magazine of Concrete Research", nel Volume 65 Numero 4 dal titolo *Assorbimento di energia nel cemento*

espanso da impatti a bassa velocità, si è scelto di far cadere sonde con massa specifica nota su lastre campione, poste all'estremità inferiore del tubo verticale di figura 16, contenenti le varie percentuali di gomma. Nel test sono state utilizzate due tipologie di sonda/proiettile:

- Sonda/proiettile con punta emisferico (Fig. 14);
- Sonda/proiettile con punta conica (Fig. 15).

Le sonde hanno massa rispettivamente di 2,2 Kg e 2 Kg e diametro di 6,8 cm; sono sostenute da un'asta di un metro di lunghezza con diametro 0.8 mm e vi è un ulteriore peso aggiuntivo di 1,5 Kg, per poter variarne il peso iniziale.

Le sonde vengono fatte cadere all'interno di una tubazione in PVC, opportunamente fissata, di diametro di 7 cm e lunghezza di 4,4 m, come si vede in Figura 16.

Le sonde cadono sui provini di Rubbercrete di dimensione 300x300x100 mm, nel ventottesimo giorno di maturazione di questi ultimi, che sono posati su una base in calcestruzzo armato.



Figura 14 – Proiettile emisferico



Figura 15 – Proiettile con punta conica



Figura 16 – Tubazione in PVC

Si procede con il disporre un sottile strato di sabbia (quarzo) sulla base dove viene adagiato il provino (Fig. 17). Successivamente si posiziona il provino, in modo che risulti perfettamente aderente alla base e si prosegue con il bloccaggio di quest'ultimo (Fig. 18). In particolare, il provino è fissato alla base con l'ausilio di due barre metalliche (Fig. 19). La sonda è lasciata cadere all'interno del tubo di PVC.



Figura 17 – Quarzo per l'aderenza del provino

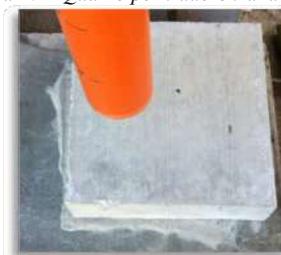


Figura 18 – Posizionamento del provino



Figura 19 – Bloccaggio del provino

Con l'ausilio di un'asta metallica graduata, resa solidale alla tubazione in PVC e posta alla sua estremità inferiore, e la visione rallentata dell'impatto ripreso da una telecamera, si valuta l'indice di rimbalzo, inteso come altezza di risalita del provino.

Si misurano inoltre il diametro dell'impronta lasciata dalla sonda e la profondità del solco per ricavare il volume dell'impronta. Lo stesso viene anche calcolato riempiendo l'impronta con filler di quarzo, che viene recuperato e pesato. Essendo la massa volumica in mucchio di tale quarzo nota, il volume del solco è implicitamente calcolato. Su ogni tipologia di provino si effettuano quattro prove, due con le sole sonde di figura 14 e 15, due aggiungendo ad ognuna il peso aggiuntivo di 1,5 Kg.

Si sono svolte opportune prove per determinare l'ottimale posizione del provino, atta a garantire una buona ripetibilità dei risultati.

L'energia potenziale del proiettile è data dall'equazione 2:

$$E = mgh \quad (2)$$

nella quale: E: energia potenziale [J]; m: massa del proiettile [Kg]; g: accelerazione di gravità [9,81 m/s²]; h: altezza di caduta del proiettile [m].

Una volta calcolato il volume del solco, si può determinare l'energia per unità di volume tramite l'equazione 3:

$$E_v = \frac{E}{V} \quad (3)$$

dove: E_v: energia assorbita [MJ/m³]; E: energia potenziale [J]; V: volume dell'impronta [m³].

La profondità del solco, h, può essere calcolata tramite la formula inversa per una calotta emisferica con l'equazione 4:

$$V_{calotta} = \frac{\pi h}{6} \cdot (3a^2 + h^2) \quad (4)$$

dove: V_{calotta}: volume della calotta emisferica [m³]; h: profondità del solco [m]; a: raggio del cerchio che circoscrive il solco [m].

4.1 Risultati sonda emisferica

I risultati per i due gruppi di mix sono riportati nelle tabelle da 20 e 23 e nelle figure 24-25.

Tabella 20 – Risultati della prova d'impatto per il 1° gruppo di mix

% G1	E		E/V		V	
Pesi [Kg]	2.2	3.7	2.2	3.7	2.2	3.7
TQ	94	157	7.28 10 ⁹	5.26 10 ⁸	1.3 10 ⁻⁸	2.98 10 ⁻⁷
10%	94	157	2.97 10 ⁸	2.92 10 ⁸	3.18 10 ⁻⁷	5.38 10 ⁻⁷
30%	94	157	1.75 10 ⁸	4.32 10 ⁸	5.38 10 ⁻⁷	3.63 10 ⁻⁷
50%	94	157	3.31 10 ⁸	2.28 10 ⁸	2.85 10 ⁻⁷	6.88 10 ⁻⁷
75%	94	157	1.63 10 ⁸	2.06 10 ⁸	5.77 10 ⁻⁷	7.63 10 ⁻⁷

* E è espressa in J, E/V è espressa in J/m³, V è espresso in m³

Tabella 21 – Profondità dell'impronta della sonda emisferica per la gomma G1

	Pesi [Kg]					
	TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%	
Profondità	2.2	0.37	1.13	1.41	1.25	1.72
impronta	3.7	0.92	1.28	1.34	1.53	2.27

* La profondità dell'impronta è espressa in mm

Tabella 22 – Risultati della prova d'impatto per il 2° gruppo di mix

% G2	E [J]		E/V [J/m ³]		V [m ³]	
Pesi [Kg]	2.2	3.7	2.2	3.7	2.2	3.7
TQ	94	157	6.24 10 ⁹	4.06 10 ⁸	1.51 10 ⁻⁸	3.87 10 ⁻⁷
10%	94	157	3.16 10 ⁸	3.84 10 ⁸	2.98 10 ⁻⁷	4.09 10 ⁻⁷
30%	94	157	4.55 10 ⁸	6.72 10 ⁸	2.08 10 ⁻⁷	2.34 10 ⁻⁷
50%	94	157	1.77 10 ⁸	2.02 10 ⁸	5.32 10 ⁻⁷	7.78 10 ⁻⁷
75%	94	157	8.9 10 ⁷	9 10 ⁷	1.07 10 ⁻⁶	1.74 10 ⁻⁶

* E è espressa in J, E/V è espressa in J/m³, V è espresso in m³

Tabella 23 – Profondità dell'impronta della sonda emisferica per la gomma G2

	Pesi [Kg]	Mix TQ	Mix 10%	Mix 30%	Mix 50%	Mix 75%
Profondità	2.2	0.47	1.00	0.91	1.57	2.22
impronta	3.7	1.14	1.13	1.09	1.76	2.90

* La profondità dell'impronta è espressa in mm

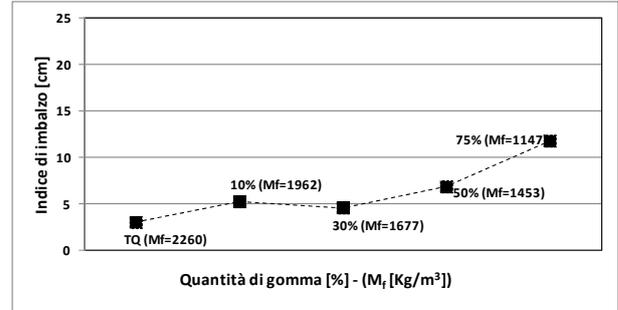


Figura 24 – Indici di rimbalzo per la sonda emisferica con peso aggiuntivo e gomma G1(2-4mm)

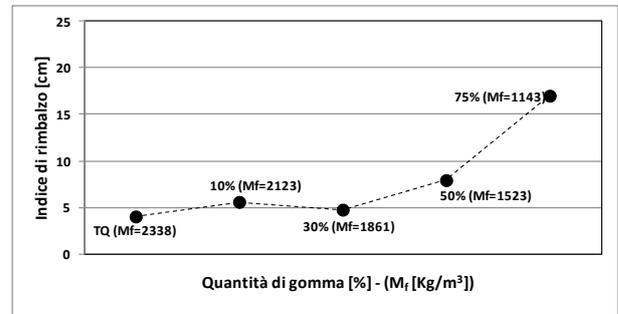


Figura 25 – Indici di rimbalzo per la sonda emisferica con peso aggiuntivo e gomma G2(3.6-16mm)

Nelle figure 24 e 25 sono stati riportati solo i grafici relativi alle sonde con peso aggiuntivo in quanto evidenziano in maniera più significativa le differenze del comportamento dei provini di Rubbercrete al variare della percentuali di gomma G1 e G2. La stessa scelta si è praticata anche per i risultati ottenuti con la sonda con punta conica.

4.2 Risultati sonda con punta conica

I risultati per i due gruppi di mix sono riportati nelle tabelle 26-27 e nelle figure 28-29. I risultati della profondità dell'impronta della sonda, per le due pezzature di gomma G1 e G2, sono tralasciati in quanto poco significativi.

Tabella 26 – Risultati della prova d'impatto per il 1° gruppo di mix

% G1	E		E/V		V	
Pesi [kg]	2.2	3.7	2.2	3.7	2.2	3.7
TQ	86	148	1.66 10 ⁸	2.36 10 ⁸	5.19 10 ⁻⁷	6.29 10 ⁻⁷
10%	86	148	9.3 10 ⁷	1.26 10 ⁸	9.21 10 ⁻⁷	1.17 10 ⁻⁶
30%	86	148	5.2 10 ⁷	8.5 10 ⁷	1.65 10 ⁻⁶	1.74 10 ⁻⁶
50%	86	148	9.3 10 ⁷	6.2 10 ⁷	9.21 10 ⁻⁷	2.38 10 ⁻⁶
75%	86	148	6.8 10 ⁷	8.1 10 ⁷	1.26 10 ⁻⁶	1.84 10 ⁻⁶

* E è espressa in J, E/V è espressa in J/m³, V è espresso in m³

Tabella 27 – Risultati della prova d'impatto per il 2° gruppo di mix

% G2	E		E/V		V	
Pesi [kg]	2.2	3.7	2.2	3.7	2.2	3.7
TQ	86	148	1.69 10 ⁸	1.61 10 ⁸	5.08 10 ⁻⁷	9.21 10 ⁻⁷
10%	86	148	1.17 10 ⁸	2.6 10 ⁸	7.33 10 ⁻⁷	5.71 10 ⁻⁷
30%	86	148	1.1 10 ⁸	1.3 10 ⁸	7.78 10 ⁻⁷	1.14 10 ⁻⁶
50%	86	148	6.9 10 ⁷	1.58 10 ⁸	1.24 10 ⁻⁶	9.41 10 ⁻⁷
75%	86	148	6.8 10 ⁷	7.7 10 ⁷	1.27 10 ⁻⁶	1.94 10 ⁻⁶

* E è espressa in J, E/V è espressa in J/m³, V è espresso in m³

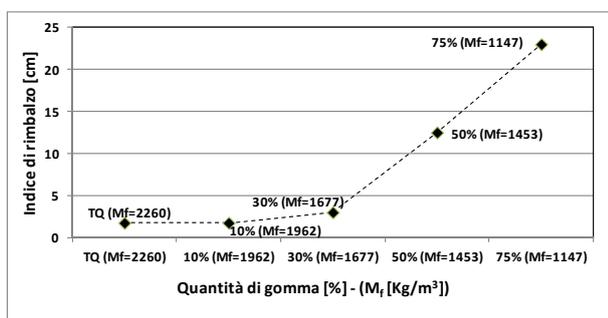


Figura 28 – Indici di rimbalzo per la sonda con punta conica, peso aggiuntivo e gomma G1(2-4mm)

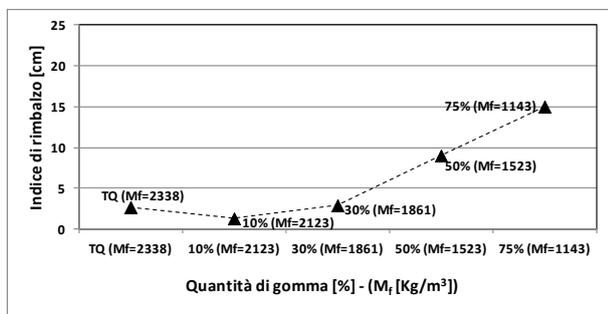


Figura 29 – Indici di rimbalzo per la sonda con punta conica, peso aggiuntivo e gomma G2(3.6-16mm)

E' evidente che, per percentuali di G1 e G2 da 0% a 30%, nel caso della sonda a punta conica, i valori di rimbalzo sono inferiori a quelli dei test con sonda emisferica. Quest'anomalia è probabilmente dovuta al fatto che il proiettile con estremità conica, poiché da' luogo ad un impatto più "concentrato", dissipa una parte dell'energia di impatto nella rottura più o meno parziale del/dei granulo/i di aggregato colpito/i.

5. CONCLUSIONI

Nello studio effettuato si esamina il Rubbercrete, valutando le caratteristiche della miscela gomma-calcestruzzo sia allo stato fresco che a quello indurito, ponendo particolare

attenzione alla capacità di questa miscela di assorbire energia in seguito ad un impatto.

Le principali caratteristiche analizzate sono state la lavorabilità, la massa volumica, il contenuto d'aria, la resistenza a compressione e il modulo elastico dinamico.

Inoltre sono state effettuate prove di rimbalzo per valutare l'energia dissipata in seguito all'impatto di due tipi di sonde, con punta emisferica e conica, lasciate cadere da un'altezza prefissata all'interno di una tubazione, su provini con percentuali di gomma variabile (da 0% a 75%).

Da un esame critico dei risultati ottenuti dalle diverse prove effettuate, in riferimento allo stato fresco delle miscele, è emerso che:

- la massa volumica fresca del Rubbercrete decresce con l'aumento del quantitativo di gomma, in virtù del minor peso specifico della gomma rispetto agli aggregati ordinari;
- la massa volumica fresca dei mix contenenti gli aggregati G1 è inferiore a quella dei mix con aggiunta di aggregati G2, in quanto i primi, avendo diametro massimo inferiore (e quindi maggiore superficie specifica a parità di dosaggio), stabilizzano all'interno del Rubbercrete più aria;
- tutte le miscele di Rubbercrete testate hanno mostrato una buona lavorabilità;
- i mix con G1 hanno evidenziato lavorabilità superiore (anche se di poco) rispetto a quella dei mix con la gomma G2, in quanto i granuli di G1 hanno tendenzialmente una geometria sferoidale laddove G2 è costituita da granuli di forma tendenzialmente appiattita.

Per quanto riguarda lo stato indurito delle miscele, è risultato che:

- la resistenza a compressione dei mix decresce con l'aumento del quantitativo di gomma e, per le due diverse pezzature di gomma, risulta assolutamente paragonabile;
- l'aumento della percentuale di gomma nel Rubbercrete determina una riduzione del modulo di elasticità dinamica (MED), che, per le due pezzature di gomma investigate, risulta confrontabile;
- relativamente al test di impatto, è evidente che l'indice di rimbalzo sia funzione della percentuale di gomma del Rubbercrete. E'altresi emerso che, attraverso tale indice, si possono ottenere informazioni di tipo qualitativo sulla quantità di energia d'impatto assorbita dal provino, che risulta a sua volta dipendente dalla percentuale di gomma del mix. Per percentuali di G1 e G2 da 0% fino al 30%, tuttavia, nel caso della sonda a punta conica, i valori di rimbalzo sono inferiori a quelli dei test con sonda emisferica. Quest'anomalia è probabilmente dovuta al fatto che il proiettile con estremità conica, poiché da' luogo ad un impatto più "concentrato", determina una dissipazione di energia per la rottura più o meno parziale del/dei granulo/i di aggregato "ordinario" colpito/i. D'altro canto, dai test con sonda con punta conica, sembrerebbe emergere una condizione di minimo indice di rimbalzo/massima energia assorbita in corrispondenza di percentuali di gomma tra il 10% ed il 30%. Occorrono pertanto ulteriori

sperimentazioni per affinare la procedura di stima dell'energia di impatto al fine di valutare la composizione del Rubbercrete che massimizzi l'assorbimento di energia. In ogni caso, le indicazioni emerse dalla sperimentazione oggetto del presente lavoro rafforzano l'idea del potenziale impiego del Rubbercrete in dispositivi con lo scopo di assorbire energia a seguito di un impatto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Aiello, M. A., and Leuzzi, F. (2010), "Waste tyre rubberized concrete: Properties at fresh and hardened state." *Journal of Waste Management*, ELSEVIER, 30, 1696-1704.
- [2] Batayneh, M. K., Marie, I., and Asi, I. (2008), "Promoting the use of crumb rubber concrete in developing countries." *Journal of Waste Management*, ELSEVIER, 28, 2171-2176.
- [3] Eldin, N. N., and Senouci, A. B. (1993), "Rubber-tire particles as concrete aggregate." *Journal of Material in Civil Engineering*, ASCE, 5(4), 478-496.
- [4] Ganjian, E., Khorami, M., and Maghsoudi, A. A. (2009), "Scrap-tyre-replacement for aggregate and filler in concrete." *Construction and Building Materials Journal*, ELSEVIER, 23, 1828-1836.
- [5] Guneyisi, E., Gesoglu, M., and Ozturan, T. (2004), "Properties of rubberized concretes containing silica fume." *Journal of Cement and Concrete Research*, ELSEVIER, 34, 2309-2317.
- [6] Jones and Zeng, (2012), Energy absorption of foamed concrete from low-velocity impacts, *Magazine of Concrete Research*, Volume 65 num. 4, ICE publishing.
- [7] Khatib, Z. K., and Bayomy, F. M. (1999), "Rubberized Portland cement concrete" *Journal of Materials in civil engineering*, ASCE, 11(3), 206-213.
- [8] Najim, K. B., and Hall, M. R. (2010), "A review of the fresh/hardened properties and applications for plain-(PRC) and self-compacting rubberized concrete (SCRC)." *Journal of Construction and Building Materials*, ELSEVIER, 24, 2043-2051.
- [9] Siddique, R. and Naik, T. R. (2004), "Properties of concrete containing scrap-tire rubber – an overview" *Journal of Waste Management*, ELSEVIER, 24, 563-569.
- [10] Toutanji, H. A. (1996), "The use of rubber tire particles in concrete to replace mineral aggregates." *Journal of Cement & Concrete Composites*, ELSEVIER, 18, 135-13

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE DI CALCESTRUZZI CON AGGREGATI IN GOMMA DA RICICLO DI PNEUMATICI

**Giuseppe Carlo Marano¹, Sara Sgobba², Alessandra Fiore¹,
Domenico Similimeo, Rita Greco³**

1 Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile e dell'Architettura (DICAR), Politecnico di Bari

2 C.T.G. Spa – iLab, Italcementi Group, Bergamo

3 Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh). Politecnico di Bari

SOMMARIO

L'uso della gomma ottenuta dal riciclo dei pneumatici a fine vita rappresenta un problema ambientale rilevante. La sua importanza è destinata a crescere nei prossimi decenni a causa delle enormi quantità di pneumatici che dovranno essere smaltiti. Attualmente la principale soluzione oltre allo smaltimento è l'utilizzo come combustibile a basso calore specifico per la produzione di energia. Un'interessante alternativa è rappresentata dall'uso di questi materiali nel settore delle costruzioni come aggregato artificiale per i calcestruzzi, in sostituzione parziale o totale degli aggregati naturali. Grazie alla sua leggerezza, elasticità, capacità di assorbire energia durante gli impatti, ed alle sue caratteristiche isolanti, questa strada mostra interessanti prospettive. Peraltro l'utilizzo di gomme da riciclo di pneumatici determina sempre un abbattimento anche sensibile delle resistenze meccaniche, limitandone i campi di utilizzo.

Per questo motivo in questo lavoro è stata studiata la variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in relazione al livello di sostituzione degli aggregati naturali con quelli in gomma riciclata.

La variazione della resistenza del calcestruzzo viene descritta utilizzando sia valutando la letteratura scientifica che con nuovi dati sperimentali.

A valle di questa analisi una nuova relazione analitica è stata sviluppata per la predizione delle proprietà dei materiali utilizzando differenti quantità di gomma come aggregato. Queste relazioni consentono di prevedere con sufficiente accuratezza la resistenza a schiacciamento al variare della percentuale di gomma aggiunta al calcestruzzo. I risultati di questo studio indicano che si verifica una significativa riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo con questo tipo di inerti, soprattutto oltre una certa soglia di sostituzione degli inerti ordinari. Peraltro lo stesso calcestruzzo si è dimostrato più duttile dell'ordinario, mostrando rotture la cui natura è risultata molto meno fragile di quelle ottenute con miscele standard.

EVALUATION OF COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETES WITH RUBBER AGGREGATES FROM RECYCLED TIRES

SUMMARY

Recycling of waste tire rubber is nowadays a significant environmental problem, and its importance is growing up in next decades because of the huge amounts of waste tire need to be disposed. A promising alternative to usually methodologies utilized for this aim (such as energy production or ..) is using in construction industry as artificial aggregate in concrete due to its light weight, elasticity, energy absorption, sound and heat insulating properties. In this paper the density and compressive strength of concrete utilizing waste tire rubber has been investigated.

Variation in strength of concrete with crumb rubber waste additives is described using both literature review and new experimental data. A new analytical relation is developed for the prediction of material properties using the rubber amount used as standard aggregate replace. These relationships enable to foresee the regularities of strength properties when a certain amount of crumb rubber of a certain size fraction is added to concrete. The results of this paper shows that although, there was a significant reduction in the compressive strength of concrete utilizing waste tire rubber than normal concrete, concrete utilizing waste tire rubber demonstrated a ductile, plastic failure rather than brittle failure

1 INTRODUZIONE

Il calcestruzzo è uno dei materiali da costruzione più utilizzati al mondo, in relazione a vari fattori quali la semplicità di produzione, l'abbondanza di materie prime e le performance strutturali. Nella composizione "classica" del calcestruzzo sono tre gli elementi basilari: il cemento (legante), l'acqua e gli aggregati, che rappresentano volumetricamente la frazione dominante del materiale. La continua richiesta di produzione del calcestruzzo, resa sempre maggiore dallo sviluppo dei paesi in via di sviluppo, inevitabilmente ha portato ad una continua e crescente domanda di risorse naturali necessarie per far fronte alle richieste. La necessità di preservare e limitare l'uso di risorse, parallelamente alla necessità di limitare i problemi derivanti dallo smaltimento dei rifiuti tramite i processi di riciclo e di riuso ha portato l'attenzione sulla possibilità di sostituire, parzialmente o totalmente, gli inerti del calcestruzzo con altri elementi utilizzando materiali alternativi.

A tal proposito si è particolarmente sviluppata negli ultimi anni, la ricerca relativa alle particelle di gomma ricavate dai Pneumatici a Fine Utilizzo (PFU) e incorporate nelle miscele di calcestruzzo in sostituzione degli aggregati, per ottenere un calcestruzzo leggero con specifiche caratteristiche meccaniche, termiche, acustiche e reologiche.

Nel normale ciclo dei pneumatici a fine vita, si procede alla loro triturazione ottenendo frammenti di gomma (nel gergo anglosassone *Crumb* – CR [29]) che mescolati quali inerti nel calcestruzzo ne modificano le proprietà.

La letteratura al riguardo usa la definizione di **rubbercrete**, ovvero anche "Rubber Concrete" oppure ancora "Rubber Modified Concrete" usualmente per le miscele di calcestruzzo in cui siano impiegati aggiunte di gomma, provenienti dagli pneumatici post-consumo di autoveicoli e/o di autocarri sottoposti a trattamenti di triturazione meccanica o a processi criogenici, in sostituzione parziale o totale degli inerti naturali [40][34][5][10][1][23][24][28][33][35][36].

In base alle applicazioni e alle performance richieste dal materiale finale, la gomma viene usata così come prodotta dalla triturazione dei pneumatici oppure in alcuni casi ripulita dalle impurità; ad esempio viene rimossa la componente tessile, in altri vengono sfilate le fibre di acciaio della carcassa, in altri ancora la superficie della gomma è sottoposta ad alcuni pretrattamenti per consolidare l'aderenza tra pasta cementizia e gomma conseguendo, in ogni caso, un netto miglioramento di alcune delle proprietà finali del calcestruzzo.

Dimensione, forma e livello di pulizia dei frammenti di gomma sono fattori essenziali nel definire le caratteristiche finali del calcestruzzo in quanto modificano anche pesantemente l'interfaccia tra pasta di cemento ed inerti stessi.

2 PRINCIPALI CARATTERISTICHE DEL RUBBERCRATE

Naturalmente il rubbercrate (come pocanzi definito) ha delle caratteristiche talvolta molto differenti dal calcestruzzo standard. Tali variazioni sono legate al tipo di elementi usati (dimensioni, pulizia, etc) e dal loro volume relativo, ossia quanto inerte naturale (standard) viene sostituito con CR di gomma da PFV. Comunque l'aggiunta di particelle di gomma al conglomerato cementizio prospetta vari **vantaggi** quali:

- Rappresenta un modo efficace e poco costoso di provvedere al riciclaggio degli PFU. Infatti il loro uso può aiutare a ridurre l'**onere dello smaltimento degli PFU** (compreso lo stoccaggio illegale e disposizione, come discariche abusive, con i rischi associati) [1][18][16][17][31];
- Riduce la **rigidità** del Calcestruzzo permettendo una **maggiore deformabilità** (grazie alla diminuzione del modulo di Young);

- Come alternativa ai materiali primari riduce sul profilo ambientale l'**onere per l'estrazione di nuovi inerti**;
- Modifica alcune proprietà del calcestruzzo quali l'**elasticità**, la **duttilità**, la **durezza**, la **resistenza agli urti** e la **capacità di assorbire energia** dovuta ad azioni dinamiche (assorbe meglio gli impatti, le vibrazioni e le onde sonore); in altre parole migliora lo smorzamento (e cioè la capacità di assorbire e ridurre gli effetti delle vibrazioni e delle emissioni acustiche);
- In condizioni di gelo-disgelo, fornisce risultati migliori rispetto al calcestruzzo ordinario in quanto presenta una **buona resistenza agli agenti atmosferici** [8][22][32];
- Minore impatto ambientale, infatti l'asfalto modificato, una volta messo in opera, **produce meno micro-polveri** e consente di alleggerire la produzione di catrame e bitume nonché abbate i **costi di realizzazione** degli asfalti;
- In grado di offrire distinte **prestazioni** di ingegneria rispetto agli aggregati tradizionali. E' efficacemente utilizzato per applicazioni civili e industriali anche strutturali, quali sottofondazioni, pavimentazioni e sistemi di fondazioni per sistemi ferroviari stradali appunto grazie al suo **basso peso specifico**; alle proprietà di **isolamento termico e acustico** (e quindi **abbatte il rumore**) [39] ed infine al succitato notevole potenziale per la mitigazione delle vibrazioni [48][49];
- Riduce l'**assorbimento di acqua** conferendo una migliore protezione alle barre di armatura nei confronti della corrosione [11];
- All'aumentare della frazione di gomma, si riduce la **densità di massa** rispetto al calcestruzzo ordinario, fino a 1000 Kg/mc (a spese di una notevole riduzione delle caratteristiche meccaniche, come si vedrà in seguito);
- Presenta fino a circa il 30% del peso di cemento[41], una migliore **resistenza non-strutturale alle fessure**;
- Migliora la prestazione in termini di **resistenza al fuoco** [6];

D'altra parte, recenti ricerche sviluppate presso numerosi centri di ricerca hanno dimostrato che anche le fibre d'acciaio riciclate dagli PFU possono essere riutilizzate con successo per la preparazione di conglomerati cementizi fibrinforzati. In particolare, dette ricerche sono state principalmente indirizzate allo studio delle proprietà meccaniche dei calcestruzzi rinforzati con RSF (Recycled Steel Fibres), ISF (Industrial Steel Fibres) e PRSF (Pyrolysed RSF).

Naturalmente l'introduzione di un aggregato molto più deformabile di quelli naturali comunemente impiegati nella produzione di calcestruzzi induce riduzioni ad alcune caratteristiche meccaniche della miscela allo stato indurito. Infatti si assiste ad una severa riduzione della **resistenza a trazione**, **a compressione** (quasi sempre) e **a flessione** [12][20]. Questo a causa della insufficienza del legame tra le particelle di gomma e la pasta di cemento e tale riduzione è direttamente proporzionale alla quantità di gomma e alle dimensioni delle particelle di gomma. La superficie dell'aggregato gommato è **meno ruvida** rispetto a quello tradizionale e quindi, una diminuzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo con gomma si spiega anche con la **bassa adesione** tra particelle di gomma e una matrice di cemento [38][35]. Per aumentare l'adesione, alcuni autori hanno raccomandato l'immersione dei rifiuti di gomma in soluzione di **NaOH**. Un pretrattamento mediante lavaggio e immersione della gomma in acqua per 7 giorni, prima della colata, migliora la resistenza a compressione del 16,4% rispetto al calcestruzzo non trattato con gomma [15].

Le sperimentazioni condotte da molti autori [3][9][14], hanno dimostrato che, nel calcestruzzo con gomma, sia la **resistenza a flessione** che la **resistenza a compressione** sono

risultate inferiori rispetto alle miscele di calcestruzzi senza gomma. Quando aggregati di **maggiore densità e resistenza** vengono sostituiti con gomma di minore densità e resistenza, la resistenza a compressione diminuisce perché le proprietà di resistenza del calcestruzzo, che è materiale composito, dipenderanno dalla resistenza dei costituenti. Alcuni autori hanno notato che la riduzione della resistenza nel calcestruzzo è maggiore quando la gomma sostituisce l'**aggregato grosso** rispetto alla sostituzione di **aggregati fini** [38][42][44][27]. Generalmente il legame con inerti di gomma fine è migliore del legame con inerti di gomma grossolani a causa di una superficie più ampia.

Degli autori hanno analizzato l'effetto sulla **resistenza a trazione** del calcestruzzo in seguito all'aggiunta di particelle di gomma e hanno dedotto che anch'essa diminuisce man mano che aumenta la quantità di gomma aggiunta.

Inoltre bisogna osservare che nelle miscele di calcestruzzo con gomma vi è un **contenuto d'aria** maggiore rispetto alle miscele ordinarie. Il contenuto d'aria più elevato può essere dovuto alla natura non polare degli aggregati di gomma e alla loro capacità di intrappolare aria nella loro struttura superficiale frastagliata. Quando l'aggregato in gomma (non polare) viene aggiunto alla miscela di calcestruzzo, può attirare l'aria la quale respinge l'acqua. Questo aumento del contenuto dei vuoti d'aria produce, certamente, una riduzione della resistenza del calcestruzzo.

Pertanto come indicazioni generali si può concludere che il Rubbercrete non è generalmente **adatto** in elementi strutturali dove sono richieste alte resistenze. Inoltre all'aumentare della dimensione o della percentuale di presenza degli aggregati in gomma, diminuisce la **lavorabilità**. Le particelle di gomma sono più elastiche e **più deboli** rispetto alla matrice cementizia circostante, pertanto, la formazione di crepe inizia nella zona di contatto tra la gomma e la matrice cementizia. La debolezza causata dal legame insufficiente nell'impasto di gomma e cemento fa in modo che la gomma agisca come un vuoto; inoltre la gomma genera zone con pressioni concentrate, causando il verificarsi di **micro-fessure** che possono poi propagarsi rapidamente in tutto il calcestruzzo. Infatti appena viene applicato il carico, le fessure si propagano gradualmente fino a quando il cemento si sgretola.

Pertanto sono necessarie ulteriori ricerche per acquisire una maggiore comprensione di questo nuovo materiale e trovare un mix specifico in grado di limitare le appena dette perdite di resistenza, per esempio riducendo la percentuale di gomma sostituita ad un valore specifico o aggiungendo ceneri fly-ash [25] e producendo un mix avente una sufficiente resistenza tale da giustificare il suo impiego per nuove applicazioni dove è richiesto il controllo delle vibrazioni di una struttura. Con una migliore comprensione può essere possibile trovare una miscela che può essere utilizzata in tutto il mondo, contribuendo a risolvere il problema dello smaltimento dei rifiuti da pneumatico.

L'aggiunta di gomma dallo pneumatico ammorbidisce la risposta tenso-deformativa in campo elastico, producendo moduli di Young a partire da 10 GPa.

2.1 Proprietà' allo stato fresco

Nel momento in cui al calcestruzzo allo stato fresco viene aggiunto l'aggregato in gomma in parziale sostituzione dell'inerte ordinario, avvengono delle variazioni, più o meno significative, nelle proprietà.

Cairns R. e altri hanno scoperto che il calcestruzzo con gomma mostra buone **qualità estetiche**. L'aspetto della superficie finale è simile a quella del calcestruzzo ordinario.

Gli autori hanno anche scoperto che il colore del cemento con gomma non differisce notevolmente da quello del

calcestruzzo ordinario.

Tuttavia, occasionalmente, sono comparse in superficie delle macchie di gomma e pertanto è necessario "spingere" i pezzi gommati verso il basso durante la lavorazione.

2.1.1 Lavorabilità

Si è riscontrato che aumentando la dimensione o la percentuale degli aggregati in gomma riciclata, diminuisce la **lavorabilità** della miscela e successivamente causa una riduzione dei valori sino ad un crollo degli stessi se confrontati con quelli di riferimento dei calcestruzzi standard. Dallo stesso studio, è stato osservato che la dimensione dell'aggregato in gomma e la sua forma, influenzano il crollo misurato[49].

2.1.2 Contenuto d'aria

Nelle miscele di calcestruzzo con gomma, vi è un contenuto d'aria maggiore rispetto alle miscele ordinarie.

Il contenuto d'aria più elevato nelle miscele di cemento con gomma può essere dovuto alla natura non polare degli aggregati di gomma e alla loro capacità di intrappolare aria nella loro struttura superficiale frastagliata. Quando l'aggregato in gomma (non polare) viene aggiunto alla miscela di calcestruzzo, può attirare l'aria la quale respinge l'acqua. Questo aumento del contenuto dei vuoti d'aria produce, certamente, una riduzione della resistenza del calcestruzzo.

Poiché la gomma ha un peso specifico maggiore di 1, si può prevedere che essa affondi anziché galleggiare nella miscela di calcestruzzo fresco. Tuttavia, se l'aria è intrappolata nella superficie frastagliata degli aggregati di gomma, potrebbe causare la loro segregazione con maggiore facilità che in condizioni standard.

2.2 Proprietà' allo stato indurito

Nel momento in cui al calcestruzzo allo **stato indurito** viene aggiunto l'aggregato in gomma in parziale sostituzione dell'inerte ordinario, avvengono delle variazioni, più o meno significative, nelle proprietà.

2.2.1 Densità

La sostituzione degli aggregati naturali con aggregati di gomma tende a ridurre la **densità** del calcestruzzo.

Tale riduzione è attribuibile al peso unitario inferiore che caratterizza l'aggregato di gomma rispetto all'inerte ordinario. Il peso unitario delle miscele di calcestruzzo con gomma diminuisce all'aumentare della percentuale di aggregati di gomma.

Il peso unitario (densità) del calcestruzzo varia a seconda della quantità e densità dell'aggregato, della quantità di aria che è intrappolata o volutamente trascinata e del contenuto di acqua e cemento che a loro volta sono influenzati dalla dimensione massima dell'aggregato [14][22][26].

A causa della bassa densità delle particelle di gomma, il peso unitario delle miscele contenenti gomma diminuisce con l'aumento della percentuale di gomma presente.

Inoltre, quando aumenta il contenuto di gomma, aumenta il contenuto d'aria che a sua volta riduce il peso unitario delle miscele.

2.2.2 Resistenza

Le prove di resistenza a compressione sono ampiamente accettate come mezzo più comodo per controllare la qualità del calcestruzzo prodotto.

Nella maggior parte degli studi precedenti (tra cui [19][18][7]), nel momento in cui viene aggiunto aggregato in gomma nella miscela di calcestruzzo è stata osservata una riduzione della resistenza a compressione.

Parte della responsabilità della riduzione di resistenza è

del contributo di aria intrappolata, che aumenta all'aumentare del contenuto di gomma.

Delle applicazioni hanno dimostrato che il valore della riduzione della resistenza potrebbe essere sostanzialmente ridotta aggiungendo un agente di de-aerazione nel miscelatore poco prima del posizionamento del calcestruzzo.

Indagini precedenti hanno mostrato che l'aggiunta di aggregato in gomma nella miscela di calcestruzzo produce un miglioramento della **tenacità**, della **deformazione plastica**, della **resistenza all'urto** e della **resistenza a fessurazione** del calcestruzzo.

A causa della durezza molto elevata degli pneumatici usati, si prevede che aggiungendo frammenti di gomma nella miscela di calcestruzzo, può aumentare considerevolmente la resistenza del calcestruzzo.

Il **modulo di elasticità** è legato alla resistenza a compressione del calcestruzzo e le proprietà elastiche degli aggregati hanno un sostanziale effetto sul modulo di elasticità del calcestruzzo. All'aumentare della quantità di additivi in gomma aggiunti al calcestruzzo, diminuisce il modulo di elasticità.

I risultati di diverse prove hanno dimostrato che il calcestruzzo con gomma ha una **maggiore capacità di dissipazione di energia** rispetto al calcestruzzo normale.

3 RISULTATI DI LETTERATURA SULLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Nella figura 1 viene raffigurata la variazione del peso unitario del rubber concrete all'aumentare della percentuale di gomma, [21][18][42][45]. Sulle ascisse è rappresentato il contenuto di gomma espresso in percentuale del volume degli inerti totali, mentre sulle ordinate sono rappresentati i valori di peso unitario in Kg/m³. Come possiamo vedere, entrambi gli autori sono concordi nel riportare che il peso unitario diminuisce con l'aumentare della presenza di gomma all'interno della miscela. Secondo Khatib e Bayomy (1999) questo fenomeno segue un'unica legge perfettamente lineare indipendentemente dalle dimensioni degli inerti sostituiti. Ciò non è verificato per Eldin e Senouci (1993), in quanto si ottiene una diminuzione di peso differente in funzione della dimensione delle particelle di gomma, in particolare una minore riduzione di peso unitario si registra per i chips.

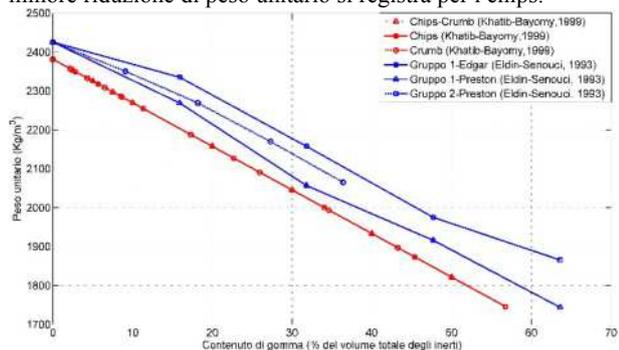


Figura 1 - Peso unitario

I risultati di Khatib e Bayomy (1999) e Eldin e Senouci (1993), in figura 4.2, mostrano come varia lo slump in seguito all'aggiunta di gomma all'interno delle miscele di calcestruzzo. Sull'asse delle ascisse è rappresentata la percentuale di gomma rispetto al volume degli inerti totali, mentre sull'asse delle ordinate sono individuati i valori di slump espressi in mm. Si può notare come la lavorabilità diminuisce con l'incremento della percentuale di gomma. In questo caso, si riscontra una concordanza di risultati tra gli autori, in quanto si ottiene una lavorabilità maggiore con l'uso

di tire chips rispetto ai crumb rubber. Infatti, utilizzando quest'ultimi si perviene (per basse percentuali) a diminuzioni dello slump del 20% circa, mentre con la sostituzione degli inerti fini si raggiungono mediamente riduzioni del 60÷70%.

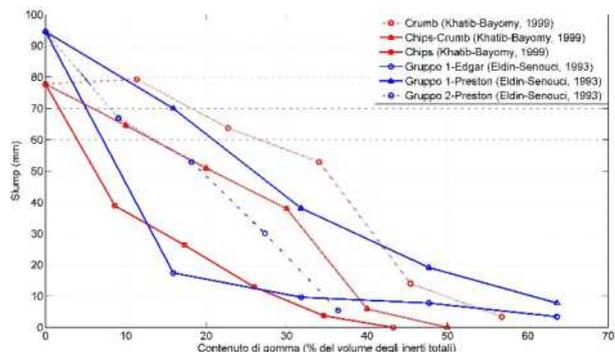


Figura 2 - Lavorabilità

In figura 3 sono raffigurati i risultati di vari autori (Eldin-Senouci, 1993; Khatib-Bayomy, 1999; Topcu, 1995; Toutanji, 1996) a riguardo della diminuzione della resistenza a compressione a seguito dell'aumento del contenuto di gomma. Il sistema di riferimento è formato dal contenuto percentuale di gomma nel calcestruzzo sulle ascisse, mentre sulle ordinate si presentano i rispettivi valori di resistenza a compressione espressi in MPa. Osservando i grafici si possono notare grosse discordanze tra gli autori, perché non è univoca l'individuazione di una tipologia di gomma che conferisce una riduzione di compressione minore. Ad esempio, Topcu (1995) ottiene una diminuzione inferiore inserendo dei chips nel calcestruzzo, mentre Khatib e Bayomy (1999) raggiungono riduzioni minori immettendo dei crumb rubber o dei tire chips, quando la percentuale di gomma è rispettivamente inferiore o superiore a quasi il 30% del volume degli inerti totali. Risultati totalmente opposti a quest'ultimi sono ottenuti da Eldin e Senouci (1993).

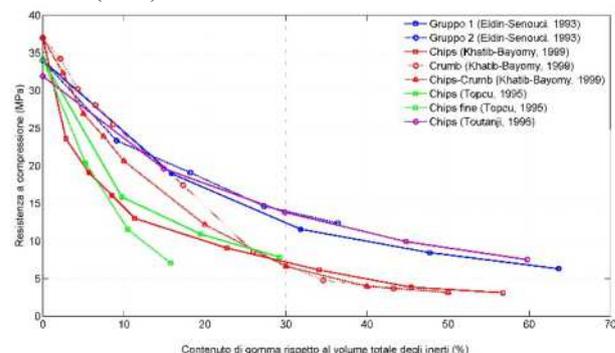


Figura 3 - Resistenza a compressione

Anche la resistenza a trazione decresce con l'aumentare della percentuale di gomma presente all'interno della miscela di calcestruzzo, come mostrato in figura 4.4. Sull'asse delle ascisse è rappresentata la percentuale di gomma rispetto al volume degli inerti totali, mentre sull'asse delle ordinate sono individuati i valori di trazione espressi in MPa. La riduzione di trazione ricavata da Toutanji (1996) segue un legge lineare, mentre le curve ottenute da Khatib e Bayomy (1999) al variare della percentuale e della tipologia di gomma si incrociano più volte, non definendo così un tipo di gomma che possa assicurare una diminuzione minore di resistenza a trazione.

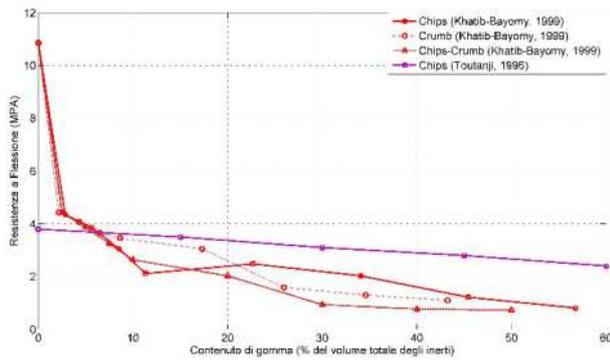


Figura 4 – Resistenza a flessione

Infine, in figura 4, sono mostrati i grafici riguardanti la resistenza a trazione. Il contenuto di gomma all'interno della miscela, espressa in una percentuale volumetrica riferita agli inerti totali, è rappresentata sulle ascisse, mentre i valori di resistenza a trazione, espressi in MPa, sono raffigurati sulle ordinate. Tutti gli autori (Eldin-Senouci, 1993; Topcu, 1995) sono concordi nel dire che con l'aumentare della percentuale di gomma si ha un decremento di resistenza a trazione. Secondo Eldin e Senouci (1993) si raggiunge una riduzione minore andando a sostituire gli inerti fini, infatti inserendo crumb rubber o tire chips si hanno delle diminuzioni di trazione rispettivamente pari a quasi il 50% e il 75%. Mentre Topcu (1995) otteneva un risultato opposto.

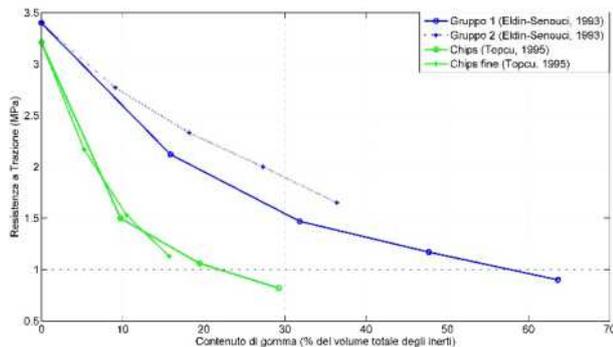


Figura 5 – Resistenza a trazione

4 PROPOSTA DI UN MODELLO PER IL CALCOLO DI UN FATTORE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE (FRC)

In questo paragrafo si è cercato di quantificare la riduzione di resistenza a compressione delle miscele di rubber concrete in relazione al loro contenuto di gomma. Innanzitutto, definiamo il FRC (eq. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) come il rapporto tra la resistenza a compressione del rubber concrete con una percentuale di gomma $G_{\%}$ e la resistenza a compressione del calcestruzzo senza gomma.

$$FRC = \frac{RC_{G_{\%}}}{RC_{0\%}} \quad (1)$$

È bene dire che le miscele esaminate sono state prodotte con le stesse componenti e le stesse quantità percentuali. Inoltre, le percentuali di gomma ($G_{\%}$) considerate sono riferite al volume degli inerti totali.

I valori del FRC ottenuti dai dati di letteratura, per sostituzione di inerti grossi o fini, sono rispettivamente mostrati nella tabella 1.

Tabella 1. – Valori del FRC

Sostituzione di inerte grosso		Sostituzione di inerte fino	
$G_{\%}$	FRC	$G_{\%}$	FRC
0,00	1,00	0,00	1,00
2,84	0,64	2,16	0,93
5,68	0,52	4,32	0,81
8,51	0,43	5,25	0,76
9,75	0,51	6,49	0,76
11,35	0,35	8,65	0,68
14,94	0,61	9,10	0,69
15,90	0,56	10,50	0,62
19,49	0,39	15,74	0,46
22,70	0,24	17,30	0,47
29,24	0,31	18,20	0,56
29,87	0,43	25,95	0,23
31,80	0,34	27,29	0,43
34,05	0,17	34,59	0,13
44,81	0,31	36,39	0,36
45,41	0,10	43,24	0,09
47,71	0,24		
56,76	0,07		
59,75	0,24		
63,61	0,18		

La funzione caratteristica dovrà essere decrescente con l'aumentare della percentuale di gomma, dovrà tendere asintoticamente all'orizzontale per alti contenuti di gomma e sarà pari ad uno quando il contenuto di gomma all'interno della miscela sarà pari allo 0%.

Conseguentemente a tali aspetti, l'andamento che più si adatta ai dati di partenza è una funzione esponenziale del tipo:

$$FRC = e^{-\beta \cdot G_{\%}} \quad (2)$$

In particolare sono stati studiati due tipi di funzioni esponenziali: una con β costante ed una con β variabile in funzione della percentuale di gomma, sia quando la gomma sostituisce l'inerte fino sia quando la gomma sostituisce l'inerte grosso.

Funzione caratteristica FRC per calcestruzzi con sostituzione di inerti fini

Inizialmente, come mostrato in figura 4.6, è stata determinata una curva esponenziale avente β costante tramite un'interpolazione dei dati di letteratura. Tale espressione ha la seguente forma:

$$FRC = e^{-0,0409 \cdot G_{\%}} \quad (3)$$

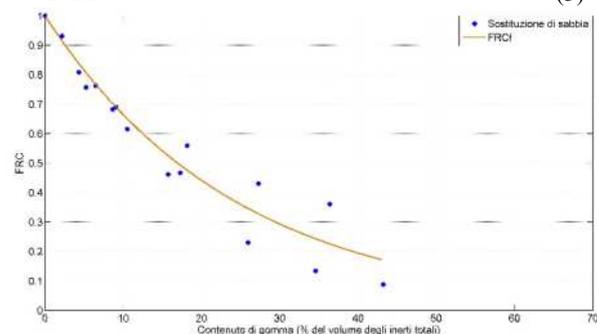


Figura 6 – FRC per sostituzione di inerti fini (β costante)

Sull'asse delle ascisse ci sono le percentuali volumetriche di gomma all'interno della miscela, mentre sull'asse delle ordinate abbiamo i valori del fattore di riduzione di resistenza a compressione.

Successivamente, si è cercato di trovare una curva che si adattasse ancor meglio ai dati utilizzando una β variabile, la quale dipende da una legge del tipo:

$$\beta = \beta_0 + m_\beta G_{f\%} \quad (4)$$

dove m_β , β_0 , β_f , $G_{f\%}$ sono pari a:

$$m_\beta = -\frac{\beta_f - \beta_0}{G_{f\%} - G_{0\%}} = -9,48 \cdot 10^{-5} \quad (5)$$

$$\beta_0 = 0,045 \quad (6)$$

$$\beta_f = 0,037$$

$$G_{f\%} = 43,24$$

Nella formula (4) β_0 , β_f rappresentano i parametri di taratura del modello, $G_{f\%}$ è la percentuale di gomma corrispondente ad una sostituzione del 100% degli inerti fini (43,24% del volume degli aggregati totali) e G_0 la percentuale di gomma corrispondente ad una sostituzione del 0% degli inerti fini, cioè calcestruzzo ordinario. I valori dei parametri β_0 , β_f indicati sono stati scelti seguendo una procedura del tipo trial and error, fino al raggiungimento di una funzione il più possibile adatta al set di dati.

Utilizzando l'esponente β variabile (eq.7) si ottiene l'espressione indicata nell'equazione 7 e la curva mostrata in figura 7.

$$FRC = e^{-0,045 G_{f\%}} + e^{9,48 \cdot 10^{-5} \cdot G_{f\%}^2} \quad (7)$$

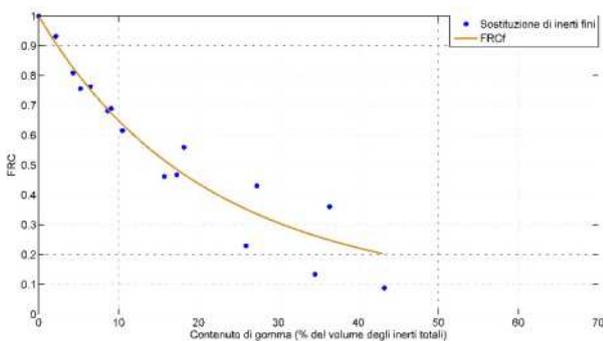


Figura 7 – FRC per sostituzione di sabbia (β variabile)

Il sistema di riferimento è formato dalla percentuale di gomma all'interno della miscela sull'asse delle ascisse e dai rispettivi valori di FRC (fattore di riduzione di resistenza a compressione) sull'asse delle ordinate.

Funzione caratteristica FRC per calcestruzzi con sostituzione di inerti grossi

Anche in questo caso, come nel paragrafo precedente, sono state determinate le due curve caratteristiche con β costante e β variabile.

Nello specifico, abbiamo che l'espressione a β costante è pari a:

$$FRC = e^{-0,0361 \cdot G_{f\%}} \quad (8)$$

Da cui si ottiene la curva in figura 8.

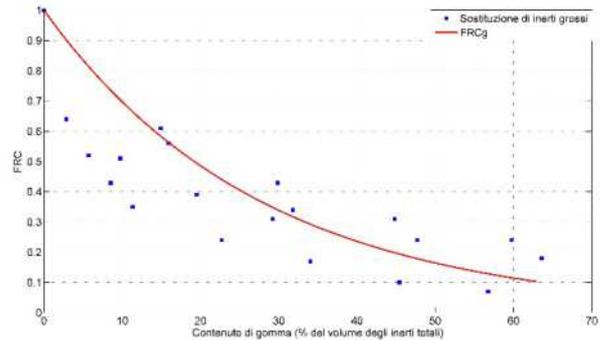


Figura 8 – FRC per sostituzione di inerti grossi (β costante)

Sull'asse delle ascisse sono presenti le percentuali volumetriche di gomma all'interno della miscela, mentre sull'asse delle ordinate troviamo i valori del fattore di riduzione di resistenza a compressione.

Successivamente, è stata individuata la curva con β variabile, la quale dipende da una legge del tipo:

$$\beta = \beta_0 + m_\beta G_{f\%} \quad (9)$$

dove m_β , β_0 , β_f , $G_{f\%}$ sono pari a:

$$m_\beta = -\frac{\beta_f - \beta_0}{G_{f\%} - G_{0\%}} = -4,71 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_0 = 0,06$$

$$\beta_f = 0,03$$

$$G_{f\%} = 63,61$$

Nella formula β_0 , β_f rappresentano i parametri di taratura del modello, $G_{f\%}$ è la percentuale di gomma corrispondente ad una sostituzione del 100% degli inerti grossi (63,61% del volume degli aggregati totali) e G_0 la percentuale di gomma corrispondente ad una sostituzione del 0% degli inerti fini, cioè calcestruzzo ordinario. I valori dei parametri β_0 , β_f indicati sono stati scelti seguendo una procedura del tipo trial and error, fino al raggiungimento di una funzione il più possibile adatta al set di dati.

Quindi utilizzando la relazione (9) si è ottenuta l'equazione (10) e la curva mostrata in figura 9.

$$FRC = e^{-0,06 \cdot G_{f\%}} + e^{4,71 \cdot 10^{-4} \cdot G_{f\%}^2} \quad (10)$$

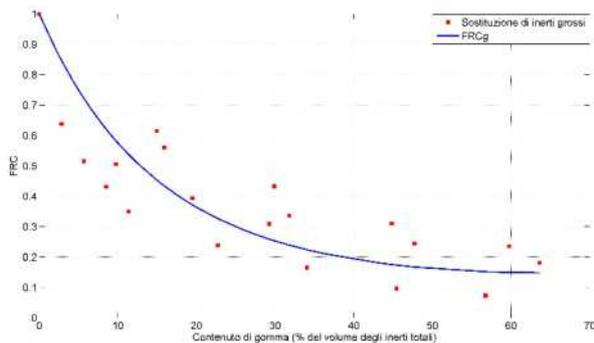


Figura 9 – FRC per sostituzione di inerti grossi (β variabile)

Anche in questo caso, sono raffigurate le percentuali volumetriche di gomma all'interno della miscela sulle ascisse, mentre sull'asse delle ordinate sono rappresentati i valori del fattore di riduzione di resistenza a compressione.

5. CONCLUSIONI

Nella presente memoria sono stati analizzati alcuni dei principali aspetti caratterizzanti il rubbercrete rispetto i calcestruzzi ordinari. Inoltre sono state valutate alcune possibili formulazioni analitiche per descrivere la resistenza a compressione dello stesso rubbercrete in relazione alla percentuale di gomma riciclata da pneumatici utilizzando, ottenendo due formulazioni analitiche da usarsi nei casi di uso di inerti "grossi" o inerti "fini"

BIBLIOGRAFIA

- [1] Aiello, M. A., & Leuzzi, F. (2010). Waste tyre rubberized concrete: properties at fresh and hardened state. *Waste Management*, 30(8 - 9), 1696 - 1704.
- [2] Aiello, M.A., Leuzzi, F., Centonze, G., Maffezzoli, A., "Use of steel fibres recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: Pull-out behaviour, compressive and flexural strength", *Waste Management*, 2009, 29(6), 1960-1970 , 0956-053X
- [3] Albano, C., Camacho, N., Reyes, J., Feliu, J. L., & Hernández, M. (2005). Influence of scrap rubber addition to Portland I concrete composites: Destructive and non destructive testing. *Composite Structures* , 71(3-4), 439 - 446.
- [4] Ali, N., Amos, A., & Roberts, M. (2000). Use of ground rubber tires in Portland cement concrete. *Proceedings of the International Conference: Concrete 2000*. 2, pp. 379 - 390. University of Dundee.
- [5] Amari, T., Themelis, N. J., & Wernick, I. K. (1999). Resource recovery from used rubber tires. *Resources Policy*, 25(3), 179 - 188.
- [6] Arioiz, O. (2007). Effects of elevated temperatures on properties of concrete. *Fire Safety Journal*, 42(8), 516 - 522.
- [7] Batayneh, M., Marie, I., & Asi, I. (2008). Promoting the use of crumb rubber concrete in developing countries. *Waste Management*, 28, 2171 - 2176.
- [8] Benazzouk, A., & Queneudec, M. (2002). Durability of cement-rubber composites under freeze thaw cycles. *Proceedings of the International Conference on Sustainable Concrete Construction* (pp. 356 - 362). University of Dundee.
- [9] Benazzouk, A., Douzane, O., Mezreb, K., Laidoudi, B., & Queneudec, M. (2008). Thermal conductivity of cement composites containing rubber waste particles: *Thomas Godfrey 82 Loughborough University A813959* May 2012
- [10] Biel, T. D., & Lee, H. (1994). Use of recycled tire rubbers in concrete. (pp. 351-358). New York: ASCE.
- [11] Bignozzi, M., & Sandrolini, F. (2006). Tyre rubber waste recycling in self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, 36(4), 735 - 739.
- [12] Bowland, A. (2011). Comparison and Analysis of the Strength, Stiffness, and Damping Characteristics of Concrete with Rubber, Latex, and Carbonate Additives. *Virginia Polytechnic Institute and State University report*
- [13] Centonze G., Leone M., Aiello M.A., Steel fibers from waste tires as reinforcement in concrete: A mechanical characterization, *Construction and Building Materials*, Volume 36, November 2012, Pages 46-57, ISSN 0950-0618.
- [14] Chou, L. H., Lu, C. K., Chang, J. R., & Lee, M. T. (2007). Use of waste rubber as concrete additive. *Waste Management & Research*, 25(1), 68 - 76.
- [15] Clifford, A. (2011). The Properties of Rubberised Concrete. *Civil & Building Engineering* . Loughborough: Loughborough University.
- [16] Collins, K. J. (2001). Scrap tyres for marine construction: environmental impact. In M.C. R. K. Dhir (Ed.), *Recycling and Reuse of Used Tyres: Proceedings of the International Symposium* (pp. 149 - 162). London: Thomas Telford.
- [17] Durán-Herrera, A., Juárez, C., Valdez, P., & Bentz, D. (2011). Evaluation of sustainable high-volume fly ash concretes. *Cement & Concrete Composites*, 33, 39 - 45.
- [18] Eldin, N. N., & Senouci, A. B. (1993). Rubber-tire particles as concrete aggregate. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 5(4), 478 - 496.
- [19] Etxeberria, M., Vázquez, E., Mari, A., & Barra, M. (2007). Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete. *Cement and Concrete Research*, 37, 735 - 742.
- [20] Khaloo, A. R., Dehestani, M., & Rahmatabadi, P. (2008). Mechanical properties of concrete containing a high volume of tire-rubber particles. *Waste Management*, 28, 2472 - 2482.
- [21] Khatib, Z. K., & Bayomy, F. M. (1999). Rubberized portland cement concrete. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 11(3), 206-213.
- [22] Kou, S.-C., Poon, C.-S., & Etxeberria, M. (2011). Influence of recycled aggregates on long term mechanical properties and pore size distribution of concrete. *Cement & Concrete Composites* , 33, 286 - 291.
- [23] Kumaran, G., Mushule, N., & Lakshimpathy, M. (2008). A Review of Construction Technologies that Enables Environmental Protection: Rubberized Concrete. *American Journal of Engineering and Applied Sciences* , 1(1), 40 - 44.
- [24] Li, G., Stubblefield, M. A., Garrick, G., Eggers, J., Abadie, C., & Huang, B. (2004). Development of waste tire modified concrete. *Cement and Concrete Research*, 34(12), 2283 - 2289.
- [25] Mazloom, M., Ramezani-pour, A., & Brooks, J. (2004). Effect of silica fume on mechanical properties of high strength concrete. *Cement & Concrete Composites*, 26, 347 - 357.
- [26] Mohammed, B. S., Azmi, N. J., & Al-Mattarneh, H. M. (2008). Engineering Properties of Concrete Containing Recycled Tire Rubber. *International Conference on Construction and Building Technology (ICCBT)*. 34, pp. 373 - 382. University Tenaga Nasional.

- [27] Naik, T. R., & Malhotra, V. M. (1991). Chapter 7 - The ultrasonic pulse velocity method. In V. M. Malhotra, & N. J. Carino (Eds.), *CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete* (pp. 169 - 188). Boston: CRC Press.
- [28] Nehdi, M., & Khan, A. (2001, June). Cementitious Composites Containing Recycled Tire Rubber: An Overview of Engineering Properties and Potential Applications. *Cement, Concrete and Aggregates*, 23(1), 3 - 10.
- [29] Paine, K., Dhir, R., Moroney, R., & Kopasakis, K. (2002). Use of crumb rubber to achieve freeze/thaw resisting concrete. *Concrete for Extreme Conditions: Proceedings of the International Conference* (pp. 485 - 498). London: Thomas Telford Publishing.
- [30] Piskorz, J., Majerski, P., Radlein, D., Torsten, W., & Scott, D. (1999). Recovery of Carbon Black from Scrap Rubber. *Energy & Fuels*, 13(3), 544 - 551.
- [31] Rice, G. E. (2002). *The Characterisation and Recycling of Incinerated Tyres*. Nottingham: University of Nottingham.
- [32] Richardson, A., Coventry, K., & Ward, G. (2012). Freeze/thaw protection of concrete with optimum rubber crumb content. *Journal of Cleaner Production*, 23(1), 96 - 103.
- [33] Rostami, H., Lepore, J., Silverstraim, T., & Zundi, I. (1993). Use of recycled rubber tires in concrete. *Proceedings of the International Conference on Concrete 2000* (pp. 391 - 399). University of Dundee.
- [34] Roy, C., Labrecque, B., & de Caumia, B. (1990). Recycling of scrap tires to oil and carbon black by vacuum pyrolysis. *Resources, Conservation and Recycling*, 4(3), 203 - 213.
- [35] Serge, N., & Joekes, I. (2000). Use of tire rubber particles as addition to cement paste. *Cement and Concrete Research*, 30(9), 1421 - 1425.
- [36] Sherwood, P. (1995, May). The Use of Waste and Recycled Materials in Roads. *Conference Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport*, 111(2), 116 - 124.
- [37] Siddique, R. (2004). Performance characteristics of high-volume Class F fly ash concrete. *Cement and Concrete Research*, 34, 487 - 493.
- [38] Siddique, R., & Naik, T. R. (2004). Properties of concrete containing scrap-tire rubber - An overview. *Waste Management*, 24(6), 563 - 569.
- [39] Sukontasukkul, P. (2009). Use of crumb rubber to improve thermal and sound properties of pre-cast concrete panel. *Construction and Building Materials*, 23, 1084 - 1092.
- [40] Tantala, M. W., Lepore, J. A., & Zandi, I. (1996). Quasi-Elastic Behaviour of Rubber included Concrete Using Waste Rubber Tires. 12th International Conference on Solid Waste Management and Technology. University of Pennsylvania, Department of Systems Engineering.
- [41] Topçu, I. B. (1995). THE PROPERTIES OF RUBBERIZED CONCRETES. *Cement and Concrete Research*, 25(2), 304-310.
- [42] Topçu, I. B., & Avcular, N. (1997a). Analysis of Rubberized Concrete as a Composite Material. *Cement and Concrete Research*, 27(8), 1135 - 1139.
- [43] Topçu, I. B., & Avcular, N. (1997b). Collision Behaviours of Rubberized Concrete. *Cement and Concrete Research*, 27(12), 1893 - 1898.
- [44] Topçu, I., & Demir, A. (2007). Durability of Rubberized Mortar and Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(2), 173 - 178.
- [45] Toutanji, H. A. (1996). The use of rubber tire particles in concrete to replace mineral aggregates. *Cement and Concrete Composites*, 18(2), 135-139.
- [46] van Beukering, P. J., & Janssen, M. A. (2001). Trade and recycling of used tyres in Western and Eastern Europe. *Resources, Conservation and Recycling*, 33(4), 235 - 265.
- [47] Walker, R. (2011). *Simetric: Density*. Retrieved November 12, 2011, from www.simetric.co.uk/si_materials.htm
- Zaher, K. K., & Bayomy, F. M. (1999). Rubberized Portland Cement Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 11(3).
- [48] Zheng, L., Huo, X. S., & Yuan, Y. (2007). Experimental investigation on dynamic properties of rubberized concrete. *Construction and Building Materials*(22), 939 - 947.
- [49] Zheng, L., Huo, X. S., & Yuan, Y. (2008). Strength, modulus of elasticity, and brittleness index of rubberized concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(11), 692 - 699.

RIPARAZIONE DI PILASTRI IN C.A. CON ARMATURE CORROSE MEDIANTE INCAMICIATURE IN CALCESTRUZZO AD ELEVATE PRESTAZIONI

Serena Mostosi¹, Alberto Meda², Zila Rinaldi², Paolo Riva³

¹Tecnochem Italiana S.p.A.

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

³Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università di Bergamo

SOMMARIO

La corrosione delle barre di armatura è una delle principali cause di deterioramento delle strutture in cemento armato. Pertanto, nella riparazione di strutture in C.A. corrose è necessario determinare il danno dovuto alla corrosione delle armature per poter stimare la residua capacità portante della struttura e definire una tecnica di rinforzo che permetta il recupero della resistenza originaria.

Lo scopo della ricerca è quello di valutare il danneggiamento subito da pilastri in C.A. come conseguenza di fenomeni di corrosione delle armature e di stimare l'efficacia di una tecnica di ripristino basata sull'applicazione di una camicia in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni. La prima parte della campagna sperimentale è rivolta alla ricerca di una metodologia di corrosione accelerata per le barre di acciaio nel calcestruzzo mediante l'utilizzo di celle elettrolitiche, che permetta di ottenere campioni con differenti percentuali di corrosione, da sottoporre a prove di trazione. Da tali prove si provvederà a ricercare la variazione delle caratteristiche meccaniche rispetto al materiale non affetto da corrosione. La seconda parte della campagna sperimentale riguarda il conferimento della corrosione accelerata su pilastri in C.A. in scala reale da sottoporre a prova ciclica. Le prove sono state effettuate su tre campioni: un provino non corroso da utilizzare come modello di riferimento, un provino soggetto a corrosione delle armature e un terzo provino soggetto a corrosione delle armature e quindi rinforzato mediante incamiciatura in HPFRC di spessore 40 mm. Al termine del processo di corrosione delle armature i campioni sono stati sottoposti a prove sperimentali eseguite applicando un carico assiale e un carico ciclico orizzontale di ampiezza crescente fino a rottura.

I risultati ottenuti mostrano l'efficacia della tecnica proposta nel recuperare l'originaria capacità portante della struttura.

STRENGTHENING OF RC COLUMNS WITH CORRODED REINFORCEMENTS BY MEANS OF HIGH PERFORMANCE JACKETS

SUMMARY

Corrosion of reinforcement is one of the leading cause of the deterioration in reinforced concrete structures. Hence, in their retrofitting it is necessary to determine the corrosion damage to estimate the residual structural strength and to define strengthening techniques which allow to recover the initial capacity of the structure.

The aim of the research is to evaluate the effectiveness of a new strengthening technique based on the application of a high performance fiber reinforced jacket for the retrofitting of RC columns with problems of reinforcement corrosion.

Three full-scale experimental tests on column specimens have been performed. The first part of the study concerns the artificial corrosion of the steel bars of the specimens through the use of electrolytic cells. In the second part of the research the specimens have been loaded with static horizontal cyclic loads with increasing amplitude, up to the failure.

The obtained results show the effectiveness of this technique in recovering the original bearing capacity of the columns, reaching also an adequate ductility level.

1. INTRODUZIONE

La riduzione della vita utile delle strutture in cemento armato, nella maggior parte dei casi dovuta alla corrosione delle barre di armature, è una delle principali cause di preoccupazione per gli edifici in C.A. Le conseguenze strutturali su elementi colpiti da corrosione delle armature sono molteplici. La riduzione delle sezione resistente delle barre, la diminuzione del carico portato dalle armature, la riduzione di duttilità della struttura, la formazione di prodotti

dovuti alla corrosione che causa fessurazione del calcestruzzo e provoca elevate sollecitazioni negli elementi strutturali possono cambiare in modo significativo la modalità di collasso della struttura. Questi aspetti evidenziano la necessità di sviluppare dei modelli per poter valutare il danno dovuto alla corrosione delle barre di armatura e stimare la resistenza strutturale residua. Inoltre, risulta essere necessario introdurre delle tecniche di rinforzo che permettano di recuperare l'iniziale capacità portante della struttura, facendo riferimento

principalmente agli edifici esistenti costruiti intorno agli anni '60 e '70, che molto spesso presentano una bassa resistenza del calcestruzzo, un copriferro insufficiente e sono stati progettati senza tenere conto della durabilità della struttura. Le tradizionali tecniche di rinforzo sono caratterizzate dall'utilizzo di incamicciature in cemento armato con spessori elevati, spesso nell'ordine di 60-70 mm, (Fib Bulletin 24, 2003), che causano un incremento eccessivo nella geometria della struttura. In molti casi l'aumento della sezione degli elementi strutturali non è trascurabile in quanto provoca un incremento sia di massa che di rigidità dell'intera struttura modificando il comportamento sismico dell'edificio. Questo aspetto è particolarmente significativo quando i pilastri oggetto dell'intervento presentano dimensioni ridotte (es. lato 250-300 mm).

Negli ultimi anni differenti tecniche sono state utilizzate per il rinforzo di strutture in cemento armato. Una delle tecniche più comuni prevede l'utilizzo di fasciature in FRP che presentano il difetto di non garantire una sufficiente aderenza tra il rinforzo e il calcestruzzo esistente, in particolar modo quando il calcestruzzo esistente presenta caratteristiche meccaniche scarse. Inoltre i rinforzi mediante fasciature in FRP sono utili per aumentare la duttilità ma non sono sempre adatti nel caso in cui si debba garantire un incremento di capacità portante di pilastri che sono sottoposti a forze di compressione e di flessione. Recentemente è stata messa a punto una nuova tecnica di rinforzo basata sull'utilizzo di incamicciature in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni (HPFRC) [Martinola et al., 2007; Maisto et al., 2007]. Questa categoria di materiali presenta un comportamento incoerente a trazione abbinato ad un'elevata resistenza a compressione e una maggiore capacità di deformazione rispetto ai tradizionali calcestruzzi fibrorinforzati che lo rende adatto per l'utilizzo nel rinforzo di elementi strutturali che richiedono grandi deformazioni anelastiche. Pertanto, nei rinforzi realizzati con questo materiale, si può evitare di utilizzare armatura tradizionale garantendo così incamicciature con spessori ridotti (30-40 mm).

Gli effetti della corrosione delle barre di armatura, in particolare la riduzione di resistenza e di duttilità, possono compromettere il comportamento della struttura sotto l'azione di carichi orizzontali (azione sismica). In questa ricerca è stato studiato l'utilizzo di incamicciature ad elevate prestazioni per l'incremento della capacità portante di pilastri in C.A. con problemi di corrosione delle barre di armatura. Per valutare l'efficacia della tecnica di rinforzo proposta sono state effettuate tre prove sperimentali cicliche su pilastri in C.A. in scala reale. Un pilastro è stato utilizzato come campione di riferimento, un pilastro è stato testato dopo la corrosione artificiale delle barre di armatura per poter stimare la resistenza strutturale residua mentre l'ultimo pilastro, dopo la corrosione artificiale delle barre, è stato rinforzato mediante l'utilizzo di un'incamicciatura in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni dello spessore di 40mm. Le prove sono state effettuate fino alla rottura dei campioni applicando un carico assiale costante e carichi orizzontali ciclici di ampiezza crescente; esse hanno mostrato l'efficacia della tecnica proposta nel garantire il recupero dell'originaria capacità portante di pilastri con armature corrose.

2. GEOMETRIA DEI CAMPIONI

L'efficacia di questa nuova tecnica di rinforzo, basata sull'applicazione di incamicciature in HPFRC, è stata studiata mediante prove sperimentali su tre colonne in scala reale con altezza totale di 1.80 m e una sezione quadrata di 300x300 mm. Per poter realizzare la successiva prova meccanica i pilastri possiedono una fondazione di dimensioni 1.3m x 0.6m x 0.5m che permette l'ancoraggio del campione al banco di prova come mostrato in figura 1. Le armature e la resistenza del calcestruzzo sono quelle caratteristiche di strutture costruite negli anni '60 e '70.

L'armatura dei campioni è costituita da 4 barre longitudinali $\varnothing 16$ e staffe di diametro 8 mm, disposte ad un interasse pari a 300 mm.

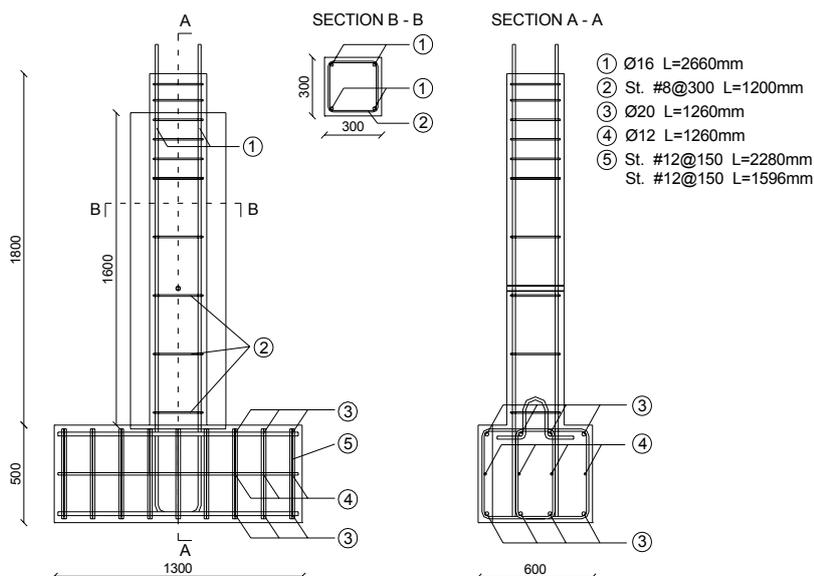


Figura 1. Geometria dei campioni (a sinistra) e particolare della casseratura dei tre pilastri (a destra)



Figura 2 . a) Cella elettrolitica utilizzata per il processo di corrosione artificiale; b) Quadro fessurativo di uno dei due pilastri al termine del processo di corrosione delle barre di armatura

I pilastri sono stati gettati con un calcestruzzo a bassa resistenza: la resistenza media a compressione, misurata su provini cubici con lato di 150mm, è pari a 20 MPa. L'acciaio delle barre di armatura può essere classificato come B500C e le barre presentano una resistenza di snervamento media pari a 520 MPa e una resistenza alla rottura media pari a 620 MPa. Per evitare fenomeni di espulsione del copriferro e danneggiamenti troppo elevati, le staffe dei due campioni soggetti a corrosione sono state trattate mediante vernice protettiva antiruggine.

3. CORROSIONE DEI CAMPIONI

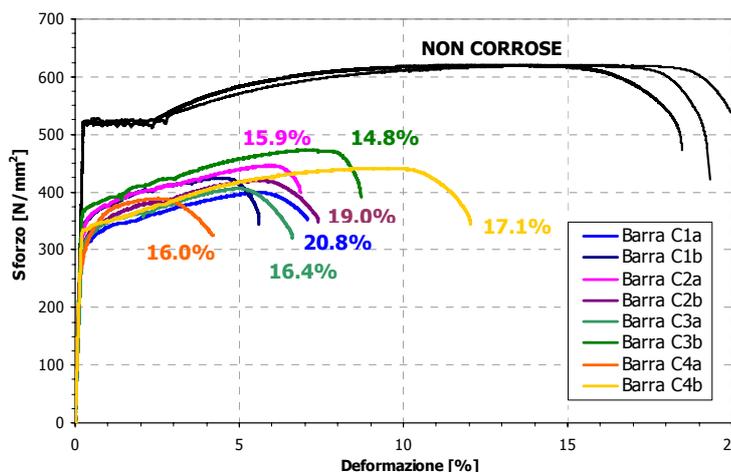
La corrosione artificiale delle barre di armatura è stata eseguita mediante l'utilizzo di celle elettrolitiche (figura 2a). Le celle elettrolitiche sono state realizzate immergendo i due pilastri da corrodere in una soluzione salina con una percentuale al 3% di cloruro di sodio fino ad un'altezza di 1.50m dalla base della fondazione. La corrosione delle barre è stata accelerata imponendo un valore di corrente costante pari a 0.5A. Allo scopo di raggiungere un livello di corrosione il più uniforme possibile ogni barra è stata collegata ad un singolo alimentatore. La direzione della corrente è stata impostata in modo tale che le barre di armatura dei pilastri costituiscono gli anodi mentre i catodi sono stati realizzati mediante quattro barre di armatura Ø10 mm posizionate all'interno della soluzione di cloruro di sodio.

Il livello di corrosione viene espresso in termini di percentuale di perdita di massa delle barre di armatura in quanto questo parametro è un indice direttamente proporzionale alla perdita di resistenza delle barre stesse. Le barre di armature sono state portate ad un livello di corrosione teorico pari al 20% in termini di perdita di massa. Il livello di corrosione desiderato è stato stimato mediante la legge di Faraday che è stata utilizzata per stabilire la relazione tra il lasso di tempo durante il quale applicare la corrente impressa alle barre di armatura e il corrispondente grado di corrosione. La legge di Faraday, tuttavia, è stata modificata introducendo un coefficiente correttivo pari a 1.3 (questo coefficiente è stato

calibrato mediante prove preliminari) che tiene conto del volume di calcestruzzo intorno alle barre.

Al termine del processo corrosivo l'incremento di volume delle barre provocato dalla produzione di ruggine ha causato la formazione di quattro fessure verticali in corrispondenza di ognuna delle quattro barre di armatura soggette a corrosione come è mostrato in figura 2b. Le fessure verticali proseguono nella parte superiore del pilastro oltre il livello della soluzione salina.

Al fine di valutare le proprietà meccaniche delle barre di armatura corrose sono state effettuate delle prove preliminari su un pilastro che presenta la stessa geometria (sezione e armatura) e le medesime caratteristiche dei materiali dei pilastri da sottoporre a prova ciclica. Al termine del processo di corrosione le barre di armatura sono state estratte dal pilastro, pulite e pesate per verificare l'effettiva perdita di massa. Le barre corrose all'interno del calcestruzzo mostrano un attacco corrosivo localizzato: la perdita di peso non è omogeneamente distribuita lungo la lunghezza della barra e alcune zone presentano evidenti fenomeni di pitting (figura 3). Ognuna delle quattro barre di armatura estratte dal pilastro è stata divisa in due segmenti di lunghezza pari a 60 cm che sono stati sottoposti a prova di trazione. Le curve sforzo nominale - deformazione delle barre corrose, confrontate con curve ottenute da corrispondenti campioni integri (non corrosi), è riportata in figura 4. Lo sforzo nominale per le barre corrose indica il rapporto tra la forza misurata e l'area nominale del campione integro. I risultati ottenuti dalle prove di trazione mostrano chiaramente che l'attacco corrosivo riduce significativamente sia la resistenza che la deformazione delle barre di armatura. La riduzione della resistenza di snervamento e della resistenza ultima è direttamente proporzionale al livello di corrosione delle barre. A causa dei numerosi fenomeni di pitting la riduzione di duttilità è meno regolare e non strettamente dipendente dal livello di corrosione della barra. Le barre corrose hanno inoltre mostrato un comportamento particolarmente fragile se confrontato con quello delle corrispondenti barre non corrose.



Barra	C [%]	σ_y [MPa]	σ_u [MPa]	A_{gt} [%]
NC	0.00	520.7	620.3	13.7
C1a	20.83	270.1	398.9	5.53
C1b	17.06	329.1	425.4	4.25
C2a	15.85	302.4	446.1	5.91
C2b	19.04	288.7	420.3	5.61
C3a	16.44	265.9	406.4	4.88
C3b	14.76	365.9	473.7	7.25
C4a	15.97	265.2	388.9	2.44
C4b	17.06	334.2	441.8	9.36

σ_y Resistenza allo snervamento
 σ_u Resistenza ultima
 A_{gt} Deformazione in corrispondenza del carico massimo

Figura 3. Curve sforzo nominale – deformazione e principali valori ottenuti dalle prove di trazione

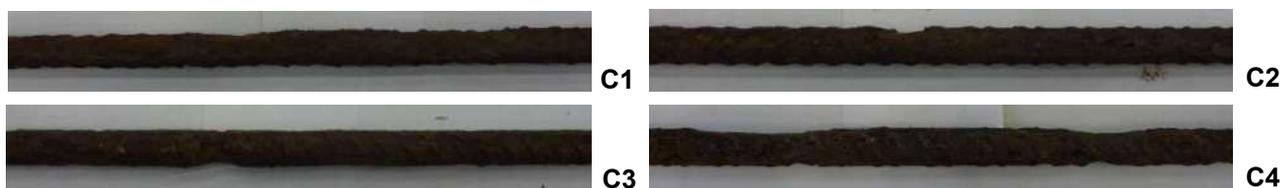


Figura 4. Barre di armatura corrose estratte dal pilastro

4. APPLICAZIONE DEL RINFORZO

Uno dei due campioni corrosi è stato rinforzato mediante una camicia in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni di spessore 40 mm. L'HPFRC utilizzato in questa ricerca è un materiale che presenta comportamento autolivellante con una resistenza a compressione di circa 130 MPa e una resistenza a trazione di 5 MPa. Prove di trazione diretta su provini ad osso di cane e prove di flessione su quattro punti su travette sono state effettuate per la caratterizzazione a trazione del materiale. I risultati delle prove e la geometria dei provini sono riportati in figura 5. I risultati dei test mostrano il comportamento inelastico a trazione di questo materiale per deformazioni superiori a 1%. Il calcestruzzo ad elevate prestazioni utilizzato è un materiale rinforzato con fibre di acciaio di lunghezza pari a 15 mm e diametro pari a 0.175 mm. Il contenuto in volume è pari allo 0.2% e il rapporto d'aspetto (l/ϕ) è 85.7.

Prima del getto della camicia di rinforzo è stata eseguita la rimozione del copriferro ammalorato in corrispondenza delle quattro barre di armatura corrose e la pulizia delle barre stesse per rimuovere i prodotti della corrosione. Al fine di garantire il collegamento della camicia di rinforzo alla base del pilastro nel basamento di fondazione è stato realizzato uno scasso di circa 80 mm di profondità. La tasca permette l'ancoraggio del calcestruzzo fibrorinforzato usato per il rinforzo alle barre di armatura presenti nella fondazione garantendo la realizzazione di un incastro alla base del pilastro. Il campione è stato poi sabbiato al fine di ottenere una rugosità delle superfici nell'ordine di 1mm in modo tale da garantire una perfetta adesione tra il calcestruzzo esistente e il calcestruzzo utilizzato per il rinforzo. L'efficacia di questa tecnica è stata dimostrata mediante precedenti ricerche (Martinola et al. 2010). La figura

6 mostra l'operazione di sabbiatura del pilastro e, in particolare, la differenza della superficie prima e dopo il trattamento. L'HPFRC è stato preparato in miscelatori ad asse verticale e gettato all'interno delle casseforme senza vibrazione. La maturazione è stata effettuata a temperatura e umidità ambientali utilizzando una pellicola plastica posta sulla superficie del getto per limitare l'evaporazione dell'acqua.

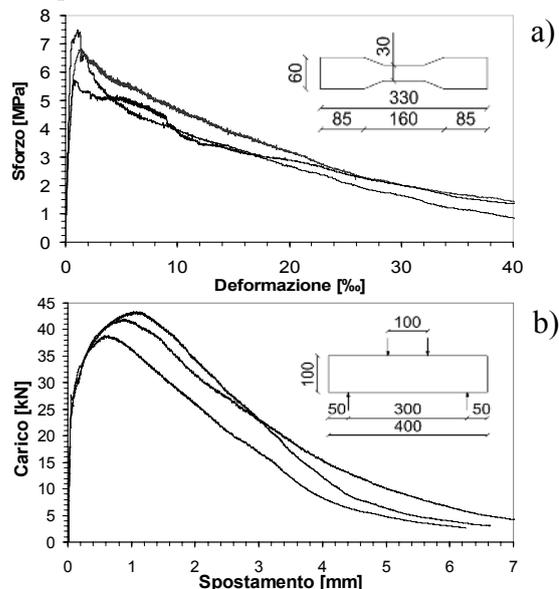


Figura 5. Caratterizzazione HPFRC: a) Prove di trazione diretta su provini a osso di cane (Spessore: 13mm) b) Prove di flessione su quattro punti (sezione 100x100mm)



Figura 6. Sabbatura del pilastro e confronto delle superfici prima e dopo il trattamento (sinistra) e getto della camicia in calcestruzzo ad elevate prestazioni (destra)

5. TEST SET-UP

Per l'esecuzione di ogni prova, come mostrato in Figura 7, il basamento del pilastro è stato ancorato al pavimento del laboratorio con quattro barre ad alta resistenza. Alle barre è stata applicata una pretensione in modo da impedire scorrimenti e rotazioni del basamento. Il carico assiale è stato applicato utilizzando due martinetti idraulici e monitorato mediante un trasduttore di pressione. Al fine di garantire un'azione assiale centrata rispetto al pilastro, per l'applicazione del carico è stato utilizzato un sistema auto-equilibrato. Tale sistema è costituito da due profili in acciaio, uno appoggiato sulla testa superiore del pilastro e uno a contatto con la base inferiore della fondazione, collegati da due barre ad alta resistenza incernierate alla traversa inferiore e fissate all'estremità superiore. La sollecitazione orizzontale è stata applicata utilizzando un martinetto elettromeccanico ancorato ad una parete di contrasto. Il carico è stato trasmesso al pilastro mediante una cuffia di spinta collegata alle testa del martinetto mediante una serie di snodi tra i quali è stata interposta la cella di carico per il monitoraggio della forza applicata. Il punto di applicazione del carico orizzontale è stato posizionato a 1,5 metri dalla base superiore della fondazione. Le prove sono state effettuate applicando ai campioni un'azione assiale pari a 400 kN e successivamente carichi ciclici di ampiezza crescente fino a rottura.

Per la misura degli spostamenti orizzontali in corrispondenza del punto di applicazione del carico sono stati utilizzati uno strumento potenziometrico e uno strumento a filo (strumenti 2-3 in figura 8a). Per la misura delle rotazioni alla base è stata utilizzata una serie di strumenti potenziometrici posizionati su tre facce del pilastro. Sulla faccia frontale del pilastro gli strumenti 10-11 in figura 8 misurano gli spostamenti relativi tra il pilastro e la base di fondazione mentre gli strumenti 4-5-6-7-8-9 misurano gli spostamenti relativi tra punti del pilastro stesso. Gli strumenti 12-13 di figura 8a sono posizionati ciascuno su una delle facce laterali e misurano lo spostamento relativo tra pilastro e base di fondazione. Per misurare eventuali scorrimenti del banco, sono stati usati due strumenti LVDT a molla (14-15 in figura 8a). Per il monitoraggio dell'azione assiale di precompressione è stato collegato alla pompa un trasduttore di pressione.

Le prove sono state eseguite imponendo ad un'altezza pari a 1.5 m una storia di spostamenti ciclici di ampiezza crescente. Si indica con δ lo spostamento orizzontale imposto alla cuffia di spinta e con h l'altezza del punto di applicazione del carico dalla base della fondazione; si definisce drift il rapporto tra lo spostamento orizzontale del punto di applicazione del carico e la sua altezza ($drift = \delta/h$). Il setup di prova prevede di eseguire per ogni valore di drift tre cicli completi con un ciclo di scarico intermedio tra una tripletta e quella successiva (figura 8b). Il drift iniziale (0.15%) è stato scelto in modo tale da ricadere all'interno del comportamento elastico lineare del campione. I drift successivi sono stati scelti in modo che ogni drift fosse compreso tra 1.25 e 1.5 volte il drift della tripletta precedente.

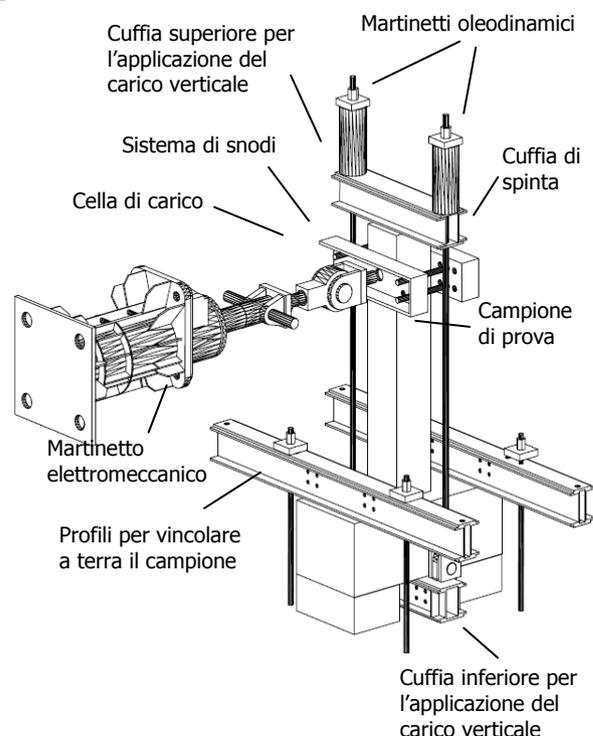


Figura 7. Banco di prova

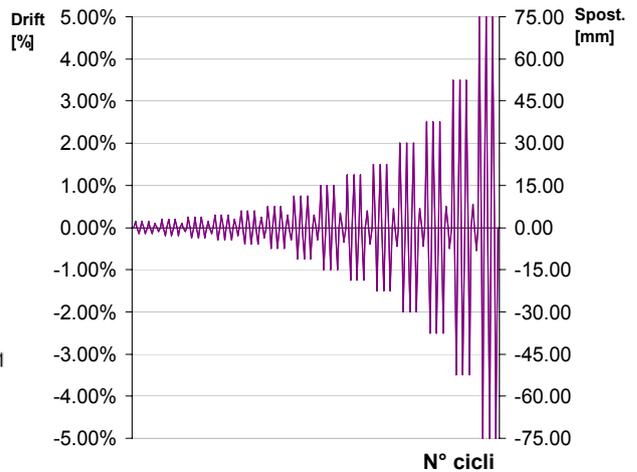
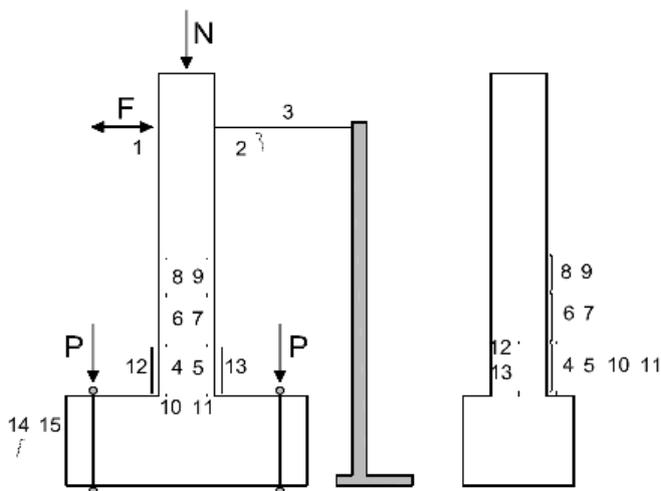


Figura 8. a) Strumentazione dei campioni; b) Storia di carico

6. RISULTATI

In figura 9 è riportato il confronto delle curve carico orizzontale – drift per i tre campioni testati. Il campione non corroso (CNC) ha raggiunto il carico massimo pari a 63 kN, corrispondente ad un momento di 93kNm, in corrispondenza di un drift pari a $\pm 2\%$. Nei cicli successivi si nota un degrado progressivo della resistenza fino ad un valore di sollecitazione di circa 50kN, in corrispondenza di un drift del 5.00%, pari a circa l'80% del carico massimo raggiunto. La prova è terminata dopo l'esecuzione del primo ciclo corrispondente ad un drift del 5.00%, a seguito del quale si è verificata l'espulsione del copriferro dovuta alla deformazione per instabilità di una delle barre longitudinali del campione. La massima sollecitazione raggiunta dal pilastro corroso (CC) corrisponde ad un carico di 46 kN, pari ad un momento di 67kNm, ed è stata raggiunta per un drift pari all'1.25%. La resistenza in corrispondenza del ciclo finale, corrispondente ad un drift del 2.50%, risulta essere di 36kN, pari a circa il 78% del carico massimo raggiunto. Per i cicli che vanno da un drift dello 0.25% ad un drift del 1.00% il campione mostra fessure orizzontali che crescono in numero ed estensione e si collocano in una zona che raggiunge un'altezza di circa 70 cm

dalla base della fondazione. Dai cicli corrispondenti ad un drift dell'1.00% in poi, le fessure verticali dovute alla corrosione delle armature si aprono visibilmente. La prova è stata interrotta in corrispondenza di un drift del 2.50% in seguito alla completa espulsione del copriferro in corrispondenza delle barre di armatura. Al termine della prova tutte e quattro le barre sono deformate per instabilità. La figura 10 e la figura 11 mostrano il quadro fessurativo rispettivamente del campione non corroso (CNC) e del campione corroso (CC) in corrispondenza di un drift del 2% e al termine delle prove. Per il pilastro incamiciato (CJ) il carico massimo in caso di drift positivi risulta essere di 86 kN, corrispondente ad un momento di 127 kNm e raggiunto per un drift dello 0.75%. Per i drift negativi la massima sollecitazione risulta essere di 100 kN in termini di carico orizzontale e 147 kNm in termini di momento resistente, verificatasi in corrispondenza di un drift del 1.00%. La comparsa delle prime fessure per flessione nella camicia è avvenuta in corrispondenza di un drift dello 0.30%. Le fessure, che interessano una zona di altezza circa 60 cm dal livello della fondazione, presentano una spaziatura di circa 30 cm equivalente al passo delle staffe.

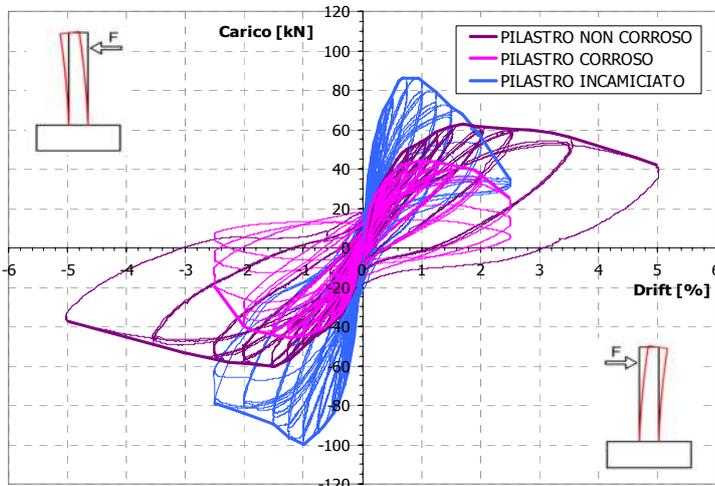


Figura 9. Confronto delle curve carico orizzontale drift per i tre campioni testati

	CNC	CC	CJ
M_{max+} [kNm]	92.6	65.0	130.0
M/M_{CNC}	1.00	0.70	1.40
M_{max-} [kNm]	89.1	67.3	147.1
M/M_{CNC}	1.00	0.76	1.65
δ_{max+} [%]	2.00	1.00	0.75
δ_{max-} [%]	1.50	1.25	1.00
δ_{u+} [%]	5.00	2.50	2.00
δ_{u-} [%]	5.00	2.50	2.50

CNC Pilastro non corroso
 CC Pilastro corroso
 CJ Pilastro corroso e incamiciato

Nel caso di drift positivi il danneggiamento non si è localizzato esclusivamente all'interfaccia pilastro – fondazione ma si è verificato un progressivo sollevamento della camicia di calcestruzzo fibrorinforzato dalla fondazione stessa. Questo fenomeno, che non corrisponde al reale comportamento del campione, ha causato una significativa perdita di resistenza del pilastro nel caso di sollecitazioni positive. Un progressivo pinching dei cicli, osservato per i drift superiori al 1.25%, è dovuto al progressivo sfilamento della camicia alla base del pilastro. Per tale ragione il contributo della resistenza a trazione della camicia di HPFRC all'interfaccia pilastro – fondazione viene progressivamente a mancare causando un meccanismo di rocking alla base del pilastro.

Il pilastro ha raggiunto il collasso durante il terzo ciclo corrispondente ad un drift del 2.00% a seguito della rottura per trazione di una delle barre di armatura per sollecitazioni positive. Per valutare al meglio il comportamento del campione, in quanto per drift negativi il carico risultava essere ancora alto, si è deciso di eseguire anche i cicli ad un drift del 2.50%. La prova è terminata al terzo ciclo pari ad un drift del 2.50% in corrispondenza della rottura della seconda barra di armatura per sollecitazione negativa. Al momento del collasso il carico era pari a 82 kN, corrispondente al 82% della sollecitazione massima raggiunta per valori di spostamento positivi.



Figure 10. Campione CNC in corrispondenza di un drift del 2% e al termine della prova



Figure 11. Campione CC in corrispondenza di un drift del 2% e al termine della prova



Figure 12. Campione CJ in corrispondenza di un drift dello 0.75% e al termine della prova



Figure 13. Campione CJ. Danneggiamento localizzato all'interfaccia colonna - fondazione

7. CONFRONTO DEI RISULTATI

Il confronto tra il campione non corrosivo (CNC) e il pilastro corrosivo (CC) mostra l'efficacia della tecnica utilizzata per la corrosione artificiale delle barre di armatura. Il campione corrosivo ha mostrato una diminuzione sia di resistenza (il carico massimo è circa il 73% di quello raggiunto dal campione integro) che di deformazione in quanto il provino non corrosivo ha raggiunto il collasso ad un drift del 5% mentre per il pilastro corrosivo il drift massimo è del 2.5%.

I risultati ottenuti sul campione incamiciato hanno mostrato l'efficacia di questa tecnica per il rinforzo di pilastri con armature longitudinali corrosive. Il carico massimo, sia per sollecitazioni positive che negative, è superiore a quello raggiunto dal campione integro. Osservando i valori ottenuti per drift negativi, la direzione in cui il campione rinforzato ha mostrato una corretta modalità di rottura, il carico massimo mostra un incremento del 65% rispetto a quello del pilastro integro e un incremento del 118% in confronto al pilastro con armature corrosive. Il comportamento del campione rinforzato è tipico delle sezioni caratterizzate da un nocciolo in calcestruzzo di base e una camicia in HPFRC. Dopo aver raggiunto il carico massimo la resistenza del pilastro rinforzato diminuisce rapidamente poiché il contributo a trazione del HPFRC viene a mancare a causa dell'apertura della macro-fessura localizzata all'interfaccia pilastro-fondazione. Nei cicli successivi al carico di picco (per sollecitazioni negative) la resistenza del campione incamiciato rimane sempre superiore a quella del campione integro grazie al contributo a compressione della camicia fibrorinforzata. Il campione con camicia in HPFRC non ha mostrato fenomeni di distacco del copriferro o di deformazione per instabilità delle barre a causa dell'elevata azione di confinamento effettuata dalla camicia in calcestruzzo fibrorinforzato.

Osservando il grafico di confronto dell'energia dissipata dai tre campioni, figura 14, notiamo che il pilastro con camicia in HPFRC ha mostrato un comportamento migliore in termini

di dissipazione energetica. Per i cicli a drift elevato (0.75% - 2.00%) il campione rinforzato dissipa il 30% in più di energia rispetto al campione corroso e il 50% in più nei confronti del campione integro. L'energia dissipata dal pilastro integro e dal pilastro con armature corrose durante i cicli finali (linee tratteggiate in Figura 14) risulta essere alta a causa della completa espulsione del copriferro e della instabilizzazione delle barre di armatura longitudinali. Osserviamo inoltre che l'energia dissipata dal campione rinforzato durante ogni tripletta è stabile, avvalorando la validità del metodo di rinforzo proposto.

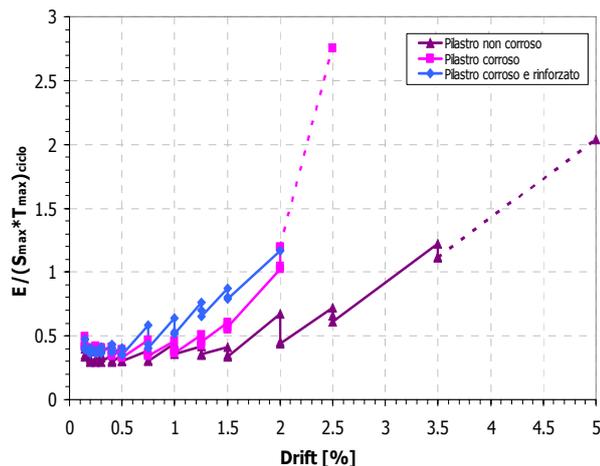


Figure 14. Confronto dell'energia adimensionalizzata per i tre campioni testati

8. CONCLUSIONI

Le tre prove in scala reale presentate in questa memoria hanno dimostrato l'efficacia della tecnica di rinforzo mediante incamiciatura in HPFRC per i pilastri con problemi di corrosione delle armature longitudinali. Mediante l'applicazione di una camicia ad elevate prestazioni è stato possibile aumentare la capacità portante del pilastro con armature corrose raggiungendo un valore massimo di resistenza superiore a quella ottenuta dal campione non danneggiato. Questa tecnica è pertanto adatta per il rinforzo di strutture in CA esistenti caratterizzate da bassa resistenza del calcestruzzo, basso rapporto di armatura, calcestruzzo danneggiato e corrosione delle barre di armatura.

L'utilizzo di un'incamiciatura in calcestruzzo ad elevate prestazioni è in grado di proteggere il pilastro originario, incrementando la sua durabilità, come mostrato in Figura 15 in cui è riportata la differenza nella penetrazione di CO₂ per un normale calcestruzzo e per l'HPFRC utilizzato in questa ricerca.

Le tecnica proposta può essere facilmente utilizzata per applicazioni strutturali e permette il rinforzo di elementi in CA per mezzo di camicie a basso spessore. Una maturazione a temperatura e umidità ambientali garantiscono le prestazioni del materiale e una semplice sabbiatura assicura una perfetta aderenza tra substrato e camicia in HPFRC.

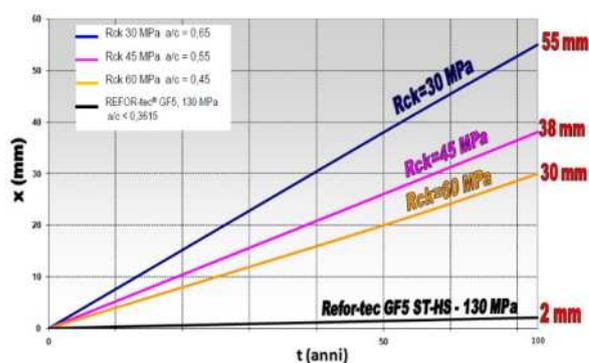


Figure 15. Penetrazione di CO₂ per un normale calcestruzzo e per l'HPFRC usato in questa ricerca

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata finanziata da Tecnochem Italiana S.p.A. Gli autori desiderano ringraziare il sig. Daniele Di Marco per il supporto tecnico nelle prove sperimentali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MARTINOLA, G., MEDA, A., PLIZZARI, G.A., RINALDI, Z. – (2010), Strengthening and Repair of R/C Beams with Fibre-Reinforced Concrete, *Cement and Concrete Composites*, V.32, No.9, 731-739.
- [2] MEDA, A., MOSTOSI, S., RIVA, P. – (2012), Strengthening of RC beams with high performance jacket, *Studies and researches*, V.31, 115-134.
- [3] MARINGONI, S., MEDA, A., MOSTOSI, S., RIVA, P. – (2012), Strengthening of RC members by means of high performance concrete, *Proceedings of a Twelfth International Conference on recent advances in concrete technology and sustainability Issues*.
- [4] BESCHI, C., MEDA, A., RIVA, P. – (2011), Column and joint retrofitting with high performance fiber reinforced concrete jacketing, *Journal of Earthquake Engineering*, 15:7, 989-1014.
- [5] ALMUSALLAM, A.A. – (2001), Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars, *Construction and Building Materials*, 15, 361-368.
- [6] RINALDI, Z., IMPERATORE, S., VALENTE, C. – (2010), Experimental evaluation of the flexural behavior of corroded P/C beams, *Construction and Building Materials*, V.24, 2267-2278.
- [7] CNR-DT 204 - (2006), Guidelines for the Design and Construction of Fibre- Reinforced-Concrete Structures, *Italian National Research Council*, 62 pp.
- [8] Eurocode 2 – (2005), Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings?. EN 1992-1-1., Nov. 2005.
- [9] FIB BULLETIN NO. 24. – (2003), Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, State-of-art report, Losanne.

L'ECOGRAFIA ULTRASONORA CON TECNICA SAFT PER LA VISUALIZZAZIONE DELLE SEZIONI NELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Giuseppe Nardoni¹, Mario Certo¹, Mattia Bentoglio¹, Uwe Ewert², Vladimir Klyuev³

1 Campus Albert Einstein I&T Nardoni Institute

2 Bam (Bundesanstalt für Materialforschung)

3 Spectrum Moscow

SOMMARIO

La relazione presenta la nuova tecnica SAFT ad ultrasuoni. La tecnica SAFT permette la visualizzazione della sezione esaminata; ferri d'armatura, inclusioni d'aria, e od altri materiali estranei presenti nella sezione possono essere evidenziati attraverso una rappresentazione digitalizzata in tempo reale.

La relazione presenta il principio teorico di funzionamento della tecnica SAFT ed alcuni esempi delle mappe SAFT (definite B-Scan nella terminologia ultrasonora classica) delle sezioni esaminate.

Questa tecnica, definita anche ecografia computerizzata, apre un nuovo capitolo nel controllo del calcestruzzo sia nella fase realizzativa che nell'esistente.

ULTRASONIC ECHOGRAPHY WITH SAFT TECHNIQUE TO DISPLAY SECTIONS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

SUMMARY

The report presents the new SAFT ultrasonic technique. The SAFT technique allows the visualization of the section examined; reinforced bars, air inclusion and or other foreign materials in the section can be highlighted through a digitized representation in real time.

The report presents the theoretical principle of operation of the SAFT's technique and some examples of the SAFT's maps (called B-Scan in the classical ultrasonic terminology) of the sections examined.

This techniques, also called computerized echography opens a new chapter on the control of concrete on both implementation phase and existing phase.

1. INTRODUZIONE

Il metodo ultrasonoro [6] attualmente utilizzato nel controllo delle strutture in calcestruzzo armato è basato sulla trasmissione che permette la determinazione della velocità e dell'attenuazione dell'onda ultrasonora rappresentate nell'oscillogramma di figura 1.

La misura della velocità permette di correlare la stessa alla resistenza del calcestruzzo come esemplificato nel diagramma di figura 2.

L'attenuazione fornisce indirettamente la presenza nella matrice del calcestruzzo di cavità e od altre tipologie d'inclusioni che, a loro volta, in relazione alla densità del

materiale incluso, hanno influenza sia sulla velocità che sull'attenuazione.

La tecnica per trasmissione non è in grado di fornire una rappresentazione della sezione esaminata dagli ultrasuoni, ciò diventa possibile mediante la tecnica SAFT.

Il principio che ha permesso di realizzare la tecnica SAFT [7], è stata la sostituzione del singolo cristallo con un array di cristalli (16-48) attivati in fasi diverse in trasmissione e ricezione.

L'immagine che si ottiene è rappresentata in figura 3.

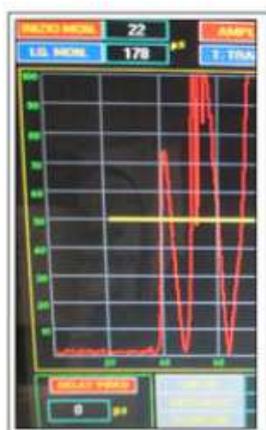


Figura 1 – Oscillogramma relativo alla determinazione della velocità in una sezione di calcestruzzo (A-Scan)

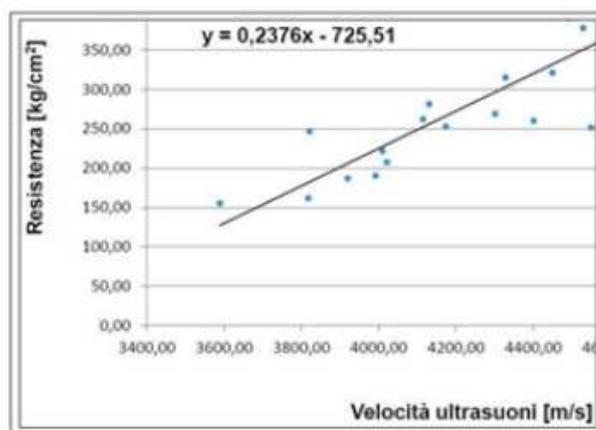


Figura 2 – Diagramma di correlazione velocità ultrasuoni [m/s] – resistenza [Kg/cm²] eseguito su campioni di carote prelevate da pilastri di una struttura colpita da un evento sismico (Mirandola)

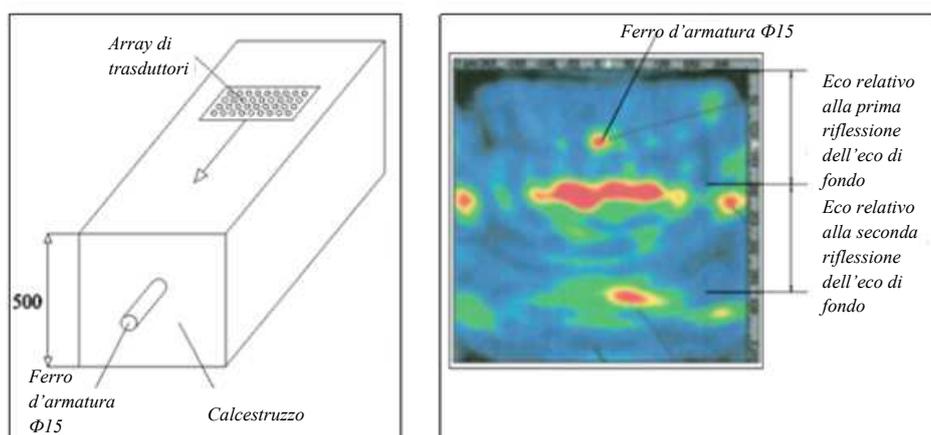


Figura 3 – Blocco in calcestruzzo contenente un ferro d'armatura Φ 15 mm e relativa visualizzazione B-Scan

2. CARATTERISTICHE DELLA TECNICA SAFT NEL CONTROLLO ULTRASONORO DI COMPONENTI IN CALCESTRUZZO

La tecnica SAFT è basata su un algoritmo costruttivo che sulla base di n riflessioni ricevute dal materiale riesce a ricostruire il/i punti di provenienza delle varie riflessioni.

Analogo principio si riscontra nella TAC medicale (tomografia computerizzata) che irradiando l'oggetto secondo molteplici direzioni ricostruisce, mediante algoritmo, l'immagine dell'oggetto.

2.1 Configurazione dei sensori per applicazioni su calcestruzzo

Per l'utilizzo della tecnica SAFT, si utilizza di preferenza una matrice di sensori ciascuno dei quali viene pressato sulla

superficie del componente realizzando un contatto di tipo "puntiforme". Questa particolare configurazione di ogni singolo sensore consente, da un lato, di generare efficacemente onde trasversali, e dall'altro, di rappresentare il sensore stesso come sensore puntiforme, condizione maggiormente favorevole all'impiego della tecnica SAFT.

La figura 4 illustra una configurazione tipica della matrice di trasduttori composta da 4 file di 10 sensori ciascuna operanti ad una frequenza tipica di circa 50 kHz.

Ai fini di una corretta ricostruzione SAFT della struttura interna del componente, è necessario che la spaziatura tra i singoli sensori sia minore o uguale a mezza lunghezza d'onda. Per una frequenza di circa 50 kHz, una spaziatura attorno ai 20-25 mm è più che sufficiente.

I sensori vengono utilizzati in una configurazione pitch-catch, ovvero, uno emette un breve impulso ultrasonoro ed un altro sensore, appartenente alla stessa riga, riceve il segnale d'eco.

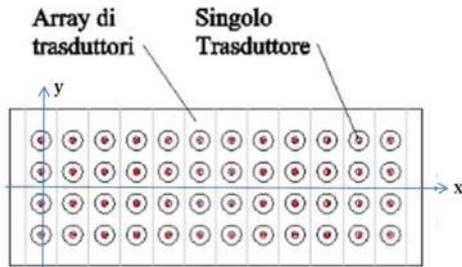


Figura 4 – Schema di principio di un array di sensori costituito da 40 elementi, Φ 1,5 mm per l'ispezione di componenti in calcestruzzo con la tecnica SAFT. La frequenza è nell'intorno di 50 KHz. I due assi cartesiani indicano il sistema di coordinate utilizzato per identificare la posizione dei sensori

La durata dell'impulso ultrasonoro determina inevitabilmente il potere risolvente del sistema e, quindi, si opera per ridurre il più possibile tale durata utilizzando trasduttori ad elevato smorzamento.

2.2 Prima fase: acquisizione dei segnali d'eco

Come già detto, l'insieme delle sonde viene utilizzato in una configurazione pitch-catch. La sequenza di emissioni e ricezioni è la seguente. In figura 5 viene illustrata la prima sequenza ottenuta eccitando la prima sonda della prima fila e ricevendo, acquisendo e memorizzando i segnali d'eco ricevuti dalle rimanenti 9 sonde alla sua destra. Esaurita questa fase, si procede ad eccitare la seconda sonda della fila e ricevendo, acquisendo e memorizzando i segnali d'eco ricevuti dalle restanti 8 sonde alla sua destra, come illustrato nella figura 6.

Il processo illustrato, viene quindi ripetuto, eccitando il terzo elemento della fila e acquisendo e memorizzando il segnale dei rimanenti 7 elementi alla sua destra; e così via fino al nono elemento e acquisendo il segnale d'eco con l'ultimo elemento della fila. Il numero totale di segnali d'eco acquisiti lungo una medesima linea sarà, dunque, $9+8+7+6+5+4+3+2+1=45$. Come si è potuto osservare dalla descrizione di questo processo, un singolo elemento non viene mai utilizzato in pulse-echo. Infatti se una stessa sonda dovesse emettere e ricevere allo stesso tempo, sarebbe negativamente influenzata, cioè accecata, dal disturbo iniziale prodotto dall'impulso di eccitazione con conseguente notevole peggioramento della distanza minima rilevabile.

La sequenza descritta viene ora ripetuta per ciascuna delle 4 file ottenendo quindi un totale di $4 \times 45 = 180$ segnali d'eco acquisiti e memorizzati all'interno del computer di processo che controlla l'hardware dello strumento e provvede successivamente alla elaborazione dei segnali memorizzati.

Facendo riferimento al sistema di coordinate illustrato in figura 5, ciascuno dei 180 segnali d'eco potrà essere espresso nella forma: $S_{k,j,i}(t)$ dove k è l'indice che identifica la fila di

sensori, j indica la posizione nella fila del sensore emettitore, i indica la posizione nella medesima fila del sensore ricevitore, e t indica la coordinata temporale.

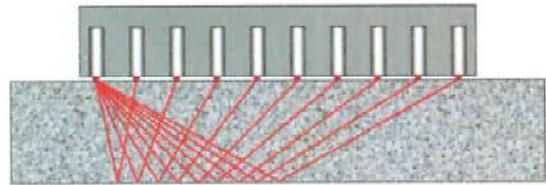


Figura 5 – Il primo sensore della riga emette un impulso ultrasonoro ed i restanti nove sensori della medesima riga ricevono ciascuno un segnale d'eco.

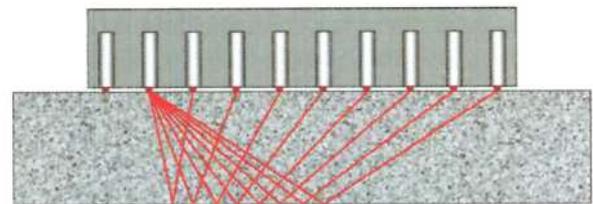


Figura 6 – Dopo l'acquisizione dei segnali d'eco di cui alla figura precedente, viene impulsato il secondo sensore della riga e i restanti otto sensori alla sua destra nella medesima riga ricevono ciascuno un segnale d'eco

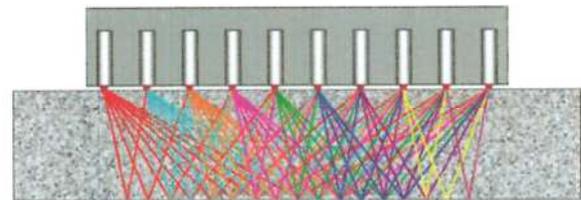


Figura 7 – Il procedimento di cui alla figura 6, è ripetuto per ciascun sensore della medesima riga eccettuato l'ultimo. La figura illustra i vari percorsi ultrasonori che sono così generati. Se i sensori nella riga sono, ad esempio, 10, il numero totale di percorsi ultrasonori generati sarà: $9+8+7+6+5+4+3+2+1=45$. Il processo di emissione-ricezione fin qui illustrato viene ripetuto per ciascuna delle 4 file con la generazione, quindi, di un totale di $45 \times 4 = 180$ segnali d'eco.

2.3 Seconda fase: ricostruzione SAFT della struttura interna al componente

La fase di acquisizione del complesso di segnali d'eco è molto veloce, al termine della quale viene attivato il processo di ricostruzione dell'immagine della struttura interna al componente giacente su un piano ortogonale rispetto alla superficie di ispezione e posto in corrispondenza dell'asse x (vedi figura 4). Questo piano immagine viene suddiviso in tanti "pixel" ciascuno centrato nella posizione (x_p, z_p) , dove x_p indica la posizione del pixel lungo l'asse x e z_p la sua profondità nel componente. Supponiamo ora che nel pixel (x_p, z_p) ci sia una discontinuità, allora il percorso compiuto dall'impulso ultrasonoro per andare dal sensore di coordinate (y_k, x_j) alla posizione (x_p, z_p) del pixel e poi da questa posizione al sensore di coordinate (y_k, x_i) è:

$$P_{k,j,i}(x_p, z_p) = \sqrt{y_k^2 + (x_j - x_p)^2 + z_p^2 + \sqrt{y_k^2 + (x_j - x_p)^2 + z_p^2}} \quad (1)$$

Se c è la velocità di propagazione, allora il tempo t impiegato sarà:

$$t_{k,j,i}(x_p, z_p) = \frac{P_{k,j,i}(x_p, z_p)}{c} \quad (2)$$

L'intensità complessiva dell'immagine nel punto (x_p, z_p) sarà data, allora, dalla sommatoria di tutte le componenti tempo $t_{k,j,i}(x_p, z_p)$ dei vari segnali $S_{k,j,i}$, cioè:

$$I_{x_p, z_p} = \sum_k \left(\sum_{j,i} S_{k,j,i} \left(t_{k,j,i}(x_p, z_p) \right) \right) \quad (3)$$

Per ogni pixel (x_p, z_p) del piano immagine viene, quindi, calcolata, mediante la (3), l'intensità dell'immagine. Se nessuna discontinuità era presente nel punto (x_p, z_p) , i vari contributi dei segnali d'eco al tempo $t_{k,j,i}(x_p, z_p)$ saranno nulli dando luogo ad un risultato nullo della sommatoria; oppure potrebbe essere presente qualche contributo dovuto a discontinuità in posizioni diverse, ma, in questo caso, tali contributi si presenterebbero sfasati dando luogo ancora ad un valore nullo della sommatoria della (3). Soltanto se, in corrispondenza del pixel in questione, era effettivamente presente una discontinuità, allora tutti i contributi che compaiono nella (3) saranno in fase dando luogo ad un valore della sommatoria non nullo.

Un'ultima precisazione riguarda l'uso delle 4 file. Idealmente, per calcolare un'immagine bidimensionale in un singolo piano, basterebbe una sola fila di sensori. Tuttavia, data la natura puntiforme dei sensori, una singola fila risulterebbe sensibile anche a discontinuità localizzate ad una certa distanza dal piano immagine (cioè lungo l'asse y). Utilizzando, invece 4 file, si introduce una certa direttività nel sistema per cui la sensibilità è massima per $y = 0$ e tende poi a decrescere rapidamente all'aumentare dello scostamento lungo l'asse y .

2.4 Vantaggi inerenti l'uso della tecnica SAFT

Il procedimento matematico descritto è anche chiamato "total focusing" [5], proprio perché è capace di ottenere un'immagine con la migliore focalizzazione possibile in ciascun punto del piano immagine. Ma altri vantaggi vanno considerati, rispetto all'utilizzo di tecniche convenzionali più semplici ed intuitive come la tecnica A-scan o B-scan. Anzitutto la maggiore divergenza del fascio ultrasonoro generato con sonde a cristallo unico accumula nel segnale A-scan e nell'immagine B-scan un eccesso d'informazioni di cui non si riesce a distinguere la provenienza. Inoltre le limitate dimensioni della sonda rispetto alle lunghezze d'onda in gioco consentono la produzione di diverse tipologie di onde (ad esempio onde superficiali, oppure longitudinali, nel caso qui considerato) con effetto di ulteriore confusione nella lettura dei segnali A-scan e nelle immagini B-scan. La tecnica SAFT, invece, produce per questi modi spuri un effetto di defocalizzazione che tende a cancellare dall'immagine finale la presenza di questi contributi spuri. Infine va considerato anche un miglioramento significativo del rumore sia di origine termica (stocastico) che deterministica (diffusione da bordo grano).

2.5 Ispezione di volume

Il procedimento SAFT [1], [4] descritto in precedenza è essenzialmente un metodo di ricostruzione bidimensionale, vale a dire, per ogni posizione dell'array di sensori, viene prodotta una sola immagine tipo B-scan in corrispondenza dell'asse x principale dell'array. Per il controllo di tutto il volume di un componente è allora necessario effettuare tante acquisizioni (e ricostruzioni) in posizioni progressive diverse lungo un appropriato asse di scansione come, ad esempio, illustrato nella figura 8.

I dati acquisiti e processati in ogni singola posizione, vengono memorizzati dallo strumento assieme alla specificazione dei parametri di scansione (origine, passo, etc.). Il layout d'ispezione prevede un certo numero di linee di scansione, opportunamente distanziate tra loro in funzione della dimensione dell'array dei sensori e della larghezza dell'immagine SAFT ricostruita; il numero delle linee di scansione è quello necessario a coprire l'intera larghezza del componente da ispezionare. Su ogni linea di scansione, l'acquisizione dei dati e la relativa ricostruzione dell'immagine SAFT viene fatta con un intervallo (passo di acquisizione) che dipende dalla dimensione del minimo difetto che s'intende rilevare.

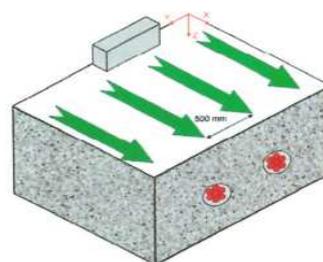


Figura 8 – Esempio di un layout d'ispezione di un componente di grandi dimensioni. Il piano di ispezione prevede un certo numero di linee di scansione separate tra loro da una distanza che dipende dalla dimensione dell'array di sensori e dalla dimensione effettiva dell'immagine SAFT ricostruita. Lungo ogni linea di scansione, il passo con cui si acquisiscono le immagini dipende dalle dimensioni minime del difetto da rilevare

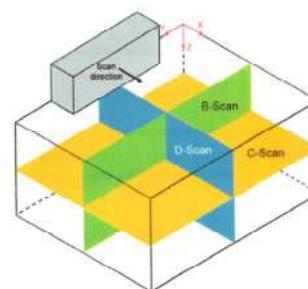


Figura 9 – Disposizione dei tre piani tra loro ortogonali sui quali può essere proiettata l'immagine delle discontinuità rilevate nel volume ispezionato

Terminata la scansione, i dati relativi alle immagini SAFT ricostruite in corrispondenza di ogni posizione dell'array di sensori vengono consolidati al fine di ottenere un'immagine tridimensionale della struttura interna del componente.

L'utente può osservare l'immagine 3D di ogni discontinuità rilevata nella sua posizione, oppure può guardare la proiezione di queste discontinuità su tre piani tra loro ortogonali ciascuno con un nome proprio come mostrato in figura 9. Un'immagine C-scan mostra le discontinuità rilevate proiettandole su un piano parallelo alla superficie d'ispezione. In un'immagine B-scan [2], [3], le discontinuità sono proiettate su un piano perpendicolare alla superficie d'ispezione e perpendicolare alla direzione delle linee di scansione. Un esempio di siffatto tipo d'immagine è riportato in figura 10.

Infine l'immagine D-scan è simile all'immagine B-scan salvo il fatto che il piano di proiezione è parallelo alla direzione delle linee di scansione.

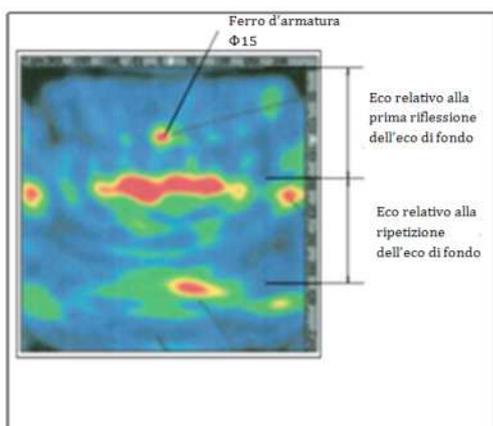


Figura 10 – Esempio d'immagine B-scan in cui sono osservabili la prima e la seconda riflessione della superficie opposta del componente e l'immagine di un ferro d'armatura da 15 mm

3. ESEMPI APPLICATIVI



Figura 12 - Interno del Padiglione dei Paesi Nordici, Biennale di Venezia

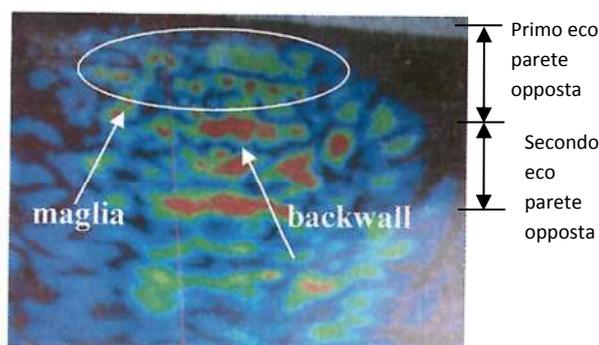


Figura 13: Rappresentazione B-Scan di una sezione di una trave di spina del padiglione

2.6 Calibrazioni

Le necessità riguardanti le calibrazioni di questo tipo di apparecchiature riguardano essenzialmente la determinazione della velocità delle onde trasversali. Essa, non solo non è costante, ma varia da componente a componente. Da un lato, dunque, è necessario conoscere l'esatto valore della velocità per poter effettuare una ricostruzione SAFT corretta (vedi equazione 2), dall'altro, la velocità di propagazione è correlabile alla resistenza del calcestruzzo come indicato in figura 11. La calibrazione della velocità va fatta prima del controllo e, normalmente, la misura di velocità va fatta in un certo numero di posizioni al fine di ottenere una buona stima della velocità media degli ultrasuoni utilizzati nel controllo.

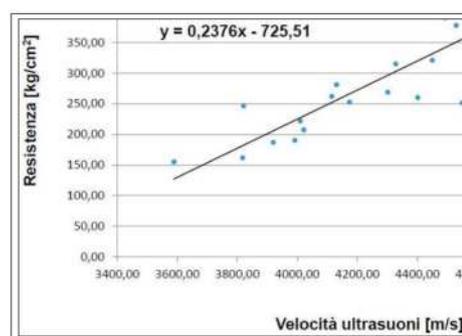


Figura 11 – Diagramma di correlazione velocità ultrasuoni-resistenza calcestruzzo basata su campioni di carote prelevate da una struttura



Figura 14: Trave armata in calcestruzzo (H=400 mm)

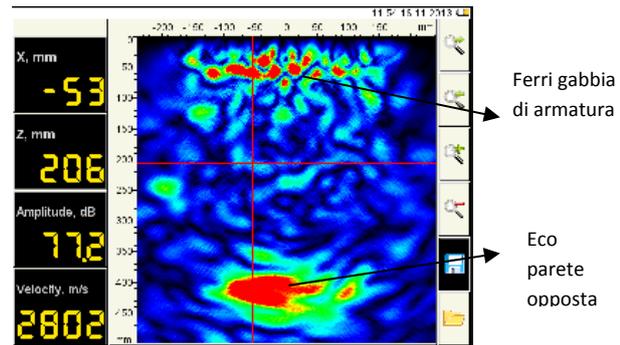


Figura 15: Rappresentazione B-Scan della sezione della trave in figura 15.



Figura 16: Verifica della sezione dei parapetti dei balconi

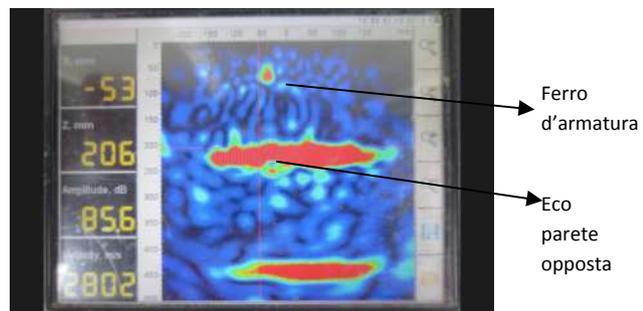


Figura 17: Particolare della sezione di un parapetto di un balcone

4. CONCLUSIONI

L'applicazione della tecnica SAFT al controllo delle strutture in calcestruzzo permette una visualizzazione totale della sezione, quindi un'indagine diagnostica completa dei componenti. L'applicazione pratica della tecnica risponde perciò alla domanda dell'ingegnere, dell'architetto e del costruttore sulla reale configurazione della struttura e sulla reale disposizione delle armature e di eventuali altri elementi all'interno della stessa.

L'ingegnerizzazione della tecnica è già in essere e sono già in sviluppo le applicazioni pratiche alle strutture.

BIBLIOGRAFIA

- [1] C. SALEH – Ultrasonic SAFT Imaging Using A Concentric Pulsed Laser (Annular EMAT System)
- [2] G. NARDONI, M. CERTO – (2011), Detection Of Small Cracks in Welds, *Material Evaluation Vol. VII*
- [3] G. NARDONI, M. CERTO – (2012), Planar and Volumetric Defects Characterization, *Insight Vol. 54*
- [4] M. SCHICKERT – (1997), Towards SAFT Imaging in Ultrasonic Inspection of Concrete, *NDT.net Vol. 2 N°04*
- [5] SHARP R,S – (1980), Research Techniques in Non Destructive Testing Vol. IV
- [6] MALCOM J CROCKER – (2007), Encyclopedia Of Acoustics Vol. One, John Wiley & Sons (eds)
- [7] PAUL D. WILCOX, CAROLINE HOLMES AND BRUCE W. DRINKWATER – (2007) Advanced Reflector Characterization With Ultrasonic Phased Array In NDE Application, *Ultrasonics Ferroelectrics and Frequency Control Ieee Transaction on Vol. 54*

EFFETTI DEL DANNEGGIAMENTO TERMICO SULLA RISPOSTA MECCANICA DEL CALCESTRUZZO CONFINATO CON MATERIALI COMPOSITI A MATRICE CEMENTIZIA

Luciano Ombres

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Cosenza

SOMMARIO

Il presente lavoro intende fornire un contributo all'analisi della risposta strutturale di elementi in calcestruzzo rinforzati con materiali compositi a matrice cementizia (Fiber Reinforced Cementitious Mortar, FRCM) sottoposti a severe condizioni ambientali. In particolare vengono riportati i risultati di un'indagine condotta su elementi in calcestruzzo confinati con FRCM danneggiati termicamente a seguito di prolungata permanenza sotto elevate temperature. L'effetto del danno termico sulla risposta meccanica dei provini confinati è stato analizzato con riferimento sia alle modalità di rottura, sia alla resistenza di picco ed alle deformazioni assiali e radiali corrispondenti. I risultati dell'analisi sperimentale sono riportati e discussi nel lavoro al variare sia del quantitativo di rinforzo (uno o due strati di rinforzo) sia della temperatura di esposizione (50°C, 150 °C, 200 °C e 250 °C).

EFFECT OF ELEVATED TEMPERATURE ON THE PERFORMANCES OF CONCRETE ELEMENTS CONFINED WITH CEMENT BASED COMPOSITE MATERIALS

SUMMARY

The aim of the paper is to give a contribute to the analysis of structural response of concrete elements confined with cement based composite materials (Fiber Reinforced Cementitious Mortar, FRCM) under severe environmental conditions. An experimental investigation was performed on FRCM confined concrete specimens conditioned by thermal exposure to different temperature values (50°C, 100 °C, 150 °C, 200 °C and 250 °C) varying the fiber reinforcement ratio. The effect of the thermal damage on the structural response of compressed confined concrete elements was evaluated both in terms of failure modes, peak strength and corresponding axial and radial strains. A comparison between un-conditioned (20°C) and thermal conditioned (50°C, 150 °C, 200 °C e 250 °C) specimens was, also, made: results obtained are presented and discussed in the paper.

1. INTRODUZIONE

I materiali compositi a matrice cementizia realizzati con una rete di fibre di rinforzo immersa in matrice a base cementizia, rappresentano la più recente innovazione nel settore del rinforzo delle strutture esistenti sia in calcestruzzo armato sia in muratura.

Tali sistemi di rinforzo, comunemente indicati con l'acronimo FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Mortar), consentono di ridurre gli effetti ed in alcuni casi di evitare, gli inconvenienti connessi all'impiego dei più noti e diffusi sistemi fibrorinforzati a matrice polimerica FRP (Fiber Reinforced Polymers).

A causa della natura organica delle resine utilizzate come matrici, gli FRPs presentano una scarsa resistenza alle elevate temperature ed al fuoco, sono inapplicabili in presenza di

umidità, sono scarsamente compatibili con il supporto in calcestruzzo e molto sensibili agli effetti dei raggi ultravioletti.

L'impiego dei compositi a matrice cementizia come rinforzo delle strutture esistenti in calcestruzzo armato è in fase di rapida e crescente diffusione; numerose sono anche i risultati di studi e ricerche sia sperimentali che teoriche, condotte prevalentemente sul comportamento meccanico di elementi strutturali rinforzati a flessione e taglio con FRCM [1-4] e di elementi compressi o presso inflessi confinati con FRCM [5-7].

Sono invece ancora limitati gli studi sugli effetti di una prolungata esposizione ad elevate temperature di elementi in calcestruzzo rinforzati con FRCM [8].

Tali situazioni possono verificarsi sia in presenza di incendi sia in strutture di edifici industriali in cui le temperature di servizio sono particolarmente elevate.

Il presente lavoro intende fornire un contributo all'analisi della risposta strutturale di elementi in calcestruzzo rinforzati

con FRCM sottoposti a severe condizioni ambientali. In particolare vengono riportati i risultati di un'indagine condotta su elementi in calcestruzzo confinati con FRCM danneggiati termicamente a seguito di prolungata permanenza sotto elevate temperature.

A tal fine viene analizzata sperimentalmente la risposta meccanica di provini cilindrici in calcestruzzo confinati con FRCM e sottoposti, prima dell'esecuzione delle prove di compressione, a cicli termici sotto valori di temperatura variabili tra 50°C e 250 °C.

Ogni ciclo consiste nel sottoporre il provino confinato per 4 ore a temperatura costante e nel lasciarlo raffreddare lentamente; complessivamente sono stati eseguiti 5 cicli (un ciclo al giorno). Al termine dei cicli i provini sono stati portati a rottura mediante prove a compressione centrata.

L'effetto del danno termico realizzato attraverso i su descritti cicli termici sulla risposta meccanica dei provini confinati è stato analizzato con riferimento sia alle modalità di rottura, sia alla resistenza di picco ed alle deformazioni assiali e radiali corrispondenti.

I risultati dell'analisi sperimentale sono riportati e discussi nel lavoro al variare sia del quantitativo di rinforzo (uno o due strati di rinforzo) sia della temperatura di esposizione (50°C, 150 °C, 200 °C e 250 °C).

2. LA SPERIMENTAZIONE

La risposta meccanica del calcestruzzo confinato con il sistema FRCM a seguito dell'esposizione ad elevate temperature, è stata analizzata attraverso prove sperimentali di compressione su provini cilindrici al variare della temperatura di esposizione, del numero di strati di rinforzo e della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Le prove sono state condotte su un totale di 19 provini suddivisi in due gruppi (Gruppo I e II) in base alla resistenza iniziale a compressione del calcestruzzo non confinato, f_{c0} . I provini del Gruppo I sono stati realizzati con un calcestruzzo di normale resistenza ($f_{c0} = 33.83 \text{ N/mm}^2$) mentre i provini del gruppo II sono stati realizzati con un calcestruzzo di resistenza medio-alta ($f_{c0} = 54.36 \text{ N/mm}^2$).

Ciascun provino è individuato con una sigla in cui la prima lettera indica la presenza o meno del confinamento (NC= non confinato, C=confinato), la seconda lettera (I, II) il gruppo a cui il provino appartiene, il primo numero (1,2) individua il numero di strati di rinforzo ed il secondo numero il valore della temperatura di esposizione. Le denominazioni e la geometria dei provini sono riportati nelle Tabelle 1 e 2.

Tabella 1 –Geometria dei provini Gruppo I

Denominazione	D(mm)	H (mm)	T (°C)
NCI-20-1	150	297	20
NCI-20-2	151	299	20
CI-1-20-1	150	300	20
CI-1-20-2	152	298	20
CI-1-150-1	150	299	150
CI-1-150-2	150	297	150
CI-1-200-1	151	300	200
CI-1-200-2	151	300	200
CI-1-250-1	150	298	250
CI-1-250-2	151	299	250

Tabella 2–Geometria dei provini Gruppo II

Denominazione	D(mm)	H (mm)	T (°C)
NCII-20	150	297	20
CII-1-20	150	300	20
CII-1-50-	155	297	50
CII-1-150	150	299	150
CII-1-200	151	300	200
CII-2-20	150	297	20
CII-2-50	155	297	50
CII-2-150	150	297	150
CII-2-200	151	300	200

Nelle Tabelle D ed H rappresentano, rispettivamente, il diametro e l'altezza di ciascun provino.

2.1 Il sistema di rinforzo

Il sistema di rinforzo adoperato è costituito da reti di fibre in PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo) immerse in matrice inorganica stabilizzata a base cementizia. La rete di rinforzo in PBO è costituita da fasci di fibra ortogonali tra di loro e posti ad interasse di 10 mm nelle direzioni longitudinale e trasversale (Fig. 1).



Figura 1. Rete in PBO

Le proprietà meccaniche del sistema di rinforzo, fornite dal produttore, sono riportate nella Tabella 3.

Tabella 3. Proprietà meccaniche del sistema PBO-FRCM

	PBO	Matrice
Spessore equivalente (mm)	0,0455	-
Modulo elastico (GPa)	270	6.14
Resistenza a trazione (MPa)	5800	2.55
Resistenza a compressione (MPa)	-	16
Allungamento a rottura (%)	2.15	-

2.2 Preparazione dei provini e setup delle prove

Come riportato nelle Tabelle 1 e 2, due provini del Gruppo I ed un provino del Gruppo II non sono stati confinati e pertanto sono stati utilizzati come provini di controllo. Tutti gli altri provini sono stati confinati con uno o due strati di PBO-FRCM. I provini, dopo la maturazione del calcestruzzo avvenuta in ambienti a temperatura ed umidità controllate per 30 giorni, sono stati confinati applicando sulla superficie esterna un primo strato di malta cementizia della spessore di circa 3 mm nella quale è stato posizionato con una leggera pressione il primo strato di rete di PBO; successivamente è stato applicato un secondo strato di malta cementizia dello spessore di 3 mm che ha completamente ricoperto la rete di fibra. L'applicazione del secondo strato di rinforzo è stata eseguita con le stesse modalità. Ciascun strato di rete di fibra è stato sovrapposto per un tratto di 100 mm al fine di evitarne il distacco dalla matrice durante le prove. In tutti i provini le fibre sono state allineate con l'asse verticale del provino.

Il trattamento dei provini mediante esposizione agli effetti di elevate temperature dei provini è iniziata dopo 30 giorni dall'applicazione del rinforzo. I provini sono stati mantenuti in apposito forno per un periodo di cinque giorni consecutivi e per 4 ore al giorno. In definitiva ciascun provino ha subito 5 cicli di esposizione alle diverse temperature; ogni ciclo è costituito dalla fase di riscaldamento del provino fino alla temperatura prefissata, nella fase di esposizione per 4 ore sotto temperatura costante e successivamente nella fase di lento raffreddamento fino a temperatura ambiente. Al termine dei cicli di esposizione, le prove di compressione sono state eseguite a temperatura ambiente sui provini raffreddati.

Le prove sono state eseguite mediante apposita pressa sotto carico variabile monotonicamente fino a rottura con una velocità di 0.005 mm/sec. La misura degli spostamenti assiali e radiali dei provini durante la prova è stata eseguita mediante trasduttori di spostamento induttivi (LVDT, Linear Variable Differential Transducers) applicati sul provino. In particolare sono stati utilizzati 3 LVDTs per la misura degli spostamenti assiali e 9 LVDTs per la misura degli spostamenti radiali: questi ultimi sono stati posizionati a gruppi di tre lungo l'altezza del provino (3 in prossimità della parte inferiore del provino, 3 a metà altezza del provino e 3 in corrispondenza della parte superiore del provino). In Figura 2 è rappresentata la strumentazione utilizzata durante le prove.



Figura 2. Set-up prove di compressione

3. RISULTATI SPERIMENTALI

Nel seguito sono riportati i principali risultati della sperimentazione in termini di modalità di rottura, diagrammi carico-deformazioni assiali e carico-deformazioni trasversali, duttilità.

3.1 Modalità di rottura dei provini

Al crescere del carico applicato in tutti i provini testati si sono formate una o più fessure verticale che si sono propagate lentamente e progressivamente lungo tutta la superficie laterale dei provini; raggiunto il valore della resistenza di picco l'ampiezza delle suddette fessure è aumentata sensibilmente fino al collasso del provino.

Il collasso è stato graduale ed è avvenuto prevalentemente per scollamento delle fibre dalla matrice. Nella Figura 3 sono rappresentati alcuni provini a rottura; l'esame delle configurazioni dei provini evidenzia che al crescere della temperatura di esposizione la rottura dei provini avviene con la stessa modalità. Nei provini rinforzati con 2 strati di fibra sottoposti a 200°C e 250°C la rottura è preceduta da un'estesa fessurazione dello strato più esterno di malta e dallo scollamento dello stesso all'atto della rottura. La rete di fibre di rinforzo in PBO non ha evidenziato alcun danneggiamento.



Figura 3. Modalità di rottura dei provini

3.2 Resistenza e deformazione di picco

I valori della resistenza di picco, f_{cc} , e della corrispondenza deformazione assiale, ϵ_{cc} , dei provini sono riportati nelle Tabelle 4 e 5. Nelle stesse tabelle sono riportati i valori del grado di confinamento in termini di resistenza, f_{cc}/f_{c0} e di deformazione $\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$ (per i provini del Gruppo I il valore di f_{c0} è stato assunto pari alla media tra le resistenze misurate sui due provini non confinati NCI-20-1 ed NCI-20-2).

Tabella 4-Gruppo I. Resistenza e deformazione assiale di picco

Denominazione	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} (mm/mm)	f_{cc}/f_{c0}	$f_{cc}/f_{c0(0)}$	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$
NCI-20-1	32.31	0.0035	1.000	1.000	1.000
NCI-20-2	35.36	0.0035	1.045	1.045	1.000
CI-1-20	35.33	0.0050	1.044	1.044	1.428
CI-2-20	36.27	0.0046	1.071	1.071	1.314
CI-1-150	28.53	0.0056	0.843	0.913	1.600
CI-2-150	38.65	0.0037	1.142	1.237	1.057
CI-1-200	29.90	0.0061	0.884	0.991	1.743
CI-2-200	32.81	0.0036	0.969	1.088	1.028
CI-1-250	31.97	0.0057	0.945	1.099	1.628
CI-2-250	28.05	0.0047	0.829	0.965	1.343

Tabella 5-Gruppo II. Resistenza e deformazione assiale di picco

Denominazione	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} (mm/mm)	f_{cc}/f_{c0}	$f_{cc}/f_{c0(0)}$	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$
NCII-20	54.36	0.0037	1.000	1.000	1.000
CII-1-20	54.90	0.0049	1.001	1.001	1.336
CII-1-50	52.33	0.0035	0.963	0.963	0.946
CII-1-150	50.36	0.0046	0.926	0.958	1.236
CII-1-200	48.92	0.0050	0.900	0.964	1.378
CII-2-20	51.45	0.0053	0.946	0.946	1.446
CII-2-50	51.32	0.0043	0.944	0.944	1.263
CII-2-150	49.65	0.0046	0.913	0.945	1.236
CII-2-200	51.90	0.0054	0.955	1.023	1.460

Dall'esame dei risultati ottenuti si può rilevare che il valore della resistenza di picco diminuisce al crescere della temperatura di esposizione cui i provini sono stati sottoposti. In particolare nel caso dei provini del Gruppo I rinforzati con un solo strato di PBO-FRCM la riduzione di f_{cc} rispetto ad f_{c0} varia fino ad un massimo di circa il 18% (provino CI-1-250-2). In media la riduzione è comunque più contenuta e varia tra lo 0.75% per i provini esposti alla temperatura di 150°C, il 7.35% per i provini esposti alla temperatura di 200°C e circa il 12% per i provini esposti alla temperatura di 250°C.

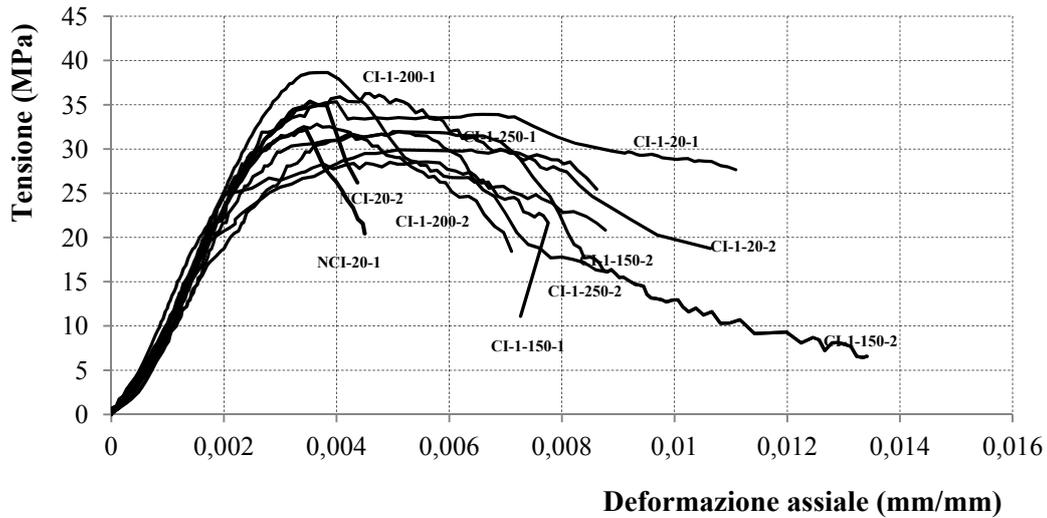


Figura 3. Gruppo I: Diagrammi tensione-deformazione assiale

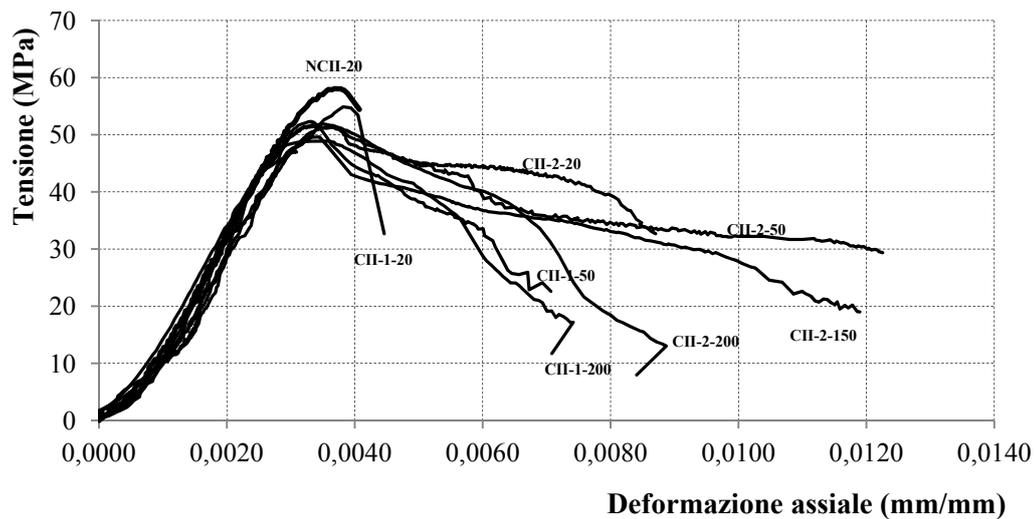


Figura 4. Gruppo II: Diagrammi tensione-deformazione assiale

Questo risultato è in accordo con i valori ottenuti nelle sperimentazioni riportate in [8] e [9].

Con riferimento ai provini del Gruppo II la riduzione della resistenza di picco è contenuta al di sotto del 10% sia nel caso di confinamento con singolo strato sia nel caso di confinamento con doppio strato di PBO-FRCM.

Nelle Tabelle 4 e 5 sono riportati anche i valori del rapporto tra la resistenza di picco f_{cc} ed il valore $f_{cc}(T)$ che rappresenta la resistenza del calcestruzzo non confinato in funzione della temperatura. I valori di $f_{cc}(T)$ sono stati valutati con la relazione proposta dall'Eurocodice 2 [10]

$$f_{c0(T)} = k_c(T) f_{c0}(T=20^\circ\text{C}) \quad (1)$$

in cui

$$k_c(T) = 1 \quad \text{per } 20^\circ\text{C} < T < 100^\circ\text{C}$$

$$k_c(T) = (1600 - T) / 1500 \quad \text{per } 100^\circ\text{C} < T < 400^\circ\text{C}$$

I valori del rapporto di confinamento $f_{cc}/f_{c0}(T)$ consentono di tener conto, nella valutazione dell'efficacia del confinamento, della riduzione di resistenza che il calcestruzzo subisce al crescere della temperatura di esposizione.

I risultati ottenuti confermano quanto già evidenziato analizzando i valori del rapporto f_{cc}/f_{c0} ossia una riduzione della resistenza di picco al crescere della temperatura di esposizione.

Nelle Figure 5 e 6 sono rappresentate le variazioni delle funzioni f_{cc}/f_{c0} ed $f_{cc}/f_{c0}(T)$ al variare della temperatura T per i provini del Gruppo I, della temperatura e del numero di strati

di fibra utilizzata per il confinamento per i provini del Gruppo II.

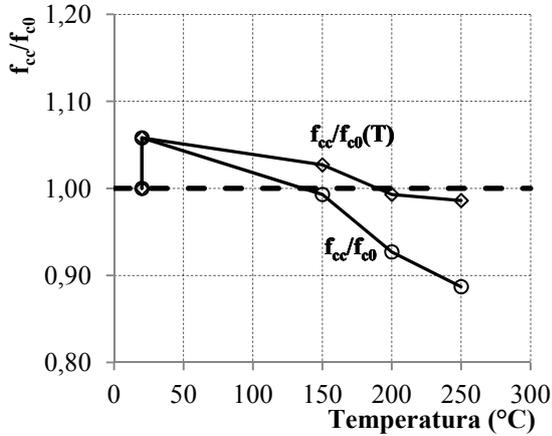


Figura 5. Gruppo I- Curve f_{cc}/f_{c0} al variare della temperatura

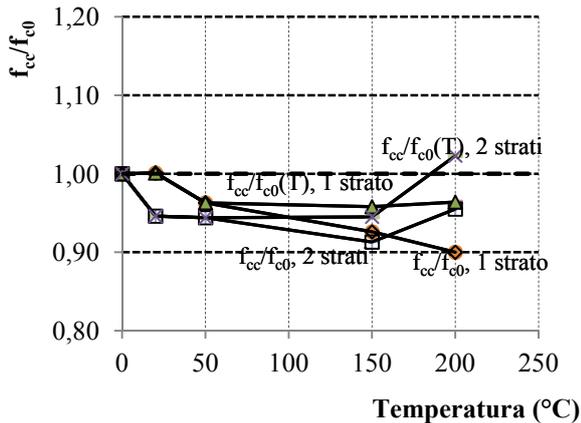


Figura 6. Gruppo II- Curve $f_{cc}/f_{c0}-T$ al variare del numero di strati

Al contrario per tutti i provini testati, al crescere della temperatura di esposizione, si ottiene un significativo incremento della deformazione di picco e del corrispondente grado di confinamento $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$. Per i provini del Gruppo I il valore medio del rapporto $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$ varia tra 1.37 per i provini confinati non esposti a trattamento termico (CI-1-20-1, CI-20-2), 1.32 per i provini esposti alla temperatura di 150°C, 1.38 per i provini esposti alla temperatura di 200 °C ed 1.49 per i provini esposti alla temperatura di 250 °C. Valori simili si ottengono per tutti i provini del Gruppo II.

3.3 Curve tensione-deformazione assiale

I diagrammi tensione-deformazione assiale per i due gruppi di provini testati sono riportati nelle Figure 3 e 4. Il confronto tra le curve relative ai provini trattati termicamente ed i provini non trattati evidenzia, oltre alla riduzione della resistenza di picco già analizzata, una riduzione della pendenza del ramo discendente.

Le curve presentano un primo tratto lineare fino al valore della deformazione assiale compreso tra 0.003 mm/mm e 0.0035 mm/mm; successivamente si osserva una variazione di pendenza fino al valore di picco della resistenza. Il ramo post-picco delle curve relative ai provini confinati presenta un andamento soft con deformazioni a rottura notevolmente elevate. La Figura 7 riporta i diagrammi tensione-deformazione assiale per i provini del Gruppo II al variare del numero di strati di PBO utilizzati per il confinamento e della temperatura di esposizione.

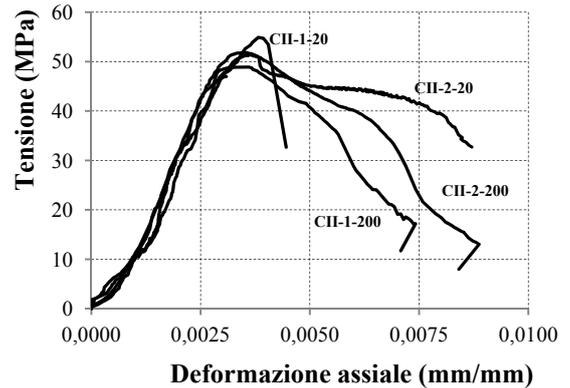


Figura 7. Influenza del numero di strati di confinamento

L'esame dei diagrammi evidenzia che il numero di strati di fibra di rinforzo non influisce sul valore della resistenza di picco del calcestruzzo confinato mentre al crescere del numero di strati di rinforzo si riduce la pendenza del tratto post-picco con un conseguente aumento della duttilità. Questo risultato, particolarmente evidente per i due provini confinati non esposti ai cicli termici (CII-1-20 e CII-2-20), risulta più contenuto per i provini esposti agli effetti della temperatura di 200°C.

3.4 Deformazioni laterali

Come descritto in precedenza, le deformazioni laterali dei provini sono state determinate utilizzando i valori misurati dai 9 trasduttori orizzontali posizionati lungo l'altezza dei provini. Nelle Tabelle 6 e 7 sono riportati i massimi valori delle deformazioni laterali ε_{lpeak} ed $\varepsilon_{l0.95}$ che rappresentano il valore in corrispondenza della resistenza di picco (ε_{lpeak}), ed il valore corrispondente al 85% della resistenza di picco misurato sul ramo discendente della curva $f_{cc}-\varepsilon_l$ ($\varepsilon_{l0.85}$).

Nelle stesse tabelle sono riportati i valori del rapporto tra la deformazione laterale $\varepsilon_{l0.85}$ ed ε_{fu} valore della deformazione ultima a trazione delle fibre che, come riportato nella Tabella 3, nel caso delle fibre in PBO vale $\varepsilon_{fu} = 0.0215$ mm/mm.

I valori del rapporto $k = \varepsilon_{l0.85}/\varepsilon_{fu}$ rappresentano l'efficienza delle fibre e sono inferiori all'unità per tutti i provini testati: ciò conferma una rottura prematura del rinforzo fibroso dovuto alla presenza di effetti localizzati. Questo fenomeno caratterizza la risposta del calcestruzzo confinato con FRCC come evidenziato in precedenti studi [5]. Con riferimento ai valori riportati nelle Tabelle 6 e 7 si osserva che k_e varia tra 0.35353 e 0.8372 per i provini del Gruppo I, e tra 0.288 e

0.511 per i provini del Gruppo II; inoltre esso non è particolarmente influenzato dal numero di strati di fibre utilizzate per il confinamento dei provini. Il valore medio di k_e ottenuto in base ai valori riportati nelle Tabelle 6 e 7 è pari a

0.49 ed è perfettamente coincidente con il valore ottenuto per il calcestruzzo confinato con FRCC non esposto alle alte temperature [5].

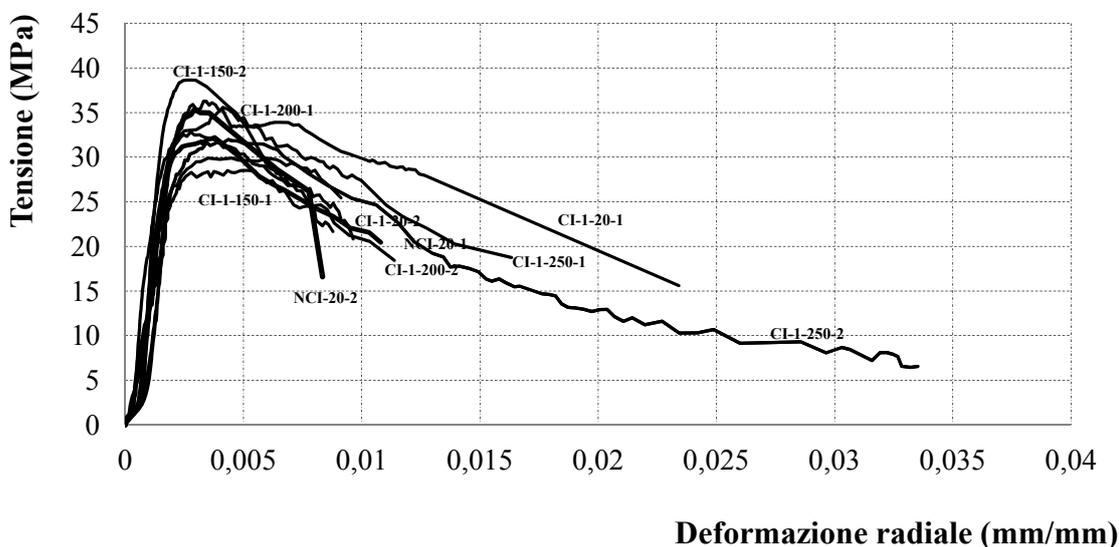


Figura 8. Gruppo I-Diagrammi tensione assiale-deformazione laterale

I diagrammi tensione assiale-deformazioni laterali medie sono illustrati nella Figura 8. L'esame dei diagrammi evidenzia un primo tratto quasi lineare fino al valore della resistenza di picco ed un secondo tratto che, nel caso dei provini non confinati e non esposti agli effetti termici degrada bruscamente con pendenza accentuata, mentre per i provini confinati presenta un andamento soft evidenziando un comportamento duttile del calcestruzzo confinato.

Questo comportamento è indipendente dal valore della temperatura cui i provini confinati sono stati esposti: tutti i diagrammi nella fase discendente post-picco presentano una riduzione di pendenza più o meno accentuata.

Nella Figura 9 è riportata la variazione della deformazione laterale media, misurata in corrispondenza della sezione di mezzeria dei provini, con la deformazione assiale media dei provini.

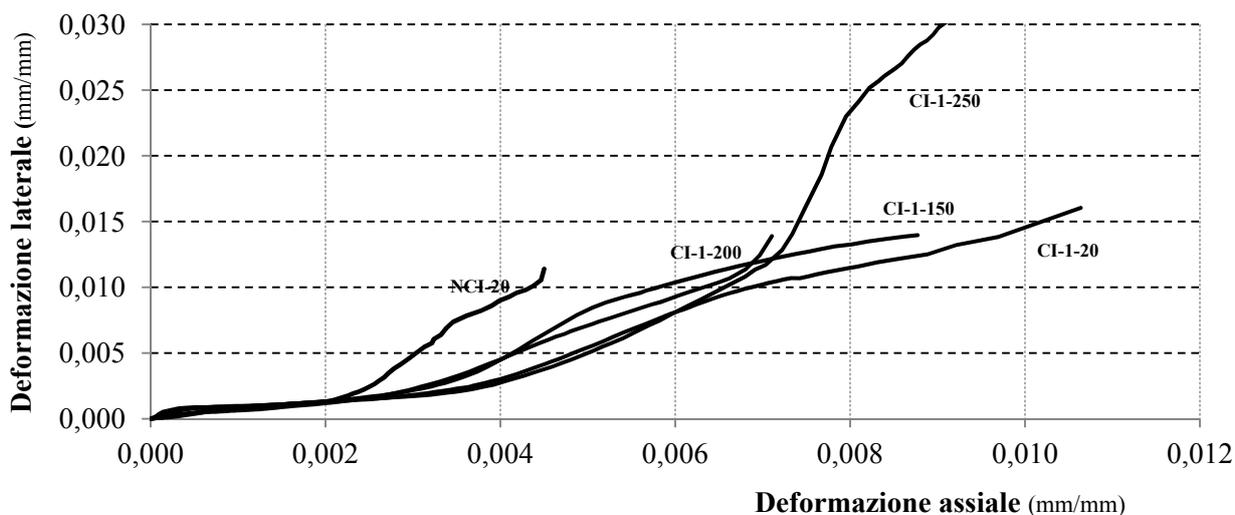


Figura 9. Diagrammi deformazioni assiali -deformazioni laterali

Tabella 6–Gruppo I. Deformazione laterale

Denominazione	ϵ_{lpeak} (mm/mm)	$\epsilon_{l0.85}$ (mm/mm)	$\epsilon_{l0.85}/\epsilon_{fu}$
NCI-20-1	0.0038	0.0040	-
NCI-20-2	0.0029	0.0052	-
CI-1-20-1	0.0045	0.0096	0.4465
CI-1-20-2	0.0070	0.0135	0.6279
CI-1-150-1	0.0094	0.0151	0.7023
CI-1-150-2	0.0036	0.0076	0.3535
CI-1-200-1	0.0060	0.0123	0.5721
CI-2-200-2	0.0036	0.0080	0.3721
CI-1-250-1	0.0071	0.0150	0.6976
CI-2-25-20	0.0075	0.0180	0.8372

Tabella 7–Gruppo II. Deformazione laterale

Denominazione	ϵ_{lpeak} (mm/mm)	$\epsilon_{l0.95}$ (mm/mm)	$\epsilon_{l0.85}/\epsilon_{fu}$
NCII-20	0.0037	-	-
CII-1-20	0.0050	0.0106	0.493
CII-1-50-	0.0029	0.0062	0.288
CII-1-150	0.0036	0.0067	0.311
CII-1-200	0.0048	0.0093	0.432
CII-2-20	0.0043	0.0109	0.507
CII-2-50	0.0046	0.0084	0.391
CII-2-150	0.0053	0.0065	0.302
CII-2-200	0.0053	0.0110	0.511

Si osserva che tale variazione è lineare per tutti i provini testati per bassi valori della tensione; successivamente, a seguito della fessurazione del calcestruzzo e dell’attivazione del confinamento da parte delle fibre, la variazione diventa non lineare con pendenza crescente con il carico applicato.

Si osserva altresì che nel calcestruzzo non confinato l’andamento non lineare della curva si manifesta per livelli di carico più bassi rispetto a quelli corrispondenti all’inizio del tratto non lineare dei provini confinati. Il valore della temperatura di esposizione non influisce sul valore del carico corrispondente all’inizio del comportamento non lineare.

3.5. Duttilità

La misura della duttilità dei provini confinati è stata eseguita attraverso il valore dell’ “Energy index” ottenuto come l’area sottesa dalle curve tensione assiale - deformazione assiale media limitata al valore della tensione $0.8f_{cc}$ e della corrispondente deformazione sul ramo discendente delle curve.

Al fine di evidenziare la variazione della duttilità, nelle Figure 10 ed 11 è riportato l’andamento del rapporto ζ tra il valore medio dell’energy index relativo ai provini confinati ed il valore medio corrispondente ai provini non confinati al variare della temperatura di esposizione.

L’esame dei risultati ottenuti consente di rilevare che, ovviamente, la duttilità dei provini confinati è notevolmente più elevata rispetto alla duttilità dei provini non confinati. Inoltre, per entrambi i gruppi di provini, il valore del rapporto ζ cresce con la temperatura di esposizione.

Con riferimento ai provini del Gruppo I, il valore del rapporto ζ varia tra 1.95 e 2.224 evidenziando un sensibile aumento della duttilità al crescere della temperatura di esposizione.

Più contenuto è invece l’incremento di ζ per i provini del Gruppo II; il valore di ζ è infatti compreso tra 0.98 ed 1.256

per i provini confinati con un singolo strato di PBO e 1.169 ed 1.448 per i provini confinati con doppio strato di PBO.

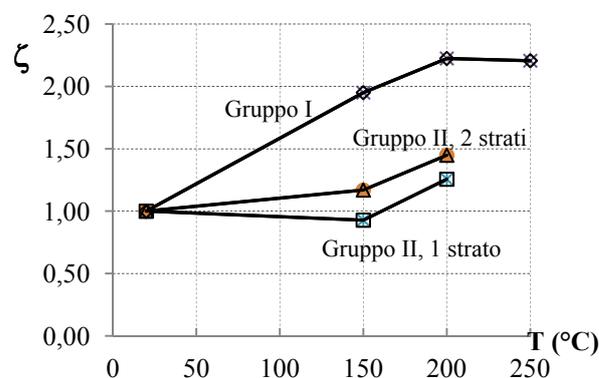


Figura 10. Curve $\zeta-T$

4. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati sperimentali descritti e discussi nel lavoro, si possono trarre le seguenti considerazioni conclusive:

- Il sistema PBO-FRCM realizzato mediante reti di fibre in PBO immerse in matrice cementizia è efficace come sistema di confinamento del calcestruzzo anche in presenza di elevate temperature;
- Al crescere della temperatura di esposizione la rottura dei provini avviene con la stessa modalità ossia gradualmente ed a seguito della formazione di due ampie fessure nella direzione dell’asse del provino. Nei provini rinforzati con 2 strati di fibra e sottoposti a 200°C e 250°C la rottura è preceduta da un’estesa fessurazione dello strato più esterno di malta e dallo scollamento dello stesso all’atto della rottura. La rete di fibre di rinforzo in PBO non ha invece evidenziato alcun danneggiamento.
- Il grado di confinamento corrispondente all’utilizzo del sistema PBO-FRCM è significativo soprattutto in termini di deformazione mentre risulta poco rilevante in termini di resistenza;
- La variazione di resistenza di picco del calcestruzzo confinato con la temperatura è modesta e comunque imputabile alla variazione di resistenza del calcestruzzo non confinato al crescere della temperatura. Ne consegue che la risposta del sistema di confinamento, nel campo di temperature preso in esame, non è influenzata dagli effetti della temperatura;
- L’esposizione dei provini confinati alle elevate temperature favorisce una risposta post-picco softening cui corrisponde un incremento anche significativo della duttilità.

Anche se ulteriori indagini sperimentali sono necessarie per mettere in conto l’influenza di altri parametri, quali la resistenza a compressione del calcestruzzo, il tipo di fibra di rinforzo, temperature di esposizione più elevate di quelle prese in esame nella presente sperimentazione ed in altre analoghe sperimentazioni, si può ritenere che l’utilizzo dei

sistemi di rinforzo realizzati con materiali compositi fibrorinforzati a matrice cementizia è efficace nel confinamento del calcestruzzo ed, anche in presenza di elevate temperature di esposizione, consente di ottenere buone prestazioni meccaniche soprattutto in termini di duttilità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D'AMBRISI A., FOCACCI, F. -(2011), Flexural strengthening of RC beams with cement based composites. *Journal of Composites for Constructions*, ASCE, 15(5), 707-720.
- [2] OMBRES, L. (2011) – Flexural analysis of reinforced concrete beams strengthened with a cement based high strength composite material. *Composite Structures*, Elsevier, 94(1),143-155.
- [3] TRIANTAFILLOU, T.C., PAPANICOLAU, C.G., (2006) – Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets. *Materials and Structures*, RILEM, 39(1)85-93., 21-35.
- [4] OMBRES, L. (2012) – Shear capacity of concrete beams strengthened with cement based composite materials. *Proceedings of the CICE International Conference, Rome*.
- [5] OMBRES, L. (2014) – Concrete confinement with a cement based high strength composite material. *Composite Structures*, Elsevier, 109, 294-304.
- [6] TRAPKO, T. (2013) – Fibre reinforced cementitious matrix confined concrete elements. *Materials and Design*, Elsevier, 44, 382-391.
- [7] DE CASO Y BASALO, F., MATTA, F., NANNI, A. (2012) – Fiber-reinforced cement-based composite system for concrete confinement. *Construction and Building Materials*, Elsevier, 32, 55-65.
- [8] TRAPKO, T. (2013) – The effect of high temperature on the performances of CFRP and FRCM confined concrete elements. *Composites part B-Eng.*, Elsevier, 54, 138-145.
- [9] GREEN, M.F., BISBY, L.A.; FAM, A.Z., KODUR, V.K.R.. (2006) – FRP confined concrete columns: behaviour under extreme conditions. *Cement and concrete Composites*, Elsevier, 28(10), 928-937.
- [10] EN 1992(2008) Eurocode 2. Design of concrete structures-Part. 1.2

CONSIDERAZIONI SULLA DURABILITÀ DI MANUFATTI IN C. A. COSTRUITI DA OLTRE CINQUANT'ANNI NELLA LAGUNA DI VENEZIA

Gianna Riva

Dipartimento di Culture del progetto, Università Iuav di Venezia

SOMMARIO

Strutture portanti in calcestruzzo cementizio armato sono presenti nel contesto della Laguna di Venezia fin dal primo apparire nel territorio veneto del nuovo materiale da costruzione, agli albori del Novecento. Furono ingegneri pionieri ad introdurre l'impiego con soluzioni anche di notevole impegno strutturale, ma furono poi architetti innovatori - a partire dal secondo dopoguerra del secolo scorso - ad accreditare al calcestruzzo la "dignità architettonica" di apparire anche a vista sulla superficie dell'involucro accanto ai materiali della tradizione costruttiva o in alternativa ad essi. Ne sono derivati esiti figurativi molto interessanti nei rari casi di opere realizzate, risultanti da diverse interpretazioni del rapporto struttura-involucro pur nel comune utilizzo di ossature portanti in parte o integralmente realizzate in c. a., ma ne sono scaturiti anche nuovi problemi di durabilità delle opere.

Molti di tali manufatti, alcuni dei quali oggi testimonianze significative dell'architettura e dell'ingegneria contemporanea, sono ancora in esercizio dopo almeno cinquant'anni di vita utile, ma in alcuni casi anche ottanta e più. Tale successo è riconducibile non solo al buon comportamento nel tempo dei materiali impiegati, frutto certamente della buona qualità ed esecuzione dei calcestruzzi a suo tempo messi in opera, ma anche alla capacità delle ossature in c. a. di contrastare efficacemente l'obsolescenza funzionale dei manufatti per la possibilità delle loro membrature di essere ripristinate, rinforzate e adeguate alle moderne esigenze di affidabilità strutturale nel tempo.

CONSIDERATIONS ON THE DURABILITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BUILT OVER FIFTY YEARS AGO IN THE CONTEXT OF THE VENETIAN LAGOON

SUMMARY

Load-bearing structures in reinforced concrete have been present in the context of the Venetian lagoon since the material first appeared in the Veneto region at the dawn of the twentieth century. Pioneering engineers began to use it in demanding situations that required particular structural characteristics, but it was a number of innovative architects who, following the Second World War, endowed concrete with the 'architectural dignity' of appearing on building exteriors alongside – or instead of – traditional materials. In the rare examples of built works, all the load-bearing structures were made partly or entirely of reinforced concrete, but interesting architectural features resulted from the diverse interpretations of the relationship between a building's structural components and its envelope. However, new problems relating to the durability of the works have arisen.

Many of these works, some of which are important testimonies of contemporary architecture and engineering, are still in use after fifty years; a number of them are over eighty years old. Their success is due not only to the way the materials have performed over time (the result of the quality of the types of concrete and the way they were used at the time) but also to the capacity of the reinforced concrete frameworks to survive the functional obsolescence of the buildings. Another contributing factor is that these architectural elements can be renovated, reinforced and adapted to the modern requirements of long-lasting structural reliability.

1. PREMESSA

La frontiera delle discipline che affrontano nel nostro Paese le questioni del restauro e del recupero del patrimonio edilizio ed architettonico esistente si è allargata negli ultimi decenni fino a comprendere manufatti parzialmente o integralmente realizzati con strutture in c. a. e con involucri anch'essi in c. a. oppure risultanti dall'integrazione di strutture intelaiate in c. a. con altri materiali di tamponamento opachi o trasparenti.

Il recupero della funzionalità di tali manufatti presuppone interventi di adeguamento strutturale delle vecchie ossature, costruite con criteri di sicurezza oggi superati, e di ripristino e di rinforzo delle membrature degradate per garantire loro livelli indicativamente quantificabili della affidabilità nel tempo delle prestazioni attese (prognosi).

Se si tiene conto dell'estensione dei territori investiti da tali problemi, che si allargano dalle periferie urbane alle

spesso vastissime aree dismesse di tutte le nostre città, risulta chiaro quanto importante sia la messa a punto di protocolli appropriati di manutenzione ordinaria e straordinaria per effettuare interventi ben calibrati di accertata durabilità e per la gestione sostenibile di tali processi.

Nel presente lavoro vengono proposte, a partire dall'osservazione di alcune opere in c. a. di più antica costruzione ancora esistenti e interessanti per la carica innovativa e per il valore architettonico che rivestono nel contesto lagunare, una riflessione sulla loro durabilità e alcune considerazioni sulle prospettive di recupero e di riuso che il patrimonio esistente a struttura in c. a. offre.

2. DURABILITA' NELL'AMBIENTE LAGUNARE

La valutazione della durabilità [1] è fondamentale per formulare sia la corretta diagnosi delle patologie, sia un adeguato intervento terapeutico e una prognosi verosimile, ma appare assai complessa e incerta da definire nella pratica dell'intervento, caso per caso. Le ragioni di tali incertezze risiedono nella difficoltà di far collimare un approccio teorico al problema, impostato su modelli basati su algoritmi molto sofisticati, con il comportamento reale del manufatto e delle sue parti nel corso della sua vita utile in un certo contesto ambientale e gestionale. D'altra parte è altrettanto difficile simulare i processi di invecchiamento che avvengono durante la vita utile del manufatto con prove accelerate, necessariamente semplificate. Possono allora risultare utili osservazioni dirette di lungo periodo sul patrimonio edilizio esistente per fornire punti di riferimento per la taratura dei modelli teorici e per poter ridurre le distanze tra durabilità teorica e reale.

La breve analisi condotta ha messo in evidenza come l'impiego del c. a. si sia affermato, all'inizio del secolo scorso, nel tessuto del centro storico di Venezia per l'iniziativa di ingegneri pionieri che ne hanno proposto un uso "prudente" autoprotetto, ma come poi, a partire dal secondo dopoguerra, il suo uso si sia diffuso e sia stato "esibito" anche sulle superfici dell'involucro edilizio grazie all'impulso innovativo degli architetti della scuola di Venezia fino alle "sfide" alle condizioni del contesto delle architetture di Carlo Scarpa.

Le condizioni di esposizione ambientale dei manufatti osservati sono sostanzialmente riconducibili a tre situazioni:

- esposizione "normale" al microclima lagunare in presenza di cicli di gelo e disgelo;
- a contatto diretto con l'acqua salmastra della Laguna nella fascia di escursione di marea soggetta a cicli di bagnasciuga;
- esposizione al microclima lagunare senza alcun tipo di protezione e su terreni inquinati con conseguente trasporto di agenti aggressivi per risalita capillare anche nelle strutture di elevazione.

L'osservazione dei casi esaminati riconducibili alle condizioni ambientali definite "normali" ha evidenziato un buon comportamento nel tempo dopo decenni in esercizio in ambiente lagunare, non solo per le opere interne, ma anche per quelle collocate all'esterno. Tali osservazioni hanno messo in evidenza come un buon progetto e una corretta esecuzione dei getti e dei copriferri, associati ad interventi periodici di manutenzione, riescano a garantire tempi lunghi di vita utile ben oltre i cinquant'anni.

Per quanto riguarda le opere realizzate in contesti riconducibili alle altre due condizioni riportate, si sono osservati fenomeni di degrado diffusi.

Un caso emblematico di strutture in c. a. esposte alla zona di escursione di marea è quello offerto dalla vasca della zona di ingresso della Fondazione Querini Stampalia a seguito del restauro di Carlo Scarpa, ove si sono riscontrati i tipici fenomeni di distacco del copri ferro e di ossidazione delle armature.

Per quanto riguarda la condizione di esposizione senza protezione e su terreni inquinati, avanzati processi di disgregazione del calcestruzzo e di corrosione delle armature sono stati riscontrati nelle esili strutture industriali di Porto Marghera - scheletri di telai e di archi parabolici - sopravvissute ad un lungo abbandono e a reiterati recenti programmi di demolizione.

3. L' "OCCULTAMENTO" DELLE PRIME OPERE

La città di Venezia è una vetrina privilegiata per studiare il degrado nel tempo di tutti i materiali del costruito, che compongono il mosaico della sua architettura - muratura, legno, pietra e , intonaco - ma offre particolare interesse per l'osservazione del degrado delle strutture in c. a. Per esse, infatti, i processi di invecchiamento si manifestano con maggiore velocità in relazione alla permeabilità e alla porosità del materiale calcestruzzo.

Per gli altri materiali della tradizione e, in particolare per quelli porosi come il laterizio, la malta e l'intonaco, una lunga esperienza sedimentata nel tempo ha consentito di affinare le strategie delle buone regole dell'arte e di selezionarli accuratamente per dislocarli strategicamente nelle varie parti della costruzione ai fini di ottimizzarne il comportamento in esercizio. Per le opere in c. a. si sarebbe dovuta maturare l'esperienza sul campo per imparare ad adattare le modalità di scelta dei materiali componenti, di esecuzione e stagionatura dei getti e, soprattutto, di concezione di un progetto e di un programma di manutenzione appropriati alle differenti aspettative di durabilità che non solo i modi d'uso, ma anche le condizioni microclimatiche, l'esposizione e il rapporto con l'acqua di necessità devono vedere soddisfatte per un'efficiente vita utile del manufatto.

Inizialmente il c. a. è stato utilizzato solo per elementi posti all'interno di involucri murari tradizionali, generalmente per strutture di orizzontamento, oppure confinato nelle "casceforme a perdere" delle strutture preesistenti (murature e solai), sfruttandone la peculiarità di poter essere "colato" o impiegato nelle fondazioni immerse permanentemente nell'acqua di mare. In tal modo esso è stato protetto dai fenomeni di degrado ambientale, dovuti tanto all'esposizione all'esterno, quanto al contatto diretto con l'acqua salmastra della laguna nelle zone di escursione di marea.

Tali attenzioni nell'uso del materiale consentivano, nello stesso tempo, sia di sfruttarne i benefici strutturali senza il rischio del degrado nel tempo, sia di lasciare inalterati in superficie i riferimenti stilistici consolidati della tradizione costruttiva veneziana. Un analogo approccio era, del resto, già avvenuto con l'introduzione prima dell'acciaio e poi dello stesso calcestruzzo cementizio armato per le strutture portanti dei fabbricati dei centri storici delle città europee per dare nuove risposte a vecchi problemi strutturali.

Per le opere realizzate nel corpo vivo del tessuto urbano del centro storico di Venezia, sia di quello monumentale, che

di quello diffuso, i primi interventi con l'impiego del c. a. sono stati operati dall'ing. Daniele Donghi (1861-1938) con "discrezione", operando "sottopelle" ed evitando accuratamente che la "nuova materia" si palesasse sulla superficie esterna dell'involucro edilizio.

Così è avvenuto, tra le altre, per le strutture di orizzontamento delle scuole Gaspare Gozzi (1905), Giacinto Gallina (1905-06) e Paolo Sarpi (1907) [2] e per il telaio in c. a. incorporato nella struttura muraria lasciata faccia a vista del campanile della chiesa di San Marco, ricostruito dopo il drammatico crollo del 1902 (1903-12).

Le preoccupazioni, che il nuovo materiale sollevava inizialmente negli artefici della sua introduzione in città erano legate al motivato pericolo della corrosione delle armature metalliche, quando non più adeguatamente protette dal calcestruzzo del copriferro, in seguito al degrado combinato provocato dalla carbonatazione e dall'attacco dei cloruri e di altri agenti aggressivi.

Un primo esempio rilevante di utilizzo di strutture interamente in c. a., benché limitato all'impiego solo all'interno di un monumentale involucro murario, è quello offerto dalla parziale ricostruzione del 1920 del Cotonificio Veneziano (1882-83), gravemente danneggiato nel bombardamento subito durante la prima guerra mondiale. Si tratta di un'elegante testimonianza di una tipica struttura a telaio in c. a. del brevetto francese Hennebique, ottenuta con cinque campate da quattro file di pilastri posti alla distanza di 5,50 m con orditura delle travi principali trasversale ad interassi di 6,60 m. La maglia è stata costruita a riempimento sul doppio passo delle forature dell'involucro pari a 6,60 m con pilastri a base quadrata, sui quali insistono travi principali trasversali a sezione variabile, sulle quali sono state gettate, a loro volta, le travi secondarie costituite dalle nervature delle solette con interassi di 1,10 m.

Il manufatto, rilevante esempio di architettura industriale, è stato trasformato negli anni 1986-96, in seguito ad un pregevole intervento di ristrutturazione e di adeguamento strutturale dai progettisti architetti Gino Valle (1923-2003) e Giorgio Macola (1946) e dall'ingegner Giuseppe Creazza (1927-2002) nella sede, tuttora funzionante, dell'Università Iuav di Venezia (Fig. 1). Sono stati, in particolare, conservati e valorizzati i materiali e la spazialità dell'impianto originario, lasciando a vista all'intradosso l'articolata struttura di orizzontamento in c. a. L'intelaiatura originaria in c. a., funzionale alla necessità di disporre di ampi spazi per alloggiare gli impianti della fabbrica del cotone, avrebbe consentito un uso flessibile anche per le esigenze di sperimentazione didattica di una moderna scuola di architettura, come richiesto dal brief della committenza.

La consapevolezza dei problemi che il contatto diretto del c. a. con l'acqua di mare nelle zone di escursione della marea poteva comportare a lunga scadenza, aveva portato l'ing. Eugenio Miozzi (1889-1979) ad escluderne l'impiego a vista per la costruzione dei nuovi ponti che si accingeva a costruire – tutti ancora in uso – privilegiando per Venezia l'utilizzo dei materiali della tradizione, di collaudata durabilità. E ciò nonostante fossero già in opera da trent'anni – e tuttora entrambi oggi ancora utilizzati e in buona salute – due ponti in c. a. costruiti in città nel 1907 con il metodo Hennebique, dei quali uno sul canale de l'Arzere a S. Marta (sestiere di Dorsoduro) e l'altro sul canale di S. Cassiano a Rialto (sestiere di S. Polo).



Fig. 1 - Cotonificio veneziano (costruzione 1882-83, ricostruzione della struttura interna con telaio in c. a. metodo Hennebique 1920, riuso a struttura universitaria 1986-96), attuale sede dell'Università Iuav di Venezia: momenti di lavoro durante i workshop estivi 2007

Per il ponte degli Scalzi realizzato sul Canal Grande in prossimità della stazione (1931-34) l'ingegnere Eugenio Miozzi ha messo a punto una struttura voltata interamente realizzata con conci di pietra, mentre per le oltre duecento arcate del ponte della Libertà di collegamento tra Venezia e la terraferma (1931-33), egli ha confinato il calcestruzzo armato impiegato nelle strutture di elevazione e in quelle zone di escursione della marea all'interno di poderose strutture portanti voltate di mattoni pieni faccia a vista. Per quello dell'Accademia (1932-33), anch'esso sul Canal Grande, egli adottò il legno in ragione del suo dover essere un ponte "provvisorio" ad arco, successivamente integrato da una struttura metallica celata sotto le sembianze del vecchio ponte di legno.

L'impiego del c. a. si sarebbe progressivamente diffuso nelle nuove costruzioni e negli interventi di restauro degli edifici esistenti innanzitutto per le strutture di fondazione ad integrazione o in sostituzione dei tradizionali sistemi in uso da secoli, che associavano sapientemente le strutture murarie al legname dei tavolati e dei pali e alla pietra d'Istria, impiegata nei basamenti, nei rivestimenti delle zone esposte alle escursioni di marea e nei cordoli perimetrali, che venivano disposti alla base delle murature di elevazione per inibire la risalita dell'umidità dal terreno per capillarità.

Ma l'utilizzo del c. a. si sarebbe diffuso di pari passo con la modernizzazione della città anche per la creazione dei sottoservizi, per l'adeguamento igienico-sanitario alla scala urbana e, più recentemente, per gli imponenti lavori di rinforzo delle rive, contribuendo a determinare un "paesaggio" non visibile, interrato o subacqueo di opere in calcestruzzo armato, inedito per Venezia, assimilabile a quello delle città moderne.

4. L'“ESPOSIZIONE” DELLE STRUTTURE IN C.A.

La prima "traccia" visibile in superficie, tuttora esistente, dell'utilizzo del c.a. faccia a vista in città è probabilmente il ponte citato di oltre 18,0 m di lunghezza con duplice funzione di passerella e di "ponte-tubo" per il passaggio delle canalizzazioni del gas, costruito con brevetto Hennebique nel 1907 su progetto dell'ingegner Emilio Giay sul canale de l'Arzere a S. Marta nel sestiere di Dorsoduro (Fig. 2).



Fig. 2 - Ponte-tubo per le canalizzazioni del gas e passerella dell'ing. E. Giay di oltre 18,0 m di lunghezza, costruito con brevetto Hennebique nel 1907 sul canale de l'Arzere a S. Marta, prima "traccia" sopravvissuta dell'utilizzo del c.a. faccia a vista in città

Si sarebbe dovuta attendere la fine della prima guerra mondiale per vedere impiegato il c. a. su vasta scala e per opere di notevole impegno strutturale, ma sempre nelle zone più periferiche, quali l'isola della Giudecca, San Basilio, la Marittima, Piazzale Roma e l'Arsenale, e in quelle aree della terraferma dislocate lungo la gronda lagunare, avamposti della nascente realtà industriale di Porto Marghera.

Tra le testimonianze più antiche ancora esistenti a Porto Marghera che attendono un intervento di valorizzazione [3] si annoverano le parti superstiti – tutte in calcestruzzo armato – dell'ex-stabilimento Agrimont, nell'area oggi denominata Complessi. Oltre ai silos, insistono sull'area l'officina elettrica e meccanica e il magazzino di stoccaggio e stagionatura (Fig. 3) risalenti tutti agli anni trenta e realizzati con il metodo Hennebique.



Figura 3 - Stabilimento ex-Agrimont, ora Area Complessi, Porto Marghera, Capannone costruito con il metodo Hennebique parzialmente sopravvissuto alla demolizione, anni Trenta

Al degrado delle strutture, in seguito alla rimozione degli involucri (nella maggior parte dei casi intesa come propedeutica alla completa demolizione dei manufatti) che le ha esposte direttamente all'azione dell'acqua, del sole e

dell'umidità in presenza di cloruri, si è sommato un intenso processo di disgregazione del calcestruzzo e delle armature, provocato dalle sostanze inquinanti disciolte nelle falde e trasportate attraverso il fenomeno della risalita per capillarità dal terreno [4].

Tali manufatti industriali dismessi insieme a molti altri diffusi su tutto il territorio, scampati alla spinta alla demolizione indotta anche dai problemi di inquinamento dei terreni sui quali insistono - sono sopravvissuti quali testimoni muti del passato e rappresentano oggi una potenziale risorsa per interventi di "rigenerazione urbana".

Su tali tematiche lavorano intensamente ricercatori e professionisti ed è attualmente in corso una ricerca del Dipartimento di culture del progetto dell'Università IUAV di Venezia [5].

L'ingegnere Eugenio Miozzi aveva perfettamente compreso che proprio l'utilizzo del c. a. avrebbe, d'altro canto, consentito la rapida e moderna attuazione degli urgenti programmi edilizi di rinnovamento urbano della città e ne fece largo impiego per tutte le opere che riuscì a realizzarvi.

Tra i suoi innumerevoli interventi realizzati e anche progetti non portati a termine, spicca quello del Garage Comunale di Piazzale Roma, terminale del ponte stradale translagunare, costruito in due fasi (1931-34 e completato con la seconda ala dopo la fine della seconda guerra mondiale) e tuttora in pieno esercizio con la stessa funzione originaria a ottant'anni dalla sua costruzione. L'intervento recente di manutenzione straordinaria della struttura ci restituisce un involucro che porta in vista la struttura in c. a. protetta da un intonaco di colore bianco alternata alle campiture di vetro, preziosa testimonianza di architettura razionalista.

Oltre al Garage di Piazzale Roma, che avrebbe dato accesso motorizzato alla città, l'ing. Miozzi ha realizzato negli stessi anni altre opere che si sarebbero rivelate strategiche, quali la Stazione Marittima (1930), ed ha avviato lo studio per la realizzazione (avvenuta negli anni Sessanta) dell'isola artificiale del Tronchetto, rivelatasi fondamentale area di espansione alla estremità ovest della città.

Dopo la fine della seconda guerra mondiale e la ripresa dell'attività edilizia, l'impiego del calcestruzzo armato si diffuse anche nel tessuto storico della città di Venezia, a partire dalle aree periferiche, come il Lido e i Giardini della Biennale.

Uno dei primi manufatti significativi è rappresentato dall'ex-Complesso del Tiro a volo al Lido del 1949, una struttura a telaio a due piani a pianta semicircolare, tamponata con elementi in laterizio forati, vincolato dalla Soprintendenza in quanto raro e pregevole esempio di architettura razionalista dell'isola, destinato oggi ad ospitare al primo piano la biblioteca comunale del centro Hugo Pratt.

Le indagini sperimentali e teoriche, condotte dall'Università degli Studi di Padova su questa ed altre opere storiche in c. a. del territorio veneto, riepilogate nella tesi di Dottorato di Elena Stievanin [4], hanno evidenziato come per il riuso di tali strutture, originariamente calcolate per sopportare solo carichi gravitazionali, si rendano necessarie verifiche conseguenti all'adeguamento dei carichi alle normative vigenti e rinforzi localizzati per incrementare la capacità portante anche per soli carichi gravitazionali. Ulteriori verifiche ed analisi di calcolo si rendono necessarie per effettuare la verifica sismica, qualora si intenda adeguare la struttura a destinazione pubblica o con rilevanza strategica.

Un pregevole esempio di architettura che si esprime attraverso l'impiego strutturale del c. a., portato alla superficie dell'involucro edilizio è rappresentato dal Complesso dell'Ufficio Vendite (1947-51) e della Sede Centrale dell'INAIL (1950-61) (Fig. 4), nel sestiere di Santa Croce di Giuseppe Samonà (1898-1983) con Egle Renata Trincanato (1910-1998). Si tratta di uno di rari esempi di nuova costruzione a Venezia e nella Laguna del XX secolo, nella quale compare, per la prima volta grazie all'impiego del c. a., lo scantinato seminterrato.



Fig. 4 - G. Samonà e E. R. Trincanato, nella Sede Centrale dell'INAIL (1950-61) viene approfondito in modo innovativo il rapporto struttura-involucro in particolare nel prospetto di Palazzo Adolfo prospiciente la Calle Nuova San Simeone

Si tratta di una complessa opera "sperimentale" che approfondisce in modo innovativo il rapporto struttura-involucro in particolare nel prospetto di Palazzo Adolfo prospiciente la Calle Nuova San Simeone, proponendo una facciata che si trasforma in una "colossale polifora continua" [6] in perfetta sintonia con il tessuto veneziano. Viene qui proposto un nuovo linguaggio architettonico in un intreccio non banale di elementi strutturali verticali e orizzontali in c. a. - alla superficie dei quali si alternano le impronte delle cassetture lignee all'effetto dell'aggregato a seguito del lavaggio delle superfici - che si relazionano in un gioco raffinato e non ripetitivo, funzionale alla destinazione d'uso degli spazi, con le campiture di lastre di Botticino, di muratura di laterizio e di vetro. Gli elementi strutturali a vista hanno subito nel tempo l'attacco degli agenti atmosferici in ambiente marino con armature scoperte e ossidate e distacchi del copriferro (in alcuni punti inferiore a 0,5 cm). Nonostante il recente restauro, curato dall'ingegner Michele Caprioli (2002-04) abbia cancellato la percezione materica che l'opera originale offriva, sostituendo l'impatto originario con quello di un cemento liscio di aspetto uniforme [7], si tratta di un esempio interessante di architettura che cerca di integrare "nuovo" e "antico" in una relazione vitale con il contesto.

Giuseppe Samonà fu grande animatore dell'Istituto Universitario di Architettura di Venezia che diresse dal 1943 al 1971, fucina di architetti, ma anche di professionisti motivati che avrebbero utilizzato il c. a. per le ossature portanti delle loro costruzioni e offerto nuove interpretazioni del rapporto struttura-involucro, dando vita ad una vera e propria scuola di Venezia [8, 9]. Ne sarebbero derivati esiti

molto diversi, che avrebbero portato "in superficie" il calcestruzzo armato, facendolo vivere accanto ai materiali della tradizione costruttiva veneziana in una inedita ricerca di relazione dialettica.

Lo sviluppo industriale di Porto Marghera nel secondo dopoguerra avrebbe attratto anche l'attività di molti progettisti di strutture per un ampio programma di costruzione di nuove fabbriche e dei relativi manufatti di servizio. Tra essi emerge, oltre allo stesso ing. Miozzi, l'ing. Carlo Pradella (1905-1982), autore dei progetti esecutivi di diverse opere in c. a. e c. a. p. Vanno annoverati tra esse due capannoni industriali per il deposito dei sali con struttura ad archi parabolici accostati, realizzati dall'impresa SACAIM sul modello dei capannoni di Pier Luigi Nervi, dei quali uno per il Monopolio dello Stato del 1960 e l'altro per la Montedison del 1969 [10] (Fig. 5).



Fig. 5 - Capannone, anni sessanta, Porto Marghera, Area ex-Agrimont Complessi, le strutture degradate dalla lunga esposizione agli agenti atmosferici dopo l'abbandono e alla risalita capillare di agenti aggressivi dal terreno inquinato attendono un intervento di recupero

Alcune di tali opere presentano oggi rilevante pregio ingegneristico e testimoniale ed hanno contribuito decisamente ad introdurre, anche a Venezia e nel Nordest, il processo di rinnovamento dell'arte di costruire.

A partire dalla metà degli anni Cinquanta, sarebbe stata la mostra internazionale d'arte della Biennale ai Giardini nel sestiere di Castello il motore per la costruzione dei padiglioni espositivi, ove l'involucro in calcestruzzo armato gettato in opera e lasciato a vista avrebbe rappresentato una fase significativa della ricerca di un'espressione architettonica originale.

Tra le più pregevoli testimonianze vanno annoverate l'opera di Sverre Fehn (1924-2009) per il padiglione dei Paesi Scandinavi (Finlandia, Norvegia e Svezia) (1958-62) (Fig. 6) e, soprattutto, le opere di Carlo Scarpa (1906-1978) per il padiglione del Venezuela (1953-56) e per uno dei cortili interni del Padiglione Italia, detto "giardino delle sculture" per la XXVI Biennale (1952), nelle quali il calcestruzzo lasciato a vista acquista un rilievo plastico ed un valore espressivo inedito.

Dopo un lungo travaglio e grazie all'impulso del grande maestro Carlo Scarpa, il "nuovo" materiale calcestruzzo armato veniva finalmente portato in superficie ed esibito come punto di forza del linguaggio architettonico, arricchito spesso con inserzioni di elementi come frammenti di laterizio o

tessere vitree, ma sempre in accostamento con gli altri materiali della tradizione veneziana, la pietra d'Istria, la muratura e il legno, e con quelli della modernità, l'acciaio e il vetro.



Fig. 6 - Sverre Fehn, Padiglione dei Paesi Scandinavi (Finlandia, Norvegia e Svezia) (1958-62), costruzione in calcestruzzo armato gettato in opera e lasciato a vista, nella quale emerge la ricerca di un'espressione architettonica originale.

Negli stessi anni Carlo Scarpa ha realizzato il campeggio di Fusina (1957-59), ma ha anche portato il suo particolare linguaggio "materico", basato sul confronto tra materiali tradizionali ed innovativi, nel cuore monumentale della città con i restauri del negozio Olivetti di piazza San Marco (1957-58) e della Fondazione Querini Stampalia (1961-63) (Fig. 7). In quest'ultimo intervento l'attacco a terra dell'edificio, con la complessità della gestione del rapporto con l'acqua, viene proposto come risorsa di progetto, facendo emergere la vasca di contenimento in c. a. fino ad una quota superiore al livello di massima marea ed esibendo il difficile contatto diretto delle superfici di calcestruzzo con l'acqua salmastra. In tali zone sono stati riscontrati evidenti segni di degrado del c. a. con distacchi del copriferro e ossidazione delle armature [8].

Nelle pareti di delimitazione del giardino dello stesso intervento è stato applicato un trattamento di lavaggio a pompa delle superfici non ancora completamente indurite - per ottenere un effetto plastico che palesasse l'effetto irregolare dell'aggregato - che ha forzato, accelerandoli, i tempi di invecchiamento e che ha favorito non poco, in tal modo, i processi di degrado.

Un tale approccio progettuale, che ha deliberatamente forzato le regole dell'arte con il doppio intento di ottenere, nell'immediato, un effetto plastico di texture delle superfici e, a tempi lunghi, una dinamica evolutiva accelerata dei processi di invecchiamento delle stesse, suggerisce due riflessioni. Da un lato è interessante avere la possibilità di "leggere" direttamente sulle opere le fasi dei processi di invecchiamento ai quali va incontro nel tempo la superficie del calcestruzzo, quasi un monito di cosa non vada fatto per evitare il degrado.

Dall'altro il restauratore si trova ad interrogarsi sui limiti da porre nel suo intervento su di esse nel rispetto della volontà del progettista dell'opera d'arte. Si pone per esse la domanda se sia corretto contrastarne il degrado che lo stesso progettista aveva "messo in conto", o se sia più coerente limitarsi a contrastarne l'ulteriore degrado, senza accanirsi su di esse, fatte salve, comunque, le condizioni di sicurezza della struttura.



Fig. 7 - Carlo Scarpa, restauro della Fondazione Querini Stampalia, 1961-63, la vasca di contenimento in c. esibisce il difficile contatto diretto delle superfici di calcestruzzo con l'acqua salmastra con evidenti segni di degrado

Nel corso degli anni Settanta vanno segnalati due interventi, realizzati entrambi nel cuore del tessuto urbano, che hanno importato in città soluzioni ingegneristiche di pregio. Si tratta della costruzione della Cassa di Risparmio (1970-72) in campo Manin nel sestiere di S. Marco e della nuova costruzione del Palasport "Giobatta Gianquinto" (1973-77) in prossimità dell'Arsenale, nel sestiere di Castello.

Del primo intervento, progettato dall'architetto Angelo Scattolin (1904-1981) e dall'ingegner Pier Luigi Nervi (1891-1979) sono pregevoli le opere in c. a., tutte percepibili all'interno dell'edificio, realizzate da Nervi e consistenti nella monumentale scala elicoidale e nel solaio a fungo nervato impostato su quattro piloni che libera da ingombri lo spazio al piano terra per le attività della banca aperte al pubblico.

Il secondo intervento, il Palasport, è una significativa opera, tuttora in funzione, dell'arch. Enrico Capuzzo (1924) e dell'ing. Giandomenico Cocco (1932) con un involucro interamente realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera completamente lasciato a vista all'esterno e all'interno (Fig.

8), con la copertura costituita da grandi elementi prefabbricati precompressi trasportati al cantiere via mare. L'involucro massivo privo di aperture, realizzato utilizzando cemento bianco ed inerti chiari con l'intento di richiamare il colore della pietra d'Istria del contesto storico, si è conservato in ottime condizioni dopo quasi quarant'anni di vita utile.



Figura 8- arch. E. Capuzzo e ing. G. Cocco, Palazzetto dello Sport all'Arsenale (1973-77), involucro massivo in c. a. realizzato utilizzando cemento bianco ed inerti chiari con l'intento di richiamare il colore della pietra d'Istria del contesto storico

Tra gli anni Ottanta e Novanta del secolo scorso i nuovi interventi di edilizia residenziale economica promossi dal Comune di Venezia avrebbero aperto la strada a realizzazioni significative dal punto di vista architettonico, caratterizzate dall'impiego strutturale del c. a. Soprattutto in due interventi della scuola di Venezia, realizzati entrambi alla Giudecca dall'architetto Gino Valle nell'area ex-Trevisan (1984-87) e dagli architetti Iginio Cappai (1932-1999), Piero Mainardis (1935-2007) e Valeriano Pastor (1927) nell'area ex-Fregnan in due fasi (1989 e 1998), si assiste ad un riuscito tentativo di attualizzazione del linguaggio costruttivo e architettonico tradizionale. Nei fabbricati dell'area Trevisan il c. a. è stato utilizzato per le fasce marcapiano, gli architravi, i davanzali e per altri dettagli di una struttura mista costituita da murature portanti in laterizio e da setti e solai in c. a., mentre nell'area ex-Fregnan sono i setti portanti in c. a. della struttura ad essere lasciati a vista al piano terra e a denunciare il ruolo di rivestimento del laterizio. Essi entrano in relazione con l'acqua nella zona di affaccio sul canale di San Biagio (Fig. 9), ove concorrono a formare le cavane in un rapporto organico con il paesaggio lagunare.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La breve ricognizione ha evidenziato, innanzitutto, come proprio grazie all'introduzione del calcestruzzo armato nel contesto lagunare e al suo utilizzo su vasta scala – tanto per le nuove costruzioni e per le opere infrastrutturali, quanto per gli interventi di restauro e di recupero del patrimonio edilizio esistente – sia stato possibile trasformare anche Venezia in una città moderna e vitale.



Fig. 9 I. Cappai, P. Mainardis, V. Pastor, nell'intervento di edilizia residenziale economica nell'area ex-Fregnan (1989-1998) i setti portanti in c. a. della struttura sono lasciati a vista al piano terra ove entrano in relazione con l'acqua e concorrono a formare le cavane

La maggior parte dei manufatti in c. a. presi in esame con oltre cinquant'anni di vita utile nell'ambiente lagunare – con strutture interne o anche poste all'esterno, ma non direttamente a contatto con l'acqua di mare - ha evidenziato un ottimo comportamento nel tempo, riconducibile ad un buon progetto delle strutture, ad una corretta scelta dei materiali e all'accurata esecuzione dei getti e dei copriferri, ma anche ad efficaci interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria. Due esempi significativi sono il Cottonificio Veneziano oggi ancora in esercizio con nuove funzioni, essendo sede dell'Università di Architettura dopo novant'anni dalla sua ricostruzione interna con opere strutturali in c. a. adeguate alle esigenze normative per le nuove funzioni, e il Garage di Piazzale Roma, tuttora in esercizio con la funzione originaria dopo ottant'anni dalla sua costruzione.

L'esperienza suggerita dagli esempi presi in esame dimostra anche la capacità delle costruzioni in c. a. di contrastare l'obsolescenza funzionale dei manufatti e di garantire, attraverso interventi di adeguamento, livelli di affidabilità strutturale conformi alle normative vigenti.

Nel territorio lagunare sopravvivono ancora manufatti oggi completamente abbandonati, dislocati in aree periferiche come le isole della laguna, ma soprattutto concentrati nelle aree dismesse di Porto Marghera. Essi possono essere visti come una risorsa, sulla quale investire per futuri interventi di riqualificazione urbana.

Fermare il degrado prolungato legato all'abbandono di tali manufatti costituisce il primo passo di un processo di valorizzazione – da prevedere anche a scadenze temporali dilazionate nel tempo - di un patrimonio edilizio esistente di relativamente recente realizzazione, ma talora ricco di significati storici, testimoniali, tecnologico-costruttivi e, talora, anche di rilevante qualità architettonica, che ben si presta ad interventi di valorizzazione urbana.

Come tutte le grandi città, anche Venezia con la sua laguna è un museo diffuso che propone molteplici percorsi conoscitivi anche per quanto riguarda la storia delle costruzioni in c. a. e del loro comportamento nel tempo.

A chi voglia leggervi i comportamenti dei manufatti in c. a. dopo molti decenni di vita utile, si presenta, accanto ad

alcuni esempi di buona pratica e ad altri di totale abbandono delle strutture a sé stesse dopo la dismissione, il singolare fascino delle superfici tormentate della raffinata architettura di Carlo Scarpa, una materia viva che muta nel tempo come avviene per il legno, esperimento anticipatore di tendenze recenti dell'architettura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SAETTA, A., (1995) - Misura teorica della durabilità (pgg. 123-145) in Siviero, E., Cantoni, R., Forin, M., Durabilità delle opere in calcestruzzo, Franco Angeli, Milano
- [2] RIVA, G., STEFFINLONGO, F., (2006) – Le prime realizzazioni in calcestruzzo cementizio armato nel rinnovamento urbano di Venezia, Atti del Congresso TICCIH 2006, Terni, 14-18/09/2006 (consultabile in rete)
- [3] RIGHETTI, A, Riqualificazione della zona ex-Agrimont di Porto Marghera, Università Iuav di Venezia, Corso di laurea magistrale Architettura per la sostenibilità, tesi di laurea a. a. 2011-2012, relatori proff. G. Riva e S. Rocchetto
- [4] STIEVANIN, E., (2009) – Studio sperimentale di tecniche per il ripristino e il rinforzo di strutture storiche in cemento armato, Tesi di dottorato in Studio e

Conservazione dei Beni Archeologici e Architettonici, indirizzo Scienze e Tecnologie per i Beni Archeologici e Architettonici, XXIV ciclo

- [5] Unità di ricerca "Architettura e Paesaggi della Produzione", responsabile scientifico prof. arch. M. Vanore
- [6] ROSELLINI, A., (2006) – La sede dell'INAIL a Venezia di Giuseppe Samonà, 1947-1961: oltre lo strutturalismo (pgg. 37-59) in Marras, G., e Pogačnik (cura), Giuseppe Samonà e la Scuola di Architettura di Venezia, Il Poligrafo, Padova
- [7] BERLUCCHI, N., CATAACCHIO, C., (2004) – Restauro di un'architettura moderna a Venezia: la sede dell'INAIL di Giuseppe Samonà: spunti di riflessione www.studioberlucchi.it
- [8] BRUSCHI, G., FACCIO, P., PRATALI MAFFEI, S., SCARAMUZZA, P., (2005) – Il calcestruzzo nelle architetture di Carlo Scarpa. Forme, alterazioni, interventi, Editrice Compositori, Bologna
- [9] SIVIERO, E., CASUCCI, S., (2000) – Pionierismo tecnico e architettura del cemento armato in Italia (pg. 41-48) in Manfron, V (cura), 6 lezioni di edilizia, ed. IUAV, Venezia
- [10] PRADELLA, G., (cura), (2006) – Carlo Pradella ingegnere, Marsilio, Venezia

PRESCRIZIONE NEL MEDIO-LUNGO TERMINE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON CENERE VOLANTE

Michele Valente¹, Marco Bressan², Alessandro Pasqualini², Felice M. Liberatore³

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)

SOMMARIO

L'attuale necessità di disporre di calcestruzzi ad alte prestazioni, sia in termini meccanici che di durabilità, contrasta con l'esigenza, ormai ampiamente diffusa, di sostenibilità nel settore delle costruzioni. Il contrasto deriva dal costo, economico ed ambientale, degli ingredienti necessari alla realizzazione di questa specifica tipologia di conglomerato, fra i quali cementi ad elevata resistenza e fumo di silice. Elevate prestazioni e sostenibilità possono tuttavia coesistere in un innovativo approccio contraddistinto da due punti chiave. Il primo riguarda la prescrizione delle caratteristiche meccaniche del conglomerato riferita a periodi superiori ai convenzionali 28 giorni di stagionatura, più aderenti alla reale esigenza di prestazione richiesta al materiale dalla struttura prima della sua entrata in servizio. Il secondo è relativo all'impiego di un materiale quale la cenere volante che, oltre alla nota eco-compatibilità, presenta caratteristiche di pozzolanicità tali da modificare radicalmente le curve di sviluppo delle resistenze dei conglomerati, esaltandone i gradienti di crescita nel medio-lungo periodo. Nella memoria vengono esaminate le proprietà meccaniche e di durabilità di una serie di miscele di calcestruzzo ad alte prestazioni realizzate con cenere volante di produzione italiana e messi in evidenza i benefici che si possono ottenere utilizzando l'approccio descritto.

PRESCRIPTION IN MEDIUM-LONG TERM FOR COMPRESSION STRENGTH OF HIGH PERFORMANCE FLY ASH CONCRETE

SUMMARY

The widespread application of high-performance concrete, in terms of mechanical and durability requirements, clashes with the sustainability in the construction industry.

The contrast is derived from the economic and environmental costs of the ingredients necessary to make this type of concrete mixture, including high-sulfate-resisting cement and silica fume. High performance and sustainability however can co-exist in an innovative approach marked by two key points. The first concerns the prescription of the mechanical characteristics of the conglomerate refers to term longer than conventional 28 days, more adherent to the real need requested in the service life of structure. The second is related to the use of an eco-compatibility cementitious material such as fly ash that has pozzolanic properties likely to modify the curves of strength development of concrete, improving the gradients of growth in the medium and long terms.

In this document are examined the mechanical and durability properties of a series of HPC mixtures made with Italian type F Fly Ash and are highlighted the benefits that can be obtained with using the approach described.

1. CALCESTRUZZI AD ALTE PRESTAZIONI. DEFINIZIONI E RIFERIMENTI

Da un punto di vista storico, il passaggio da conglomerati "ordinari" a conglomerati "ad alte prestazioni" è inizialmente avvenuto in termini di resistenza a compressione.

Con l'avvento, negli anni '70, degli additivi superfluidificanti è stato possibile ridurre notevolmente i valori di rapporto acqua/cemento e quindi garantire elevate prestazioni meccaniche.

Questo ha portato, negli stessi anni, all'introduzione dei calcestruzzi HSC (High Strength Concrete), ovvero calcestruzzi ad alta resistenza.

La applicazione di questa nuova tipologia di conglomerato ha riguardato due principali categorie di strutture: gli edifici alti ed i ponti.

La maggiore efficienza statica del nuovo materiale (ovvero il rapporto resistenza/peso) ha permesso infatti di realizzare sezioni resistenti dalle dimensioni più contenute.

In questa fase storica si partiva dal presupposto che il conseguimento di elevate resistenze garantisse, come conseguenza, elevate prestazioni anche relativamente ad altri aspetti, come ad esempio la durabilità.

Tale impostazione, rivelatasi peraltro assolutamente non corretta, è stata modificata a partire dagli anni '80, con l'introduzione delle aggiunte minerali come la cenere volante e il fumo di silice.

L'impiego di questi materiali ha consentito di realizzare conglomerati molto più lavorabili (migliore reologia) e, attraverso una rilevante riduzione della porosità della matrice cementizia, notevolmente resistenti al degrado (migliore durabilità) soprattutto nei riguardi degli agenti più aggressivi quali i cloruri e i solfati.

Attraverso quindi una generalizzazione del termine "prestazione" si è giunti all'attuale concetto di HPC (High Performance Concrete) che trova, in letteratura, una serie di definizioni.

Tra le più condivise abbiamo le seguenti.

- SHRP (Strategic Highway Research Program): "qualsiasi calcestruzzo che soddisfi determinati criteri per superare le limitazioni di calcestruzzi tradizionali".
- ACI (American Concrete Institute): "calcestruzzo che garantisce prestazioni speciali e requisiti di uniformità che non sempre possono essere raggiunti regolarmente utilizzando materie prime ordinarie e normali procedure di miscelazione, messa in opera e stagionatura".
- Metha e Aitcin [1]: "calcestruzzo che possiede le seguenti tre proprietà: elevata lavorabilità, elevata resistenza e elevata durabilità".

Secondo questo nuovo concetto, un conglomerato HPC non può limitarsi a produrre una elevata resistenza a compressione, ma deve essere in grado di fornire, a seconda del tipo di impiego, una o più prestazioni ad alto livello.

La elevata resistenza a compressione diventa "solo" una delle tante possibili caratteristiche che possono contraddistinguere un HPC.

A tale riguardo, Metha afferma che "un HPC è un calcestruzzo progettato per essere più durevole e, se necessario, più resistente di un calcestruzzo convenzionale".

Tuttavia, nonostante questa accezione generale, quando si parla di HPC ci si riferisce sempre a conglomerati caratterizzati comunque da una resistenza a compressione superiore a quella dei calcestruzzi "ordinari".

L'ACI, ad esempio, pur adottando la definizione vista in precedenza, definisce quattro tipi di HPC fra i quali il "Very High Strength" capace di garantire il raggiungimento di una resistenza a compressione di 69 MPa a 28 giorni di stagionatura.

In Italia, le Linee Guida per il calcestruzzo strutturale ad alta resistenza edite dal Servizio Tecnico Centrale definiscono calcestruzzi ad alte prestazioni quelli caratterizzati da una resistenza caratteristica a compressione compresa tra 60 e 75 MPa.

I calcestruzzi HPC sono realizzati con gli stessi materiali utilizzati per il confezionamento delle miscele ordinarie, tuttavia potrebbero prevedere, a seconda delle prestazioni che si intende ottenere, uno o più componenti specifici aggiuntivi (Tabella 1).

Tabella 1 – Prestazioni e principali componenti specifici di un calcestruzzo HPC

	Prestazioni	Componente specifico *
Meccaniche	Resistenza a compressione	HWRA, CV
	Modulo elastico	HWRA, CV
	Resistenza all'abrasione	HWRA, CV
Fisiche	Ritiro	HWRA, SRA, EXP, CV
	Creep	HWRA
	Calore di idratazione	CV
Durabilità	Resistenza cicli gelo-disgelo	AA, CV
	Resistenza a cloruri	CV
	Resistenza agli agenti chimici	CV
	Resistenza alla corrosione	IC, CV
	Resistenza ARS	CV
Reologia	Ridotta permeabilità	HWRA, CV
	Lavorabilità	HWRA, CV
	Pompabilità	CV
	Coesione	CV
Sostenibilità	Robustezza	CV
	Riduzione emissioni	CV
	Impiego sottoprodotti	CV
	Incremento vita utile	IC, SRA, CV
	Riduzione dei costi	CV

* HWRA: High Water Reducing Admixture;
CV: Cenere volante tipo F (ASTM C618);
SRA: Shrinkage Reducing Admixture;
EXP: Agente espansivo;
AA: Additivo aerante. Considerare l'eventuale incompatibilità con la richiesta di elevate prestazioni meccaniche;
IC: Inibitore di Corrosione.

L'impiego di cenere volante in calcestruzzi HPC contribuisce, per la quasi totalità delle prestazioni prescrivibili, al raggiungimento di alte prestazioni.

Questo è dovuto alle tre caratteristiche essenziali della cenere volante:

- *Materiale a comportamento pozzolanico*: grazie alla capacità di produrre ulteriori fibre di silicato idrato di calcio contribuisce allo sviluppo delle prestazioni meccaniche (tra le quali la resistenza a compressione) soprattutto alle lunghe stagionature (cfr. §3), con possibilità di ottimizzazione dei contenuti di cemento e quindi con evidenti benefici in termini di riduzione del ritiro, del calore di idratazione, della suscettibilità al fenomeno ARS e della sostenibilità ambientale ed economica.
- *Capacità fillerizzante*: la caratteristica distribuzione granulometrica contribuisce al cosiddetto particle packing delle particelle costituenti il conglomerato, con conseguente riduzione della porosità e quindi della permeabilità del materiale.
- *Capacità di riduzione dell'acqua di impasto*: la forma sferica delle particelle e la citata capacità fillerizzante favoriscono importanti ottimizzazioni nei contenuti di acqua di impasto, migliorando nel contempo la reologia in termini di lavorabilità (e suo mantenimento nel tempo), coesione, pompabilità e robustezza delle miscele.

2. ESIGENZA DI SOSTENIBILITÀ NEL SETTORE DELLE COSTRUZIONI. RUOLO DELLA CENERE VOLANTE

Tra le prestazioni riportate in Tabella 1 è stata annoverata anche la sostenibilità, nei suoi due principali aspetti, quello ambientale e quello economico.

Il contributo della cenere volante alla sostenibilità dei conglomerati HPC si concretizza sostanzialmente in due modi.

2.1 Razionalizzazione delle miscele di calcestruzzo

Grazie alla pozzolanicità e alla capacità fillerizzante la cenere volante consente una ottimizzazione dei contenuti di cemento e di aggregato fine “vergine” con benefici ambientali (riduzione di emissioni in atmosfera) ed economici (riduzione di energia ed altre risorse) molto evidenti.

In Tabella 2 vengono riportate le quantità di CO₂ rilasciata in atmosfera e di energia utilizzata per produrre alcune delle materie prime fondamentali per il confezionamento di calcestruzzi HPC [2,3].

Tabella 2 – Emissioni di CO₂ e consumo di energia associati alla produzione di materie prime utilizzabili negli HPC

Materia prima	Emissioni CO ₂ [kg CO ₂ /ton]	Consumo energia [kWh/ton]
Cemento tipo CEM I	930	1194
Cemento tipo CEM II/A-LL	750 - 880	955 - 1100
Cenere volante	4	9.3
Loppa d'altoforno	52	n.d.
Fumo di silice	15	10
Filler calcareo	32	12.7
Aggregati	n.d.	12.7

Appare evidente come l'impiego di cenere volante in parziale sostituzione del cemento contribuisca in maniera significativa alla sostenibilità dei conglomerati HPC.

2.2 Incremento della vita utile delle strutture e riduzione dell'LCC

Sostenibilità e durabilità sono concetti strettamente correlati tra loro.

La realizzazione di una qualsiasi struttura, infatti, presuppone l'impiego di un determinato quantitativo di risorse, materiali ed economiche, a fronte di un beneficio che si concretizza nell'utilizzo della struttura stessa.

Realizzare una struttura che sia estremamente resistente nei confronti degli agenti aggressivi significa aumentarne la vita di esercizio e quindi la possibilità di ricavarne beneficio nonché evitare/limitare le onerose attività di manutenzione straordinaria durante tutta la sua vita utile.

In sostanza, l'incremento di durabilità si traduce nella riduzione del costo della struttura con riferimento al suo intero ciclo di vita (LCC, Life Cycle Cost) [4,5].

L'impiego di cenere volante nel confezionamento dei conglomerati, e nello specifico degli HPC, determina sostanziali incrementi di resistenza nei confronti della totalità dei fenomeni degradanti.

Relativamente alla riduzione del fenomeno corrosivo delle barre di armatura il ruolo della cenere volante si esplica principalmente nelle seguenti modalità:

- Riduzione del tempo di innesco della corrosione ovvero del tempo di depassivazione delle armature. Nel caso di

carbonatazione, la reazione pozzolanica contribuisce alla riduzione della permeabilità della matrice cementizia e quindi del coefficiente di carbonatazione [5]. Nel caso di aggressione da cloruro, la presenza di cenere non solo riduce il coefficiente di diffusione apparente, ma incrementa il tenore critico di cloruri necessario a depassivare le armature [5];

- Riduzione del tempo di propagazione della corrosione. In presenza di cenere, la resistività del calcestruzzo aumenta e di conseguenza la velocità della reazione di ossidoriduzione che caratterizza il fenomeno di corrosione viene fortemente ridotta;

Per quanto attiene invece ai meccanismi aggressivi che riguardano la matrice cementizia, la presenza di cenere volante determina:

- Aumento della resistenza agli attacchi chimici, grazie alla riduzione, ad opera della reazione pozzolanica, dei contenuti di Ca(OH)₂ presenti nella matrice cementizia;
- Riduzione del dilavamento di Ca(OH)₂ per quanto visto al punto precedente;
- Aumento della resistenza ai cicli di gelo-disgelo grazie alla riduzione della porosità ed incremento della resistenza della matrice cementizia.

3. PRESCRIZIONE NEL MEDIO-LUNGO TERMINE DELLA PRESTAZIONE STRUTTURALE

Quando si parla di HPC, i riferimenti normativi e la documentazione tecnica disponibile nella letteratura internazionale, introducono la possibilità di estendere a scadenze successive, quando è possibile, il termine convenzionale dei 28 giorni per la verifica del raggiungimento di determinate resistenze caratteristiche.

In particolare, il recente documento emanato in via definitiva dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) come CNR-DT 209/2013 “Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni” non solo auspica, per i conglomerati HPC, la prescrizione della resistenza a compressione a tempi di stagionatura superiori a 28 giorni (in particolare a 60 o 90 giorni) ma ribadisce chiaramente che tale modalità operativa risulta perfettamente conforme al D.M. 14 Gennaio 2008.

Tale approccio, condiviso peraltro dai più autorevoli esperti del settore [6], trova le seguenti motivazioni:

- Il conseguimento di elevate resistenze in corrispondenza dei canonici 28 giorni comporta l'impiego di notevoli risorse, quali elevati contenuti di cemento ad alta resistenza (Portland di tipo I 42,5R o 52,5 R) o aggiunte minerali particolarmente costose come il fumo di silice.
- L'elevata resistenza a compressione, richiesta per motivi strutturali, risulta generalmente necessaria a tempi ben superiori ai 28 giorni dalla messa in opera.
- Relativamente alla durabilità strutturale, le prestazioni minime da garantire a 28 giorni di stagionatura, derivanti dall'applicazione di specifiche norme [7,8] in funzione delle classi di esposizione in cui opererà la struttura, sono, per questo tipo di conglomerato, inferiori rispetto quelle richieste per motivi strutturali.
- Per quanto descritto nei punti precedenti, un calcestruzzo HPC deve garantire, ad alti livelli, una serie di prestazioni, fra le quali normalmente vi è la elevata resistenza a

compressione (Tabella 1). Queste non sono sempre compatibili tra loro, nel senso che la massimizzazione di una di esse può determinare una penalizzazione delle altre. La elevata resistenza a compressione da garantire a 28 giorni impone di operare con ridotti valori di rapporto a/c e quindi, elevati contenuti di cemento e limitati quantitativi di acqua. Tali accorgimenti mal si conciliano con molte delle altre prestazioni potenzialmente prescrivibili, come il ridotto ritiro e calore di idratazione, la resistenza alla ARS, il mantenimento della lavorabilità nel tempo, la elevata sostenibilità. La riduzione esasperata dell'acqua di impasto comporta problematiche in campo reologico (miscele molto viscosi, poco lavorabili e pompabili) con ripercussioni dirette sulla durabilità strutturale (difficoltà di eseguire una corretta messa in opera del materiale). Inoltre il rapido sviluppo di elevate resistenze nel breve periodo è stato il principale punto debole dei citati calcestruzzi ad alta resistenza (HSC) per la loro estrema suscettibilità alla microfessurazione alle brevi stagionature, dovuta secondo le teorie più accreditate, ad un effetto combinato di ritiro autogeno, plastico e deformazione termica.

Alla luce di tutte queste osservazioni, è chiaro come l'approccio più razionale per poter realizzare conglomerati HPC che riescano a conciliare le elevate resistenze a compressione con le ulteriori proprietà descritte in precedenza, sia quello di prevedere l'impiego di miscele di calcestruzzo che garantiscano:

1. Il rispetto delle prescrizioni normative relativamente alla durabilità strutturale [7,8] da un punto di vista compositivo: conformità ai valori limite del contenuto minimo di cemento e del massimo rapporto a/c specificati in funzione della/e classe/i di esposizione;
2. Il raggiungimento della prestazione meccanica minima per esigenze di durabilità [8] in corrispondenza del ventottesimo giorno di stagionatura;
3. L'ottenimento della prestazione meccanica necessaria per gli scopi strutturali in corrispondenza di un prestabilito tempo di stagionatura, ovviamente maggiore di 28 giorni.

In linea con questo approccio è stata esaminata la possibilità di realizzazione calcestruzzi HPC con cenere volante capaci di fornire alta resistenza a compressione ($60 < R_{ck} < 75$ MPa) con tempi di prescrizione fino a 90 giorni di stagionatura.

Tali calcestruzzi dovevano essere caratterizzati inoltre da alta resistenza alla permeabilità all'acqua, alta resistenza alla penetrazione dei cloruri ed alta sostenibilità.

Il passo successivo è stato quello di confrontare tali miscele con quelle realizzate attraverso l'utilizzo di solo cemento.

4. LAVORO SPERIMENTALE

4.1 Miscele di calcestruzzo

Le diverse classi di esposizione previste dall'attuale normativa [8] sono state raggruppate in funzione delle caratteristiche richieste in termini di contenuto minimo di cemento, massimo rapporto acqua/cemento e classe di resistenza minima (a 28 giorni di stagionatura).

Le classi di esposizione XF2, XF3 ed XF4, per le quali è prevista l'introduzione di specifici volumi minimi di aria inglobata, non sono state considerate nello studio.

Per ciascun gruppo (Tabella 3) sono state realizzate tre miscele con un contenuto fisso di cemento e quantitativi crescenti di cenere volante.

Il contenuto minimo di cemento previsto dalla normativa è stato ottimizzato, secondo quanto previsto da [7], in virtù della presenza di una aggiunta di tipo II a comportamento pozzolanico quale la cenere volante.

Un ulteriore gruppo comprende tre miscele confezionate con solo cemento.

In quest'ultimo caso, dovendo realizzare calcestruzzi HPC, pur a tempi di stagionatura superiori a 28 giorni, si è reso necessario l'impiego di dosaggi di cemento alquanto superiori ai dosaggi minimi di norma.

Si riporta in Tabella 3 la definizione dei gruppi e la composizione delle miscele realizzate.

Nell'ambito di ciascun gruppo di miscele, il dosaggio percentuale dell'additivo superfluidificante, riferito al contenuto di legante (cemento + cenere volante), è stato mantenuto costante.

Questa scelta ha consentito di sfruttare la capacità della cenere volante di contribuire in modo significativo alla riduzione dell'acqua di impasto.

Tabella 3 – Miscele di calcestruzzo realizzate

Classe di Esposizione	Miscela N°	Cemento kg/m ³	Cenere kg/m ³	Acqua kg/m ³	(a/c) _{eq}
XC1 – XC2	1	280	70	160	0.54
	2	280	110	155	0.52
	3	280	150	150	0.50
XC3 – XD1 XA1 – XF1	4	300	85	160	0.50
	5	300	125	155	0.48
	6	300	165	150	0.47
XC4 – XS1 XD2 – XA2	7	320	90	160	0.47
	8	320	135	155	0.45
	9	320	180	150	0.44
XS2 – XS3 XD3 – XA3	10	350	100	160	0.43
	11	350	150	155	0.42
	12	350	200	150	0.40
Tutte le precedenti	13	420	0	165	0.39
	14	450	0	165	0.37
	15	480	0	165	0.34

Il rapporto $(a/c)_{eq}$ riportato in Tabella 3 rappresenta, secondo quanto specificato in [7], la grandezza (1):

$$\left(\frac{a}{c}\right)_{eq} = \frac{a}{c + k \cdot PFA} \quad (1)$$

dove a = quantità di acqua efficace; c=contenuto di cemento; PFA=contenuto di cenere volante e k un valore costante fornito da [8].

Per la tipologia di cemento impiegata nello studio, il valore di k da utilizzare è risultato essere pari a 0.2.

Sempre secondo indicazioni fornite da [7], nella valutazione di (1), per ciascuna miscela è stata presa in considerazione solo la quantità di cenere che rispettasse la condizione (2):

$$\left(\frac{PFA}{c}\right) \leq 0.33 \text{ (in peso)} \quad (2)$$

Eventuali eccedenze di cenere da (2) non sono state prese in considerazione per il calcolo di (1).

4.2 Materiali impiegati

È stato utilizzato un cemento Portland tipo CEM II/A-LL 42.5R conforme alla UNI EN 197-1 e cenere volante di tipo F (secondo ASTM C618) di produzione italiana conforme alla UNI EN 450-1. Sono state impiegate tre frazioni granulometriche di aggregati alluvionali di natura calcarea, due ghiaie ed una sabbia. La curva granulometrica di riferimento utilizzata per combinare gli aggregati disponibili è stata la distribuzione ottimale di Bolomey. La riduzione dell'acqua di impasto è stata garantita dall'impiego di un superfluidificante acrilico di ultima generazione.

4.3 Preparazione dei campioni e prove eseguite

Per tutti i conglomerati è stata garantita una classe di consistenza S4, con valore della misura di slump pari a 20 ± 1 cm. Secondo le indicazioni fornite dalle UNI EN 12350-1 e UNI EN 12350-2, sono stati confezionati una serie di provini per le successive prove sul calcestruzzo indurito.

Queste sono consistite nella determinazione della resistenza a compressione a 28, 60 e 90 giorni di stagionatura (UNI EN 12390-3), nella determinazione della profondità di penetrazione dell'acqua in pressione (UNI EN 12390-8) a 28 e 90 giorni di stagionatura e nella determinazione, a 90 giorni di stagionatura, della resistenza alla penetrazione dello ione cloruro mediante la tecnica Rapid Chloride Penetration Test (ASTM C-1202).

4.4 Risultati delle prove

Si riportano in Tabella 4 i risultati delle prove descritte al punto 4.3.

L'ultima colonna della Tabella 4 rappresenta la classe di resistenza garantita a 28 giorni di stagionatura.

Il valore della R_{ck} deriva dall'applicazione della seguente relazione:

$$R_{ck} = R_{cm} - 8 \quad (3)$$

In sostanza, è stato assunto un valore dello scarto quadratico medio di circa 5 MPa.

Tabella 4 – Risultati delle prove

N°	Resistenza compressione			Penetrazione Acqua		RCPT C	R_{ck} MPa
	28 gg MPa	60 gg MPa	90 gg MPa	28 gg mm	90 gg mm		
1	38.16	44.01	47.67	29	18	495	30
2	44.11	51.67	53.71	21	13	311	35
3	48.27	55.08	58.71	16	8	261	40
4	44.19	52.67	55.94	24	13	456	35
5	50.37	57.11	62.18	12	9	314	40
6	55.09	64.42	68.17	10	7	234	45
7	50.70	56.73	61.15	19	8	376	40
8	54.79	64.62	68.91	15	6	347	45
9	63.12	68.92	74.23	8	4	203	55
10	57.76	65.37	68.72	12	9	271	50
11	62.94	71.88	74.84	9	7	194	55
12	69.30	78.51	84.87	7	4	143	60
13	54.62	58.03	61.04	21	16	551	45
14	61.86	65.11	68.18	17	11	506	50
15	69.50	73.19	74.43	13	10	297	60

Ovviamente il risultato della applicazione della (3) è stato approssimato in modo da considerare classi di resistenza normalizzate [7].

5. DISCUSSIONE DEI RISULTATI

5.1 Resistenza a compressione

L'impiego di cenere volante ha consentito di ottenere due importanti risultati:

- adeguare le curve di sviluppo di resistenza allo scopo previsto. Le miscele con cenere volante, infatti, soddisfano pienamente i requisiti prestazionali a 28 giorni in merito alla durabilità strutturale e, grazie all'ulteriore progressivo aumento di resistenza, raggiungono le elevate resistenze strutturali richieste nel medio-lungo periodo.
- ottimizzare notevolmente i contenuti di cemento, limitandoli ai valori minimi prescritti dalla normativa in materia di durabilità strutturale.

Il primo risultato è dovuto alla evidente influenza, nello sviluppo nel tempo delle resistenze, esercitata dalla reazione pozzolanica della cenere volante.

La reazione di idratazione del cemento garantisce rapidi sviluppi di resistenza nel breve periodo (fino a 28 giorni di stagionatura) per poi mostrare, a lungo termine, ridotti gradienti di sviluppo.

La reazione pozzolanica, che si attiva in tempi leggermente più lunghi necessitando della disponibilità dell'idrossido di calcio prodotto dall'idratazione del cemento, conferisce invece alle miscele la capacità di continuare a sviluppare resistenze in un arco temporale molto più ampio (anche superiore ad un anno).

La ottimizzazione dei contenuti di cemento può essere colta osservando che, con riferimento alla resistenza a compressione raggiunta a 90 giorni di stagionatura, possono essere definiti due gruppi di miscele "isoresistenti":

- il Gruppo A (resistenza pari a circa 68 N/mm²) comprendente le miscele n. 6,8,10 e 14;
- il Gruppo B (resistenza pari a circa 74 N/mm²) comprendente le miscele n. 9, 11 e 15.

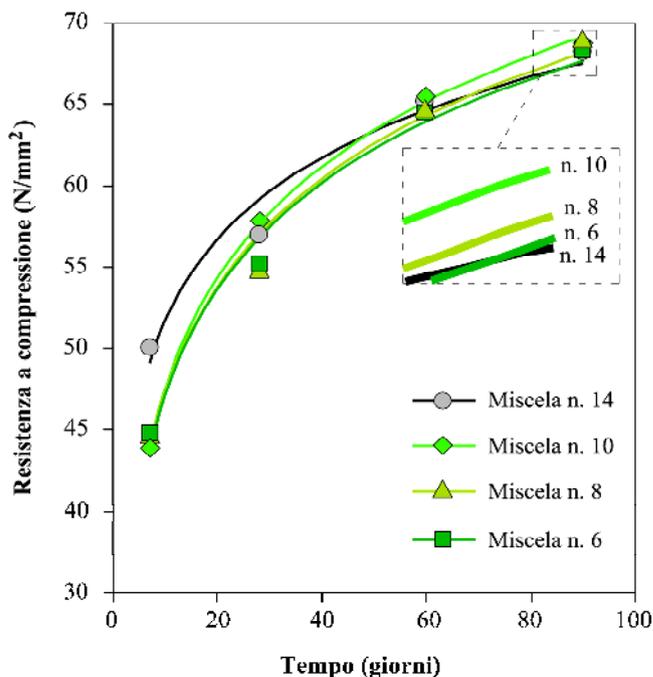


Figura 1 – Resistenze a compressione delle miscele del gruppo A

Le curve di sviluppo di queste miscele vengono riportate nelle Figure 1 e 2. In particolare, in Figura 1 vengono confrontate le miscele del Gruppo A ed in Figura 2 quelle del Gruppo B. In Figura 1, la miscela con solo cemento presenta un dosaggio di cemento pari a 450 kg/m³. Nelle miscele realizzate con cenere volante i dosaggi di cemento sono stati ridotti di 150 kg/m³ (miscela n. 6), 130 kg/m³ (miscela n. 8) e 100 kg/m³ (miscela n. 10).

Le riduzioni sono state “compensate” rispettivamente con 165, 135 e 100 kg/m³ di cenere volante.

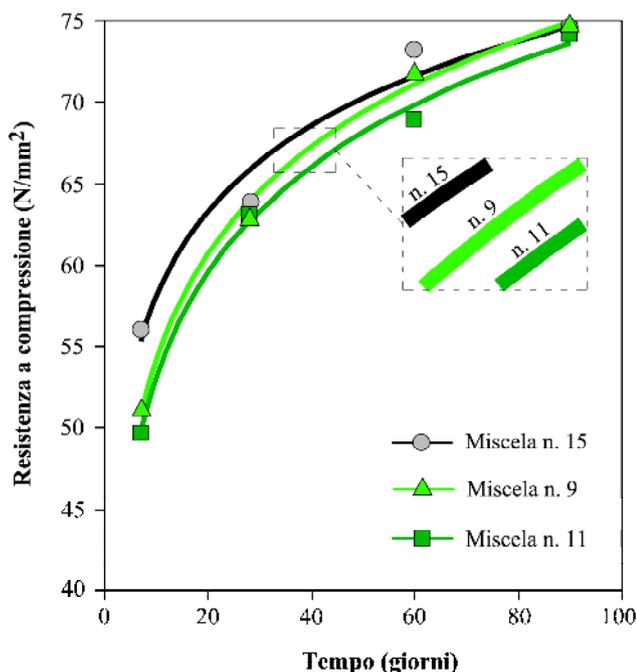


Figura 2 – Resistenze a compressione delle miscele del gruppo B

Risultati del tutto analoghi sono rappresentati in Figura 2: il dosaggio di cemento passa dai 480 kg/m³ della miscela con solo cemento (miscela n. 15) a 320 e 350 kg/m³ nelle miscele n. 9 e 11. Le conseguenze di questo modo di operare, in termini di sostenibilità, verranno discusse al punto 5.3.

Consideriamo ora le miscele che hanno garantito, a diversi tempi di stagionatura, le classi di resistenza di 60, 65, 70 e 75 N/mm². Per ciascuna di queste, sono stati stimati (Tabella 5) i tempi di stagionatura (t*) in corrispondenza dei quali le citate classi sono state conseguite. È opportuno specificare che si continua a ritenere valida l’espressione (3).

Tabella 5 – Classi di resistenza ottenute a diverse stagionature

Miscela N°	Tempo di stagionatura			
	R _{CK} 60 giorni	R _{CK} 65 giorni	R _{CK} 70 giorni	R _{CK} 75 giorni
6	90	-	-	-
8	90	-	-	-
9	60	90	-	-
10	90	-	-	-
11	43	90	-	-
12	20	33	60	90
14	90	-	-	-
15	28	90	-	-

Focalizzando l’attenzione sulla miscela n. 12, in Figura 3 si riportano le classi di resistenza da essa fornite in funzione del tempo (t*).

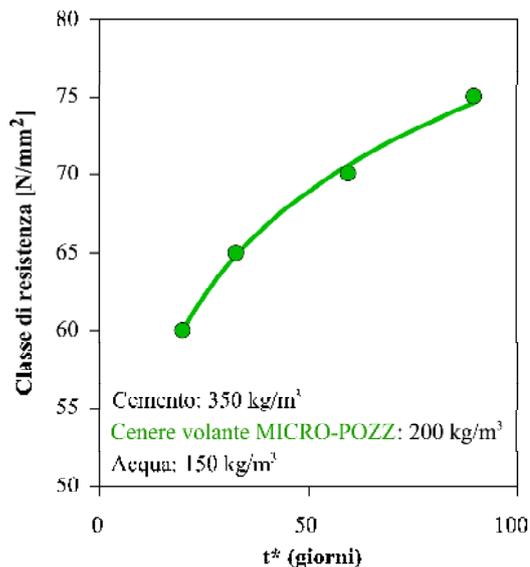


Figura 3 – Resistenze a compressione nel tempo della miscela n. 12

A parità di miscela, quindi, all’aumentare del tempo t* si potrà beneficiare di classi di resistenza superiori.

È evidente che, in chiave sostenibilità, la scelta di un tempo t* alquanto superiore ai canonici 28 giorni di stagionatura consente di sfruttare appieno una determinata miscela (massimizzazione della sostenibilità).

Con riferimento alle miscele n. 10, 11 e 12, in Figura 4 viene invece riportata una curva iso-resistente.

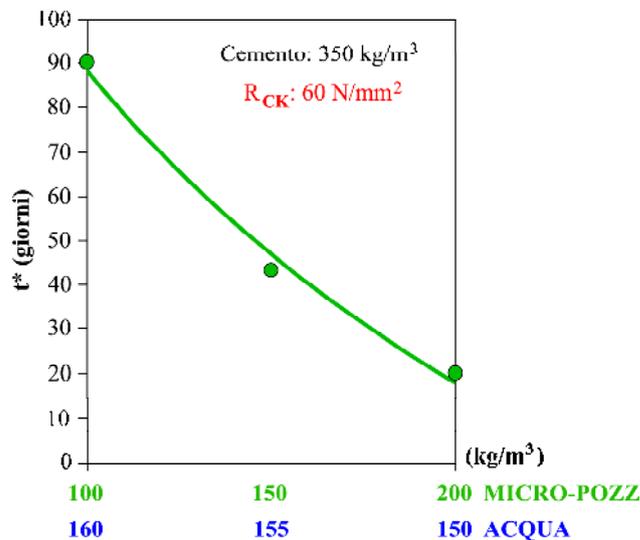


Figura 4 – Curva “iso-resistente” R_{CK} 60 N/mm²

A parità di contenuto di cemento, una stessa classe di resistenza (nel caso specifico 60 N/mm²) potrà essere ottenuta in corrispondenza di tempi di stagionatura diversi, semplicemente modulando il contenuto di cenere volante.

5.2 Permeabilità all'acqua ed ai cloruri

Come visto in precedenza, la definizione generale di un calcestruzzo HPC prevede che le alte prestazioni possano riguardare, oltre che la resistenza a compressione (aspetto strutturale), anche proprietà strettamente legate alla durabilità.

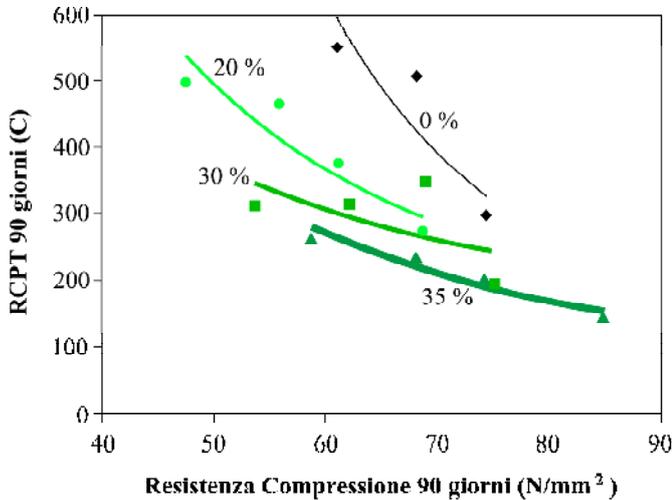


Figura 5 – Permeabilità ai cloruri in funzione della resistenza a compressione per diverse percentuali di cenere volante MICRO-POZZ nel legante

Nel presente lavoro sono state prese in considerazione due di queste proprietà: la resistenza alla penetrazione dello ione cloruro e la resistenza alla penetrazione dell'acqua in pressione. E' opportuno osservare che proprio quest'ultima viene considerata dal D.M. 14 Gennaio 2008 come la prestazione indicativa della capacità di un conglomerato di resistere alle aggressioni esterne.

Nell'ottica di valutare un conglomerato HPC, non solo dal punto di vista del comportamento meccanico ma anche per le sue prestazioni di durabilità, i risultati riportati in Tabella 4 vengono proposti nella forma riportata nelle Figure 5 e 6.

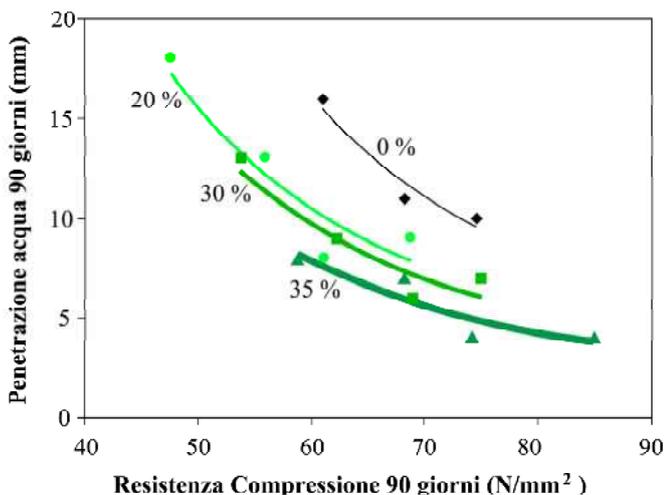


Figura 6 – Permeabilità all'acqua in pressione in funzione della resistenza a compressione per diverse percentuali di cenere volante MICRO-POZZ nel legante

Sia nel caso della resistenza alla penetrazione degli ioni cloruri che di quella dell'acqua in pressione, il ruolo svolto dalla cenere volante appare evidente.

A parità di resistenza a compressione garantita a 90 giorni di stagionatura (ma più in generale a tutte le stagionature), le miscele contenenti cenere volante evidenziano una minore permeabilità ai cloruri e all'acqua in pressione.

Dette prestazioni migliorano, a parità di resistenza garantita, all'aumentare del dosaggio di cenere volante.

5.3 Sostenibilità

Un calcestruzzo HPC deve essere in grado di fornire una serie di prestazioni ad alto livello in chiave di sostenibilità, sia ambientale che economica.

Con riferimento alle miscele di calcestruzzo proposte nella memoria, è possibile associare ai contenuti di cemento e cenere volante di ciascuna di esse, il quantitativo di CO₂ immesso in atmosfera e di energia impiegata per produrli.

In questo modo è possibile avere una idea del "costo" che hanno, in termini ambientali, le prestazioni fornite. Chiaramente, si tratta di una valutazione semplificata ma che, riguardando il componente più influente sulla sostenibilità di una miscela di calcestruzzo, ovvero il legante, può essere ritenuta molto rappresentativa.

In Figura 7 vengono riportati, in funzione della resistenza a compressione (prestazione fornita), i quantitativi, riferiti al metro cubo di miscela, di CO₂ immessi in atmosfera e di energia utilizzata per produrre il legante. La rappresentazione potrebbe essere fatta, con le stesse conclusioni, anche riferendo queste grandezze alle altre due prestazioni considerate (resistenza alla penetrazione dei cloruri ed all'acqua in pressione).

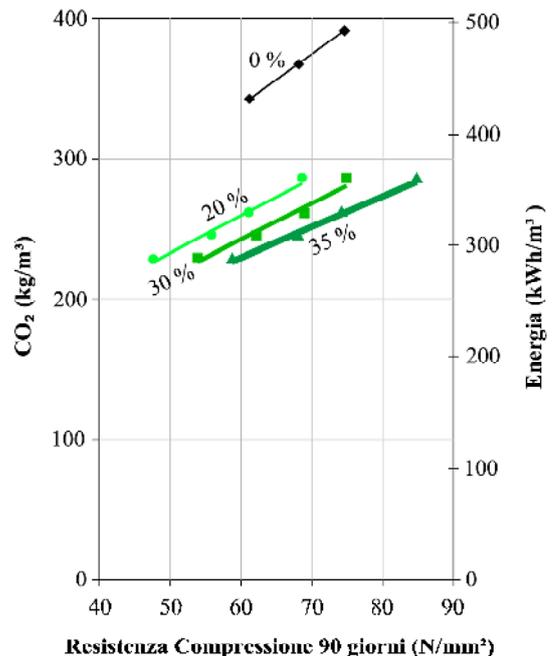


Figura 7 – Quantità di CO₂, riferita ad un metro cubo di miscela, immessa in atmosfera per la produzione del legante (cemento+cenere volante) in funzione della resistenza a compressione ottenuta. Si evidenzia la percentuale di cenere volante MICRO-POZZ contenuta nel legante

A parità di prestazione fornita, le miscele confezionate con cenere volante comportano rilevanti riduzioni nei quantitativi di anidride carbonica immessa in atmosfera, nonché di energia impiegata per la produzione delle materie prime. Un ulteriore beneficio, da mettere in evidenza anche se non valutato in questa sede, è rappresentato dalla riduzione dei quantitativi di aggregato vergine utilizzato. L'introduzione di un certo volume di cenere, soprattutto in elevati quantitativi, comporta infatti una sensibile riduzione nei volumi di aggregato impiegato.

La parziale sostituzione di cemento con cenere volante determina, per il diverso costo dei due materiali, anche un rilevante beneficio economico.

6. CONCLUSIONI

Sulla base del moderno concetto di High Performance Concrete (HPC), sono state studiate una serie di miscele di calcestruzzo confezionate con e senza l'impiego di cenere volante tipo F di produzione italiana.

Le prestazioni (ad alto livello) richieste a queste miscele sono state: resistenza a compressione, permeabilità all'acqua in pressione, permeabilità ai cloruri e sostenibilità. Relativamente alla elevata resistenza a compressione per esigenze strutturali, alla luce delle recenti raccomandazioni fornite dal documento CNR-DT 209/2013, è stata considerata la sua prescrizione a tempi superiori ai canonici 28 giorni (fino a 90 giorni).

L'ottimizzazione di miscele HPC con cenere volante ha consentito di:

- Rispettare i requisiti compositivi e prestazionali imposti dalle normative in materia di durabilità strutturale;
- Ottimizzare i contenuti di cemento nelle miscele;
- Garantire, attraverso rilevanti gradienti di sviluppo della resistenza a compressione nel medio-lungo periodo, il conseguimento di elevate prestazioni meccaniche nei primi 90 giorni di stagionatura, trovando in questo una perfetta compatibilità con l'approccio di prescrizione a lungo termine delle elevate resistenze;
- Aumentare, a parità di resistenza meccanica con le miscele confezionate con solo cemento, le prestazioni di durabilità in termini di resistenza alla penetrazione dei cloruri e dell'acqua in pressione. In particolare, è stata evidenziata una tendenza al loro miglioramento all'aumentare del contenuto di cenere volante impiegata.

- Conciliare, attraverso ottimizzazioni nei contenuti di cemento, le alte resistenze meccaniche con altre elevate prestazioni, con essa non sempre compatibili, quali il ridotto calore di idratazione, il limitato ritiro e l'elevata resistenza al fenomeno ASR.
- Nell'ottica di una generalizzazione del concetto di prestazione, è stata evidenziata, a parità di resistenza meccanica fornita, la maggiore sostenibilità ambientale ed economica delle miscele HPC realizzate con cenere volante.

BIBLIOGRAFIA

- [1] P.K. Metha, P.C. Aïtcin – (1990), “Principles Underlying the production of High-Performance Concrete”, *Cement, Concrete, and aggregates*, ASTM, V.12 No 2, pag. 70-78
- [2] British Cement Association (2010) – “Embodied CO₂ of UK cement, additions and cementitious materials”. *Fact Sheet 18*.
- [3] R. Jones, M. McCarthy, M. Newlands (2011) – “Fly Ash route to low embodied CO₂ and implications for Concrete Construction”, *World of Coal Ash (WOCA) Conference*, Denver (USA).
- [4] M. Valente, M. Bressan, A. Pasqualini, F. Liberatore, E. Strazzer (2009) – “Il recupero ed il riuso delle aggiunte minerali per migliorare la vita utile delle strutture: un approccio modulare all'LCC (Life Cycle Cost)”, *Giornate AICAP 2009 – 25° Convegno nazionale*, pag.557-564.
- [5] M. Valente, M. Bressan, A. Pasqualini, F. Liberatore (2010) – “Incremento delle prestazioni e della sostenibilità economica delle strutture attraverso l'utilizzo di aggiunte minerali pozzolaniche quali le ceneri volanti”, *1st Workshop on the new boundaries of structural concrete, ACI Italy Chapter*, pag.67-74.
- [6] P. K. Metha (2009) – “Global concrete industry sustainability”, *Concrete international – February 2009*, pag. 45-48.
- [7] UNI EN 206-1 (2006) – “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- [8] UNI 11104 (2004) – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.

CONTRIBUTO DELLA CENERE VOLANTE ALLA DURABILITÀ DI CALCESTRUZZI ESPOSTI AD ATTACCO CHIMICO

Michele Valente¹, Marco Bressan², Alessandro Pasqualini², Felice M. Liberatore³

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)

SOMMARIO

L'attacco chimico, ed in particolare quello di natura solfatica, probabilmente rappresenta, per le strutture in calcestruzzo, la causa di degrado più pericolosa e difficile da contrastare. Per questo tipo di aggressione le attuali normative impongono, attraverso un approccio prescrittivo, l'impiego di conglomerati cementizi con precise caratteristiche di composizione.

In particolare si rende obbligatorio l'impiego di cementi resistenti ai solfati, nel rispetto sia di specifici dosaggi minimi che di precisi valori limite del rapporto acqua/cemento. Nella memoria, dopo una disamina sui meccanismi di degrado relativi ai principali agenti chimici che possono interessare le strutture in calcestruzzo, viene evidenziato il ruolo svolto dalla cenere volante nel conseguimento di elevate durabilità nei confronti di tali agenti.

Nel caso specifico di attacco solfatico, viene mostrata la sinergia ottenibile dall'impiego congiunto di cementi resistenti ai solfati e cenere volante.

RESISTANCE TO CHEMICAL ATTACK BY FLY ASH CONCRETES

SUMMARY

The chemical attack probably represents, for concrete structures, the more cause of degradation dangerous and difficult to be contrast. For this type of aggression current regulations impose, through a prescriptive approach, the use of concrete mixtures with precise compositions. In particular, it is mandatory the use of sulfate-resisting cements, that meet requirements of minimum cement content and maximum w/c ratio. In this document, after a discussion on the mechanisms of degradation for the main chemicals that can affect concrete structures, it is highlighted the role of fly ash to obtain a high durability against aggressive environments agents. In the case of sulphate attack, shows the joint synergy achieved by the use of sulfate-resisting cement and fly ash.

1. ATTACCO CHIMICO AL CALCESTRUZZO

1.1 Generalità

Una delle forme di degrado più intense riguardanti le strutture in calcestruzzo, armate e non, è quella promossa dagli agenti chimici aggressivi.

Sia che la loro presenza nell'ambiente abbia origine naturale o che derivino da attività umane, essi tendono a penetrare all'interno della matrice cementizia ed a reagire con alcuni dei suoi costituenti.

I processi di degrado legati a questa forma di aggressione possono comportare due tipologie di conseguenze sulle strutture [1]:

- Perdita di massa per asportazione parziale della matrice cementizia;
- Espansioni, disallineamenti, deformazioni, fessurazioni.



Figura 1 – Perdita di massa conseguente ad un attacco chimico

Conseguenza diretta della parziale perdita di massa è l'aumento della porosità del materiale (Figura 1) e quindi della permeabilità a tutti gli altri agenti aggressivi eventualmente presenti nell'ambiente (CO₂, cloruri, acqua ed ossigeno).

Conseguenze ancor più gravi si hanno a seguito dello sviluppo di stati deformativi estremi come espansioni e fessurazioni. Tali fenomeni non solo determinano un rapido ed intenso degrado del materiale più corticale (copriferro) esponendo le eventuali armature a diretto contatto con l'ambiente aggressivo esterno, ma, casi più gravi, comportano veri e propri disassamenti strutturali, che possono compromettere l'equilibrio globale della struttura o del singolo elemento strutturale (Figura 2).



Figura 2 – Fessurazione di un elemento strutturale ad opera di una aggressione chimica [2]

In Tabella 1 si riassumono le principali sostanze, con i loro effetti sul calcestruzzo, considerati dalla norma UNI EN 206-1 nella definizione della classe di esposizione XA riguardante l'attacco chimico.

Tabella 1 – Principali chimici agenti aggressivi e loro effetti sul calcestruzzo

Sostanza	Effetto sul calcestruzzo
Solfati (SO ₄ ²⁻)	Deformazioni, fessurazioni, disgregamento della matrice
Magnesio (Mg ⁺⁺)	Incremento della porosità e perdita parziale di resistenza
Ammonio (NH ⁴⁺)	Incremento della porosità
CO ₂ libera	Incremento della porosità
Acidi	Dilavamento e disgregazione della matrice legante

1.2 Attacco solfatico

Tra le diverse forme di attacco chimico al calcestruzzo, quella dovuta ai solfati rappresenta la più frequente.

Le principali sostanze contenenti l'anione solfato (SO₄²⁻) che possono interagire con le strutture in calcestruzzo sono il solfato di sodio (Na₂SO₄), il solfato di calcio (CaSO₄) e il solfato di Magnesio (MgSO₄).

Escludendo il caso in cui il solfato si trovi direttamente all'interno della matrice cementizia sottoforma di contaminante (Internal Sulphate Attack, ISA), le fonti esterne (External Sulphate Attack, ESA) per eccellenza sono i terreni e le acque con i quali le strutture si trovano a contatto.

A loro volta, queste due sorgenti possono arricchirsi dell'agente aggressivo in diverse maniere:

- Terreni: da accumuli formati nel corso delle diverse ere geologiche per l'evaporazione di acqua, dalla decomposizione di sostanze organiche, dall'utilizzo intensivo di fertilizzanti, dall'inquinamento industriale;

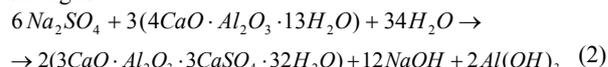
- Acque: a seguito della permeazione attraverso rocce o terreni contaminati, di inquinamento industriale, di liquami domestici.

Allo scopo di individuare le soluzioni utili a contrastare questo tipo di aggressione, descriviamo le reazioni chimiche maggiormente coinvolte [3].

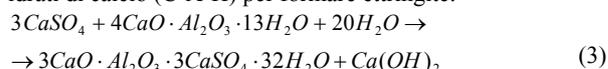
Il solfato di sodio (Na₂SO₄) reagisce con l'idrossido di calcio presente nella matrice cementizia formando gesso e idrossido di sodio:



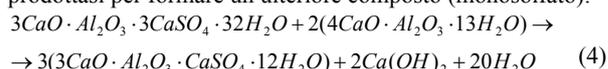
e con gli alluminati idrati di calcio (C-A-H) per formare ettringite:



Il solfato di calcio (CaSO₄) reagisce con gli alluminati idrati di calcio (C-A-H) per formare ettringite:



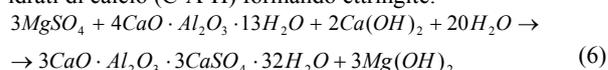
Quando poi la disponibilità di solfato di calcio non è più sufficiente a formare ulteriore ettringite secondo la (3), gli alluminati idrati di calcio reagiscono con l'ettringite già prodottasi per formare un ulteriore composto (monosolfato):



Il solfato di magnesio (MgSO₄) reagisce con l'idrossido di calcio formando gesso e idrossido di sodio:

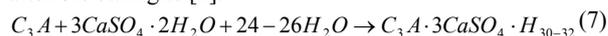


Il solfato di magnesio reagisce inoltre con gli alluminati idrati di calcio (C-A-H) formando ettringite:

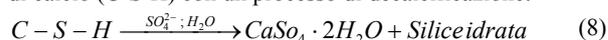


Alle reazioni viste se ne aggiungono altre due possibili.

La prima coinvolge i residui di C₃A anidro eventualmente presenti nella matrice cementizia e porta alla formazione di ulteriore ettringite [1]:



La seconda [4] può interessare direttamente i silicati idrati di calcio (C-S-H) con un processo di decalcificazione:



In presenza di particolari condizioni climatiche (temperatura inferiore a 10°C con umidità relativa maggiore del 95%) ed in presenza di CaCO₃ finemente disperso nella pasta cementizia [4], l'attacco solfatico si concretizza nella formazione di thaumasite.

Tutte le reazioni dalla (1) alla (7) hanno carattere espansivo.

Questo determina, in una struttura rigida quale quella del calcestruzzo indurito, la nascita di stati di sollecitazione interna di trazione che danno luogo a quadri fessurativi ed espulsioni di parti della struttura.

La reazione (8), interessando le fibre C-S-H, comporta un abbattimento di tutte le prestazioni meccaniche del conglomerato.

In particolare poi la formazione di thaumasite rappresenta la forma più devastante con la quale può manifestarsi un attacco solfatico, in quanto la matrice cementizia subisce una vera e propria disgregazione.

In definitiva, indipendentemente dal tipo specifico di sostanza che determina l'aggressione, le fasi di un attacco solfatico si possono così schematizzare:

1. Penetrazione dello ione solfato all'interno della matrice cementizia.
2. Reazione con l'idrossido di calcio Ca(OH)_2 e formazione di gesso (reazione espansiva);
3. Reazione con gli alluminati anidri (C_3A) o con quelli idrati (C-A-H) per formare ettringite (reazione espansiva);
4. Decalcificazione dei silicati idrati di calcio (C-S-H), con penalizzazione delle prestazioni meccaniche;
5. Eventuale formazione di thaumasite con conseguente disgregamento della struttura cementizia.

Riassumendo, i costituenti della matrice cementizia che interagiscono con lo ione solfato sono l'idrossido di calcio Ca(OH)_2 , gli alluminati, sia in forma anidra (C_3A) che idrata (C-A-H) ed i silicati idrati (C-S-H).

1.3 Altri attacchi chimici

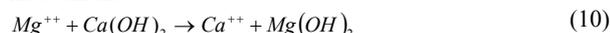
1.3.1 Ione ammonio, ione magnesio e anidride carbonica

Lo ione ammonio (NH_4^+), a contatto con le strutture in calcestruzzo, trasforma l'idrossido di calcio in composti fortemente solubili.

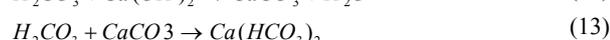
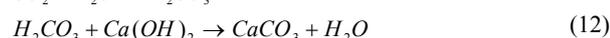


L' NH_3 si disperde in forma gassosa mentre gli ioni Ca^{++} , in presenza di acqua, vengono facilmente dilavati, con conseguente incremento della porosità della matrice cementizia e un peggioramento generale della durabilità strutturale.

Lo ione magnesio (Mg^{++}), oltre a presentare la stessa capacità di trasformare il Ca(OH)_2 in composti fortemente dilavabili (10), è capace di sostituirsi al calcio presente nelle fibre C-S-H comportando una penalizzazione delle prestazioni meccaniche.



L'azione aggressiva esercitata dall'anidride carbonica libera presente nelle acque in forma di acido carbonico (H_2CO_3), si esplica secondo il seguente meccanismo [1].



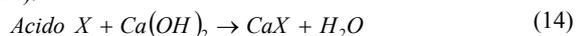
Il prodotto della reazione, il bicarbonato di calcio $\text{Ca(HCO}_3)_2$, risulta estremamente dilavabile.

1.3.2 Acidi

La stabilità degli idrati di calcio che costituiscono la pasta di cemento è assicurata dall'ambiente fortemente basico determinato dalla presenza degli ioni OH^- e dagli alcali disciolti nella fase acquosa dei pori capillari [1].

Se la matrice cementizia viene a contatto con terreni o acque acide, il pH del calcestruzzo può scendere fino a determinare l'instabilità degli idrati di calcio di cui sopra e portare al degrado degli elementi strutturali.

In generale, il meccanismo può essere schematizzato con la (14):



Il generico acido reagisce con l'idrossido di calcio presente nella matrice cementizia portando alla formazione di

prodotti più o meno solubili.

A seconda del grado di solubilità del prodotto formato, l'asportazione di materiale dalla superficie del calcestruzzo sarà più o meno importante.

Nel caso di acidi molto aggressivi come il cloridrico, il solforico ed il nitrico, il prodotto della (14) risulta molto dilavabile, mentre nel caso di acidi meno aggressivi come l'acetico o il fosforico, tali prodotti sono relativamente meno solubili.

Nel caso specifico dell'acido solforico, la (14) porta alla formazione di gesso e quindi il fenomeno di dilavamento viene aggravato dalla natura espansiva della reazione, con danneggiamento della parte corticale della struttura.

2. CONTRIBUTO DELLA CENERE VOLANTE ALL'INCREMENTO DELLA RESISTENZA AGLI ATTACCHI CHIMICI

Dalla analisi dei meccanismi di degrado legati all'aggressione dei principali agenti chimici, si evince che per garantire una idonea resistenza del calcestruzzo nei confronti di un attacco solfatico è necessario ridurre i contenuti di C_3A nel legante, la permeabilità della matrice cementizia agli agenti aggressivi, nonché il contenuto di Ca(OH)_2 all'interno di quest'ultima.

Le norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 prevedono, per la classe di esposizione XA (attacchi chimici), tre distinte sottoclassi caratterizzate da intensità di aggressione crescente.

All'aumentare di tale intensità, vengono prescritte limitazioni nel rapporto acqua/cemento sempre più stringenti con il chiaro intento di garantire matrici cementizie via via meno permeabili. Inoltre, con la prescrizione dell'impiego di cementi resistenti ai solfati, la normativa pone un limite ai contenuti di alluminati che possono reagire con i solfati (Figura 3).

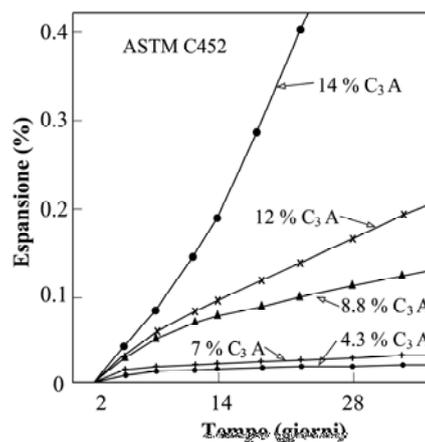


Figura 3 – Espansione del calcestruzzo in funzione del contenuto di C_3A nel cemento (a parità di intensità di aggressione, ovvero di concentrazione di solfato)[5]

Le normative, tuttavia, non forniscono esplicite indicazioni volte a ridurre i contenuti di Ca(OH)_2 presenti nella matrice cementizia, nonostante esso, oltre a partecipare attivamente al fenomeno dell'attacco solfatico, rappresenta l'unico protagonista dei fenomeni di degrado relativi ad altri agenti chimici (Tabella 1).

È opinione diffusa che l'impiego di una aggiunta minerale pozzolanica quale la cenere volante di tipo F contribuisca efficacemente, attraverso una benefica riduzione della porosità del conglomerato e dei contenuti di Ca(OH)_2 al suo interno, all'incremento della resistenza agli attacchi chimici.

2.1 Riduzione dei contenuti di Ca(OH)_2

La silice amorfa, costituente principale della cenere volante, trasforma l'idrossido di calcio rilasciato durante la reazione di idratazione del cemento in ulteriori fibre C-S-H.

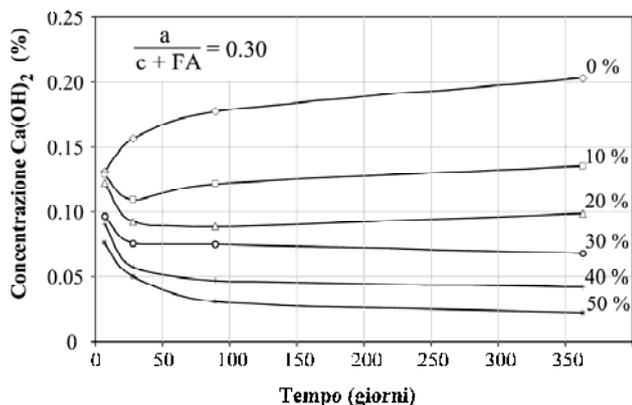


Figura 4 – Variazione del contenuto di Ca(OH)_2 nel tempo in malte confezionate con diverse percentuali di cenere volante ed un rapporto acqua/legante pari a 0.30 [6]

Alla luce dei meccanismi di degrado descritti dalle (1), (5), (9), (10), (12) e (14), la riduzione di Ca(OH)_2 (Figura 4) comporta rilevanti incrementi di resistenza all'attacco dei solfati (Figura 5), degli ioni ammonio e magnesio, dell'anidride carbonica (Figura 7) e degli acidi (Figura 8).

È opportuno sottolineare che, l'effetto di riduzione dei contenuti di Ca(OH)_2 ad opera della cenere volante non comporta sostanziali riduzioni nel valore di pH della pasta cementizia [1]. La conservazione di un ambiente alcalino nel materiale favorisce quindi la stabilità degli idrati di calcio nonché la corretta passivazione delle armature.

Nel caso specifico di attacco solfatico, la riduzione della disponibilità di Ca(OH)_2 comporta una riduzione nella formazione di gesso e quindi benefici in termini di:

- Riduzione/eliminazione delle coazioni interne dovute al carattere espansivo di tale reazione;
- rallentamento/interruzione della formazione dell'ettringite, anch'essa a carattere espansivo;
- Rallentamento/interruzione del dilavamento della matrice cementizia.

In Figura 5 vengono confrontate le riduzioni di resistenza a compressione subiti da conglomerati cementizi, realizzati con cemento Portland e con cemento di miscela contenente cenere volante, esposti a diverse concentrazioni di ioni solfato [7]. È importante osservare che, indipendentemente dal contenuto di C_3A nel cemento impiegato, e quindi dalla sua intrinseca resistenza all'aggressione solfatica, l'impiego di cenere volante di tipo F porta a sensibili miglioramenti.

In Figura 6 viene evidenziato l'incremento della resistenza ai solfati dovuto alla presenza di cenere volante di tipo F in diverse tipologie di cementi classificati secondo normativa ASTM.

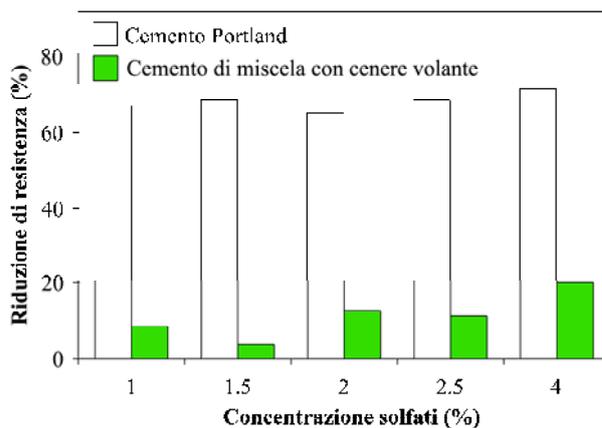


Figura 5 – Penalizzazione delle resistenze di compressione di calcestruzzi esposti a diverse concentrazioni di solfati. Modificato da[7]

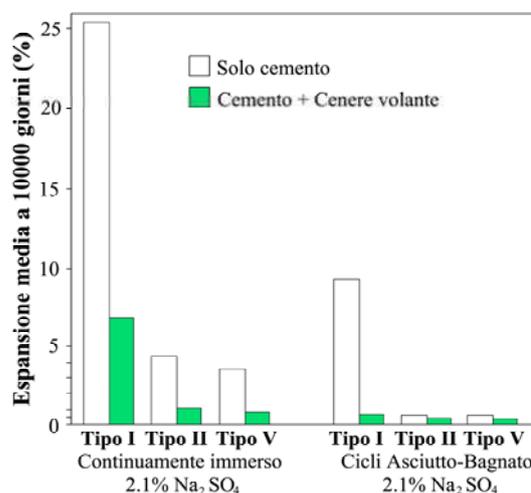


Figura 6 – Riduzione dell'espansione da solfato ad opera di cenere volante tipo F per diversi tipi di cementi ASTM. Modificato da[8]

Per una più chiara interpretazione della Figura 6, in Tabella 2 si riporta la descrizione delle tipologie di cemento in questione.

Tabella 2 – Tipologie di cemento secondo la classificazione ASTM e loro impieghi

Cemento ASTM	Descrizione utilizzo
I	Utilizzi generali
II	Utilizzi generali. Minima resistenza ai solfati
III	Elevate resistenze meccaniche nel breve periodo
IV	Basso calore di idratazione
V	Elevata resistenza ai solfati

Sulla base di numerosi dati sperimentali, Dunstan ha introdotto un parametro numerico (R) per valutare, in funzione delle caratteristiche chimiche di una cenere volante, la sua capacità di contribuire alla resistenza ai solfati (Tabella 3).

$$R = \frac{\text{CaO}(\%) - 5}{\text{Fe}_2\text{O}_3} \quad (15)$$

Il parametro R evidenzia il fatto che la capacità della cenere volante di incrementare la resistenza ai solfati tende ad aumentare al diminuire del contenuto di CaO ed all'aumentare del contenuto di Fe₂O₃.

Tabella 3 – Contributo della cenere volante alla resistenza ai solfati valutato mediante il parametro R

Limiti di R	Contributo alla resistenza ai solfati
< 0.75	Elevata
0.75 < R < 1.5	Moderata
1.5 < R < 3.0	Nulla
> 3.0	Peggiorativa

L'applicazione della (15) alla cenere volante di produzione italiana fornisce normalmente valori di R notevolmente inferiori a 0.75.

Per quanto visto al punto 1.3, la riduzione dei quantitativi di Ca(OH)₂ risulta determinante anche nel contrastare gli effetti degradanti dovuti all'anidride carbonica aggressiva ed agli acidi. Limitando le reazioni (12), (13) e (14) si riduce la produzione di composti solubili e quindi si rallenta fortemente il dilavamento del conglomerato.

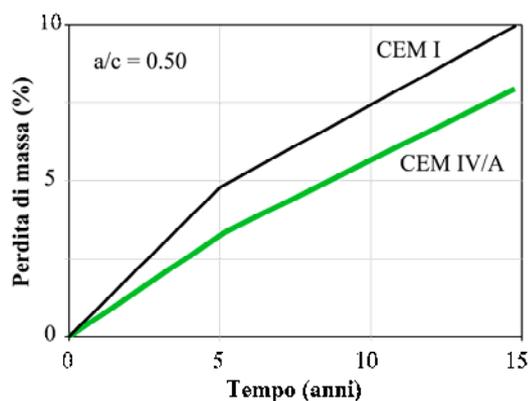


Figura 7 – Perdita in massa a seguito dell'immersione in acqua contenente CO₂ aggressiva di malte confezionate con cemento Portland (CEM I) e con cemento pozzolanico (CEM IV/A) [Modificato da [1]]

In Figura 7 si riporta la perdita in massa a seguito dell'immersione in acqua contenente CO₂ aggressiva di malte confezionate con cemento Portland tipo CEM I e con cemento pozzolanico tipo CEM IV/A [1].

In Figura 8 si propone il confronto di cinque miscele di calcestruzzo sottoposte per 28 giorni all'azione aggressiva di una soluzione contenente acido solforico al 5% [8].

Oltre alla miscela realizzata con solo cemento, ve ne sono riportate altre quattro realizzate, a parità di legante con la prima, con il 10, 20, 30 e 40% di cenere volante in parziale sostituzione del cemento.

Il contenuto di acqua nelle cinque miscele è costante in modo da garantire un rapporto acqua/legante pari a 0.40.

2.2 Riduzione della permeabilità

Ridurre la permeabilità del conglomerato significa evitare, o quantomeno limitare fortemente, l'ingresso di una o più sostanze chimiche all'interno della matrice cementizia che portino all'avvio delle reazioni chimiche viste in precedenza.

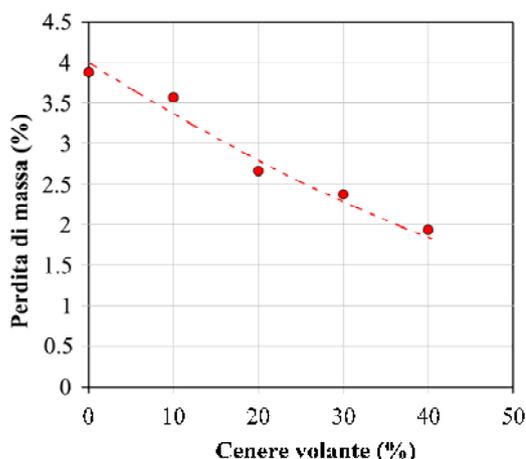


Figura 8 – Perdita di massa di conglomerati esposti ad una soluzione di H₂SO₄ al 5% per 28 giorni [9]

Il mezzo più comune attraverso il quale avviene il trasporto di tali sostanze è l'acqua.

Garantire una elevata impermeabilità all'acqua significa quindi limitare fortemente la possibilità di degrado di natura chimica.

Il D.M. 14 Gennaio 2008, generalizzando sulle diverse forme di degrado, considera la prova di penetrazione dell'acqua in pressione, condotta secondo UNI EN 12390-8, rappresentativa della durabilità potenziale del materiale.

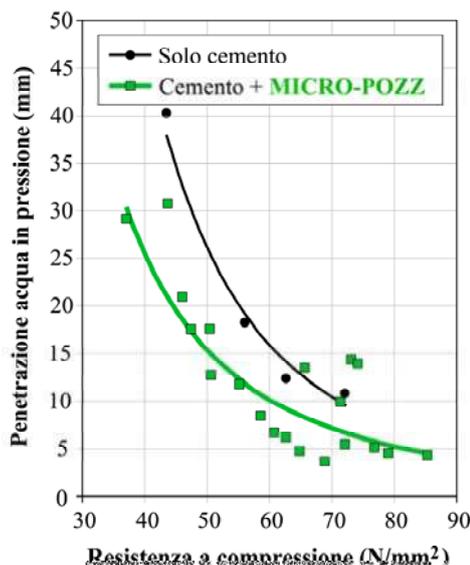


Figura 9 – Contributo della cenere volante MICRO-POZZ alla riduzione della permeabilità del calcestruzzo [10]

Esperienze sperimentali [10] hanno dimostrato come l'utilizzo di cenere volante, sia in aggiunta al cemento che in sua parziale sostituzione, determini, a parità di resistenza a compressione, una notevole riduzione della porosità della matrice cementizia. In Figura 9 viene riportato il risultato di prove di penetrazione di acqua in pressione (UNI EN 12390-8) eseguite su una serie di miscele di calcestruzzo realizzate con e senza cenere volante.

3. CEMENTI RESISTENTI AI SOLFATI NELLA NUOVA UNI EN 197-1

La nuova versione della norma europea UNI EN 197-1:2011 introduce una sola classe di resistenza rispetto all'ambiente aggressivo solfatico (SR) e definisce sette tipologie di cementi per i quali specifica requisiti di composizione.

I cementi che possono essere classificati come SR sono di tipo I, III/B, III/C e IV/A e IV/B.

Rispetto alla UNI 9156, con la nuova normativa europea i cementi di miscela di tipo II e quelli di tipo V non possono essere classificabili come cementi resistenti ai solfati.

Si evidenziano alcuni aspetti relativi alle prescrizioni composizionali che la nuova UNI EN 197-1 riserva ai cementi CEM IV-SR, per mettere in luce il ruolo essenziale attribuito alla cenere volante.

- Rispetto ai cementi comuni di tipo CEM IV, i CEM IV-SR possono essere confezionati solo con clincker, pozzolana naturale e cenere volante di tipo F. Sono esclusi quindi il fumo di silice, la pozzolana naturale calcinata e la cenere volante di tipo C (calcica).
- Rispetto al comune CEM IV/A, che deve garantire un contenuto minimo dei costituenti principali (ad esclusione del clincker) pari all'11%, un CEM IV/A-SR ne dovrà contenere almeno il 21%. Questo implica un impiego di almeno il 10% in più di cenere volante o di pozzolana naturale nei cementi CEM IV/A-SR;
- Come osservato nella memoria, la caratteristica essenziale di un cemento resistente ai solfati è il suo ridotto contenuto di alluminati C_3A (Figura 3). Le limitazioni previste in tal senso dalla UNI EN 197-1 per i cementi SR sono dello 0%, 3% e 5% rispettivamente per i cementi CEM I-SR0, CEM I-SR3 e CEM I-SR5. Per i cementi CEM IV-SR, realizzabili con cenere volante tipo F, il limite massimo consentito di alluminati è ben superiore, e pari al 9%. La presenza di cenere volante consente quindi di accettare contenuti di alluminati relativamente elevati. La norma italiana UNI 9156, prevede per i cementi ad altissima resistenza ai solfati un contenuto massimo di C_3A nei cementi CEM IV pari al 3,5%. Tale valore si riduce allo 0% nel caso di cementi tipo CEM I.

Potrebbe risultare agevole quindi, realizzare conglomerati cementizi resistenti ai solfati (classi di esposizione XA) impiegando un comune cemento del tipo CEM I e, mediante l'aggiunta di cenere volante garantire, sul legante complessivo (cemento+cenere), il soddisfacimento delle prescrizioni composizionali richieste per i cementi CEM IV/A-SR o CEM IV/B-SR. La miscela cemento+cenere dovrà ovviamente, oltre che rispettare le singole percentuali di cenere volante e di clincker previste per i cementi CEM IV/A-SR o CEM IV/B-SR, garantire contenuti di C_3A e di SO_3 compatibili con i valori limite richiesti.

La considerazione è analoga a quella proposta in passato da altri autori [11] per poter sfruttare le potenzialità di cementi molto performanti dal punto di vista della durabilità ma difficili da reperire sul mercato: impiegare cementi comuni e facilmente reperibili per poi "modificarli composizionalmente" all'atto del confezionamento del conglomerato attraverso l'aggiunta di ulteriori componenti.

4. CONCLUSIONI

Dopo aver descritto i meccanismi di degrado dei principali agenti aggressivi di natura chimica, è stato messo in evidenza il ruolo essenziale svolto dalla cenere volante nel migliorare la durabilità del calcestruzzo nelle classi di esposizione XA.

Grazie alla sua pozzolanicità, tale aggiunta minerale è in grado, da una lato di ridurre il contenuto di idrossido di calcio, protagonista di tutte le reazioni chimiche innescate dagli agenti aggressivi considerati, all'interno della matrice cementizia e dall'altro di ridurre notevolmente la permeabilità del calcestruzzo.

I benefici evidenziati sono:

- Incremento della resistenza agli ioni magnesio ed ammonio;
- Incremento della resistenza all'anidride carbonica libera;
- Incremento della resistenza agli acidi;
- Incremento della resistenza ai solfati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Luigi Coppola – (2007), *Concretum*, McGraw-Hill.
- [2] <http://www.c3sinc.com/node/13325>
- [3] Javed I. Bhatti, Peter C. Taylor – (2006), *Sulfate Resistance of Concrete Using blended cements or supplementary cementitious materials*, Portland Cement Association
- [4] Mario Collepardi – (2006), *The new concrete*, Edizioni Tintoretto.
- [5] P.J.Tikal'sky, R.L. Carrasquillo – (1989), *The effect of fly ash on the sulfate resistance of concrete*.
- [6] L.Čojbašić, G. Stefanović, Ž.Sekulić, S. Heckmann – (2005), *Influence of the fly ash chemical composition on the portland cement and fly ash mixture hydration mechanism*, *Facta Universitatis – Mechanical engineering* Vol. 3, N°1, pp.117-125
- [7] Al-Dulajjan et al. – (2003), *Sulphate resistance of plain and blended cements exposed to varying concentrations of sodium sulphate*, *Cement concrete composites* N°25, pp.429-437
- [8] Dikeon JT – (1975) "Fly Ash Increases Resistance of Concrete to Sulphate Attack", United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Research Report No 23, US Government Printing Office.
- [9] N.R. Dakshina Murthy, D.Ramaseshu, M.V.Seshagiri Rao – (2007), *Studies on fly ash concrete under sulphate attack in ordinary, standard and higher grades at earlier ages*, *Asian Journal of civil engineering (building and housing)* Vol. 8, N°2, pp.203-214
- [10] M.Valente, M.Bressan, A.Pasqualini, Felice M. Liberatore, S. Vivaldi (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.*, Giornate AICAP 2011, pp.605-612
- [11] A. Borsoi, S.Collepardi, J.J.O.Olagot, R.Troli – (2004) "Il miglior cemento (CEM V): difficile da trovare. Ecco come rimediare in centrale di betonaggio", *Enco Journal* N. 25 Anno VIII, Research Report No 23, US Government Printing Office