

**CONTROLLO DI QUALITÀ DEI MATERIALI  
E DELLA ESECUZIONE:  
PIANI PER LA UTILIZZAZIONE,  
LA MANUTENZIONE ED IL MONITORAGGIO**

Presidenti di sessione:           dott. ing. Michele VALENTE

Relatore generale:               dott. ing. Raffaele MELE



# PROCEDURA NUMERICO-SPERIMENTALE DELLA FASE DI RIALLINEAMENTO DELLE TRAVI DELL'IMPALCATO DEL 26° PIANO DEL GRATTACIELO PIRELLI A MILANO

Maurizio Acito<sup>1</sup>, Alberto Franchi<sup>2</sup>, Antonio Migliacci<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Professore a Contratto presso la Facoltà di Architettura Civile Bovisa, Politecnico di Milano.

<sup>2</sup> Professore Ordinario, Politecnico di Milano.

<sup>3</sup> Professore Ordinario, Politecnico di Milano.

## SOMMARIO

La memoria presenta in modo dettagliato la procedura seguita per ottenere il riallineamento delle travi dell'impalcato del 26° piano del grattacielo Pirelli, danneggiate con grandi spostamenti verso il basso a causa dell'incidente avvenuto il 18 aprile 2002, quando un piccolo aereo ha colpito la facciata su P.zza Duca d'Aosta del Palazzo Pirelli fra il 26° e 27° piano, per poi proseguire la sua corsa e precipitare in via Filzi, sfondando la facciata opposta. Il problema del riallineamento si è posto come centrale nel momento in cui i principi che informano il restauro si sono orientati in direzione di una conservazione delle strutture esistenti. Scopo della memoria è quello di presentare le analisi e le procedure utilizzate per tale fase di riallineamento.

## SUMMARY

On April, the 18<sup>th</sup> 2002 an aircraft Commander 112 Tc impacted the facade of the Pirelli skyscraper entering into the building, where its gasoline tanks exploded. As a consequence the beams of the 26<sup>th</sup> floor suffered of important deformations, reaching vertical displacements of the order of 25cm

The architects, responsible for the building restoration, have chosen the idea of preserving as much as possible of this structure, which represents a major example of modern architecture in Milan.

This paper intends to describe the theoretical ideas and the technical works adopted in order to reach the realignment of the beams of the 26<sup>th</sup> floor.

## 1 - PREMESSA

Il giorno 18 aprile 2002, alle ore 17,47, un monomotore Commander 112 Tc<sup>1</sup> ha colpito la facciata del grattacielo Pirelli su piazza Duca d'Aosta (Fig. 1), tra l'impalcato del 26° piano e quello del 27° piano, sulla mezzeria dell'edificio, penetrando all'interno (Fig. 2).

In seguito all'urto e all'esplosione dei due serbatoi, posizionati in prossimità delle ali, il motore dell'aereo si è separato dalla fusoliera, fuoriuscendo dalla facciata opposta, lato via Fabio Filzi.

I danneggiamenti prodotti sulle strutture ([1], [2] e [3]), dell'impalcato del 26° piano, erano caratterizzati da uno stato fessurativo delle travi localizzato a cavallo della mezzeria, e da uno stato di deformazioni delle travi tali da provocare,

<sup>1</sup> Le principali caratteristiche del velivolo erano: peso velivolo a pieno carico 13,28 kN; peso velivolo a carico minimo 9,23 kN; capacità totale dei due serbatoi è di 180 l; dimensioni in lunghezza 7,63 m, in altezza 2,57 m, superficie alare 15,22 m<sup>2</sup>.

nelle sezioni di mezzeria, frecce comprese fra i 25 cm della trave più interna, e i 14 cm della trave esterna (P.zza Duca d'Aosta).

Per le travi dell'impalcato del 27° piano, lo stato deformativo, oltre che invertito (in quanto prodotto da un carico verso l'alto, [1], [2], e [3]) si presentava con spostamenti residui verso l'alto di 5-6 cm in mezzeria della trave 5, la più deformata.<sup>2</sup>

Il problema del riallineamento delle travi della campata B dell'impalcato del 26° piano (Fig. 2), è risultato fondamentale nel momento in cui i principi informatori del restauro si sono orientati in direzione di una conservazione

<sup>2</sup> Si suppone che la deformazione plastica sia stata di 6-7 cm in quanto i rilievi hanno evidenziato uno stato deformativo con una montata di circa 3-4 cm, i quali vanno a sommarsi al recupero delle frecce viscosse che per le travi di altri impalcati è risultata di 3-4 cm. Pertanto, la deformazione prodotta dall'incidente verso l'alto per le travi del 27° piano assommano a circa 6-7 cm

delle strutture esistenti. In tale ottica, è risultato essenziale il recupero, mediante una "forzatura" con dei martinetti su una puntellazione di contrasto, delle deformazioni avvenute verso il basso delle travi.

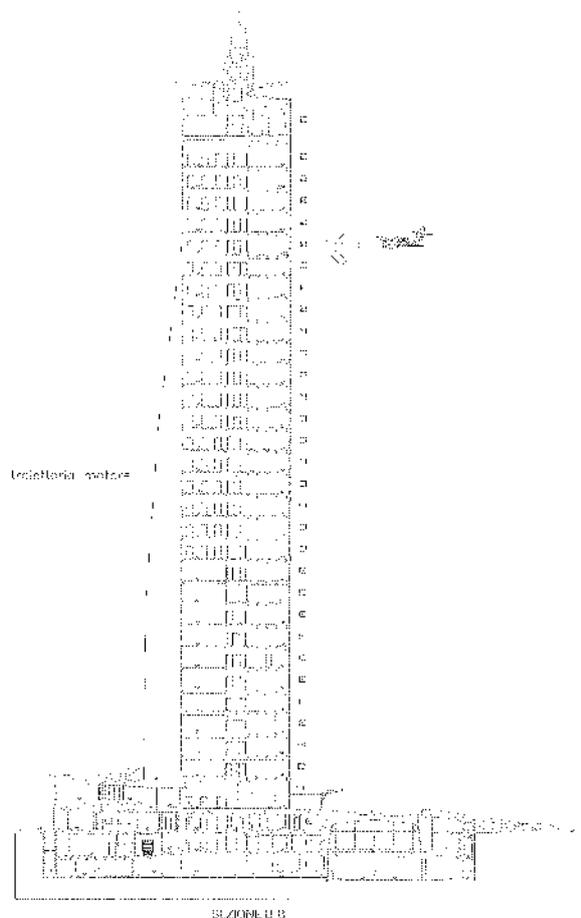


Fig. 1 - Sezioni Longitudinali edificio (sez B-B di Fig 2)

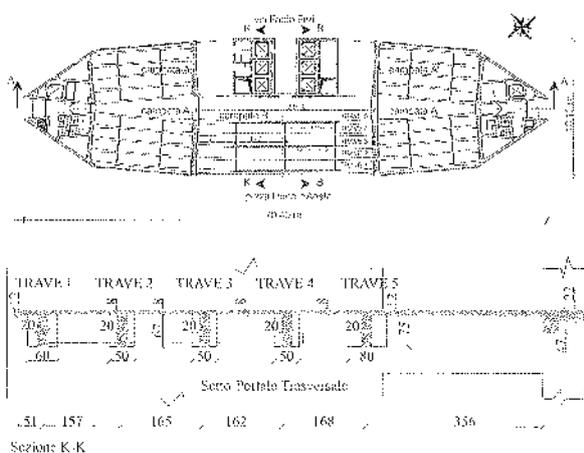


Fig. 2 - Pianta dell'impalcato tipo del grattacielo Pirelli

Come si vedrà nel prosieguo, il raggiungimento di tale obiettivo è stato possibile confidando sulla possibilità di po-

tere assegnare una deformata plastica, in verso opposto a quella residua dopo lo scoppio, tale da garantire che allo scarico le travi assumessero la posizione voluta (configurazione obiettivo). Si è altresì ipotizzato di stimare in modo attendibile la storia delle forze e i corrispondenti stati di sollecitazione e deformazione indotti dalla forzatura, anche in relazione al progetto della puntellazione e la scelta del tipo e portata dei martinetti. Nel prosieguo si illustrano le analisi e le procedure seguite per ottenere il raggiungimento di tale obiettivo.

Per quanto riguarda caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura dell'impalcato, nonché la descrizione del danneggiamento che le strutture hanno patito con l'incidente, per brevità, si rimanda a [1], [2] e [3].

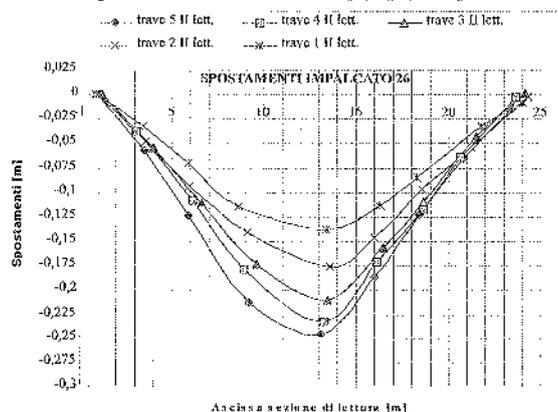


Fig. 3 - Spostamenti residui impalcato 26° piano

## 2 - ASPETTI METODOLOGICI DELLA FASE DI RIALLINEAMENTO

### 2.1 - Obiettivi del riallineamento

Di fronte alla vistosa deformazione del 26° piano nella campata B (Fig. 3), condizione preliminare necessaria per il risanamento era il recupero della configurazione orizzontale dell'impalcato.

Infatti, solo nella configurazione orizzontale, una volta ricostruite le sezioni danneggiate e sigillate le fessure, poteva realmente risultare efficace, per restituire l'originaria portanza alle strutture, il sistema di rinforzo costituito da cavi post-tesi esterni alle travi.

Pertanto, l'obiettivo delle operazioni di riallineamento era quello di portare la campata B in una nuova configurazione (configurazione obiettivo) mediante una "forzatura", ottenuta da martinetti posti su una puntellazione di contrasto (Fig. 4), tale per cui, una volta annullata la spinta dei martinetti, l'impalcato si scaricasse assumendo una configurazione pressoché orizzontale, eventualmente con una leggera monta.<sup>3</sup>

<sup>3</sup> L'opportunità di una monta, anche dopo lo scarico dei martinetti, si comprende col fatto che congelata tale configurazione con i puntelli regolabili, l'esecuzione delle demolizioni per la ricostruzione delle sezioni, nonché l'eventuale rilassamento ulteriore, avrebbe convogliato il peso proprio delle strutture sui puntelli, e quindi, dopo il risanamento delle strutture, alla loro rimozione si sarebbe avuto un ulteriore abbassamento elastico per peso proprio delle strutture. Inoltre, anche

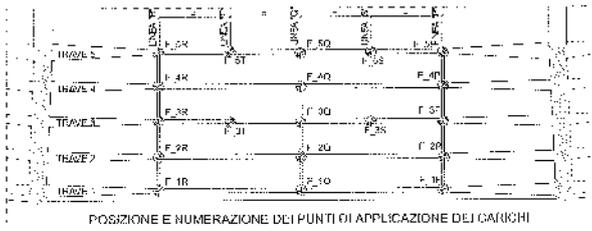


Fig. 4 - Posizione dei puntelli di forza

Il raggiungimento di un tale obiettivo presentava necessariamente notevoli difficoltà sia sul piano teorico concettuale che sul piano pratico esecutivo.

Innanzitutto, per quanto riguarda gli aspetti teorico-concettuali, occorre evidenziare che la difficoltà maggiore era costituita dalla valutazione, attraverso modelli numerici adeguati, della deformata finale da raggiungere, ossia della escursione in campo plastico da imporre alla struttura, con i carichi dei martinetti dal basso verso l'alto, tale per cui alla rimozione della forzatura, la struttura per effetto degli scarichi elastici raggiungesse la configurazione obiettivo.

Dal lato operativo, invece, la difficoltà maggiore era sicuramente legata al fatto di non disporre di 15+4 martinetti tutti di eguale sezione, e quindi tale da poter rappresentare una storia di carico uniforme per una qualsiasi combinazione dei martinetti che si volessero attivare.

## 2.2 - Stima numerica delle forze dei martinetti e procedura della fase di riallineamento

### 2.2.1 - Ipotesi base per la costruzione del modello numerico

Una corretta modellazione numerica, data l'entità delle deformazioni avvenute, e quindi da recuperare, doveva necessariamente considerare sia la non linearità meccanica che la non linearità geometrica.

In particolare, per la non linearità meccanica, a partire dai legami costitutivi dell'acciaio (Fig. 6), per il quale si è ipotizzato un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico, e del calcestruzzo (Fig. 7), per il quale si è adottato un legame costitutivo del calcestruzzo confinato, si è valutato, per ciascun concio in cui si sono suddivise le travi, il legame M- $\theta$  momenti-curvature (Fig. 5).

Per la costruzione dei diagrammi momenti curvatura si è fatto riferimento alla reale situazione geometrico-meccanica delle strutture dell'impalcato del 26° piano (ad esempio, per la sezione d'incastro e di mezzera della trave 4 di figura 5, si sono considerati i dati costruttivi del progetto originario (Fig. 8).

Dall'esame delle curve M- $\theta$ , si osserva un legame piuttosto appiattito: ciò si spiega in quanto nelle ipotesi di comportamento dell'acciaio si è considerato il classico legame elastico-perfettamente plastico (Fig. 6) senza incrudimento.

in presenza di un sicuro recupero di una parte di tale deformazione per effetto della tesatura dei cavi, occorre considerare che l'esecuzione del massetto (8-10 cm) avrebbe determinato un ulteriore abbassamento.

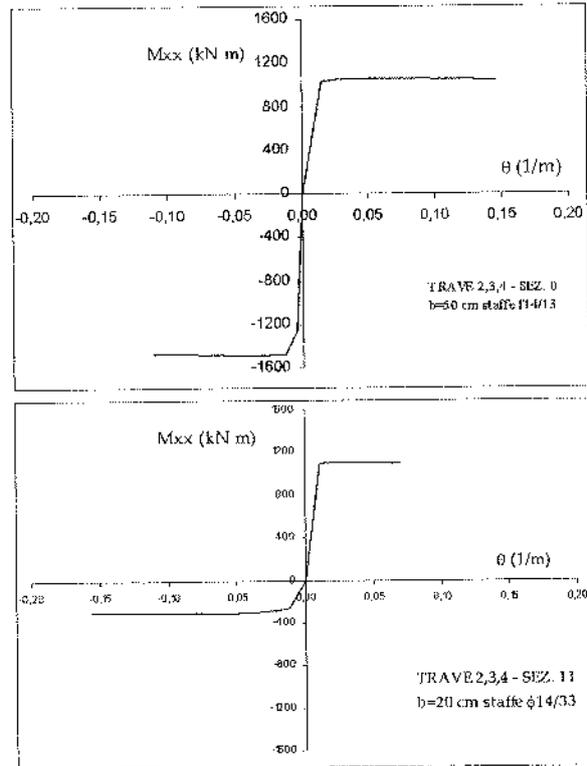


Fig. 5 - Tipico legame M- $\theta$  (momenti-curvature)

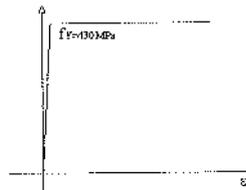


Fig. 6 - Curva  $\sigma$ - $\epsilon$ , acciaio

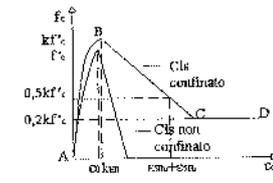


Fig. 7 - Curva  $\sigma$ - $\epsilon$ , proposta da Park et al. [4]

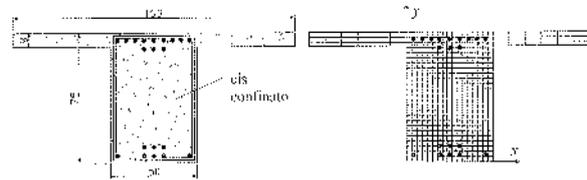


Fig. 8 - Discretizzazione della sezione per la costruzione dei Legami M- $\theta$  del corrispondente concio

### 2.2.2 - Modello numerico per l'analisi statica in regime non lineare

Il modello numerico è stato realizzato con l'ausilio del codice di calcolo STRAUS7.

In particolare, ciascun concio di trave, con cui si sono suddivise le travi (struttura discretizzata), è stato modellato con elementi "beam", adottando i legami M- $\theta$  precedentemente determinati. Elementi sempre tipo "beam" sono stati utilizzati per i traversi, mentre, per i setti verticali e la so-

letta di piano sono stati utilizzati elementi plate/shell (Figg. 9 e 10).



Fig. 9 - Modello con discretizzazione degli travi



Fig. 10 - Modello agli elementi finiti dell'intero impalcato

Lo studio della risposta strutturale per effetto del riallineamento dell'impalcato è stato eseguito attraverso un'analisi statica non lineare. Incrementando le forze che simulano i martinetti "a controllo di forze" o i cedimenti imposti dai martinetti "a controllo di spostamenti" (a seconda del modello di carico), mediante un determinato numero di step, si è portata la struttura a plasticizzazione con un configurazione deformata tale che allo scarico riuscisse a recuperare gli spostamenti fino ad ottenere il riallineamento prefissato.

Per quanto riguarda la non linearità geometrica, le valutazioni hanno evidenziato un regime del secondo ordine trascurabile, così che le analisi sono state riferite alla ideale configurazione indeformata su cui sono stati applicati i carichi dal basso verso l'alto per poi raggiungere mediante  $n$  step una deformazione finale di segno opposto a quella realmente riscontrata in seguito all'incidente. Gli  $n$  step sono stati definiti mediante una serie di valori crescenti di cedimenti vincolari o forze,

### 2.2.3 - Risultati delle elaborazioni numeriche

Il primo modello analizzato è quello di trave singola, ad esempio la trave 4, vincolata agli estremi con incastrati e soggetta cedimenti vincolari nei punti di intersezione con i tre traversi della campata centrale.

Ad ogni step  $i^{mo}$  i cedimenti imposti sono ottenuti come frazione percentuale del cedimento di progetto attraverso il fattore  $\alpha$ . Al valore  $\alpha=1$ , corrisponde il valore dello spostamento di progetto  $\delta^p$  che si vuole ottenere in un determinato punto. Imponendo gli spostamenti sono state ricavate le storie di carico (Fig. 11) dalla lettura delle reazioni vincolari; si osserva che nel punto di forzatura centrale (martinetto che opera in mezzeria) la forza corrispondente alla storia di spostamenti imposto ipotizzata risulta, al massimo, circa 1/3 di quella dei punti di forzatura laterale. Si osserva inoltre che la somma delle forze per i tre punti di forzatura risulta compresa fra i 500 e i 650 kN.

In alternativa si è analizzato un modello in cui ad essere imposta è una storia di carico. In particolare, si è studiato un modello numerico con uno schema di carico del tipo indicato in figura 12, partendo da tre forze uguali pari a 20 kN. Sono

stati diagrammati gli spostamenti in funzione del fattore moltiplicativo dei carichi  $\alpha$  (Fig. 13).

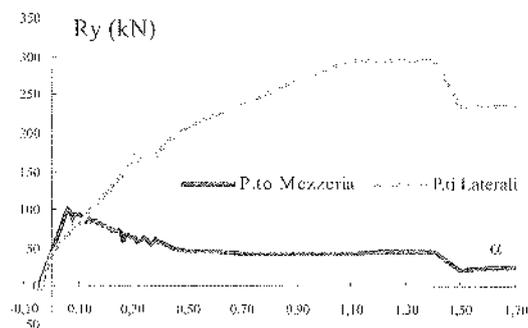


Fig. 11 - Leggi di carico

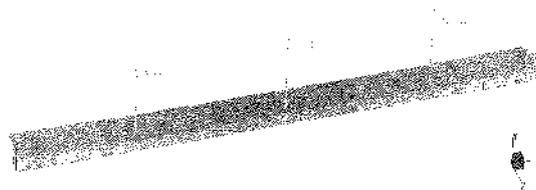


Fig. 12 - Schema di carico per il riallineamento della trave

Tali diagrammi, se confrontati con i risultati dell'analisi a controllo di spostamento, consentono di osservare che le storie di carico dei martinetti per il riallineamento, pur presentando andamenti piuttosto diversi tra di loro, confermano il valore del carico totale necessario per il riallineamento.

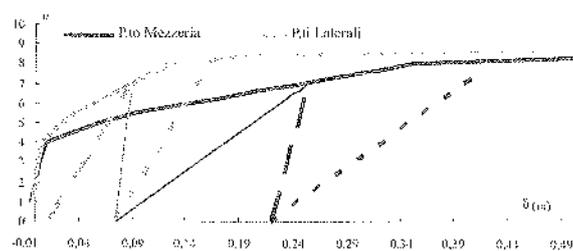


Fig. 13 - Curve Forza-spostamento con scarico

Analizzando i diagrammi forza-spostamento (Fig. 13) si possono sviluppare alcune considerazioni. Innanzitutto, se si individua la pendenza iniziale per ciascuna delle due curve, si può avere una prima stima dell'andamento del ramo di scarico e del corrispondente valore del recupero elastico. Ad esempio, nel caso in esame, se si pone come obiettivo il recupero della freccia plastica della sezione di mezzeria della trave 4, pari a circa 22 cm (circa 10 cm sui traversi), allora occorre raggiungere un carico in mezzeria di circa 140 kN (retta di scarico tratteggiata) a cui corrisponde uno spostamento di circa 24 cm (recupero elastico di soli 2 cm).

In realtà il recupero elastico di elementi in c.a. è sempre maggiore di quello ottenibile con tale ipotesi in quanto il ramo di scarico di elementi in c.a. è sempre caratterizzato da una rigidità inferiore a quella della fase elastica di carico.

Ad esempio, se si sviluppa una elaborazione della fase di scarico con un modello numerico che tiene conto del comportamento del c.a. allo scarico, definito con il modello isteretico di Takeda [5], si può osservare che il ramo di scarico risulta molto più pendente (retta punteggiata in figura 13). In tal caso, anche se il valore della forza da applicare risulta poco diverso (circa 170 kN), per ottenere allo scarico il recupero della freccia plastica di 22 cm occorre raggiungere uno spostamento totale verso l'alto di circa 40 cm. In tal caso, risulterebbe un recupero elastico di circa 18 cm, ossia 9 volte quello ottenuto col modello con rigidità iniziale al carico. Il dato comune ai due modelli è che il carico totale corrispondenti alle frecce plastiche da recuperare, risulta di circa (600-700 kN). Già sulla base di tali analisi è stato possibile stimare che il carico di forzatura totale per le 5 travi, necessario per raggiungere la configurazione obiettivo dovesse essere, cautelativamente, dell'ordine di 3500 kN.

Così pure, sempre sulla base di tali analisi, assumendo una pendenza di scarico intermedia fra le due descritte in precedenza, è possibile stimare in circa 10-12 cm lo spostamento verticale verso l'alto (per le sezioni di mezzeria), da aggiungersi allo spostamento permanente iniziale, affinché allo scarico dei martinetti si ottenga la configurazione obiettivo (circa 3-4 cm di monta finale permanente). Per le sezioni in corrispondenza dei traversi laterali, invece, la stima della maggiore escursione plastica è di circa 1-2 cm.

Un ulteriore modello per lo studio della fase di riallineamento è stato predisposto con riferimento alla struttura nella sua spazialità, tenuto conto delle condizioni al contorno per effetto delle preliminari demolizioni con apertura delle fessure lungo il perimetro della soletta (Fig. 14). In tal caso, le elaborazioni numeriche, anche se con tempi di elaborazione maggiori, permettono di considerare le interazioni fra le travi. I risultati ottenuti, confermano la stima della forzatura totale.



Fig. 14 - Demolizioni preliminari alla fase di riallineamento

## 2.3 - Procedura operativa del riallineamento

### 2.3.1 - Descrizione del sistema di forzatura e di puntellazione

Come si è accennato, la forzatura è stata ottenuta con

l'applicazione a ciascuna delle travi 1, 2-3-4 e 5 di una forza posta in corrispondenza dei traversi (Fig. 4), per un totale perciò di tre forze per ogni trave e quindi, complessivamente, di 15 punti di carico. A tali punti, in fase di sollevamento, si sono aggiunti altri 4 punti di forzatura applicati alle travi 3 e 5 (Fig. 4). In tutti i punti sono stati controllati in tempo reale gli spostamenti via via recuperati (Fig. 15).

I puntelli di guardia sono stati previsti del tipo regolabili per poter seguire il sollevamento ottenuto passo-passo, anche ai fini di potere consentire il recupero della corsa dei martinetti posizionati secondo lo schema di figura 4 e collegati al sistema di alimentazione e controllo come illustrato in figura 15.



Fig. 15 - Posizioni sistema di monitoraggio

La stima del carico totale di forzatura di circa 3500 kN, peraltro confermata nella fase di sollevamento, comporta un carico di contrasto per gli impalcati sottostanti (impalcati piani 25°, 24°, 23° e 22°) attivati dalla puntellazione, di circa  $3500/4=875$  kN, ovvero un carico distribuito di circa  $875/251 \text{ m}^2=3,5 \text{ kN/m}^2$ , di poco superiore al carico di servizio ( $3,00 \text{ kN/m}^2$ ).

Cosicché, la puntellazione su ulteriori tre piani sottostanti, ha consentito di ripartire il carico di contrasto dei martinetti su quattro impalcati (25°, 24°, 23° e 22° piano) in modo da riportare il carico, per ciascun impalcato, a valori compatibili con i carichi di servizio delle travi.<sup>4</sup>

### 2.3.2 - Attrezzatura per il carico e strumentazione di controllo

Per quanto riguarda le caratteristiche dell'attrezzatura utilizzata per attuare il sollevamento, si sono impiegati martinetti idraulici a singolo effetto alimentati tramite un distributore da un'unica centralina di pompaggio. Il circuito idraulico permetteva di disconnettere tutti i martinetti tranne uno o più di uno per i quali poteva essere variata la pressione secondo le esigenze (Fig. 16).

Poiché la corsa dei pistoni dei martinetti non era sufficiente a coprire l'intero spostamento da recuperare è stato necessario recuperare la corsa dei martinetti introducendo degli spessori metallici (Fig. 17).

<sup>4</sup> Ovviamente la puntellazione è stata differenziata ai diversi piani prevedendo di utilizzare puntelli regolabili da 200 kN al piano 25°, puntelli da 100 kN al 24° piano e puntelli classici da 30 kN ai piani 23° e 22°. Il numero dei puntelli è stato valutato considerando che i puntelli del 25° piano dovevano convogliare il 100% del carico di contrasto, quelli del 24° piano, circa il 75%, quelli del 23° piano, circa il 50% e, infine, quelli del 22° piano, circa il 25% del carico di contrasto. Tale ripartizione considera il sistema strutturale in parallelo realizzato dai puntelli i quali possono assumersi come inestensibili (rigidità assiale infinita).

Nella fase di ripresa della corsa dei pistoni il carico fornito dai martinetti veniva surrogato dall'attivazione dei puntelli regolabili. In generale, comunque, via via che si proce-

deva nel sollevamento i puntelli venivano regolati in modo da essere portati a contatto con la struttura.

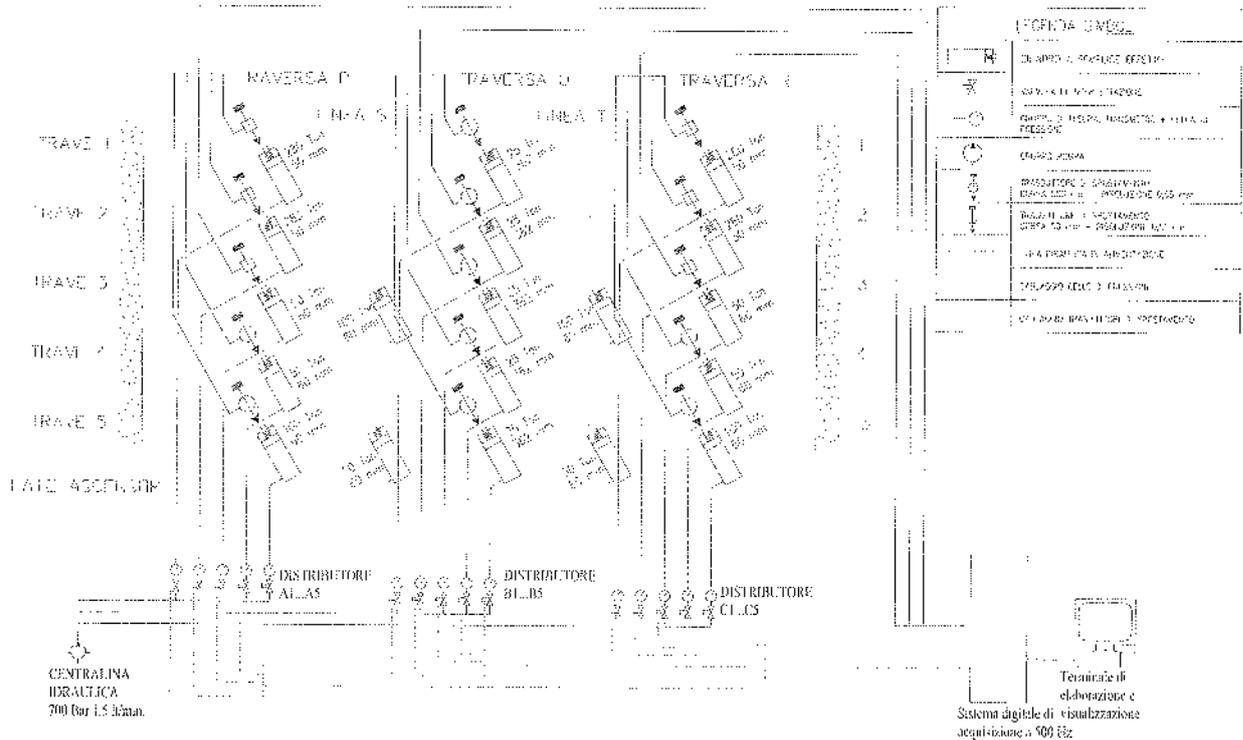


Fig. 16 - Strumentazione di carico e di controllo (P&P Consulting Engineers)

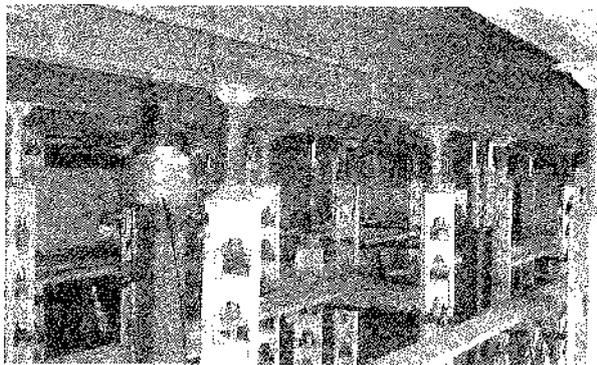


Fig. 17 - Puntelli di forza e puntelli regolabili

La strumentazione di controllo degli spostamenti e delle forze applicate alla struttura era costituita da trasduttori di spostamento posti al piano superiore (in corrispondenza dei punti di carico), collegati ad una centralina di acquisizione digitale dei dati in grado di acquisire, con frequenza di campionamento di 500 Hz, i segnali elettrici dei vari sensori e di restituire in tempo reale l'andamento delle grandezze misurate. Inoltre, per il controllo delle deformazioni dei piani collaboranti per effetto della puntellazione, sono stati posizionati dei comparatori centesimali in corrispondenza della mezzeria delle travi 4 e 5 dell'impalcato del piano 22°, ed è stata eseguita una lettura ottica dello spostamento della sezione di mezzeria della trave 4 dell'impalcato del 25° e 24° piano.

### 2.3.3 - Sequenza di carico ed effetti sulle strutture

La fase di sollevamento è durata circa 30 ore (tre giornate), durante le quali, con continuità, sono stati acquisiti i dati relativi agli spostamenti e alle intensità dei carichi applicati nei diversi punti, distinti per ciascuna trave, nonché l'andamento temporale dei carichi totali applicato alla struttura.

La durata così elevata della fase di sollevamento è sostanzialmente riconducibile al fatto che la tipologia dei martinetti disponibili era così diversa che l'apertura del circuito idraulico contemporaneamente avrebbe prodotto forze notevolmente diverse fra di loro. Tale limitazione ha determinato la necessità di procedere all'applicazione della forzatura procedendo trave per trave, dove era comunque garantita la possibilità di procedere con carico simmetrico (almeno i due martinetti posti sui traversi laterali erano di uguale tipologia e quindi potevano produrre contemporaneamente due forze uguali). Il processo di carico ha subito così una dilatazione temporale notevole. A favore c'è stato il fatto che procedendo per singola trave si è avuto modo di controllare degli step di carico molto contenuti con il risultato di una più efficace possibilità di guidare il processo stesso. Il programma di forzatura è stato impostato in modo da procedere con l'applicazione della forzatura a partire dalle travi più deformate (travi 5, 4 e 3) per poi procedere, sempre forzando trave per trave, con step che permettessero di procedere con recuperi delle frecce tali da limitare al

massimo l'impegno dei traversi.

Nelle figure 18 e 19 sono riportati i valori dei carichi e dei corrispondenti spostamenti recuperati per alcuni step significativi della fase di riallineamento. In particolare, in figura 18 sono riportati i valori corrispondenti allo step in cui si è applicato massimo carico totale (circa 3550 kN) all'impalcato. Come si può osservare dagli istogrammi di carico riportati in figura 18, la distribuzione delle forze rispetta la simmetria all'interno della singola trave ma risulta distribuita in modo disuniforme da trave a trave.

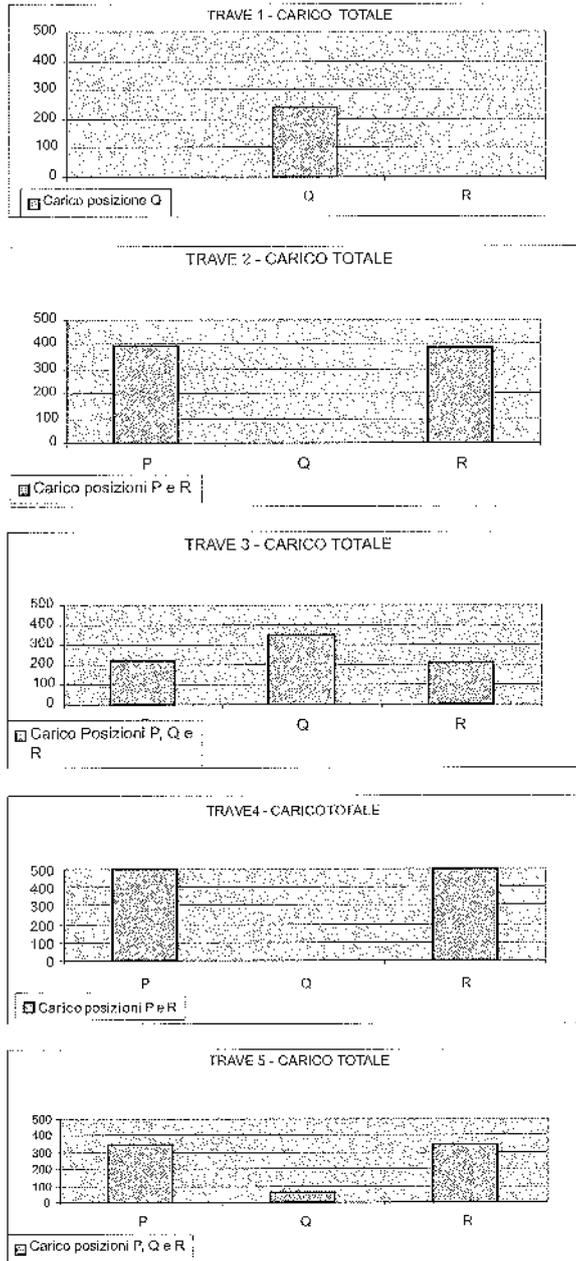


Fig. 18 – Carichi e Spostamenti recuperati con una forzatura totale di circa 3550 kN (ore 14,08 del 09.08.03)

Nella figura 19, sono riportate le deformate corrispon-

deni agli step più significativi.

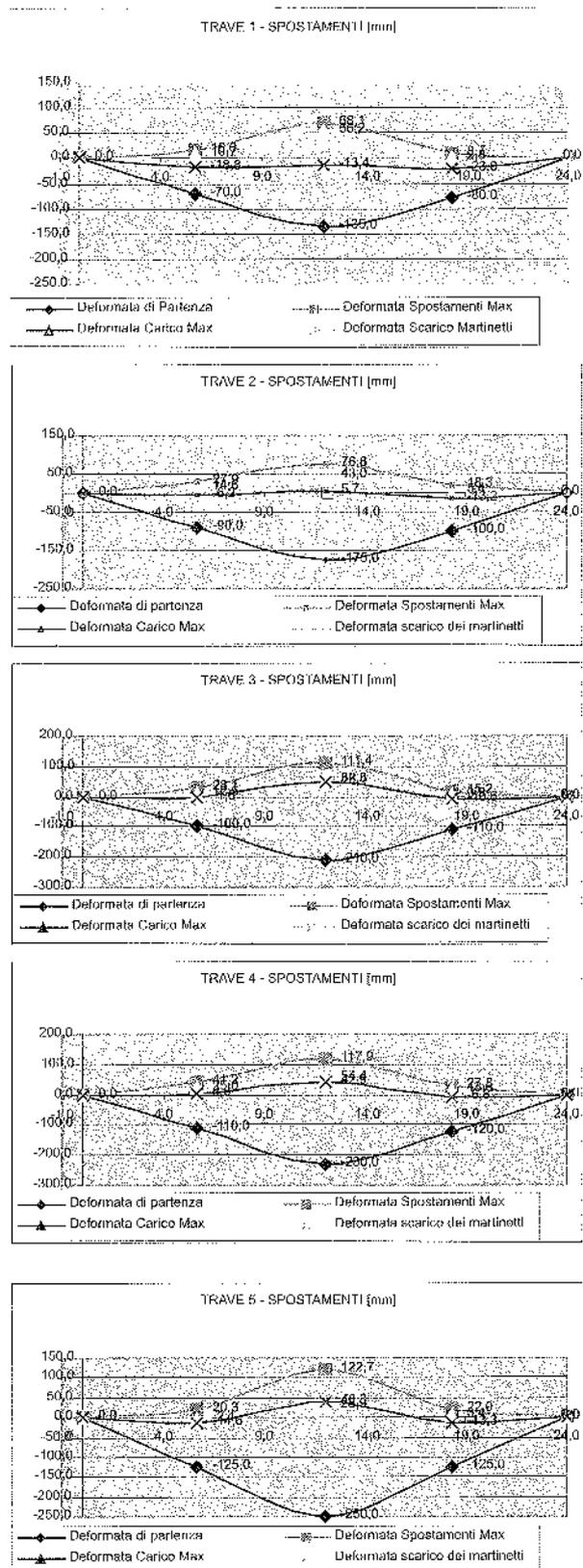


Fig. 19 – Spostamenti recuperati con la fase di sollevamento

In particolare, la deformata ad ogni step viene confrontata sia con la deformata iniziale che con quella obiettivo in modo da verificare visivamente lo scostamento della configurazione istantanea rispetto alle deformate di partenza e di arrivo.

La prima osservazione che può essere fatta sulla base di tali confronti è che ad eccezione della trave 1, dove per la sezione di mezzzeria allo scarico dei martinetti<sup>5</sup> si è riscontrata una freccia verso il basso di circa 1,5 cm, tutte le altre travi presentavano una montata via via maggiore (dai 4 mm della trave 2 ai 40 mm della trave 5).

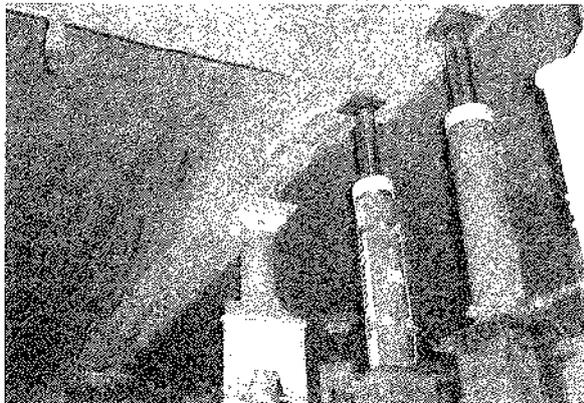
Tale circostanza, pur se già accettabile, ha suggerito di procedere ad una ulteriore forzatura della sola trave 1 e di congelare il conseguente spostamento verso l'alto con i puntelli.

Lo scopo di tale scelta era quello di contenere un possibile ritorno elastico eccessivo contando sulla idea di operare il risanamento della struttura con i puntelli e di rilasciarla solo successivamente in condizioni di ripristinata rigidità elastica. Nelle figure 20 e 21 sono evidenti le plasticizzazioni (cerniera plastica) delle barre patite per effetto dell'incidente ed evidenziatesi in fase di riallineamento.



TRAVERE 4

Fig. 20 - Danni evidenti nella fase di riallineamento sezioni di mezzzeria



TRAVERE 5

Fig. 21 - Danni evidenti nella fase di riallineamento sezioni di mezzzeria

<sup>5</sup> Nonostante i danneggiamenti dovuti all'incidente e alla fase di sollevamento, l'impalcato ha trovato una sua configurazione di equilibrio.

Tale circostanza ha reso necessario procedere al taglio di tali gomiti e successiva saldatura di spezzoni di barre  $\phi 26$  per ricostruire la continuità delle barre<sup>6</sup> e quindi della sezione di calcestruzzo. Durante tali fasi la struttura è stata congelata nella configurazione obiettivo mediante i puntelli regolabili ai quali, per effetto degli indebolimenti dovuti alle demolizioni e al taglio delle armature, è stato trasferito la quasi totalità del peso proprio delle strutture. Era quindi plausibile attendersi che alla rimozione dei puntelli, intervenisse il peso proprio della struttura, che anche se applicato alla struttura risanata è tale da produrre degli spostamenti in mezzzeria dell'ordine dei 2 cm. A ciò si aggiunge che sulla struttura dovevano ancora agire i carichi permanenti del massetto. Tutto ciò considerato si comprende che una configurazione con una leggera montata verso l'alto poteva essere ritenuta soddisfacente l'obiettivo che il progetto si è posto per la fase di riallineamento.

### 3. - CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha illustrato i problemi e le tecniche operative per il riallineamento delle travi del solaio del 26° piano dell'edificio Pirelli. In particolare sono stati affrontati i seguenti punti:

- la stima, mediante modelli numerici in regime non lineare, delle forze massime da applicare all'impalcato;
- la stima mediante modelli numerici in regime non lineare degli spostamenti totali verso l'alto necessari affinché allo scarico la struttura raggiungesse la configurazione obiettivo;
- il controllo e gestione in tempo reale dell'evoluzione degli spostamenti in relazione ai carichi di forzatura applicati.

La soluzione tecnica di quest'ultimo aspetto ha trovato nella P&P Consulting Engineers - ISMES-IMC un esperto e indispensabile supporto per la messa in pratica del sollevamento dell'impalcato nei tempi ristretti (prima settimana di Agosto 2003) che la committenza aveva richiesto.

### APPENDICE 1 - BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Migliacci, M. Acito - La Vicenda del grattacielo Pirelli - il restauro, Mancosu Editore Roma, 2003.
- [2] A. Migliacci, M. Acito, A. Franchi - Il progetto di risanamento delle strutture del grattacielo Pirelli del grattacielo Pirelli - Studies and Researches V. 24, Italcementi S.p.A., Bergamo - 2004.
- [3] M. Acito, A. Migliacci - Il progetto e la tesatura dei cavi nel risanamento strutturale dell'impalcato del 26° piano del grattacielo Pirelli - Congresso AICAP - VERONA 2004
- [4] Park R., et Altri (1992), "Ductility of Square Confined Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE Vol.108 n°ST4, April 1982, pp.929-950.
- [5] Takeda T., et Altri, "Response concrete response to simulated earthquakes" Journal of structural division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, December.

<sup>6</sup> L'idea progettuale messa in atto col progetto non fa comunque riferimento alla resistenza della barre in quanto completamente surrogate dai cavi esterni post-tesi.

# SEGGIOVIA VIZZA SUL MONTE CHERZ-CORTINA. INDAGINI ULTRASONICHE PER LA DIAGNOSI E PER IL CONTROLLO DI QUALITÀ DEL CONSOLIDAMENTO DELLA STELE IN C.A.

Dario Almesberger<sup>1</sup>, Stefano Illing<sup>2</sup>, Antonio Rizzo<sup>1</sup>, Giulio Radivo<sup>1</sup>

<sup>1</sup> SER.CO.TEC. Piazza S. Giovanni 3, Trieste.

<sup>2</sup> Direttore lavori della costruenda seggiovia.

## SOMMARIO

Durante la costruzione della stele, per un errore nella fornitura, fu messo in opera calcestruzzo normale invece del calcestruzzo autocompattante richiesto. Con una indagine ultrasonica preliminare sono state rilevate le imperfezioni del getto successivamente, dopo il consolidamento e sempre con la stessa tecnica, è stato fatto il controllo di qualità per accertare la riuscita dei lavori.

## SUMMARY

During the construction of the "stela", for an error in the supply, was improperly used a normal concrete in place of the selfcompacting concrete required. With a first ultrasonic test were discovered all the faults inside the construction; a final test, using the same technique, was carried out to verify the quality of the achieved consolidation.

## 1. PREMESSA

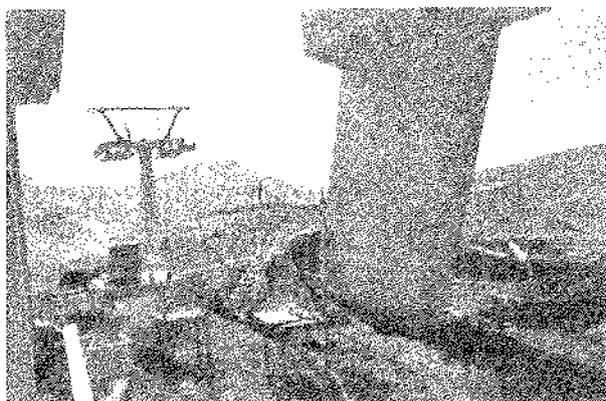
L'affidabilità e la durabilità di un'opera in c.a. è legata al controllo di qualità degli elementi strutturali che la costituiscono. A tale controllo si prestano, in particolare, i metodi di indagine non distruttivi che permettono di operare su strutture al vero, in seno alla loro capacità intrinseca di dare una caratterizzazione dei materiali più significativa di altre misure tradizionali (metodi distruttivi su elementi isolati). Ciò porta ad una valutazione più veritiera dello stato di "salute" delle opere in esame in tempi relativamente contenuti. Ovviamente l'affidabilità dei metodi non distruttivi dipende dai criteri con cui sono impiegati, dalla cura posta nelle fasi esecutive e dall'effettuazione di frequenti riscontri con i risultati di prove tradizionali. A questo fine risulta fondamentale l'uso di diverse tecniche d'indagine (metodi combinati) integrate tra loro in modo da portare ad una sensibile riduzione dell'errore di valutazione, caratteristico per i metodi di prova applicati singolarmente.

Nel caso specifico, su richiesta del Direttore dei Lavori Ing. Stefano Illing, sono state eseguite una serie di indagini ultrasoniche finalizzate al controllo di qualità del calcestruzzo della stele della stazione motrice della seggiovia Vizza che la società COL. DI LANA ha in costruzione al Passo di Campolongo.

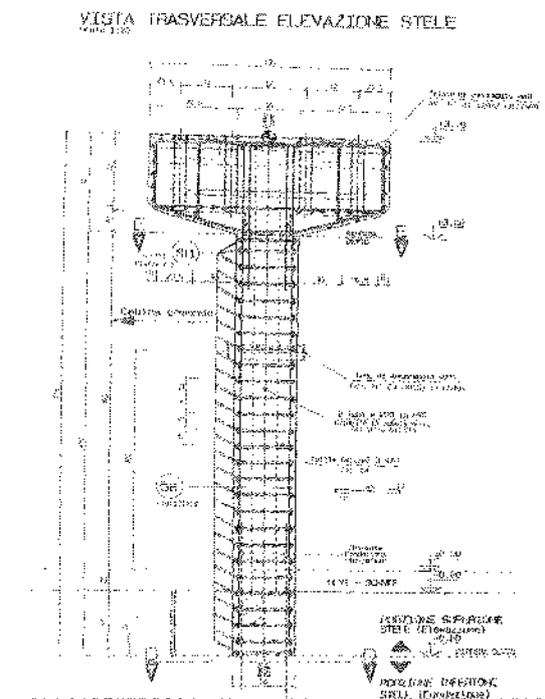
I problemi nati nella prima fase di costruzione della "stela" derivano da un caso fortuito. L'Impresa aveva ordinato il calcestruzzo autocompattante richiesto per la particolarità del getto ed invece è pervenuto in cantiere e messo in opera calcestruzzo normale. Gli operai si sono accorti in ritardo di tale disguido ed hanno iniziato a vibrare solo a + 150 cm dalla base della stele. Quando il calcestruzzo è stato "scasserato" si è notata un'estesa presenza di nidi di ghiaia. A questo punto si è provveduto ad eseguire un primo ripristino superficiale utilizzando malta EMACO.

## 2. INDAGINE VISIVA

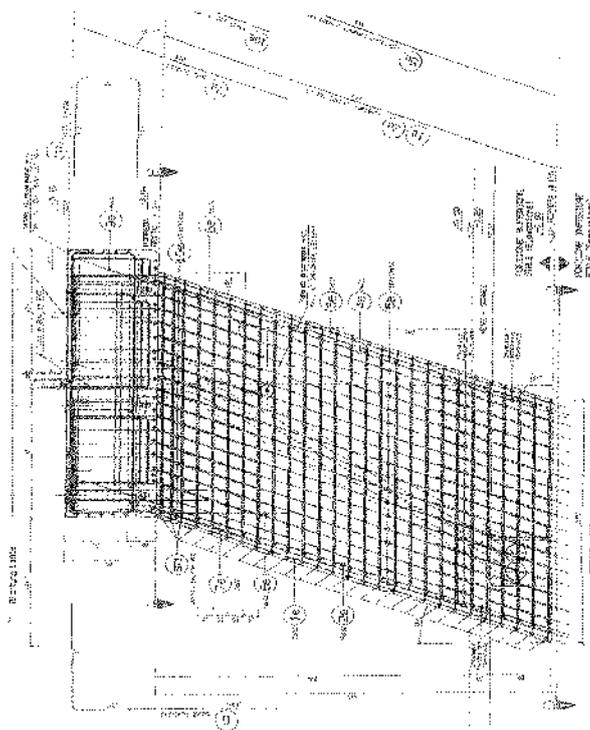
Come si può notare dalle immagini, la superficie del calcestruzzo, si presentava ripristinata con una malta



prefabbricata. Considerando la grande quantità dei ferri d'armatura presente nell' elemento strutturale si può ritenere che la malta superfluida non abbia sigillato tutti i vespai esistenti.



determinazione della velocità di propagazione dell'impulso nel percorso tra trasmettitore e ricevitore ( Norme UNI 9524 ). Tale velocità è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo indagato (modulo di elasticità e rapporto di Poisson



Il calcestruzzo armato è un sistema eterogeneo, formato da due materiali diversi che devono essere assemblati a regola d'arte per ottenere la loro sinergia. L'approccio migliore è forse quello di pensare le strutture come organismi viventi nelle quali ogni elemento è chiamato a svolgere un preciso compito in correlazione con il comportamento globale del tutto.

Nell'intorno della barra ancorata è necessario quindi essere sicuri che:

- l'entità della lunghezza di ancoraggio sia sufficiente affinché l'azione assiale di trazione della barra sia trasmessa al calcestruzzo per mezzo dell'aderenza tra i due materiali evitando la crisi per pull-out.
- prevedere un copriferro ed interferro adeguato per limitare la fessurazione nell'interno dell'ancoraggio.

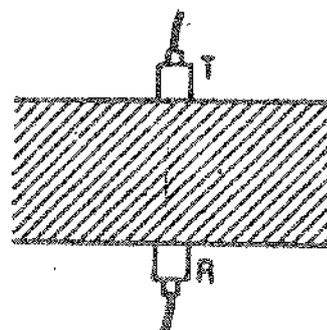
Per garantire la perfetta funzionalità durante la vita utile della stele si è ritenuto necessario un controllo più approfondito con strumentazione ultrasonica.

### 3 DETERMINAZIONE DELLA QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO CON MISURE ULTRASONICHE

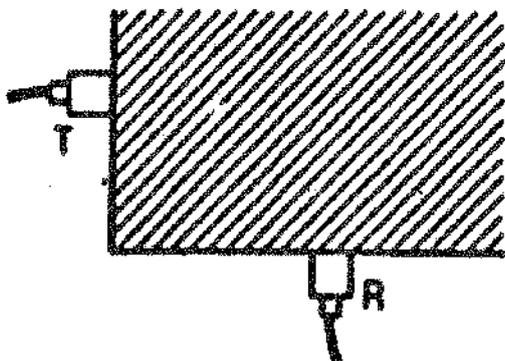
Questo metodo consiste nel propagare nel calcestruzzo degli impulsi ultrasonici emessi da un trasmettitore posto a contatto con il materiale in un punto della superficie e nel misurare il ritardo con cui tali impulsi sono percepiti da un ricevitore posizionato in un secondo punto posto ad una certa distanza nota dal primo. Il segnale ricevuto viene registrato e successivamente stampato. La misura permette quindi la

dinamici) e dal valore della sua densità ed è soggetta inoltre a brusche variazioni in seguito a disomogeneità del materiale come fessurazioni, zone degradate, cavità, vespai ecc.

La misura dei tempi di propagazione degli impulsi di vibrazione viene normalmente eseguita secondo le modalità della trasmissione, cioè nella direzione perpendicolare alla superficie di accoppiamento delle sonde, per la quale l'energia del segnale prodotto dalla sonda emittente è massima. Dove risulta impossibile l'esecuzione di misure dirette si può procedere con misure per irraggiamento, ossia misure semi-dirette (sonde in posizione angolata) o indirette (vedi figure).



a) trasmissione diretta



b) trasmissione semidiretta



c) trasmissione indiretta

La scelta e la preparazione delle superfici deve essere effettuata con estrema cura per migliorare al massimo la qualità dell'accoppiamento fra il sensore e la superficie che, se mal realizzato, potrebbe influenzare la misura.

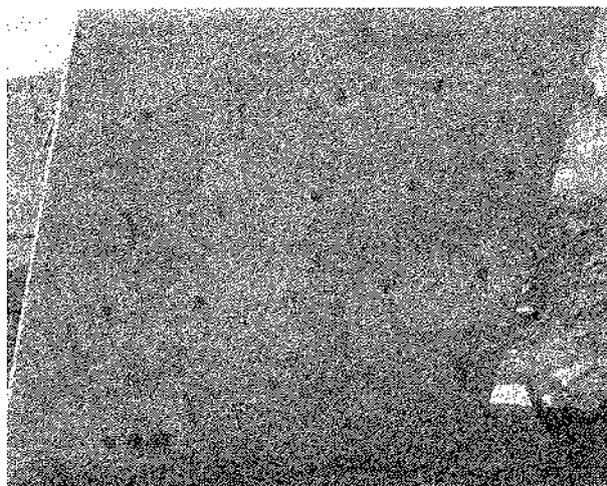
L'impiego degli ultrasuoni fornisce quindi informazioni su ciò che si incontra all'interno degli elementi analizzati, cioè nello spessore attraversato dall'onda. Pertanto, oltre che utilizzarlo come metodo di confronto, esso può essere impiegato per la determinazione del *modulo elastico dinamico*, per l'individuazione della presenza di vuoti interni, di distacchi di copriferro, fessurazioni o nidi di ghiaia.

In questo caso, il controllo della qualità del calcestruzzo è stato eseguito solo nella parte bassa della "stele" ove si era verificata la differente qualità con relativa impropria messa in opera del calcestruzzo. Il metodo usato è stato quello diretto posizionando trasmettitore e ricevitore su due punti corrispondenti posti sulle facce opposte della "stele". Il campo di rilevamento è stato suddiviso in 20 zone caratteristiche numerate progressivamente; il punto di rilevamento è situato

nel baricentro di queste aree. Nelle immagini le pareti della stele appaiono sporche per le scolature del gel di accoppiamento usato per l'applicazione delle sonde. Per l'esecuzione dei rilevamenti è stato necessario servirsi di due

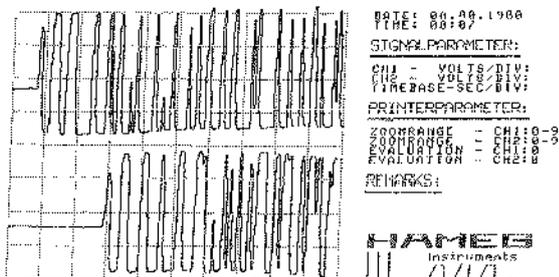


tecnici ognuno operante su una faccia della stele. Operativamente i due tecnici applicano il trasmettitore ed il ricevitore su due punti corrispondenti e quando il posizionamento è sicuro si provvede alla registrazione dei segnali relativi.



La strumentazione di rilevamento e misura fornisce la registrazione in forma numerica e grafica dei dati rilevati. La tabellazione e apposita rappresentazione grafica dei risultati costituiscono una vera e propria tomografia della struttura che ci permette di scoprire difetti nascosti o invisibili perché nell'interno della struttura.

La documentazione grafica di ogni singola misurazione è ottenuta con apposito oscillografo. In ogni registrazione è riportata la forma dell'onda ultrasonica campione e quella relativa al transito all'interno del manufatto. Nella registrazione grafica della prova sono anche presenti tutti i dati di corredo necessari, nelle successive elaborazioni, alla identificazione dei parametri di rilevamento usati.



Esempio di registrazione grafica di prova ultrasonica

#### 4. ANALISI DEI RISULTATI E INTERVENTI RICHIESTI

Nel nostro caso dall'indagine era risultato che malgrado la struttura fosse stata "risanata" con malta superfluida "Emaco" ancora si riscontravano, in alcuni punti, basse velocità di propagazione dell'onda (dell'ordine dei 4200m/s), fattore, questo, che faceva presupporre la presenza di nidi di ghiaia all'interno del calcestruzzo.

In base alla nostra esperienza, in ogni punto ove la velocità di propagazione dell'onda ultrasonica è inferiore al valore di 4450m/s è individuabile un punto debole della struttura.

Allo scopo di restituire la monoliticità e la resistenza alla struttura della stele in c.a. indebolita da vespai dovuti a difetti di getto, era necessario eseguire accurate iniezioni con speciale resina epossidica a bassa viscosità (40" Coppa Ford 4 a 20°C) dalle seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione: N/mm<sup>2</sup> 85 - 95.

Resistenza alla trazione: N/mm<sup>2</sup> 60 - 65.

Modulo elastico: N/mm<sup>2</sup> 3100 - 3300.

Coefficiente di dilatazione: 74x10<sup>-6</sup> cm/cm°C.

Le iniezioni dovevano interessare tutta la parte bassa della stele con fori, profondi sino a metà dello spessore, su entrambe le facce della stele per raggiungere tutti i possibili nidi di ghiaia.

Il lavoro di iniezione doveva essere verificato con analogo indagine ultrasonica analizzando la velocità e l'ampiezza dell'onda ultrasonica nei soli punti ove sono stati rilevati i difetti.

Nella sezione a rischio era consigliabile montare un impianto di monitoraggio costituito da n° 4 strain - gauges (estensimetri) con i rispettivi amplificatori di segnale. Gli estensimetri posizionati negli angoli della sezione a rischio avrebbero rilevato le deformazioni del calcestruzzo e quindi il cambiamento delle tensioni nella struttura in c.a..

Nelle diverse condizioni di sollecitazione, sia nella fase di montaggio delle funi sia nell'esercizio della soggiovia, il confronto tra le deformazioni effettive rilevate e le deformazioni teoriche fornite dal calcolo, avrebbe fornito gli elementi atti a stabilire il grado di sicurezza statica della stele.

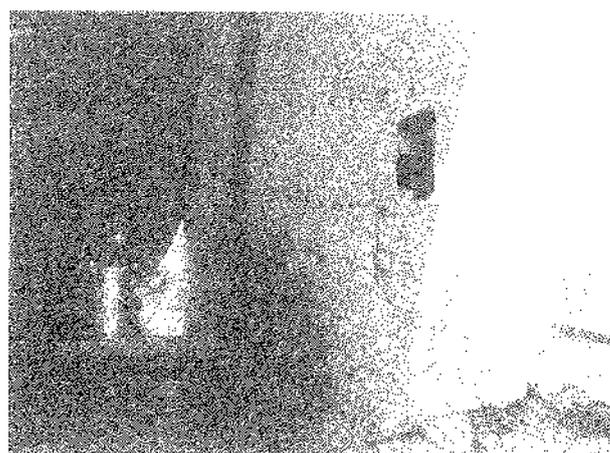
#### 5. ESECUZIONE DELLE INIEZIONI E CONTROLLO DI QUALITÀ DELLE MIGLIORIE OTTENUTE

Nella parte bassa della stele sono stati individuate le zone da consolidare con le iniezioni di resina e predisposto il piano di foratura.

Come si vede dalla fotografia sono stati praticati n° 6 fori di iniezione in unica fila ad una quota di 30 cm al di sopra del piano di campagna; questa fila di fori interessa solo una mtà della sezione della stele.

Alla quota di circa 1,10 metri al di sopra del piano di campagna sono stati praticati 12 fori in una fila che interessa tutta la larghezza della stele.

Una ulteriore analoga fila di 12 fori è stata praticata alla quota di circa 1,50 metri al di sopra del piano di campagna.



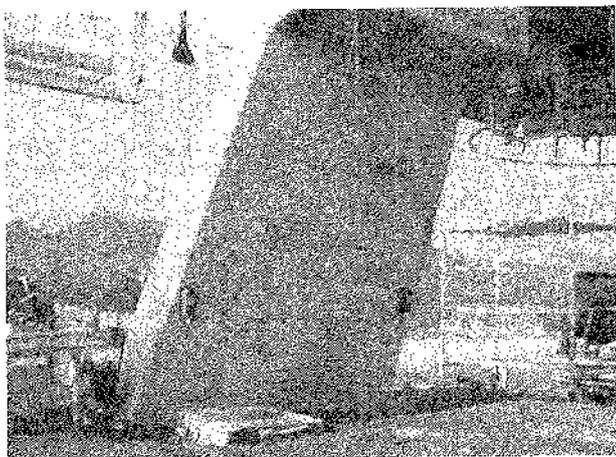
Tutti i fori sono stati eseguiti a secco con trapano battente per una profondità di 30 cm ed un diametro di 10 mm. Ogni foro è stato accuratamente ripulito dalla polvere con getto di aria compressa e quindi corredato di tubicino per l'immissione della resina. I tubicini sono incollati per circa 10 mm nella parte iniziale del foro al fine di resistere alla pressione di iniezione e non dar luogo a perdite.

I fori sono stati uno alla volta collegati alla pompa di iniezione per tutto il tempo in cui si è rilevato flusso di resina. Alla fine della operazione di iniezione ogni tubicino è stato opportunamente chiuso per impedire il riflusso della resina, scollegato dalla pompa, lasciato in questo stato sino ad indurimento della resina e quindi tagliato a raso della parete.



Particolare della pompa di iniezione

Ogni zona trattata è stata successivamente rifinita con stucco epossidico di colore grigio uguale a quello del cls restante



Vista della stele dopo le operazioni di iniezione

## 6. IMPIANTO DI MONITORAGGIO

Vista la modestia dell'impianto di monitoraggio e la disponibilità continua di operatori qualificati in loco, l'acquisizione dei dati sarà fatta manualmente collegando l'apposita centralina digitale portatile al connettore, posto in posizione riparata, sotto la scatola di protezione degli strain gauges e associati amplificatori.

Particolare cura ha richiesto la realizzazione del sistema di protezione dei sensori ed associata elettronica dal momento che la stele si trova in ambiente aperto, ad alta quota, esposto alle intemperie, soggetto all'innevamento mentre la posizione dei punti di misura (ove è necessario effettuare i rilevamenti e le misurazioni) è bassa a circa un metro dal suolo. Il sistema di protezione adottato, che deve avere notevole resistenza meccanica per sopportare senza danno eventuali urti di uomini (sciatori) e mezzi meccanici (gatti delle nevi) in movimento attorno alla stele consiste in una robusta scatola metallica fissata con viti e tasselli alla parete. Per la protezione dalle intemperie ognuna delle scatole, di color nero per un migliore scambio termico con l'ambiente, è stata fissata alla parete in cls con apposito mastice impermeabile.



Particolare della scatola di protezione dei sensori

Inoltre si considera estremamente improbabile la formazione di condensa all'interno della scatola, per umidità proveniente dall'interno del cls, in quanto le pareti della scatola di color nero, assorbono la radiazione solare raggiungendo una temperatura superiore a quella del cls sottostante.

I sensori, strain gauges lunghi 120 mm, sono del tipo adatto per impieghi sul cls e sono stati individualmente protetti con apposito materiale protettivo. Gli amplificatori di misura, anch'essi contenuti nella scatola sono del tipo tropicalizzato e quindi sufficientemente immuni dagli effetti di alte temperature ed alto grado igrometrico. Per la risposta sicura in un ampio range di temperatura sono stati usati collanti appositi per gli strain gauges mentre i componenti della parte elettronica sono garantiti per un normale funzionamento in un range di  $-10$   $+70$  °C che è un tantino stretto per la località e per la particolare esposizione.

Comunque se in inverno la temperatura all'interno della scatola di protezione dovesse scendere al di sotto di  $-10$  °C (bufera di vento gelido ed assenza di insolazione) si terrà in debito conto la inattendibilità delle misure che peraltro non sono previste in simili circostanze. In estate con sole battente direttamente sulle scatole è comunque assai difficile che si raggiunga all'interno una temperatura media superiore ai 70 °C; mentre una parte della parete nera sarà esposta al sole e raggiungerà una temperatura molto alta ( $>60$  °C ?) una altra parte, di sicuro non minore della precedente, sarà soggetta alla temperatura dell'aria ambiente, inferiore ai 30 °C a quella quota di quasi 2000 metri.

Comunque in queste estreme condizioni di temperatura, anche se non dovessero rispondere correttamente, i sensori e gli amplificatori non sono soggetti a guasti permanenti; il loro normale funzionamento riprenderà regolare quando le condizioni ambientali rientreranno nel range di progetto.

La disposizione degli strain gauges è tale da risentire delle dilatazioni in senso orizzontale e verticale mentre gli effetti della temperatura si annullano per la particolare condizione del montaggio a "mezzo ponte". Dalle prime letture effettuate il sistema è risultato molto sensibile riuscendo ad apprezzare la distorsione della stele per effetto della differente insolazione nelle diverse ore del giorno. Non si hanno a disposizione i rilevamenti effettuati con fune ferma, che sulla stele agisce con la sola sollecitazione di flessione (trazione uguale sulle due parti della fune), o durante l'esercizio (la fune in movimento comporta una diversa trazione sulle due parti) quando agisce anche una sollecitazione di torsione.

La misura delle dilatazioni ai quattro vertici della sezione rettangolare alla base della stele permette di valutare in ogni caso lo stato di deformazione in un rapporto diretto e univoco con le cause che lo generano. Le eventuali anomalie riscontrabili tra le misurazioni effettuate e quelle derivanti dal calcolo sono in diretta relazione con le disomogeneità della sezione in termini di resistenza specifica e di modulo elastico del cls interessato.

## 7. TABELLA DEI RISULTATI

Nella tabella si riportano per tutti i 20 punti sottoposti a indagine i valori di velocità riscontrati nelle prove prima del consolidamento; per quelli "difettosi" anche i valori misurati dopo il consolidamento.

MISURE DI PROPAGAZIONE DEL SEGNALE ULTRASONICO NELLA STRUTTURA IN C.A. DELLA STELE

Posizione sonde	Distanza sonde (mm)	Tempo di propagazione ( $\mu$ s)	Velocità di propagazione (m/s)	Osservazioni	Velocità dopo consolidamento (m/s)
1	600	134	4450		
2	600	162	3680	Presenza di tubo in PVC	Presenza di tubo in PVC
3	600	138	4330	Nidi di ghiaia	4780
4	600	136	4400	Nidi di ghiaia	4840
5	600	142	4200	Nidi di ghiaia	4660
6	600	133	4500		
7	600	164	4200	Presenza di tubo in PVC	Presenza di tubo in PVC
8	600	140	4280	Nidi di ghiaia	4870
9	600	136	4380	Nidi di ghiaia	4840
10	600	139	4300	Nidi di ghiaia	4740
11	600	132	4540		
12	600	133	4490		
13	600	134	4440		4880
14	600	137	4360	Nidi di ghiaia	4900
15	600	135	4420		
16	600	129	4650		
17	600	157	3810	Presenza di tubo in PVC	Presenza di tubo in PVC
18	600	131	4580		
19	600	134	4460		
20	600	136	4480		

# RISULTATI DI UNA CAMPAGNA DI MISURE DI VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE ED ATTENUAZIONE DEGLI ULTRASUONI IN PILASTRI DI CEMENTO ARMATO DANNEGGIATI DAL FUOCO

Maria Luisa Beconcini<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Pisa.

## SOMMARIO

Il lavoro presenta i risultati di una campagna di prove condotta sui pilastri di un capannone industriale in cui si era verificato un incendio. I numerosi elementi strutturali, tutti fra loro identici per quanto riguarda tipologia, dimensioni e caratteristiche dei materiali, presentavano un diverso grado di danneggiamento, in relazione alla loro posizione rispetto alla zona in cui si era sviluppato l'incendio. Su tali elementi sono state effettuate misure di propagazione degli ultrasuoni al fine di stimare il livello di danneggiamento subito e la prevedibile riduzione della resistenza; i risultati sono stati confrontati con alcuni valori di resistenza misurati tramite la prova a compressione su carote.

## SUMMARY

This report describes the results of a series of tests conducted on the pillars of an industrial building in which there have been a fire. The numerous structural elements, all of the same typology, dimensions and materials peculiarities, showed different degrees of damage, accordingly to their position in the area that suffered the fire. Those elements have been tested with ultrasonic method, analysing both the wave velocity and amplitude, in order to estimate the level of damage and the predictable reduction in resistance.

The results have been compared with some resistance values obtained by compression tests on cores.

## 1. PREMESSA

Lo svilupparsi di un incendio provoca nelle strutture in cemento armato un danneggiamento il cui livello dipende dalle massime temperature raggiunte, dai gradienti termici fra le diverse parti dello stesso elemento strutturale, dalla durata dell'esposizione al fuoco, dalla velocità di raffreddamento, nonché dalla tipologia, dalle dimensioni e dalla conformazione degli elementi strutturali, e dalle caratteristiche dei materiali costituenti.

A seguito di un incendio, sia per valutare l'entità dei danni sia per ottimizzare gli interventi finalizzati alla riqualificazione della struttura, è necessario conoscere il livello di degrado raggiunto nei vari elementi che la compongono, in modo da poterne valutare la residua capacità portante e sulla base di questa impostare la progettazione degli interventi di recupero.

Il problema, se affrontato per via di calcolo, si presenta per molti aspetti complesso, in quanto implica la conoscenza della storia termica subita dagli elementi strutturali, o quanto meno della temperatura massima raggiunta, le caratteristiche originarie dei materiali, il loro comportamento alle variazioni termiche di notevole entità ed infine l'interazione fra i diversi materiali.

Il rilievo diretto del danneggiamento tramite prove e misure sui materiali in situ comporta invece la disponibilità di metodologie di indagine poco invasive, che consentano di valutare, senza produrre ulteriori danni significativi agli elementi strutturali, lo stato di conservazione del materiale e stimarne la resistenza residua.

Una delle tecniche utilmente impiegate per la mappatura delle caratteristiche del calcestruzzo in opera utilizza l'analisi delle modalità di propagazione delle onde ultrasonore attraverso la massa del calcestruzzo; i parametri di interesse sono la velocità di propagazione, che è direttamente correlata con le caratteristiche elasto-meccaniche del materiale e che, tramite relazioni di tipo empirico, permette di stimarne la resistenza, e l'attenuazione dell'onda trasmessa, che permette di individuare zone anomale lungo la traiettoria fra le sonde trasmittente e ricevente.

E' in generale opportuno che le stime effettuate attraverso le indagini ultrasoniche siano convalidate da prove dirette su campioni estratti tramite carotaggio in un numero limitato di punti.

Nel presente studio, le tecniche di indagine ultrasoniche sono state applicate al rilievo dello stato di danneggiamento dei pilastri in cemento armato di un capannone industriale in cui si era verificato un incendio; attraverso i risultati delle

misure effettuate, ed il confronto con i dati ottenuti dalle prove a compressione eseguite su alcune carote, si sono potute valutare le caratteristiche originarie del calcestruzzo in opera ed il grado di danneggiamento subito dai diversi elementi; tali dati hanno costituito la base per stimare la resistenza residua della struttura ed indirizzare la progettazione degli interventi di recupero.

## 2. LE INDAGINI ULTRASONICHE NEL CALCESTRUZZO

Le analisi ultrasoniche costituiscono un mezzo di indagine adottato ormai da lungo tempo per la determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera. I principi di base di tali tecniche sono costituiti dalle modalità di propagazione delle onde di vibrazione attraverso i mezzi elastici; in particolare, gli aspetti che risultano maggiormente significativi ai fini delle indagini effettuate nel presente lavoro sono quelli che riguardano la velocità di propagazione e l'intensità delle onde trasmesse.

Le indagini sui calcestruzzi vengono eseguite disponendo le due sonde, ricevente e trasmittente, in due punti dell'elemento strutturale preferibilmente contrapposti, al fine di minimizzare le incertezze sulla misura della traiettoria percorsa dalle onde. La valutazione della velocità ultrasonica si basa sulla misura del tempo di transito delle onde ultrasonore attraverso l'elemento e sulla misura della traiettoria minima fra le sonde. Tale valore ha quindi il significato di *velocità media*, essendo il calcestruzzo un materiale di per sé disomogeneo ed in cui talvolta sono presenti difetti, quali vespai o fessure; ed inoltre di *velocità apparente*, in quanto la presenza di discontinuità, quali appunto le cavità o le fessure, può far deviare il percorso dell'onda dalla traiettoria più diretta fra le due sonde, col risultato che la traiettoria in base alla quale viene calcolata la velocità è diversa dalla reale traiettoria percorsa dall'onda.

La presenza di discontinuità inoltre è causa di variazioni dell'intensità dell'onda di vibrazione, a causa di fenomeni di riflessione e rifrazione che l'onda subisce allorché incontra tali discontinuità.

In definitiva, a variazioni delle proprietà elastiche del materiale conseguono variazioni della velocità ultrasonica mentre la presenza di discontinuità, quali fessure o cavità, modifica la velocità apparente di transito e l'attenuazione dell'onda trasmessa.

Le situazioni che è possibile distinguere effettuando una analisi ultrasonica diretta (per trasparenza), possono essere schematizzate nel modo seguente [1]:

- a) la traiettoria fra le sonde attraversa una zona di materiale priva di difetti: la velocità ultrasonica e l'attenuazione dell'onda misurate sono quelle caratteristiche del calcestruzzo in esame; dal valore della velocità si possono ricavare i parametri elastici ed una stima della resistenza a rottura [2];
- b) la traiettoria interseca una fessura: l'interfaccia fra materiale base e difetto rifletterà una parte cospicua dell'energia vibrazionale, pertanto si registrerà una attenuazione dell'onda decisamente maggiore del caso precedente; in quanto alla velocità di propagazione, si avranno situazioni diverse a seconda che:
  - la fessura sia priva di punti di contatto fra i cigli: il tempo di transito risulta maggiore dato che il percorso dell'onda circonda la cavità, quindi la velocità

apparente, valutata in base alla distanza geometrica tra le sonde, risulterà minore;

- la fessura conservi dei punti di contatto, nel qual caso il percorso dell'onda può non risultare apprezzabilmente alterato, e di conseguenza la velocità di transito;

- c) la traiettoria interseca una cavità: si registrerà una minore velocità apparente ed una maggiore attenuazione dell'intensità;
- d) la traiettoria interseca un vespai, cioè una zona con vuoti di piccole dimensioni e punti di contatto: la velocità potrà rimanere poco alterata mentre si registrerà una notevole attenuazione;
- e) la traiettoria interessa una parte di materiale con diverse caratteristiche elasto-meccaniche: in generale, si registra una diversa velocità di propagazione, mentre l'attenuazione non risulta significativamente alterata.

Per quanto sopra esposto, per ottenere risultati sufficientemente affidabili nella valutazione del degrado del calcestruzzo attraverso indagini ultrasoniche, è opportuno registrare sia i tempi di transito che l'intensità dell'onda trasmessa, in quanto la presenza di microfessure, causa di notevole abbattimento della resistenza, potrebbe non alterare apprezzabilmente la velocità apparente. Inoltre, poiché le quantità misurate hanno valore relativo, occorrerà individuare porzioni di materiale manifestamente non alterate dalle cause del degrado su cui effettuare le misure di base e quindi ricavare tutte le possibili informazioni dal confronto fra le misure.

## 3. IL DANNEGGIAMENTO DA INCENDIO NEL CALCESTRUZZO ARMATO

Il danneggiamento del calcestruzzo armato in seguito all'esposizione al fuoco è il risultato di molti fenomeni legati a fattori diversi, dipendenti sia dai valori di temperatura raggiunti, dalle caratteristiche dei materiali e dalla morfologia degli elementi.

In primo luogo, nel calcestruzzo esposto a temperature superiori ai 300° C si verifica una netta perdita di resistenza [3]; il fenomeno è accompagnato da modificazioni permanenti del colore, la cui osservazione permette di effettuare una valutazione sommaria della massima temperatura raggiunta e della conseguente riduzione di resistenza: la superficie si presenta di colore rosa o rosso se esposta a temperature fra i 300 e i 600° C, di colore grigio scuro per temperature fra i 600 e i 900° C, marrone per temperature superiori; la resistenza può abbattersi anche del 50% per temperature dell'ordine dei 600° C.

Una ulteriore causa di riduzione della resistenza è rappresentata dal brusco raffreddamento che può verificarsi durante lo spegnimento dell'incendio.

Altri aspetti che inducono modificazioni nella massa del calcestruzzo sono legati ai gradienti termici che generalmente si verificano sia fra parti diverse dell'elemento strutturale, in conseguenza di una diversa esposizione al fuoco, sia fra calcestruzzo e armature, a causa della diversa incrinazione termica dei due materiali: le zone sovrariscoldate, dilatandosi maggiormente, inducono tensioni di trazione e, conseguentemente, la fessurazione del calcestruzzo. Può così verificarsi che anche l'esposizione a temperature non eccessivamente alte dia origine ad un quadro fessurativo importante, causa di un abbattimento della resistenza del materiale.

#### 4. LA STRUTTURA OGGETTO DI INDAGINI

L'edificio su cui sono state eseguite le indagini consta di un capannone industriale con annesso un edificio a due piani adibito ad abitazione ed uffici. La struttura del capannone era costituita essenzialmente da tre telai longitudinali, con pilastri e travi di collegamento in cemento armato gettato in opera. I campi di telaio erano muniti di tamponamenti in laterizio e sovrastanti finestrate a nastro fino alla quota delle travi. Sui telai longitudinali poggiava la copertura, la cui struttura principale era costituita da travi reticolari prefabbricate, con correnti superiore e inferiore in calcestruzzo armato e montanti e diagonali costituite da coppie di tondi in acciaio (fig. 1).

L'incendio ha interessato sia il capannone che l'edificio annesso, sviluppandosi con modalità diverse nelle due campate del capannone: nella campata ovest l'incendio ha interessato quasi esclusivamente la copertura provocandone il parziale crollo, mentre nella campata adiacente ha provocato il crollo di buona parte della copertura ed il danneggiamento delle strutture verticali.

Per quanto riguarda i pilastri oggetto dell'indagine, questi si presentavano con diverse colorazioni a seconda delle zone, ad indicare un diverso livello di aggressione da parte del fuoco. In particolare, le superficie dei pilastri interne alla campata est apparivano di colore dal rosa al giallo, mentre quelle della campata ovest erano solo annerite dal fumo. Cosicché i pilastri del telaio esterno lato est si presentavano di colore inalterato sulla superficie esterna e di colore rosa (in zone limitate, giallo) sulla superficie interna; i pilastri del telaio centrale, prevalentemente gialli sulla superficie lato est e nero fumo sull'altra; i pilastri del telaio esterno lato ovest, nero fumo sul lato interno, di colore inalterato sull'esterno.

Nella campata ovest, sono inoltre presenti due telai interni trasversali, i cui pilastri, liberi su tutte le facce, erano anneriti dal fumo.

Nella figura 2 sono riassunte schematicamente le situazioni riscontrate.

Le indagini svolte hanno riguardato alcuni pilastri dei telai longitudinali ed un pilastro interno; tutti gli elementi indagati sono in cemento armato gettato in opera, con sezione quadrata di lato 30 cm, armati con 4 ferri Ø16 lisci d'angolo e staffe Ø6 a passo di circa 15 cm; il copriferro era di circa 5 cm; le superficie erano prive di intonaco e di qualsiasi ricoprimento.

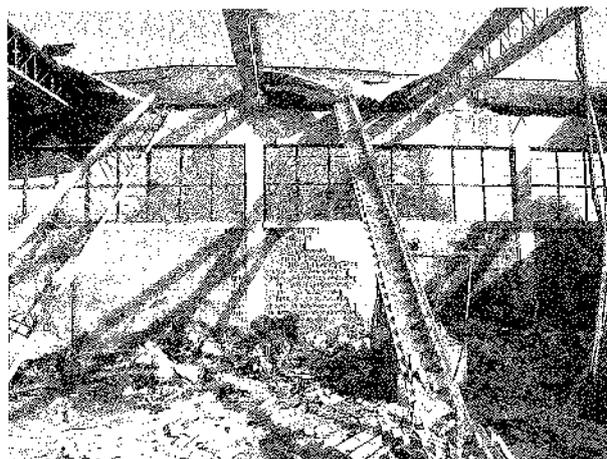


Figura 1 – Panoramica dell'interno del capannone.

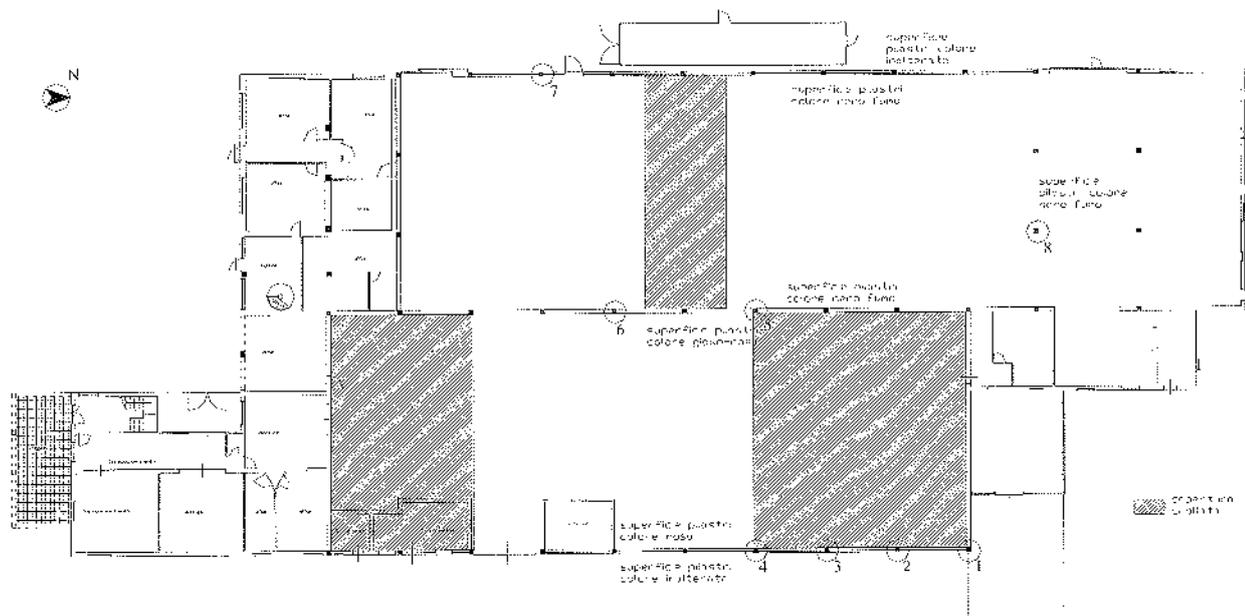


Figura 2 – Pianta dell'edificio oggetto delle indagini

## 5. INDAGINI EFFETTUATE E RISULTATI

Le indagini effettuate hanno riguardato gli otto pilastri indicati nella figura 2.

Preventivamente sono state eseguite analisi con pacometro per individuare la posizione dei ferri di armatura; quindi sono state eseguite analisi della propagazione degli ultrasuoni secondo più traiettorie in ciascun pilastro, orientate secondo le due direzioni principali della sezione; infine sono state prelevate alcune carote su cui sono state effettuate prove di compressione a rottura.

Le prove ultrasoniche sono state effettuate in modo diretto (per trasparenza, v. fig. 3), utilizzando uno strumento Controls per prove ultrasoniche, modello 58-F0049/A, caratterizzato da 2 sonde a 54 kHz, tensione di eccitazione pari a 0,5 kV, risoluzione di 0,1  $\mu$ s. Lo strumento era accoppiato ad un oscilloscopio Tektronix, modello TDS 210, con larghezza di banda di 60 MHz e velocità di campionamento di 1 GS/s, con cui si sono rilevate le ampiezze dei segnali provenienti dalla sonda ricevente dello strumento per prove ultrasoniche.

In alcuni pilastri è stato effettuato anche il prelievo di carote, per tutto lo spessore, in uno dei punti oggetto dell'indagine ultrasonica. Da ciascuna carota, sono stati poi ricavati due provini di altezza pari a circa due volte il diametro, che sono stati sottoposti a prova di compressione.

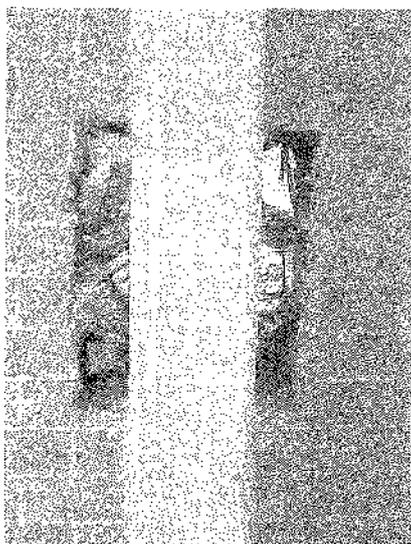


Figura 3 – Un punto di misura

Nel seguito sono riportate le descrizioni degli elementi strutturali indagati ed i risultati delle misure e prove. Per ciascun punto di misura, è indicata la posizione rispetto alla quota del terreno, la direzione di misura, E-O oppure N-S, i risultati delle prove ultrasoniche: velocità di propagazione apparente, V [m/s], e intensità del segnale alla sonda ricevente, A [V], valutata come ampiezza fra i primi due picchi; i risultati delle prove di compressione sui provini cilindrici, in termini di resistenza equivalente su cilindri con rapporto altezza/diametro pari a 2:  $R_O$ ,  $R_E$ , [N/mm<sup>2</sup>], rispettivamente, resistenze dei provini ricavati dalla parte della carota prossima alla superficie rivolta ad Ovest e ad Est.

### 5.1 Risultati delle prove sul pilastro 1

Il pilastro 1 è l'elemento terminale del telaio lato est, situato in una zona fortemente danneggiata dall'incendio; su due lati contigui è presente il tamponamento in laterizio, gli altri due lati sono esterni.

Sono state eseguite misurazioni in quattro punti del pilastro, situati nelle posizioni indicate in tabella 1; successivamente, nel punto 1 è stata prelevata una carota in direzione E-O da cui sono stati ricavati due provini, sottoposti a prova alla pressa.

Tabella 1 – Risultati delle prove sul pilastro 1

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]	$R_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_O$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	140	E-O	4478	15	53.7	48.1
		N-S	4478	15		
2	125	E-O	4054	10		
		N-S	3947	4		
3	95	E-O	4110	10		
		N-S	3947	4		
4	80	E-O	4054	4		

### 5.2 Risultati delle prove sui pilastri 2, 3, 4.

I pilastri 2, 3, 4 fanno parte del telaio longitudinale lato Est e sono situati in una zona che ha subito forti danni a causa dell'incendio. Lateralmente, nella parte più bassa, dove sono state effettuate le misure, le superfici dei pilastri erano aderenti al tamponamento; la superficie verso Ovest, interna al capannone, si presenta di colore rosa mentre quella esterna del colore originale.

Tabella 2 – Risultati delle prove sul pilastro 2

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]
1	210	E-O	3061	2
		N-S	3947	14
2	170	E-O	3226	1
		N-S	3947	11
3	125	E-O	3061	2
		N-S	3797	8
4	80	E-O	3614	5
		N-S	3704	4

Tabella 3 – Risultati delle prove sul pilastro 3

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]	$R_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_O$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	140	E-O	2500	8		
		N-S	4286	14		
2	125	E-O	2174	8		
		N-S	4167	14		
3	95	E-O	3846	9	32.9	40.6
		N-S	4167	14		

Tabella 4 – Risultati delle prove sul pilastro 4

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]
1	165	E-O	3797	4
		N-S	4000	12
2	135	E-O	3371	1
		N-S	4054	4
3	120	E-O	3896	3
		N-S	4054	8
4	105	E-O	3846	3
		N-S	4054	3
5	90	E-O	4000	5
		N-S	4054	3

Tabella 7 – Risultati delle prove sul pilastro 7

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]
1	175	E-O	4054	5
		N-S	4054	6
2	160	E-O	4110	14
		N-S	4054	8
3	145	N-S	4110	9
4	115	E-O	4054	11
		N-S	4054	10
5	100	E-O	4110	10
		N-S	4110	11

### 5.3 Risultati delle prove sui pilastri 5, 6.

I pilastri 5 e 6 fanno parte del telaio centrale; lateralmente sono aderenti al tamponamento, mentre le superficie libere si presentano di colore giallo-rosa quella rivolta verso Est, affumicata quella rivolta verso Ovest.

Tabella 5 – Risultati delle prove sul pilastro 5

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]	R <sub>E</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	R <sub>O</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
1	198	E-O	3125	1		
		N-S	3704	4		
2	185	E-O	1935	6	32.5	27
		N-S	3750	11		
3	170	E-O	3488	3		
		N-S	3750	7		
4	155	E-O	2752	1		

Tabella 6 – Risultati delle prove sul pilastro 6

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]
1	175	E-O	2752	1
		N-S	3704	14
2	160	E-O	1807	2
		N-S	3614	7
3	145	E-O	2804	2
		N-S	3488	5
4	115	N-S	3529	3
5	100	E-O	2703	1

### 5.4 Risultati delle prove sul pilastro 7.

Il pilastro 7 fa parte del telaio longitudinale esterno lato Ovest e si trova in una zona abbastanza lontana da quella in cui si è sviluppato l'incendio; lateralmente è aderente al tamponamento; la superficie interna è affumicata mentre quella esterna è del colore originale.

I risultati delle misure sono riportati nella tabella 7.

### 5.5 Risultati delle prove sul pilastro 8.

Il pilastro 8 fa parte di uno dei telai trasversali presenti nella zona terminale del capannone Ovest, che presenta una tipologia costruttiva diversa dal resto. L'elemento strutturale è completamente isolato e si presenta affumicato su tutta la superficie.

I risultati delle misure sono riportati nella tabella 8.

Tabella 8 – Risultati delle prove sul pilastro 8

Posizione	h [cm]	Direzione	V [m/s]	A [V]	R <sub>E</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	R <sub>O</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
1	175	E-O	3371	13		
		N-S	3488	11		
2	160	E-O	3659	14	22.6	23.0
		N-S	3659	14		
3	145	E-O	3488	11		
		N-S	3529	13		
4	115	E-O	3529	11		
		N-S	3659	13		
5	100	E-O	3488	10		
		N-S	3614	13		

## 6. CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI DELLE MISURE

I dati ricavati dalle indagini ultrasoniche si prestano ad una serie di considerazioni, utili per la valutazione del grado di danneggiamento dei pilastri.

I pilastri che costituiscono i telai longitudinali appaiono realizzati con lo stesso tipo di calcestruzzo: infatti, nei punti dove l'attenuazione delle onde vibrazionali è minima (valori dell'ampiezza dell'onda pari a 14-15V), la velocità ultrasonica presenta valori intorno a 4100-4200 m/s. In particolare, il pilastro 7, che per la posizione ed il colore superficiale sembra non sia stato soggetto ad elevati gradienti termici, presenta in tutti i punti di rilievo valori di velocità pressoché costanti, pari a 4050-4100 m/s.

Nel pilastro 1 si è rilevata la massima velocità ultrasonica, pari a 4478 m/s, unitamente al minimo di attenuazione dell'onda (v. fig. 4). Sulla base di tale valore di velocità, utilizzando la relazione [2]:

$$R_{crit} = 7,8 + 5,674 * 10^{-21} * V_{lc}^6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

può stimarsi una resistenza di 53 N/mm<sup>2</sup>; in corrispondenza, le prove di compressione sulle carote danno resistenze molto elevate, di valori vicini a quello stimato.

Nei pilastri del telaio est e del telaio centrale, che presentano una colorazione rosa della superficie interna al capannone lato est, la velocità ultrasonica misurata in direzione N-S, cioè fra le due facce dei pilastri aderenti al tamponamento, presenta valori non eccessivamente dispersi, vicini a quelli rilevati nel pilastro 7, mentre nella direzione ortogonale le velocità sono ovunque più basse. Nella maggior parte delle misurazioni, poi, le onde risultano molto attenuate

(v. fig. 5). Ciò sta ad indicare la presenza di diffusi difetti interni, probabilmente microfessure a giudicare dal valore ancora elevato della velocità in direzione N-S, e di difetti più importanti, probabilmente in corrispondenza della superficie interna più esposta, che danno luogo a velocità ridotte in direzione E-O.

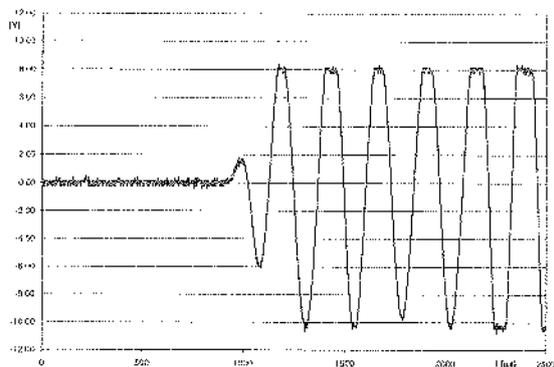


Figura 4 – Oscillogramma pilastro 1

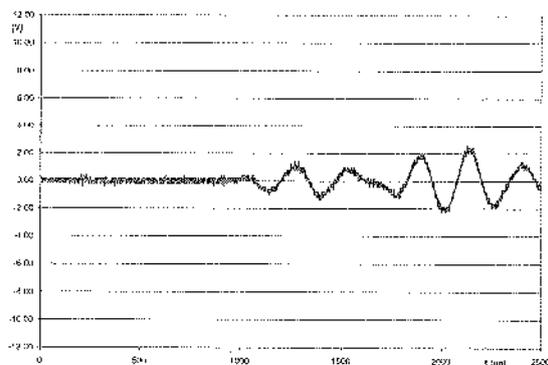


Figura 5 – Oscillogramma pilastro 7

I valori ricavati dalle prove sulle carote, generalmente più bassi rispetto ai precedenti e molto diversi anche per provini ricavati dalla stessa carota, confermano l'abbattimento delle resistenze in questi pilastri legato alla presenza di difetti.

Infine, nel pilastro 8 si sono misurate ovunque velocità più basse che non nelle zone integre degli altri e valori dell'attenuazione poco dispersi. Questo porta a concludere che il pilastro sia costituito da calcestruzzo di qualità inferiore rispetto a quello dei telai longitudinali, senza evidenti alterazioni. I due valori di resistenza misurati sulle carote, molto vicini fra loro, sono in linea con quello stimato in base alla velocità ultrasonica.

## 7. CONCLUSIONI

I risultati di una campagna di prove effettuata sui pilastri di un edificio industriale in cui si era sviluppato un incendio, ha mostrato la validità del metodo di indagine con ultrasuoni per la valutazione dello stato di degrado del calcestruzzo conseguente all'esposizione ad elevate temperature. Il confronto delle misure della velocità ultrasonica e dell'ampiezza delle onde vibrazionali effettuate in più punti dello stesso elemento strutturale e in elementi strutturali omogenei, permette l'individuazione dei difetti ed una stima dell'abbattimento della resistenza provocata dal fuoco.

La rapidità di esecuzione delle misure e la non invasività del metodo permettono di estendere il rilievo a molte membrature così da ottenere una mappatura dettagliata del livello di danneggiamento sulla base della quale pianificare gli interventi di recupero.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CIANFRONE P., 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", 10° Congr. Naz. AIPnD, Ravenna.
- [3] NEVILLE A. M., 1980: "Le proprietà del calcestruzzo", Sansoni Ed., Firenze.

# 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

Maria Luisa Beconcini<sup>1</sup>, Paolo Formichi<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento Ingegneria Strutturale, Università di Pisa.

## SOMMARIO

Nel campo della valutazione della resistenza del calcestruzzo mediante prove non distruttive le metodologie di prova e di misura sono ormai consolidate e codificate da tempo, la fase di interpretazione dei dati è però tutt'ora oggetto di approfondimenti anche in campo normativo; risale infatti solamente all'aprile 2003 il progetto di norma europea prEN 13791 sull'argomento.

Le numerose esperienze nell'ambito dell'attività del Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Pisa, hanno consentito di formare un vasto campione di misure non distruttive e di resistenza a compressione di carote. Se da un lato le indagini svolte e le correlazioni ricavate hanno consentito di verificare in buona misura la validità dei metodi di interpretazione maggiormente utilizzati, dall'altro hanno evidenziato numerosi casi in cui anomalie dei campioni e fattori di influenza sulle misure davano luogo ad evidenti deviazioni dalle correlazioni impiegate.

Nel presente lavoro si illustrano i principali risultati ottenuti e si esprimono alcune considerazioni circa le cautele da adottare per l'interpretazione dei risultati delle prove non distruttive, con particolare riguardo all'impiego della norma prEN 13791.

## SUMMARY

The procedures to be followed in non destructive tests for the estimation of in-situ concrete's compressive strength, are codified from a long time; on the contrary the definition of a technique or at least some guidance for the interpretation of tests' results, is currently under discussion. Actually only on April 2003 it has been finalized a draft of an EN code (the prEN 13971), dealing with such topic.

The huge database of in-situ measures performed on concrete structures, available at the Laboratory for Testing Materials of the Department of Structural Engineering of the University of Pisa, allowed to set up a wide data sample, made up by results from non destructive tests and compressive strength of cores. On one side the analysis of data confirmed the validity of the correlation curves normally adopted for the estimation of concrete's compressive strength; on the other side the studies put in evidence, in the many cases in which deviations from the above correlations were experienced, the factors which primarily affect the estimations.

In the present work they are shown the main obtained results and they are formulated some considerations about the interpretation of results in non destructive tests campaigns, specifically addressed to the use of the new prEN 13791.

## 1. PREMESSA

Certamente la proprietà che maggiormente qualifica un calcestruzzo è la resistenza a compressione; tale proprietà, come ben noto, dipende dalle caratteristiche dell'impasto ma anche da numerosi altri fattori, fra cui i più importanti la compattazione del getto e le condizioni di maturazione. Risulta pertanto che il più utilizzato metodo di determinazione della resistenza di un calcestruzzo – la prova a compressione su provini di caratteristiche normalizzate eseguita secondo procedure normalizzate – non fornisce una misura reale dell'effettiva resistenza del calcestruzzo nelle opere, in quanto le condizioni di compattazione e maturazione dei provini sono in generale assai diverse da quelle delle strutture.

Le diverse caratteristiche dei calcestruzzi in situ rispetto a quelle dei provini portano a definire una resistenza standard – quella ricavata dai provini – ed una resistenza in opera, che viene misurata sui calcestruzzi nelle strutture. Tali resistenze, per quanto sopra descritto, non risultano quasi mai uguali ed inoltre, seppure anche i valori di resistenza ricavati dalle prove

su più provini con identiche caratteristiche mostrino una certa dispersione, i valori ricavati in situ sono generalmente più dispersi, proprio in relazione ai molti fattori che influenzano la resistenza e che possono variare da zona a zona.

Tutti i metodi utilizzati per la determinazione della resistenza in opera, sia diretti che indiretti, risentono, oltre che dell'influenza dei fattori di disturbo, della variazione di tali caratteristiche; risulta pertanto incerta la relazione fra resistenza in situ e resistenza standard ed ancor più la definizione di correlazioni fra le grandezze fisiche misurate con metodi non distruttivi e la resistenza a compressione.

E' per questi motivi che tuttora non si dispone di metodologie consolidate per la valutazione della resistenza del calcestruzzo in situ attraverso i metodi indiretti, seppure queste tecniche siano in uso ormai da lungo tempo ed abbiano una diffusione notevole.

Attualmente a livello europeo è allo studio una norma contenente indicazioni circa il numero ed il tipo di misure da effettuare e le modalità di interpretazione delle misure stesse

ai fini della valutazione della resistenza del calcestruzzo nelle strutture. Tale norma è ben lontana da un assetto definitivo; peraltro, l'applicazione ad alcuni campioni di dati, delle metodologie illustrate nella versione provvisoria attualmente in circolazione, fornisce risultati poco convincenti.

Nel presente studio si illustrano dapprima i risultati dell'analisi dei dati relativi ad alcuni campioni per fornire una misura della dispersione delle caratteristiche dei calcestruzzi in opera.

In seguito, avvalendosi dei risultati ottenuti da numerose campagne di indagini, si rivedono criticamente e si delineano le potenzialità delle metodiche non distruttive finalizzate alla determinazione della resistenza dei calcestruzzi delle strutture.

Infine, si illustrano criticamente gli aspetti fondamentali della bozza di normativa e si mostrano i risultati dell'applicazione ad alcuni campioni di dati.

## 2. VARIABILITÀ DELLA DENSITÀ IN OPERA: RIFLESSI SULLA RESISTENZA

La stima della resistenza del calcestruzzo in opera a mezzo di prove di compressione sui campioni prelevati in fase di getto, secondo procedure standard di confezionamento e di prova, presenta numerose incertezze. Esse sono conseguenza dei vari fattori che influenzano lo sviluppo della resistenza meccanica del conglomerato, principalmente in ordine al grado di compattazione e alle condizioni termo-igrometriche di maturazione dei getti.

Basti pensare all'efficacia della vibrazione del calcestruzzo fresco in aree con gabbie di armatura più fitta, quali i nodi trave-colonna o le estremità dei pilastri, a confronto con la stessa operazione eseguita nelle forme di confezionamento dei provini destinati alle prove di compressione.

Si aggiunga poi l'estrema variabilità del rapporto tra la superficie esterna dei getti e il volume del getto stesso in opera o per i provini.

Entrambi i fattori sopra menzionati concorrono ad alterare le condizioni di sviluppo della resistenza meccanica del calcestruzzo ed anche della sua densità.

La variazione della densità è inoltre correlabile con la variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Nell'istogramma della Fig. 1 è riportata, in ordinata, la frequenza con cui si manifestano i differenti valori di densità, riportati in ascissa, misurati su un campione costituito da circa 200 cubi ed altrettante carote prelevate da strutture esistenti.

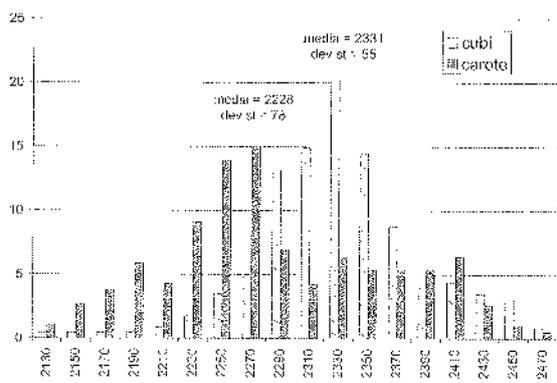


Figura 1 Iistogramma delle frequenze per la densità del calcestruzzo, misurata su cubi e carote.

Risulta evidente che l'istogramma delle frequenze relativo ai dati di densità misurati sui cubi presenta un valore medio ( $\rho_m = 2331 \text{ Kg/m}^3$ ) più alto di circa  $100 \text{ Kg/m}^3$ , rispetto al corrispondente valore misurato sulle carote ( $\rho_m = 2228 \text{ Kg/m}^3$ ). Se ne deduce che le condizioni di costipazione dei cubi sono mediamente migliori di quelle del calcestruzzo in opera.

Si osserva poi come la dispersione dei dati relativi alle carote sia ben maggiore (circa 1,4 volte) di quella relativa ai cubi.

Un'altra considerazione riguarda l'acqua di idratazione, che verosimilmente è presente in maggior quantità nei getti dei provini cubici la cui stagionatura, in media, va da uno a pochi mesi, piuttosto che nei getti in opera, generalmente più "datati".

Una ulteriore conferma della minore dispersione dei dati densitometrici consegue dall'esame della variabilità dei dati stessi all'interno di gruppi di provini prelevati dal medesimo getto di calcestruzzo o da stesse membrature in opera.

Si sono esaminati 74 campioni formati da gruppi di cubi (da 2 a 4) appartenenti allo stesso prelievo e 39 gruppi di provini (da 2 a 12) a loro volta ricavati dalla stessa carota.

Nell'istogramma della figura 2 è riportata, in corrispondenza dei valori delle differenze di densità registrate per i provini di ciascun gruppo, la frequenza con cui detta differenza si manifesta nel campione dei cubi e in quello delle carote.

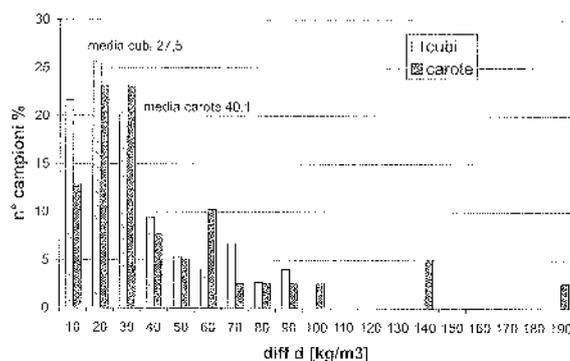


Figura 2 Iistogramma delle frequenze delle differenze di densità del calcestruzzo, misurata su gruppi omogenei di cubi e carote.

Si osserva come, ancora una volta, le carote diano luogo a maggiore dispersione dei dati, con differenze di densità fino a  $190 \text{ Kg/m}^3$  tra provini ricavati dalla stessa carota. La media delle differenze di densità misurata su carote è di  $40,1 \text{ Kg/m}^3$ , mentre per i cubi il valore medio scende a  $27,5 \text{ Kg/m}^3$ .

A ulteriore giustificazione delle differenze rilevate nei valori della densità del calcestruzzo in opera è utile richiamare il caso specifico di un gruppo di 12 provini ricavati da un'unica carota prelevata da una delle pile di un viadotto della nuova linea ferroviaria Alta Velocità Roma-Napoli. La pila in esame è a sezione rettangolare piena delle dimensioni in pianta di  $2,50 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$ . La carota è stata prelevata mediante foratura orizzontale passante trasversalmente al fusto della pila.

Le prove hanno evidenziato che la densità del conglomerato varia tra  $2300 \text{ Kg/m}^3$  e  $2440 \text{ Kg/m}^3$  circa. Questo dato si accompagna ad una altrettanto ampia

variazione della resistenza a compressione, da  $R_{cil} = 36.8$   $N/mm^2$ , a  $R_{cil} = 55.1$   $N/mm^2$ .

E' interessante osservare che la relazione resistenza-densità per questo particolare gruppo di provini segue abbastanza bene la correlazione generale ricavata per l'intero campione delle carote. E' qui evidente l'effetto dell'evaporazione dell'acqua di idratazione nelle diverse parti della massa del getto e quanto questo influenzi la resistenza meccanica.

Nella figura 3 sono riportati i valori della resistenza dei prelievi in funzione della loro densità; si nota una correlazione abbastanza ben definita, se si escludono alcuni gruppi di prelievi per i quali vi sono cause specifiche dell'apparente discordanza. Ad esempio: il gruppo 1 segnalato è relativo a prelievi effettuati in elementi prefabbricati, probabilmente realizzati con calcestruzzo additivato.

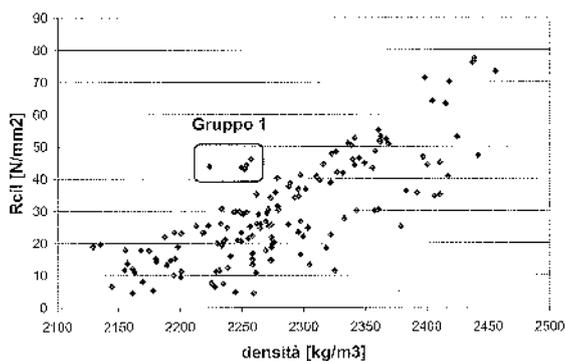


Figura 3 Grafico densità - resistenza cilindrica delle carote.

Sostituendo la resistenza alla compressione dei provini con la velocità di propagazione degli ultrasuoni, misurata sulle carote, si ottiene una correlazione con la densità analoga alla precedente, come risulta dall'esame del grafico di figura 4.

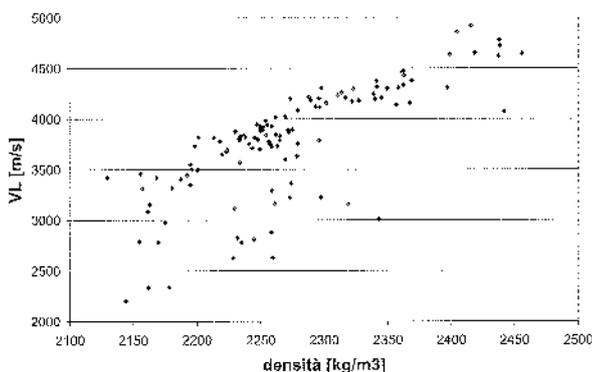


Figura 4 Grafico densità - velocità di propagazione delle onde ultrasoniche nelle carote.

### 3. METODI INDIRECTI PER LA VALUTAZIONE DELLA QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO: INDICE DI RIMBALZO SCLEROMETRICO E PROPAGAZIONE DEGLI ULTRASUONI

Il metodo dei carotaggi è certamente la metodologia di prova più valida per la caratterizzazione di un calcestruzzo in

opera, in quanto consente la determinazione diretta della resistenza mediante la prova di compressione.

Tuttavia, il carattere distruttivo di questo tipo di prova ed il conseguente danneggiamento degli elementi strutturali, non consentono, in generale, l'effettuazione di un numero di prove sufficiente a caratterizzare in modo significativo una intera struttura.

Le tecniche non distruttive, all'opposto, permettono di effettuare indagini su porzioni molto estese dei getti, in tempi e costi relativamente contenuti, ma in generale con un minor grado di attendibilità dei risultati.

Infatti le tecniche non distruttive sono tecniche indirette, cioè si basano sulla misura di grandezze fisiche correlate e risalgono alla grandezza di interesse attraverso relazioni ricavate empiricamente. La validità di tali metodi, quando utilizzati per stimare la resistenza in opera, è proprio legata alla disponibilità di valide correlazioni fra i valori misurati dagli strumenti e le resistenze effettive.

Occorre però notare che, se utilizzate con criterio, le tecniche non distruttive forniscono ulteriori informazioni, oltre alla stima della resistenza, molto utili per formulare un giudizio sulla qualità dei calcestruzzi in studio.

Le tecniche indirette attualmente più diffuse sono basate sulla misura dell'indice di rimbalzo dello sclerometro, sulla misura della velocità delle onde ultrasonore e tecniche che utilizzano combinatamente entrambe queste misure.

In genere le misure indirette sono accompagnate da un numero più limitato di prove distruttive che servono non tanto a calibrare la curva di correlazione, essendo in generale in numero non sufficiente per un'operazione di tal genere, piuttosto per mettere in luce eventuali anomalie che rendono non applicabili le correlazioni comunemente adottate.

#### 3.1 Considerazioni sul metodo dello sclerometro

La prova sclerometrica, è una delle prove non distruttive basate sul principio che il rimbalzo di una massa elastica dipende dalle caratteristiche di resistenza e rigidità della superficie su cui urta. Nella prova, l'energia cinetica della massa nell'urto è fissa, così come è costante la quota di energia dissipata per attriti interni allo strumento; l'energia disponibile è quindi in parte assorbita nell'interazione con il calcestruzzo e per il resto come energia di rimbalzo della massa. L'energia assorbita dal calcestruzzo dipende dal legame tensione-deformazioni, e perciò sia dalla resistenza che dalla rigidità del materiale. Poiché è possibile che calcestruzzi di medesima resistenza abbiano rigidità diverse, e viceversa, la correlazione fra indice di rimbalzo e resistenza del calcestruzzo non è univoca; essa dipende, in particolare, dalla natura dell'aggregato, che influisce notevolmente sulla rigidità del conglomerato.

Poiché la prova sclerometrica interessa solo uno strato di piccolo spessore (da 1 a 3 cm circa) della superficie dell'elemento strutturale, l'indice di rimbalzo può non essere rappresentativo del calcestruzzo all'interno. Ad esempio, la presenza di uno strato carbonatato dà luogo ad un indice maggiore di quello offerto dal calcestruzzo interno.

Essendo la dispersione dei risultati riguardanti uno stesso tipo di materiale piuttosto piccola, le prove sclerometriche si prestano bene per rilevare l'uniformità delle caratteristiche del calcestruzzo nelle strutture o per misure di confronto con calcestruzzi di caratteristiche note.

Nella determinazione della resistenza del calcestruzzo in situ, invece, sono molti i fattori che influenzano le misure

sclerometriche: tipo di cemento, tipo di aggregato, tipo di superficie, umidità superficiale, carbonatazione, età del getto, modalità di maturazione, compattazione.

E' quindi molto importante tener conto degli effetti dei vari fattori di influenza per una corretta interpretazione delle prove sclerometriche.

A titolo di esempio nel grafico di figura 5 sono riportate le coppie di valori resistenza cilindrica delle carote – indice di rimbalzo sclerometrico misurato sul calcestruzzo delle membrature strutturali indagate prima del prelievo delle carote.

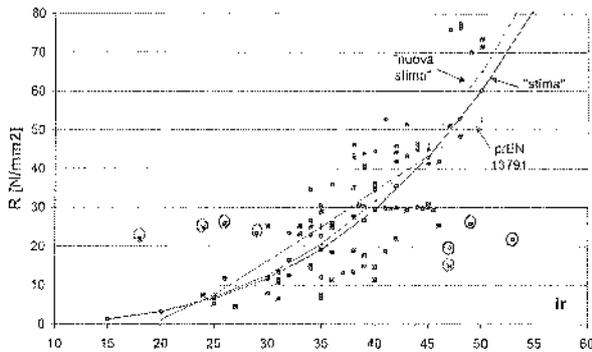


Figura 5 Grafico resistenza cilindrica delle carote – indice di rimbalzo sclerometrico.

Si osserva come i dati presentino un'ampia dispersione, ciò che è confermato dal basso indice di correlazione del campione, che vale  $r = 0,62$ .

Un più approfondito esame del campione, però, consente di escludere, quali dati "anomali", alcune serie di risultati.

In effetti, i dati cerchiati, situati nella zona di sinistra del grafico, appartengono ad un gruppo di carote prelevate da setti in calcestruzzo molto degradati superficialmente a causa del dilavamento prodotto da sostanze corrosive; per questi campioni le condizioni superficiali del calcestruzzo hanno condotto ad una evidente sottostima della resistenza a compressione del conglomerato rispetto alla resistenza misurata sulle carote.

I dati cerchiati posti sulla destra del grafico appartengono invece ad un gruppo di carote estratte da pilastri in cui si è rilevato uno spesso strato superficiale carbonatato; ciò che ha condotto, con il solo utilizzo dello sclerometro, ad una ingiustificata sovrastima della resistenza rispetto alla resistenza dalle carote.

Escludendo i dati di cui sopra e ricalcolando la correlazione tra i dati restanti, si ricava un valore di  $r$  pari a 0,80.

Nello stesso grafico della figura 5 sono inoltre riportate le due curve di regressione calcolate per il campione in studio:

la curva "stima" relativa all'intero campione [1]:

$$R_{cil} = 2,2 \cdot 10^{-4} \cdot I_r^{3,2} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

la curva "nuova", relativa al campione ridotto per l'esclusione dei dati ritenuti "anomali":

$$R_{cil} = 2,14 \cdot 10^{-4} \cdot I_r^{3,21} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

E' poi riportata la retta di correlazione proposta dal progetto di norma europea [2], commentata nel seguito.

### 3.2 Considerazioni sul metodo della velocità di propagazione degli ultrasuoni

Il metodo consiste nell'analisi delle modalità di propagazione di onde elastiche di vibrazione attraverso il materiale in esame, modalità che sono strettamente collegate con le caratteristiche elastiche del mezzo (modulo di elasticità e modulo di Poisson dinamici) e con la sua densità. Il legame tra velocità di propagazione delle onde ultrasonore e resistenza a compressione del calcestruzzo non è però ricavabile dalle correlazioni di cui sopra se non a mezzo di ulteriori correlazioni empiriche basate su numerose campagne sperimentali.

In effetti la resistenza a compressione si riferisce ad uno stato critico del materiale, in cui si raggiunge la rottura dei legami interni con formazione di fratture; il modulo elastico, invece, e quindi la velocità di propagazione, sono relative al campo in cui il materiale si può assumere in fase elastica, ben lontano quindi dallo stato critico.

In letteratura si trovano molteplici correlazioni empiriche tra velocità degli ultrasuoni e resistenza a compressione, derivate su base sperimentale. L'impiego delle curve per la stima della resistenza del calcestruzzo è sempre un'operazione delicata a causa dei molti fattori che influenzano le misure della velocità, tra i quali la percentuale di vuoti, la forma e le dimensioni degli aggregati, la presenza di barre di armatura.

L'umidità della massa del calcestruzzo poi rappresenta un fattore di influenza con effetti opposti a quelli sperimentabili con lo sclerometro; l'acqua agevola la trasmissione delle onde soniche all'interno del conglomerato, conducendo così a sovrastimare la resistenza.

Dall'analisi dei dati provenienti da numerose campagne di rilevamenti svolte dal Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Pisa, si è constatata una buona correlazione fra i valori di velocità degli ultrasuoni e quelli di resistenza delle carote; correlazione espressa dall'equazione [1]

$$R_{cil} = 7,8 + 5,674 \cdot 10^{-21} \cdot V_L^6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

che risulta molto vicina a quella della norma belga [3], cui viene fatto correntemente riferimento. L'indice di correlazione calcolato per il campione esaminato vale  $r = 0,91$ .

Il grafico di figura 6 illustra il campione dei dati sperimentali studiati, composto da 130 misure di velocità degli ultrasuoni ed altrettanti valori di resistenza a compressione delle carote sulle quali sono state effettuate le misure

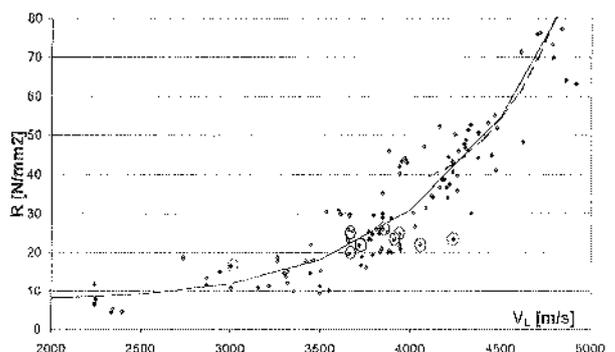


Figura 6 Grafico resistenza cilindrica delle carote – velocità di propagazione degli ultrasuoni.

Nel grafico è riportata la curva di regressione dedotta per i dati sperimentali analizzati, che copre valori di velocità ultrasonica rilevati da 2200 m/s a 4900 m/s.

Nello stesso grafico è riportata, a tratteggio, la curva di correlazione proposta dal progetto di norma europea prEN 13791, limitata al solo campo di velocità ultrasoniche previsto nel testo della norma, compreso tra 4100 m/s e 4800 m/s. Si osserva come la curva di regressione calcolata sulla base dei risultati sperimentali e la curva di correlazione proposta dalla prEN 13791, siano pressoché sovrapponibili nel campo di definizione di quest'ultima.

In merito all'analisi delle misure di velocità, è necessario osservare che il solo esame di questo parametro finalizzato alla stima della resistenza del calcestruzzo, in analogia a quanto visto in precedenza per il caso dello sclerometro, può condurre a significativi errori, soprattutto in presenza di difetti all'interno del calcestruzzo.

In effetti lo studio dell'attenuazione della velocità di trasmissione degli ultrasuoni e dell'energia con essi trasmessa, consente di "mappare" ampie regioni di membrature strutturali alla ricerca di imperfezioni occulte [4]. A questo scopo è necessario disporre di misure congiunte dei tempi di propagazione, e quindi della velocità delle onde, e dell'ampiezza delle onde, così come queste raggiungono la sonda ricevente dello strumento, rilevabile utilizzando un oscilloscopio.

L'analisi dell'ampiezza dell'onda in arrivo non dà luogo a valutazioni quantitative, però permette di riconoscere la presenza di discontinuità o di difetti, più genericamente di singolarità nella massa del calcestruzzo; quindi, da un lato fornisce informazioni sulla qualità del getto, che sono altrettanto importanti delle informazioni sulla resistenza, e dall'altro suggerisce criteri di scelta dei punti di misura maggiormente significativi per effettuare la stima della resistenza. In generale, infatti, si dovranno effettuare misure di velocità e di ampiezza in più punti dell'elemento strutturale indagato, dei quali verrà scelto quello in cui le ampiezze risulteranno maggiori; le velocità corrispondenti saranno utilizzate per la stima della resistenza, essendo così stato ridotto il rischio di errori dovuti alla presenza di singolarità.

L'analisi dell'ampiezza dell'onda può essere fatta solo per confronto fra le ampiezze delle onde in arrivo rilevate nello stesso elemento strutturale o in elementi strutturali uguali, sia come materiale che come dimensioni, nella direzione di propagazione dell'onda e trasversali. Questo perché, mentre il tempo di transito è valutato con riferimento al primo fronte d'onda che raggiunge la sonda ricevente perciò quello diretto, l'ampiezza dell'onda è influenzata anche dalle onde riflesse.

A titolo di esempio si riportano qui i risultati delle indagini svolte su un pilastro di un edificio industriale, su cui sono state effettuate misure della velocità di propagazione degli ultrasuoni lungo più sezioni trasversali.

Dai 10 rilevamenti effettuati si sono ricavati i seguenti dati:

- in 9 sezioni la velocità degli ultrasuoni varia da 3488 a 3659 m/s; l'ampiezza dell'onda in arrivo è sempre superiore a 18 V e ripetendo la misura nello stesso punto non si osservano variazioni di rilievo né del tempo di transito né dell'ampiezza dell'onda;
- nella restante sezione sono state effettuate tre misurazioni, che hanno dato risultati tra loro diversi ed in generale con valori inferiori, sia in termini di

velocità che di ampiezza, rispetto ai valori ricavati nelle altre sezioni.

Il valore medio della resistenza a compressione rilevato sulle carote estratte dal pilastro risulta di 22,8 N/mm<sup>2</sup>, abbastanza prossimo 21,4 N/mm<sup>2</sup>, valore stimato in base alla velocità di propagazione massima (3659 m/s) utilizzando la correlazione indicata in 3.2.

L'interpretazione dei risultati delle misurazioni porta a concludere che il pilastro in esame è costituito da calcestruzzo caratterizzato da  $R_{cil}$  pari a circa 22 N/mm<sup>2</sup>, in cui sono presenti zone con difetti, probabilmente dei vuoti, denunciati da minore velocità di transito e ampiezza dell'onda, ma di estensione abbastanza limitata perché basta un piccolo spostamento delle sonde a riportare le misure ai valori correnti.

### 3.3 Metodi combinati

Più sopra si è accennato ai fattori di disturbo che affliggono le stime della resistenza del calcestruzzo nei metodi dello sclerometro e della velocità degli ultrasuoni. Si è anche visto come in taluni casi detti fattori siano causa di alterazioni opposte delle stesse stime, come avviene nel caso di elevato tenore di umidità nella massa del calcestruzzo. Ne consegue che l'utilizzo combinato di più metodi di indagine non distruttiva può favorire l'eliminazione o l'attenuazione degli effetti che i fattori di influenza hanno in ciascuna tecnica, sulla stima della resistenza a compressione del calcestruzzo.

E' noto che la tecnica combinata sclerometro-ultrasuoni (sonreb) fornisce risultati più affidabili in termini di stima della resistenza rispetto alle singole tecniche componenti.

In aggiunta, l'esecuzione di due serie di misure, fornisce maggiori informazioni anche di tipo qualitativo (come è nel caso dell'impiego dell'oscilloscopio), che contribuiscono a definire meglio la natura del materiale indagato, la sua omogeneità e l'affidabilità delle stime stesse.

Sulla base dei risultati sperimentali ricavati dalle campagne di indagine svolte dal Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Pisa, più sopra citate, si è tracciato il grafico della figura 7, nel quale in ascissa sono riportati i valori dell'indice di rimbalzo sclerometrico rilevato su membrature in opera, mentre in ordinata sono riportati i corrispondenti valori della velocità di propagazione degli ultrasuoni, misurata sia in situ che sulle carote estratte dalle membrature indagate.

Si osserva che, fatta eccezione per i dati "anomali", evidenziati con un cerchietto, di cui si è detto sopra, i dati presentano una discreta correlazione ( $r = 0,80$ ).

Nel grafico si è riportata anche la retta di regressione calcolata per i soli dati "non anomali". Il rilevamento di coppie di valori indice di rimbalzo-velocità degli ultrasuoni vistosamente discosti dalla retta suggerisce l'approfondimento delle indagini, ad esempio mediante carotaggio.

Ciascuno dei 74 punti rappresentati nel grafico di figura 7 rappresenta una prova su di un calcestruzzo, nella quale sono stati effettuati:

- misure dell'indice di rimbalzo sclerometrico;
- misure della velocità di propagazione degli ultrasuoni in situ o su carote;
- prova di compressione su campioni prelevati mediante carotaggio.

I dati disponibili rendono possibile un confronto diretto tra i valori della resistenza a compressione delle carote con le

corrispondenti stime dedotte secondo i due metodi indiretti impiegati e secondo il metodo combinato.

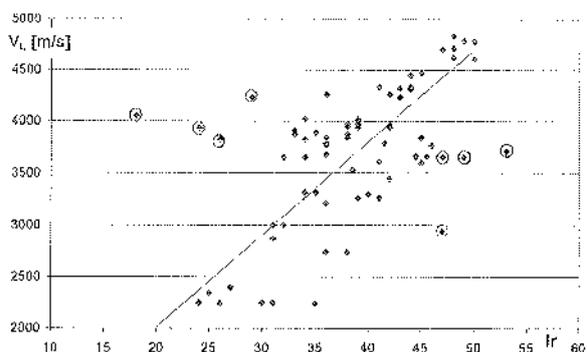


Figura 7 Grafico indice di rimbalzo sclerometrico – velocità di propagazione degli ultrasuoni.

Nel grafico della figura 8 si sono riportati, a titolo di esempio, alcune quaterne ordinate dei valori della resistenza del calcestruzzo: tre valori stimati (metodo dello sclerometro, ultrasuoni e metodo combinato sonreb) ed il valore della resistenza a compressione della carota.

Si osserva che il valore della stima ottenuta con il metodo combinato si avvicina maggiormente al valore della resistenza rilevata sulla carota che non i restanti valori stimati.

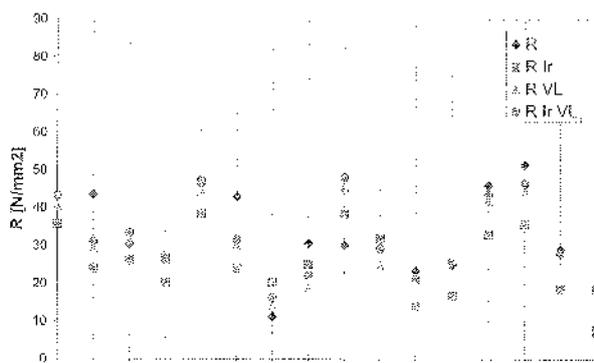


Figura 8 Valori della resistenza a compressione di 16 carote e corrispondenti stime dedotte con i metodi non distruttivi.

In effetti, calcolando la differenza tra resistenza della carota e la stima della resistenza del calcestruzzo dedotta attraverso ciascuno dei tre metodi, per il campione studiato si ricavano i seguenti valori medi:

- $\Delta (R_{carota} - R_{scler}) = 2,7 \text{ N/mm}^2$ ;
- $\Delta (R_{carota} - R_{ultrasuoni}) = 1,8 \text{ N/mm}^2$ ;
- $\Delta (R_{carota} - R_{sonreb}) = 0,4 \text{ N/mm}^2$ .

Considerando che la significatività delle stime aumenta al diminuire della differenza tra valore della resistenza della carota e valore stimato, si ha conferma di quanto affermato circa l'efficacia del metodo combinato; a quest'ultimo corrisponde infatti il più basso valore medio dello scarto, che è invece massimo per le stime basate sul solo metodo sclerometrico.

#### 4. IL PROGETTO DI NORMA prEN13791

Il progetto di norma europea prEN 13791 [2], la cui ultima bozza disponibile è datata Aprile 2003, è attualmente in fase di perfezionamento presso le commissioni di studio del CEN (Comitato Europeo di Normazione) ed è ancora probabilmente ben lontano da essere adottato dallo stesso CEN quale norma europea.

Con questa norma si intende conseguire i seguenti obiettivi:

- fornire metodi e procedure per la determinazione della resistenza a compressione in situ del calcestruzzo in elementi strutturali sia gettati in opera che prefabbricati;
- fornire i principi ed indicare la metodologia da seguire per la determinazione della correlazione tra i risultati delle prove non distruttive e di carotaggio;
- fornire le indicazioni necessarie per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in situ sulla base di metodologie di indagine indiretta, calibrate con risultati di prove su carote.

Come si vede gli scopi della norma sono molto ambiziosi, soprattutto se si considera la complessità del problema, che si è appena tentato di descrivere nei paragrafi precedenti.

La volontà di normalizzare non tanto le procedure di prova, peraltro ovviamente già codificate in altre norme EN, ma le procedure da seguire per l'interpretazione dei risultati che da queste si ottengono, se da un lato rappresenta un apprezzabile sforzo per la armonizzazione delle procedure stesse, dall'altro impone delle semplificazioni che talvolta appaiono eccessive, soprattutto in considerazione delle molteplici variabili, non tutte trascurabili, che intervengono nel processo di stima della resistenza del calcestruzzo in situ.

Le principali critiche che si possono muovere alla versione attualmente in circolazione della norma, a parere di chi scrive, possono essere riassunte nelle seguenti:

- la norma indica un metodo analitico, ed in parte acritico, di elaborazione dei dati ottenuti dalle prove non distruttive e di carotaggio, per la loro correlazione ed interpretazione; tale metodo prescinde da ulteriori considerazioni qualitative, che, come abbiamo visto, possono risultare determinanti nel giudicare i risultati delle prove;
- le stime della resistenza del calcestruzzo basate sulla velocità di propagazione degli ultrasuoni sono limitate ai valori di velocità compresi tra 4100 e 4800 m/s. Le prove condotte su calcestruzzi "datati", di cui in questo lavoro si è dato un esempio, comportano spesso la rilevazione di valori di velocità ben al di sotto del limite minimo previsto. La norma sembra quindi impedire l'applicazione del metodo a tali calcestruzzi, per i quali invece si trovano buone correlazioni tra velocità degli ultrasuoni e resistenza a compressione;
- il metodo suggerito per la combinazione dei risultati delle prove non distruttive con quelli delle prove di compressione di carote, prevede l'impiego di almeno 9 carote ed altrettante misure di tipo non distruttivo. L'estrazione di 9 carote da una struttura che debba mantenersi in servizio a seguito delle prove, seppure auspicabile, non è sempre possibile, il che sembra condurre alla inapplicabilità della norma per campagne di indagine più limitate, mentre invece si è visto che l'impiego di dati sperimentali derivanti da altri studi, disponibili in letteratura, possono essere impiegati per estendere il campione di riferimento.

Sulla base dei dati disponibili più volte richiamati, si è tentata un'applicazione pedissequa delle prescrizioni della bozza della prEN 13791, relativamente al metodo degli ultrasuoni, ma considerazioni analoghe possono essere fatte anche per il metodo dello sclerometro.

La norma prevede di effettuare la calibrazione della curva di correlazione per ciascuna "regione di prova", intesa come insieme di elementi strutturali omogenei: in questa regione dovranno essere prelevate almeno nove carote e valutate le corrispondenti velocità ultrasoniche; utilizzando le coppie di valori così ricavate, si può costruire la curva di correlazione specifica per quella regione di prova.

Utilizzando un campione costituito da una vasta serie di coppie di valori resistenza della carota-velocità ultrasonica misurate in una stessa regione di prova, si è operata per tre volte la calibrazione della curva scegliendo ogni volta un insieme diverso delle nove coppie di valori di confronto (nella figura 9 sono messi in evidenza i tre insiemi).

Ciascuna volta, poi, si sono ricavate le resistenze sulla base delle velocità ultrasoniche rilevate nei rimanenti punti attraverso la specifica curva di calibrazione, la cui forma "base" è indicata nella stessa figura 9.

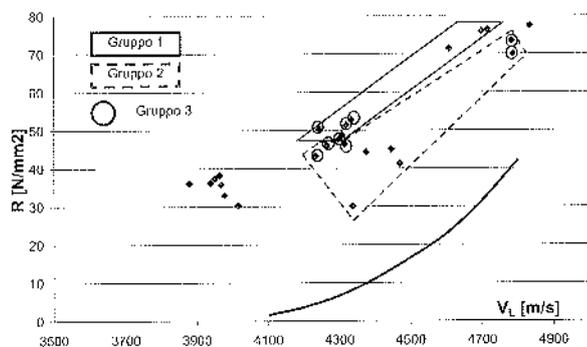


Figura 9 Grafico velocità degli ultrasuoni – resistenza cilindrica delle carote per tre gruppi di 9 campioni ciascuno.

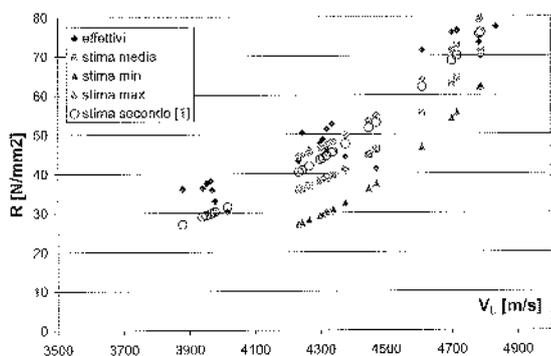


Figura 10 Grafico velocità degli ultrasuoni – stima della resistenza cilindrica per tre gruppi di 9 campioni ciascuno.

Nei tre casi si ottengono stime molto diverse fra loro, come evidenziato nel grafico di figura 10, dove con i rombi sono indicati i valori di resistenza effettivi, ottenuti dalle prove sulle carote, e con i quadrati, i tondi ed i triangoli, le stime

valutate secondo il metodo della prEN 13791 per le tre diverse scelte, come sopra descritto. Infine, i cerchietti rappresentano le stime secondo la correlazione del par. 3.2, che permette di stimare anche valori corrispondenti a velocità minori di 4100 m/s.

## 5. CONCLUSIONI: UN MODO OTTIMALE DI OPERARE

I numerosi fattori che intervengono nella stima della resistenza a compressione del calcestruzzo, attraverso tecniche di indagine non distruttive, impongono grande cautela nella fase di interpretazione dei risultati delle misure in situ.

È sempre auspicabile operare utilizzando più metodi di indagine possibili ed analizzarne congiuntamente e criticamente i risultati.

Il metodo dello sclerometro, seppure estremamente diffuso, è affetto dalle maggiori incertezze, ma utilizzato in modo estensivo può fornire utili indicazioni circa l'omogeneità del calcestruzzo delle varie membrature strutturali indagate.

Il metodo basato sulla misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni manifesta una elevata sensibilità alla presenza di imperfezioni locali nei getti; le misure di velocità se accompagnate da quelle di ampiezza delle onde soniche garantiscono migliori risultati e contribuiscono a definire la presenza e l'estensione di eventuali vuoti, fessure ecc.

Il confronto delle stime ottenute con metodi diversi e la loro combinazione indica il grado di attendibilità delle stime stesse, che viene ulteriormente validato qualora si disponga di misure dirette su carote. Quest'ultimo raffronto, soprattutto quando è riferito ad un numero limitato di carote, come accade correntemente, dovrebbe essere riguardato come indice di attendibilità delle stime ottenute con i metodi indiretti e non già quale mezzo per "tarare" le curve di correlazione che li caratterizzano, operazione per la quale occorre un campione di dati più ampio possibile.

Infine il confronto di più valori stimati della resistenza a compressione del calcestruzzo, quando mette in evidenza macroscopiche discordanze, contribuisce a localizzare i punti e le membrature presso i quali è necessario approfondire le indagini, sia estendendo le misure indirette, che aumentando il numero dei prelievi mediante carotaggio.

L'approccio analitico proposto dalla bozza di norma europea prEN 13791 sembra privilegiare la semplificazione procedurale nell'interpretazione dei risultati delle prove non distruttive, piuttosto che richiamare l'attenzione sulla necessità di un'analisi critica delle misure ed di una loro accurata progettazione.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] 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", 10° Congr. Naz. AIPnD, Ravenna.
- [2] prEN 13791, April 2003, "Assessment of concrete compressive strength in structures or in structural elements", CEN-TC 104 - Brussels
- [3] NBN B15 - 229/1976 - "Essais des bétons: essais non-destructifs: mesure de la vitesse du son", Norme Belge.

- [4] CIANFRONE F., 1993: "Indagini microsismiche ed ultrasoniche", Atti Seminario AICAP, Venezia.
- [5] Cestelli Guidi M., Morelli G., 1981: "Valutazione della resistenza dei calcestruzzi sulle strutture finite", L'Industria Italiana del Cemento, 3 1981.
- [6] Di Leo A., Di Tommaso A., Pascale G., 1983: "Rassegna critica delle metodologie per la diagnosi in situ dei calcestruzzi", Centro Studi Oikos, Ente Fiere Bologna, Recupero edilizio: rilevamento e diagnostica, 2, 1983.
- [7] Tattoni S. 1988: "Caratterizzazione del calcestruzzo di strutture esistenti mediante indagini non distruttive", Corso di perfezionamento per le costruzioni in c.a. F.lli Pesenti, Politecnico di Milano.
- [8] Barbarito B., 1969: "Sulla determinazione della resistenza del conglomerato cementizio in opera", L'Industria Italiana del Cemento, 4, 1969.
- [9] "Recommendations for testing concrete by hardness methods", Matériaux et Constructions, Vol. 10, n° 59, 1977.
- [10] Meneghetti F., Meneghetti T., 1983: "Aspetti sperimentali e applicativi sulla valutazione della qualità del calcestruzzo in situ", Atti Conv. SAIE, Bologna.
- [11] Bocca P., Cianfrone F., 1983: "Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata", L'Industria Italiana del Cemento, 6, 1983.
- [12] Di Leo A., Pascale G., Viola E., 1983: "Assessment of concrete strength by means of non-destructive methods", IABSE Symposium, Venezia.
- [13] Cianfrone F., Facaoaru I., 1979: "Studio per l'introduzione in Italia del metodo non distruttivo combinato: ultrasuoni + indice di rimbalzo di uno sclerometro Schmidt, per la determinazione in loco della resistenza del calcestruzzo", Rivista LIPE, 6/7.
- [14] Levrero S., Tattoni S., 1984: "Analisi statistica dei risultati ottenuti con indagini non distruttive su una struttura in c.a.", L'Industria Italiana del Cemento, 11.
- [15] Braga F., Dolce M., Masi A., Nigro D., 1992: "Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive", L'Industria Italiana del Cemento, 3, 1992.
- [16] Menditto G., Capozucca R., Cerri M.N., 1992: "Alcune considerazioni sulle misure non distruttive sclerometro-ultrasuoni", Atti 9° Conv. CTE, Arezzo.

# CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE PRECONFEZIONATO

**Andrea Bolondi<sup>1</sup>, Roberto Marino<sup>2</sup>, Piero Giovanni Zanco<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> Ingegnere Civile. Unical spa, Presidente della Commissione Marketing ATECAP, Roma.

<sup>2</sup> Dottore in Chimica. Calcestruzzi spa, Italcementi Group, Presidente Commissione Tecnologica ATECAP, Bergamo.

<sup>3</sup> Geometra. Consulente, già Presidente Commissione Tecnologica ATECAP, Sulzano (BS).

## Sommario

Attraverso una rapida analisi della evoluzione del settore delle costruzioni in Italia, vengono spiegate le ragioni per le quali ATECAP, l'Associazione dei produttori italiani di calcestruzzo preconfezionato crede nelle opportunità offerte dal calcestruzzo autocompattante. Vengono illustrate le Linee Guida che l'Associazione ha redatto per fornire a tutti i produttori di calcestruzzo uno strumento utile alla corretta progettazione e produzione di SCC. Vengono inoltre illustrati gli strumenti forniti agli utilizzatori: la "carta di identità" per consentire la facile identificazione di SCC ed il "codice di regolamentazione" secondo cui le imprese associate si impegnano a produrre e distribuire SCC. Viene infine illustrato un film teso ad evidenziare le principali caratteristiche e vantaggi di SCC a committenti ed utilizzatori.

## Summary

Through a rapid analysis of the Italian building activity evolution, reasons are explained why ATECAP, the Italian ready mixed concrete producers association, believes in opportunities given by self compacting concrete. Guidance Lines to give to all the SCC producers useful instrument to design and produce SCC are showed. Documents arranged for contractors and users are still illustrated. The "identity card" is ended to make easy to identify SCC. The "regulation code" includes rules that SCC producers associated in ATECAP self-imposed to produce and distribute SCC. Finally a short movie shows to SCC potential users characteristics and advantages of self compacting concrete.

## 1. Premessa

Il rapporto tra le forze lavoro ed il cantiere di costruzioni, negli ultimi decenni ha subito i mutamenti radicali che ci sono evidenti e che traggono origine da diversi elementi, a volte fra loro disgiunti.

Già con i forti movimenti migratori degli anni '60 e '70, il cantiere è stato spesso vissuto come ambiente di lavoro temporaneo nell'attesa di trovare una collocazione professionale più certa. La grande industria rappresentava il

coronamento della ricerca del posto sicuro. Dalla precarietà e dalle intemperie.

In tempi più recenti, la maggiore scolarità e, fondamentale, il maggiore benessere, hanno spinto la forza lavoro verso attività meno pesanti ed ambizioni diverse.

Ormai pensionati i capimastri di anni lontani, alle nuove leve che si sono succedute sono venuti a mancare sia i loro insegnamenti che quelli, un tempo validi ed apprezzati, delle scuole professionali edili. Un patrimonio di conoscenze ed

esperienze è andato così svanendo. Un corposo ed esaustivo codice di buona pratica, non scritto, è sparito.

Più recenti flussi migratori, da Paesi in via di sviluppo, hanno ora immesso nei nostri cantieri forze la cui cultura professionale spesso non collima con la nostra e quando la difficoltà non ha inizio dalla stessa comunicazione linguistica.

Le cicliche fasi, a volte abbastanza prolungate, di stagnazione dell'attività edilizia ed una competitività sempre più accesa, hanno indotto gli operatori a dare sempre maggiore importanza ad una spasmodica riduzione dei costi.

La miriade di attività artigianali che si erano andate formando quale strumento di compensazione, economica e personale, alla diminuita attrattiva del tipo di lavoro, sono diventate facile strumento della terziarizzazione delle attività e proliferazione del subappalto. Le imprese di costruzioni hanno così tentato di recuperare margini di competitività attraverso la trasformazione di costi fissi in costi proporzionali e l'autofinanziamento ottenuto incrementando l'esposizione verso i fornitori meno esigenti e meno condizionanti delle banche. Fondamentalmente: finanziatori gratuiti.

Abbiamo quindi assistito ad un processo evolutivo (il termine suona quanto mai sarcastico) connotato da minore livello professionale e maggiore competitività le cui conseguenze pratiche dobbiamo riconoscere essere state dilatate da due ulteriori aspetti fondamentali: le norme ed i controlli.

Il quadro normativo va assumendo aspetti diametralmente opposti, ma non per questo meno allarmanti. L'integrazione europea ci porta ad acquisire e recepire, con ritmi che non trovano pari in nessun altro periodo passato, norme frutto di una cultura ed esperienza centro-nord europea che certo comprendiamo nella loro forma linguistica ma che, va ammesso, abbiamo innegabili difficoltà a rendere integralmente operative; almeno per ora.

Ad evitare l'evidente rischio di accrescere la divaricazione tra inappuntabili norme ed un mercato che non fosse in grado di rispettarle, è indispensabile che il processo normativo sia graduale sia nelle forme, passando progressivamente da quelle non cogenti a quelle cogenti, sia nella ricchezza dei contenuti.

Ma le norme, pur se coerenti alla corretta operatività, come i limiti di velocità si rispettano nella stessa misura in cui ne viene controllato il rispetto. I controlli, non v'è certo difficoltà ad ammetterlo, sono episodici e tolleranti. Basti pensare, in relazione ai collaudi ad esempio, al rapporto tra numero dei prelievi per le prove di compressione fatte e che si sarebbero dovute fare od alle esigenze di rapida manutenzione di molte strutture in cemento armato.

Le norme a tutela della salute e dell'ambiente anche sui cantieri trovano, finalmente, maggiore attenzione ed accoglienza.

In questo quadro il calcestruzzo autocompattante rappresenta un consistente contributo per contrastare le problematiche sopra esposte. Infatti:

- non abbisogna di alcuna azione od intervento degli addetti al getto. In particolare non abbisogna di alcun

intervento di vibrazione (la cui corretta tecnica è generalmente inapplicata).

- La eliminazione dei costi di mano d'opera, la maggiore rapidità di getto, il maggior grado di soddisfacimento del Committente e del Progettista, rappresentano riduzioni di costo che, rispetto la maggiore attenzione richiesta alle cassetture ed al costo della miscela, portano ad una complessiva riduzione dei costi.

- Le particolari caratteristiche delle miscele autocompattanti, con particolare riferimento alla loro elevata lavorabilità, anche in assenza di controllo assicurano che in opera siano comunque posti calcestruzzi molto prestazionali e durabili. Sono così escluse le pesanti alterazioni del rapporto acqua/cemento che, con elevata frequenza, caratterizzano la posa dei normali calcestruzzi.

- Il mancato uso dei vibrator elimina completamente sia le conseguenze che le persistenti vibrazioni possono causare all'uomo, sia i rischi di ipoacusia per gli addetti tanto in cantiere quanto negli stabilimenti di prefabbricazione. Il livello di rumorosità dell'intero ambiente di lavoro risulta notevolmente ridotto.

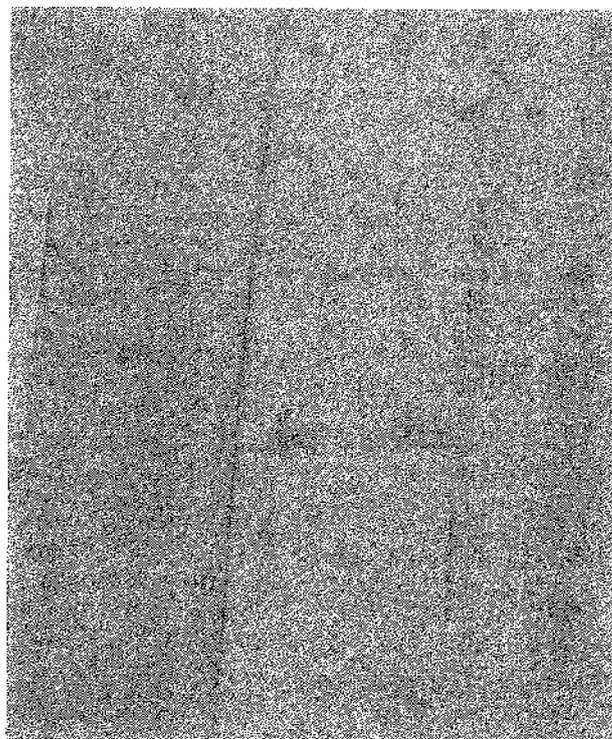


Fig. 1 - Risultato a vista di un buon SCC

## 2. ATECAP ed il suo approccio all' SCC

L'ATECAP, Associazione Tecnico Economica del Calcestruzzo Preconfezionato, tra i suoi obiettivi statuari ha quelli (apparentemente ovvi) di informare i propri associati, predisporre, a favore loro e di terzi, strumenti di formazione.

Occorre dare atto che nel passato, anche in anni lontani, sono stati realizzati calcestruzzi non segregabili pur se a lavorabilità particolarmente elevata. Si trova riscontro di miscele che, fornite di tali prerogative, hanno pienamente risolto non facili problemi di getto di strutture massicce, fittamente armate, risultate prive di vuoti e di "vespai". Pur in assenza di una oggettiva comparazione, abbiamo diretti e ripetuti riscontri di analoghi risultati ottenuti con l'impiego di curve granulometriche discontinue. Diversi sono quindi stati i casi in cui miscele di calcestruzzo, a buon titolo, possono essere considerate archetipi di calcestruzzi autocompattanti.

Nel caso del calcestruzzo autocompattante ATECAP ha però valutato, giustamente, che il SCC per le sue specificità di studio, messa a punto e caratterizzazione, per le implicazioni che ha sulla pianificazione e realizzazione del getto, per la diversa cultura che implica, non avesse dovuto essere considerato come un calcestruzzo "nuovo" o "speciale" ma come un "nuovo sistema" per la realizzazione di strutture in calcestruzzo armato.

Coerentemente a questa impostazione, ATECAP ha costituito un gruppo di lavoro che ha coinvolto esponenti delle proprie Commissioni Tecnologica e Marketing. Al termine di un ampio lavoro preparatorio ha scelto il progetto che lo stesso Gruppo di lavoro ha quindi sviluppato e che si è articolato in due direzioni: verso i produttori di calcestruzzo, anzitutto, quindi verso i destinatari di SCC. Con questo si è inteso confermare la chiara visione che la promozione di SCC non poteva che conseguire ad una concreta soddisfazione delle esigenze.

Per i produttori di calcestruzzo, associati e non, ha predisposto Linee Guida per la progettazione, qualifica, produzione e controllo di produzione del calcestruzzo autocompattante. Ha inoltre pianificato e realizzato una lunga serie di corsi di formazione dedicati al personale operativo e di controllo dei produttori di calcestruzzo. Attraverso questi strumenti l'Associazione ha inteso anzitutto porre in evidenza che il SCC deve mandatarialmente essere completamente autocompattante, quindi rispondente a tutti i relativi test di qualifica. Le Linee Guida rappresentano poi un caso, invero non frequente, con sui diversi soci ATECAP hanno voluto mettere a comune disposizione il proprio bagaglio di conoscenze ed esperienze al fine di favorire la immissione sul mercato di corretti SCC.

Nei confronti dei destinatari di SCC, ATECAP ha valutato il complesso delle figure professionali verso le quali indirizzare le proprie iniziative: produttori, committenti e utilizzatori. Ha poi considerato l'articolazione degli obiettivi ed orientato la sua scelta verso un insieme di strumenti, o kit di comunicazione, formato da un film della durata di sei minuti, da una "carta di identità" e da un "codice di regolamentazione".

Il primo obiettivo del piano è stato quello di far conoscere SCC ai produttori di calcestruzzo, ai progettisti e agli utilizzatori.

Il secondo quello di indicare le sue proprietà caratteristiche, in grado di farlo riconoscere rispetto al calcestruzzo tradizionale.

Il terzo obiettivo quello di impegnare i produttori a farlo bene e a diffonderne la conoscenza fra progettisti ed imprese in maniera efficace e coordinata.

ATECAP è altresì impegnata nella promozione e pianificazione di ricerche, su questo ed altri temi tecnologici, sviluppate da "ULISSE", iniziativa che, come noto, la vede impegnata con AITEC ed ASSOBETON.

Tra i prossimi impegni di ATECAP vi è quello di proseguire nell'opera di raccolta delle conoscenze per darne costante informazione agli associati.

Al fine di dare evidenza alla progressione delle azioni condotte dalla Associazione, i documenti che essa ha redatto vengono qui di seguito descritti secondo la successione con cui sono stati prodotti.

### 3. Le "linee Guida all'SCC"

Le Linee Guida, volute dalla Associazione e redatte dalla sua Commissione Tecnologica, hanno costituito il principale strumento messo a disposizione dei produttori di calcestruzzo prima di avviare ogni iniziativa di divulgazione e promozione indirizzata agli utilizzatori. Solo successivamente hanno acquisito la loro definitiva veste grafica nella cui presentazione l'allora Presidente ing. Valente, scriveva:

"Tra le attività svolte da ATECAP a supporto delle imprese associate riveste particolare importanza la messa a punto di linee guida per la corretta produzione ed utilizzazione dei prodotti, anche innovativi, del settore.

"E' questo il caso delle Linee Guida sull'SCC (Self Compacting Concrete) ovvero sul calcestruzzo autocompattante. Su questo tema l'ATECAP è già intervenuta producendo una documentazione multimediale capace di illustrare, soprattutto ai potenziali committenti ed utilizzatori dell'SCC, le caratteristiche di questa vera e propria "rivoluzione" tecnologica ed organizzativa del cantiere conosciuta con la sigla SCC.

"A tale azione si è affiancata una vasta attività di tipo formativo, di matrice tecnologica e commerciale, a favore delle imprese produttrici di calcestruzzo di cui le Linee Guida dell'ATECAP riportate in questa pubblicazione costituiscono il complemento.

"Si avvertiva infatti l'esigenza di un documento snello e di facile consultazione attraverso cui ricapitolare, anche nel dettaglio, le prescrizioni tecnologiche da osservare nella produzione di SCC. ..."

I capitoli e le relative sintesi, in cui si suddividono le Linee Guida ATECAP sull'SCC sono le seguenti.

1. Premessa
2. Definizioni
3. Il progetto dell'SCC.  
il capitolo sottolinea l'importanza che la corretta progettazione di una miscela di SCC sia preceduta da una attenta valutazione delle esigenze:

- a. strutturali: copriferro, interferro, complessità geometrica delle casseforme, facciavista, variazioni di spessore, ampiezza degli spigoli, ...
  - b. operative: modalità di getto e sua durata, posizionamento delle autobetoniere o della pompa, altezza di caduta od impiego di tubo-getto, distanza di scorrimento del calcestruzzo autocompattante, ...
  - c. ambientali: durata del trasporto e condizioni di traffico, probabili temperature al momento del getto, temperatura dei casseri, ...
4. Materiali componenti  
vengono indicate caratteristiche, prestazioni e norme di riferimento.
  5. Proporzionamento preliminare  
viene indicata la procedura da seguirsi e sono forniti limiti per: contenuto di finissimi, rapporto acqua/finissimi, volumi di pasta, aggregati fini ed aggregati grossi. Viene riportato un esempio di calcolo.
  6. Qualifica della miscela allo stato fresco  
operata attraverso la verifica preliminare in laboratorio delle capacità di riempimento, di scorrimento e di resistenza alla segregazione.
  7. Descrizione delle metodologie di prova  
per slump-flow, j-ring, v-funnel, u-box e l-box, vengono descritte le metodologie di prova ed indicati i limiti di accettazione per un corretto SCC.
  8. Modalità di produzione  
viene sottolineata l'importanza di disporre di sonde per la determinazione dell'umidità delle sabbie. Sono fornite indicazioni per la miscelazione in autobetoniera e nel mescolatore fisso di impianto, con tempi differenziati in relazione al tipo di mescolatore.
  9. Trasporto e consegna
  10. Getto  
una serie di raccomandazioni ha lo scopo di porre ogni produttore di calcestruzzo preconfezionato in condizioni di fornire ai propri clienti gli elementi essenziali di assistenza per predisporre adeguatamente i casseri, pianificare lo scarico ed assicurare la corretta stagionatura della struttura.
  11. Controllo in cantiere  
l'accertamento della corretta auto-compattabilità alla consegna, è suggerito in relazione al superamento delle prove mediante slump-flow, v-funnel e j-ring.
  12. Bibliografia

#### 4. La "carta di identità" del calcestruzzo autocompattante

La carta di identità intende porsi come punto di riferimento per la corretta e completa identificazione di SCC per progettisti, produttori ed utilizzatori.

Riporta le proprietà caratteristiche indispensabili per poter definire un calcestruzzo autocompattante:

- capacità di riempimento
- capacità di scorrimento
- resistenza alla segregazione

ciascuno con i relativi metodi di prova, la loro descrizione ed i valori limite.

Per le prove di spandimento, J-ring, imbuto a V e Kajima test, una sequenza di immagini fornisce massima evidenza visiva di ogni prova e dei conseguenti risultati.

Il documento prosegue con indicazioni per la corretta e completa specifica e prescrizione di SCC; per informazione di chi lo riceve, dà indicazioni circa la sua produzione ed i controlli che deve subire in partenza dall'impianto. Precisa quali ne debbano essere i controlli di accettazione per la verifica delle caratteristiche reologiche.

Infine fornisce indicazioni relative alle casseforme ed alle corrette modalità di posa in opera.

#### 5. Il "codice di regolamentazione"

Il codice di regolamentazione indica gli impegni assunti da tutte le aziende associate nella progettazione, qualifica e produzione di SCC e riporta le regole per promuoverlo con efficacia e dargli la massima diffusione possibile. Il documento testimonia l'impegno di un intero settore che punta con decisione su SCC e si impegna a produrlo secondo regole precise.

Il documento contiene al suo interno la "carta di identità" a conferma che l'impegno dei produttori associati vuole essere la premessa su cui si basa tutta l'operazione.

La sua articolazione è volutamente molto chiara e sintetica. Sono elencati, uno accanto all'altro, gli obiettivi del documento stesso ed i corrispondenti impegni che gli associati si assumono per raggiungerli.

Impegni che, come risulta dalla sua lettura, riguardano tutti i principali momenti dell'impiego del calcestruzzo, dalla sua identificazione al momento della consegna, al modo di ordinarlo, alle modalità di posa in opera, sino ai controlli in cantiere.

#### 6. Il film

Per rendere la comunicazione quanto più immediata ed efficace, ATECAP ha puntato anche alla realizzazione di un filmato con cui si è voluto porre il massimo accento all'aspetto innovativo rappresentato dall'SCC.

Al fine di creare un paragone, ci si è ispirati all'ambito sportivo affinché il riferimento fosse facilmente riconosciuto e fosse di forte impatto emotivo e mnemonico.

Alle olimpiadi di Città del Messico nel 1968, Dick Fosbury vinse la medaglia d'oro e stabilì il nuovo record mondiale del salto in alto affrontando l'asticella di schiena. Quel salto, sconvolgente per allora, rappresenta come si possa cambiare in maniera profonda un modo di fare le cose che sino a quel momento era sembrato l'unico modo possibile.

Sino al giorno in cui abbiamo visto Fosbury saltare a Città del Messico nessuno aveva mai pensato che si potesse superare l'asticella del salto in alto in maniera diversa dallo scavalco ventrale, con un movimento quindi istintivo, ed ormai entrato nella logica di chiunque si trovasse davanti a un ostacolo da superare.

La prima impressione è stata quella di considerare quell'americano biondo e secco un ennesimo interprete di quelle sceneggiate che definiamo "americanate" e che il suo modo di saltare sarebbe durato lo spazio di un mattino, tanta era la mancanza di naturalezza e di grazia di quello strano movimento rotatorio che culminava con un gran salto all'indietro e obbligava a non poter neanche vedere l'asticella nel momento tipico dello scavalcamento.

Immaginiamo quanti dotti allenatori di atletica avranno liquidato la novità con ironia ed un'alzata di spalle, aggiungendo che Fosbury sarebbe rimasto l'unico rappresentante della sua scuola di salto.

Sappiamo come invece è andata a finire: tutti hanno abbandonato il classico scavalcamento ventrale per convertirsi al nuovo modo di saltare, il movimento che, al primo apparire, sembrava addirittura innaturale e poi diventato l'unico possibile per superare meglio l'ostacolo.

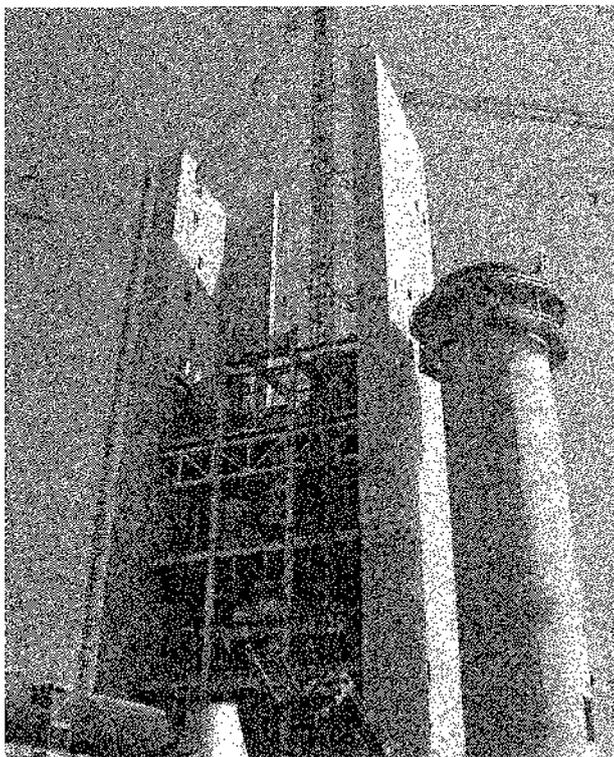
Alla stessa stregua SCC: rivoluziona, da agio agli scettici ma... consente di superare record nella disciplina del ... produrre migliori strutture in calcestruzzo.

## 7. Alcune esperienze di preconfezionatori soci ATECAP

Le esperienze di seguito illustrate, si riferiscono ad alcune delle numerose recenti applicazioni di SCC progettati, qualificati, prodotti e controllati secondo le Linee Guida ATECAP.

I positivi risultati ottenuti, pur nella evidente e naturale perfettibilità, confermano la validità dell'azione intrapresa dalla Associazione e dei documenti da essa predisposti. Ne costituiscono inoltre uno stimolo alla prosecuzione della specifica azione.

Fig. 2 – Strutture varie nella costruzione di una cementeria



### 1° esempio

Nei lavori di costruzione della cementeria, in provincia di Bergamo (fig. 2), si voleva mettere in opera un calcestruzzo particolarmente compatto, impermeabile, quindi durabile, dal faccia-a-vista di riuscita superiore.

Sono stati così messi in opera oltre 10.000 metri cubi di SCC. Di fronte ad una richiesta del Progettista di 35 N/mm<sup>2</sup>, si è ottenuta una resistenza media di 49,9 N/mm<sup>2</sup> e, per quanto la mescolazione sia stata eseguita in autobetoniera, si è registrato un coefficiente di variazione del solo 8,1%, ovvero uno scarto quadratico medio di 4,0 N/mm<sup>2</sup> ed una conseguente resistenza caratteristica di 43,3 N/mm<sup>2</sup>.

### 2° esempio

Per la realizzazione del basamento di un mulino in un'altra cementeria, nel vercellese, ben 900 m<sup>3</sup> di SCC in un sol getto, hanno consentito la sua perfetta esecuzione per quanto gli spessori arrivassero a ben 4 metri e la fittezza dell'armatura metallica non consentisse alla tubazione della pompa che di penetrare per pochi decimetri. Nessun particolare problema è emerso in ordine al calore di idratazione conseguente alla rilevante massa di calcestruzzo.

### 3° esempio

Per la realizzazione di queste vasche, in lucchesia, il prefabbricatore voleva ottenere un buon risultato tecnico per resistenza, bassa permeabilità ed aspetto, tenuto conto delle loro dimensioni: sezione di 2,5 per 2,5 metri, lunghezza tra 6 e 12 m, spessori delle pareti di 8 e 12 cm.

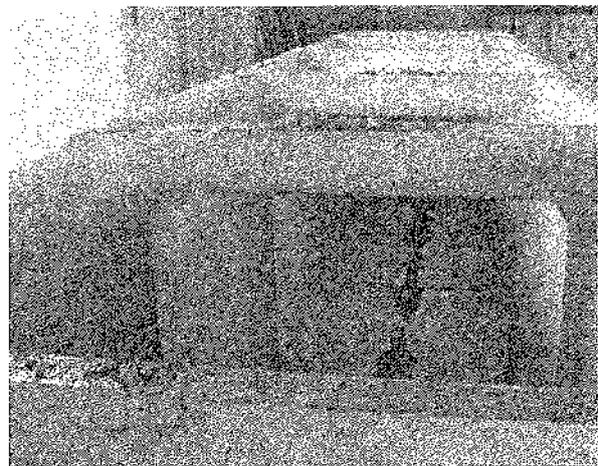


Fig. 3 – Serbatoi prefabbricati in c.a.

Aveva inoltre la necessità di abbattere il livello di rumorosità dell'ambiente; di accelerare il processo di produzione e recuperare redditività economica. Tutti i risultati sono stati raggiunti dagli oltre 2.000 m<sup>3</sup> di SCC, a resistenza caratteristica 40 N/mm<sup>2</sup>, impiegati.

#### 4° esempio

Per la realizzazione della torre di controllo dei porta-container del nuovo porto di Taranto, Progettista e Committente hanno subito sposato l'idea di impiegare l'SCC che ha poi consentito di ottenere quanto da loro richiesto:



Fig. 4 -- Torre di controllo di porta-container in area portuale

- elevate prestazioni meccaniche: si è superata la resistenza caratteristica di  $45 \text{ N/mm}^2$ ;
- buona impermeabilità e durabilità in classe di esposizione XS2;
- l'ottima riuscita a vista di una struttura dalla forma molto particolare caratterizzata da sezioni variabili ottenute da raggi di curvatura pure variabili.

#### 5° esempio

Il ripristino di strutture ammalorate, a seguito della loro esposizione a condizioni ambientali severe ed a limiti di composizione delle miscele e della loro messa in opera, rappresenta ormai un campo di utilizzo "classico" dell'SCC.

In questo caso le pile oggetto di rivestimento sono quelle di un viadotto, alto 28 metri e composto da 49 campate, sull'autostrada Torino-Savona.

Il rivestimento è stato effettuato per uno spessore 20 cm e per getti di 3 metri di altezza. La resistenza caratteristica ottenuta ha superato i  $40 \text{ N/mm}^2$ .

L'aspetto della prima pila evidenzia i segni di precedenti e non definitivi interventi di ripristino, rispetto il rivestimento attuale operato, nell'immagine, dalla seconda pila in poi.

L'intervento ha comportato l'impiego di  $2.000 \text{ m}^3$  di SCC.

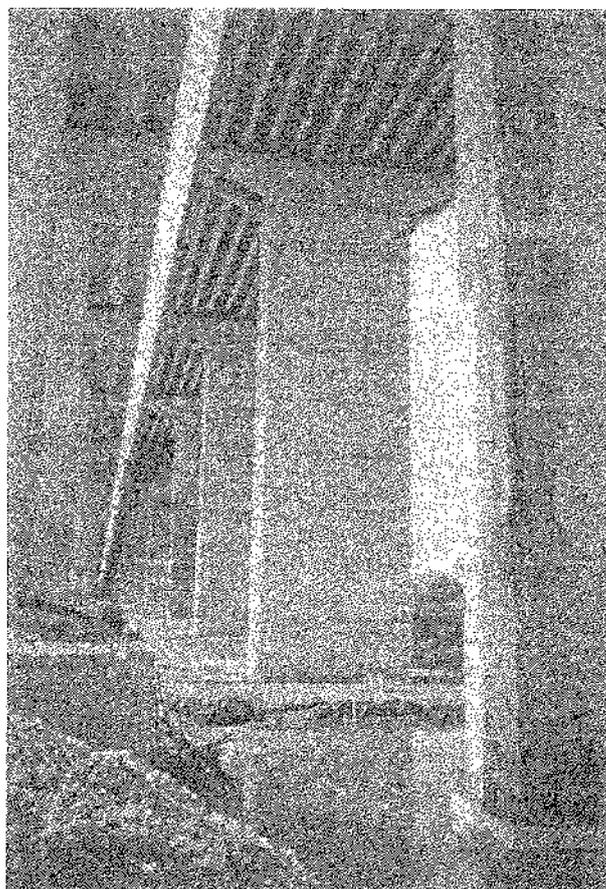


Fig. 5 -- Rivestimento di pile di ponte

#### 6° esempio

4.500 metri cubi di SCC sono stati utilizzati in questo cantiere del lodigiano per la realizzazione di pali in opera, profondi 25 metri e dal diametro di 80-100 cm.

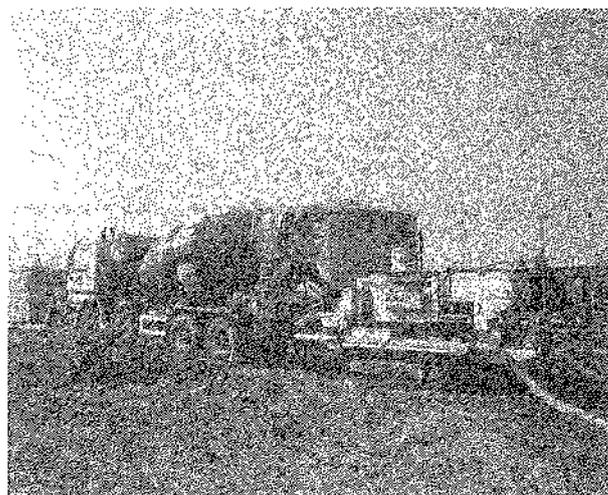


Fig. 6 -- Pali di fondazione e diaframmi

L'esecutore del lavoro intendeva risolvere le grosse difficoltà che stava incontrando nell'inserimento delle gabbie metalliche, accelerare il lavoro ed assicurare una migliore riuscita della palificazione.

Sono stati così posti in opera con successo 4.500 metri cubi di SCC la cui resistenza caratteristica si è dimostrata essere ben superiore ai  $35 \text{ N/mm}^2$  previsti dal progetto.

Anche la buona esecuzione delle strutture gettate in opera nel sottosuolo trae innegabile vantaggio dall'uso dell'SCC.

#### 7° esempio

Il Progettista di questo serbatoio piezometrico, alto 14 metri, ha chiesto l'esecuzione di un getto continuo e monolitico. Aveva anche prescritto che, in funzione della sua esposizione, il calcestruzzo raggiungesse un buon grado di impermeabilità. Cura doveva anche essere posta al raggiungimento di un buon faccia-a-vista.

Il costruttore aveva l'esigenza di accelerare al massimo il processo di costruzione per recuperare ritardi accumulati nelle precedenti fasi della costruzione.

I circa 500 metri cubi di SCC consegnati hanno soddisfatto tutte le prescrizioni previste.

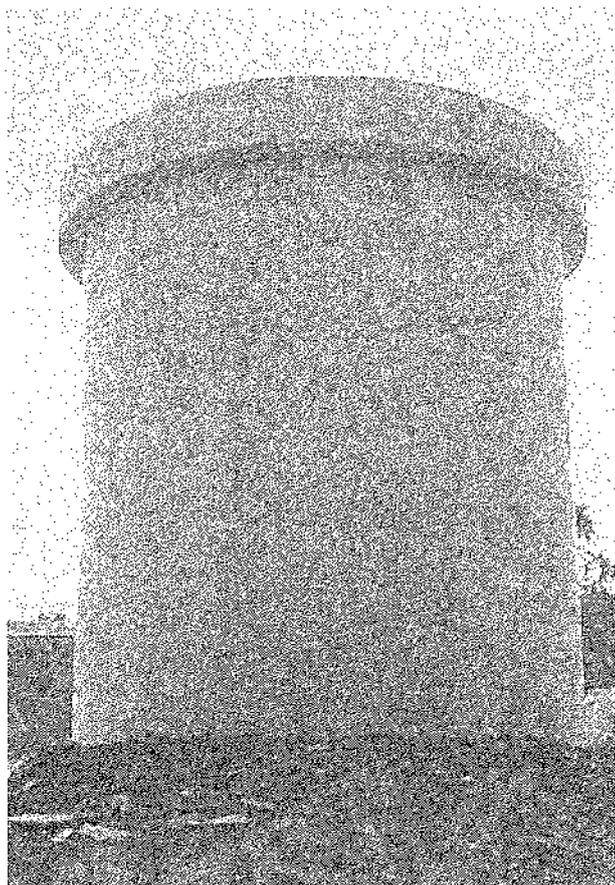


Fig. 7 – Serbatoio piezometrico

#### 8° esempio

Questo sottopasso stradale, a Pesaro, ha una larghezza di 16 metri ed una altezza di 6 metri. La lunghezza è di 25 metri.

Il Progettista ha richiesto una resistenza caratteristica di  $35 \text{ N/mm}^2$ , la certezza del riempimento dei casseri di fronte ad una armatura particolarmente fitta ed una rapida acquisizione delle resistenze meccaniche dal momento che era prevista la spinta in sito del manufatto a 15 giorni dal completamento del suo getto.

Era inoltre richiesta una buona impermeabilità considerata l'assenza della guaina bituminosa.

Il Costruttore, dal canto suo, doveva ridurre al minimo i tempi di esecuzione e contenere i costi di realizzazione.

Sono stati impiegati circa 500 metri cubi di SCC.

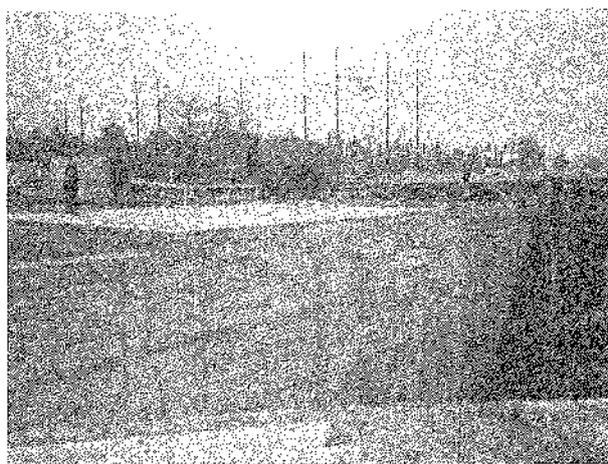


Fig. 8 – Sottopasso stradale

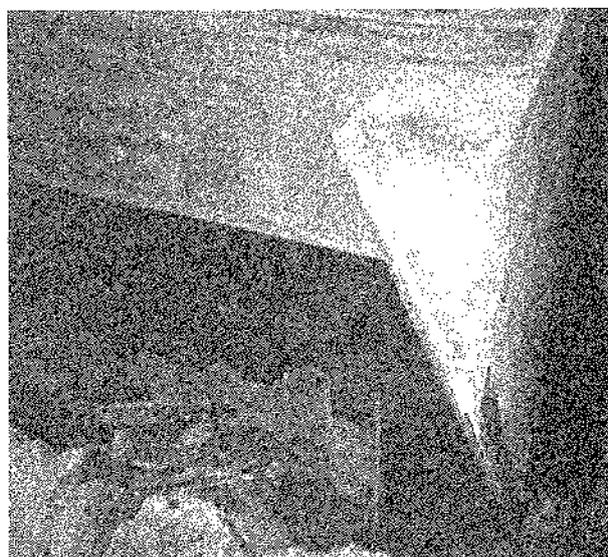


Fig. 9 – Sottopasso stradale

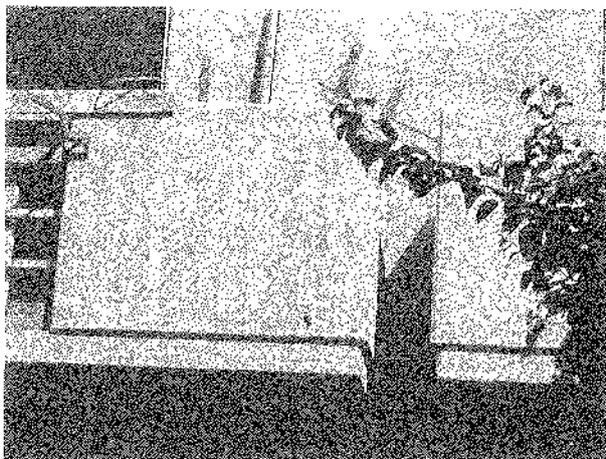
#### Nota conclusiva

L'SCC, come si vede da questi soli esempi, ha già trovato numerose applicazioni per la costruzione di opere complesse ed impegnative quanto per opere di tipo corrente.

Potremmo ricordare il largo impiego di SCC nella realizzazione delle più delicate strutture portanti, quali i gusci di supporto delle gallerie, del Parco della Musica dell'Arch. Piano.

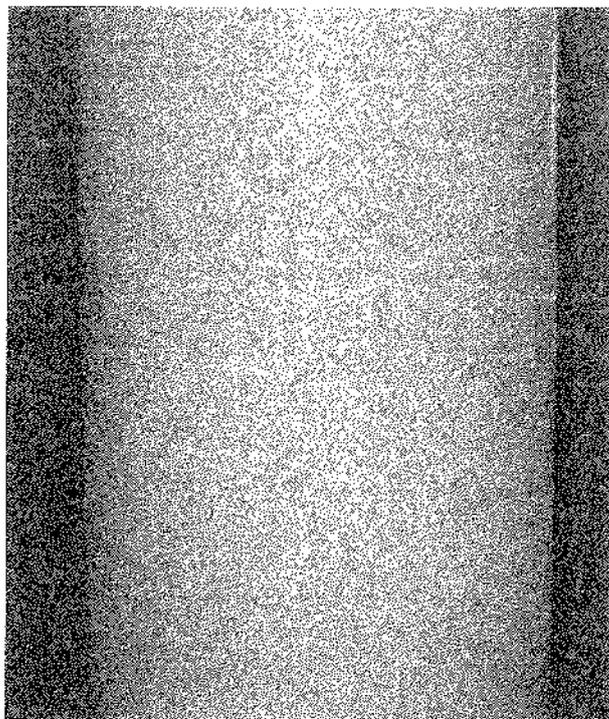
A Ferrara una platea di alcune migliaia di metri quadrati ed i relativi muri di contenimento sono stati realizzati in SCC per assicurare due piani di garage interrati dalle infiltrazioni d'acqua del fiume che, adiacente, scorre ad una quota ben superiore.

A Pescara l'ampia struttura perimetrale, di forma ellittica, di una chiesa in costruzione, è stato realizzato in SCC bianco.



Come non pensare, ad esempio, che l'SCC sia la migliore soluzione per realizzare semplici e sottili parapetti di balconi che non debbano necessariamente essere oggetto di costose manutenzioni, per distacco delle zone di copriferro, dopo pochi anni dalla loro realizzazione.

O non immaginare che colonne ben riuscite assicurino maggiore gradevolezza di aspetto e non costringano ad essere rivestite o, peggio, verniciate.



# PROBLEMATICHE TECNOLOGICHE NELLE RIPRESE DI GETTO: CONFRONTO TRA SCC E HPC

Giovanna Concu<sup>1</sup>, Fausto Mistretta<sup>2</sup>, Luisa Pani<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Ingegnere Civile, Cagliari.

<sup>2</sup> Ricercatore, Dipartimento Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari.

<sup>3</sup> Ricercatore, Dipartimento Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari.

## SOMMARIO

È stata condotta un'indagine sperimentale volta ad approfondire gli aspetti prestazionali di elementi strutturali realizzati in tempi differenti e quindi con riprese di getto, verificando il comportamento meccanico di elementi realizzati sia con uguale che con diverso tipo di calcestruzzo. In particolare sono stati testati un calcestruzzo autocompattante SCC ed un calcestruzzo ad alte prestazioni HPC.

La sperimentazione ha messo in luce che le caratteristiche meccaniche e le modalità di rottura non risultano influenzate dalla superficie di ripresa a patto di curare in maniera appropriata gli aspetti tecnologici del getto.

## SUMMARY

An experimental program has been carried out on structural elements made in successive stages - thus using restarting of concrete casting - with the aim to probe their performances. The mechanical behaviour of both homogeneous elements and elements made using concrete of different kind has been evaluated. Specifically, a self-compacting concrete (SCC) and a high-performance concrete (HPC) were tested. Results highlighted that surface of restarting doesn't affect mechanical characteristics and failure when technological stages of restarting of concrete casting has been carried out carefully.

## 1. PREMESSA

Le strutture in cemento armato o precompresso di grande estensione richiedono spesso la necessità di mettere in opera il calcestruzzo con riprese di getto. La monoliticità dei vari elementi diventa obiettivo primario per la durabilità dell'opera stessa. Riprese di getto mal eseguite determinano, oltre ad una penalizzazione delle prestazioni meccaniche del conglomerato, una maggiore permeabilità e, quindi, una più elevata vulnerabilità della struttura alle azioni aggressive ambientali. Il risultato di operazioni di ripresa eseguite con imperizia può creare delle deficienze nelle prestazioni generali degli elementi strutturali.

Mentre le normative internazionali hanno ormai raggiunto una certa maturità nei riguardi della durabilità, definendo le modalità di confezionamento del calcestruzzo in funzione

delle prestazioni richieste per le diverse classi di esposizione, sulle riprese di getto la normativa è piuttosto carente, e la bibliografia disponibile affronta l'argomento in maniera generica.

Lo studio sperimentale è stato condotto utilizzando due differenti calcestruzzi: un calcestruzzo ad alta resistenza HPC (High Performance Concrete) e un calcestruzzo autocompattante SCC (Self Compacting Concrete). La scelta di questo ultimo è legata alla difficoltà che spesso si riscontra nell'eseguire il getto in strutture sottili e fortemente armate ove l'utilizzo di vibratori interni potrebbe causare spostamenti o danni alle armature, cavi o guaine nonché tutti i dispositivi annegati nel getto.

È stata inoltre analizzata l'interazione tra i due diversi calcestruzzi, nell'eventualità di strutture costituite da elementi

per i quali sia necessario l'uso di materiali con differenti caratteristiche sia allo stato fresco che allo stato indurito, al fine di verificare il mantenimento della continuità strutturale e la resistenza complessiva.

Questi aspetti risultano spesso condizionati, sia da considerazioni di tipo economico, sia da modalità di esecuzione non sempre effettuate a regola d'arte.

## 2. LA SPERIMENTAZIONE

I due calcestruzzi presentano diverse caratteristiche, sia allo stato fluido che indurito: il primo è caratterizzato da una consistenza fluida e da un'alta resistenza, mentre il secondo da una resistenza più alta e da una consistenza molto fluida per cui non necessita di alcuna operazione di vibrazione.

Sono state predisposte diverse serie di provini confezionati con due strati differenti o di calcestruzzo ad alta resistenza o autocompattante ed autoposante di tipo SCC o misti.

Sono stati confezionati provini cilindrici con riprese eseguite ad 1 giorno di distanza dal primo getto ed a 7 giorni di distanza; in totale sono stati confezionati i seguenti provini cilindrici:

6 cilindri: 1° getto HPC - 2° getto SCC dopo un giorno

6 cilindri: 1° getto HPC - 2° getto SCC dopo 7 giorni

6 cilindri: 1° getto SCC - 2° getto SCC dopo 1 giorno

6 cilindri: 1° getto SCC - 2° getto SCC dopo 7 giorni

Per il trattamento delle superfici a contatto è stata utilizzata una resina epossidica fluida tipo Sikadur 32.

Sono stati inoltre realizzati 2 cubetti per ogni impasto per un totale di 48 cubetti (12 HPC - 36 SCC).

Sono state effettuate delle prove sui provini cubici per la caratterizzazione dei singoli materiali e successivamente prove di resistenza a compressione sui provini cilindrici a 7, 14 e 28 giorni, per esaminare la rottura in corrispondenza della ripresa di getto.

Tramite analisi visiva, sono stati controllati i modi di rottura, per rilevare eventuali zone di minore resistenza, tramite i carichi di rottura lo sviluppo delle resistenze nel tempo ed il valore della resistenza caratteristica per i provini cilindrici.

### 2.1 Il mix design

Sono stati predisposti due diversi impasti, uno per il calcestruzzo HPC e l'altro per il SCC.

Sono stati utilizzati inerti provenienti dalla frantumazione della pietra di fiume, dei quali sono state valutate le umidità percentuali per determinare l'esatto quantitativo d'acqua e stabilire il giusto rapporto a/c; in Tabella 1 ne sono esposte le caratteristiche.

Tabella 1

	Pietrisco	Risetta	Sabbia grossa	Sabbia fina
Modulo finezza	7.07	5.88	3.52	4.02
Umidità %	2.4	3.4	5.93	6.80
Massa (g/cm <sup>3</sup> )	2.62	26.80	2.60	2.62
% pass. 0.075	0.20	0.70	2.12	0.43
% assorbim.	0.80	1.00	1.30	1.20

Gli impasti sono stati eseguiti immettendo i materiali direttamente nella betoniera insieme all'acqua d'impasto mentre gli additivi sono stati aggiunti per ultimi.

Sono stati utilizzati due diversi additivi, un superfluidificante (1) nel calcestruzzo HPC per aumentare la lavorabilità lasciando inalterato il rapporto a/c (0,8% del peso del cemento) ed un viscosizzante (2) nel SCC per ridurre il rapporto a/c in quantità pari all'1,25% del peso del cemento.

È stato impiegato cemento R 52.5, caratterizzato dallo sviluppo di elevate resistenze già nei primi quattordici giorni, così come evidenziato nei risultati delle prove. Eseguita quindi la miscelazione si è proceduto alla prova di consistenza (slump test) per il HPC e di spandimento (Slump Flow) sul SCC. I dosaggi per 1 mc di calcestruzzo sono riportati in Tabella 2.

Tabella 2

CALCESTRUZZO HPC	
CEMENTO 52.5R	500 kg/mc
SABBIA GROSSA	400 kg/mc
SABBIA FINE	375 kg/mc
PIETRISCETTO	600 kg/mc
RISETTA	200 kg/mc
ACQUA	220 l/mc
SUPERFLUIDIFICANTE	0.8%
CENERI	80 kg/mc
RAPPORTO A/C	0.44
CALCESTRUZZO SCC	
CEMENTO 52.5R	450 kg/mc
SABBIA GROSSA	400 kg/mc
SABBIA FINE	375 kg/mc
PIETRISCETTO	/
RISETTA	715 kg/mc
ACQUA	150 l/mc
SUPERFLUIDIFICANTE	1.25%
VISCOSIZZANTE	0.5%
RAPPORTO A/C	0.33

### 2.2 Preparazione dei provini

Per la valutazione del comportamento dei materiali nelle riprese di getto sono stati impiegati provini cilindrici di altezza pari al doppio del diametro, di dimensioni di 150x300 mm.

Sono stati inoltre realizzati dei provini cubici (15 cm di lato) per monitorare lo sviluppo delle resistenze dei singoli materiali sia per i primi getti sia per i getti di ripresa.

(1) Additivo a base di copolimeri di esteri acrilici.

(2) Additivo a base di bipolimeri capace di incrementare la viscosità degli impasti migliorandone la stabilità, l'omogeneità e la resistenza ai fenomeni di segregazione e di bleeding.

Per mantenere il parallelismo tra le facce opposte dei provini cilindrici, e quindi effettuare i test a compressione, si è dovuto ricorrere alla stuccatura delle facce stesse.

È stato inoltre indispensabile predisporre un materiale di ripresa tra le due superfici a contatto poiché si è osservato in alcuni test preliminari, che senza di questo il provino si distaccava esattamente in corrispondenza della ripresa falsando dunque i risultati relativi alla resistenza dei provini.

Per compattare il calcestruzzo HPC nei casseri, è stata necessaria la vibratura tramite tavolo a scosse vibrante, mentre per il SCC non è stata necessaria alcuna compattazione meccanica.

I provini cilindrici sono stati confezionati effettuando un primo getto fino all'altezza di 15 cm ed il successivo getto di ripresa sui rimanenti 15 cm previa stesura della resina epossidica fluida per uno spessore di circa 1 mm.

### 3. RISULTATI

#### 3.1 HPC con riprese in SCC

La prima campagna di prove ha riguardato i provini confezionati con calcestruzzo HPC di base e la ripresa con SCC effettuata ad 1 giorno ed a 7 giorni. I dati dei provini cilindrici sono stati convertiti in cubici con il fattore 1.20 di normativa. Sono state effettuate prove a compressione a 7, 14, 28 giorni per verificare lo sviluppo delle resistenze.

Nella Tabella 3 sono riportate le resistenze e nella Tabella 4 i pesi, riferiti al valor medio dei due provini cilindrici testati alle diverse scadenze, confrontati con le resistenze delle miscele di base. (Figure 1, 2).

Tabella 3. Resistenze (MPa)

Calcestruzzo HPC, ripresa con SCC a 24h			
	7d	14d	28d
HPC	52,19	53,70	58,66
SCC(ripresa)	60,18	64,05	67,72
HPC+SCC (1d)	55,39	57,24	61,48
Calcestruzzo HPC, ripresa con SCC a 7d			
	7d	14d	28d
HPC	48,96	53,06	57,66
SCC(ripresa)	64,05	66,90	72,04
HPC+SCC (7d)	52,14	57,78	61,89

Tabella 4. Pesi (daN)

Calcestruzzo SCC, ripresa con SCC a 24h			
	7d	14d	28d
HPC	7.913	7.945	7.906
SCC(ripresa)	8.042	8.071	8.071
HPC+SCC (1d)	12.510	12.508	12.527
Calcestruzzo SCC, ripresa con SCC a 7d			
	7d	14d	28d
HPC	7.898	7.887	7.908
SCC(ripresa)	8.123	8.116	8.133
HPC+SCC (7d)	12.567	12.610	12.575

Si osserva che l'incremento delle resistenze è graduale nei 28 giorni, e che la resistenza del provino composto è maggiore di quella del calcestruzzo HPC, che è il primo che giunge a rottura.

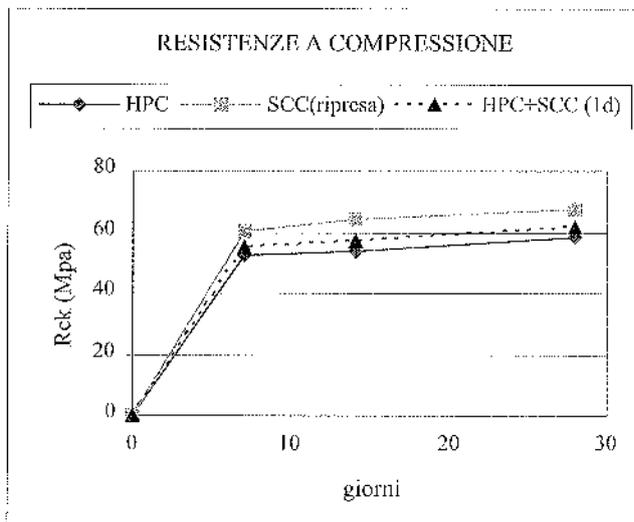


Figura 1 - Resistenze a compressione provini HPC-SCC (ripresa a 1gg.)

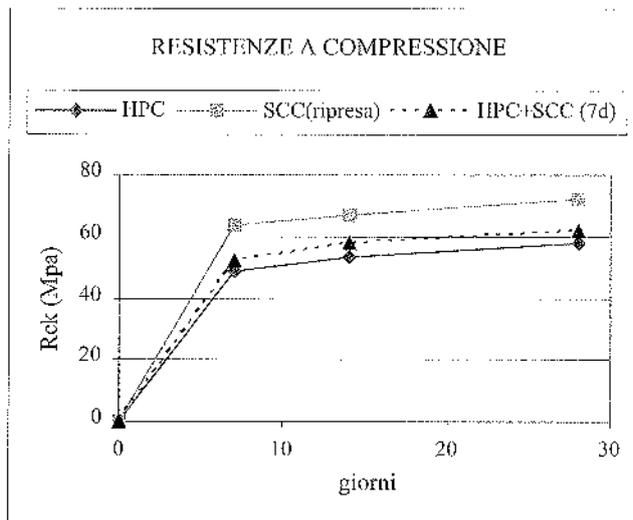


Figura 2 - Resistenze a compressione provini HPC-SCC (ripresa a 7gg.)

#### 3.2 SCC con riprese in SCC

La seconda serie di prove ha riguardato i provini confezionati con calcestruzzo SCC di base e con la ripresa effettuata con SCC ad 1 giorno ed a 7 giorni.

Nella Tabella 5 sono riportate le resistenze e nella Tabella 6 i pesi, riferiti al valor medio dei provini cilindrici testati alle diverse scadenze, confrontati con resistenze e pesi dei provini confezionati con le miscele di base. (Figure 3, 4).

In questo caso le resistenze dei diversi provini sono molto simili trattandosi dello stessa miscela; l'aspetto particolare è che la rottura si è sempre innescata nel calcestruzzo gettato prima.

Tabella 5. Resistenze (MPa)

Calcestruzzo SCC, ripresa con SCC a 24h			
	7d	14d	28d
SCC	59,59	67,51	71,82
SCC(ripresa)	62,76	66,97	72,04
SCC+SCC (1d)	62,30	67,93	73,44
Calcestruzzo SCC, ripresa con SCC a 7d			
	7d	14d	28d
SCC	60,18	62,96	68,80
SCC(ripresa)	66,86	66,80	74,13
SCC+SCC (7d)	64,60	65,56	69,97

Tabella 6. Pesì (daN)

Calcestruzzo SCC, ripresa con SCC a 24h			
	7d	14d	28d
SCC	8.147	8.090	8.090
SCC(ripresa)	8.137	8.048	8.092
SCC+SCC (1d)	12.603	12.644	12.615
Calcestruzzo SCC, ripresa con SCC a 7d			
	7d	14d	28d
SCC	8.042	8.025	8.081
SCC(ripresa)	8.063	7.986	8.001
SCC+SCC (7d)	12.596	12.730	12.632

### 3.3 Confronto tra i risultati

Dall'analisi dei dati ottenuti risulta che la resistenza a 28 giorni, dei provini soggetti a riprese di getto con materiali diversi risulta generalmente inferiore alla media delle resistenze dei due calcestruzzi, mentre nel caso di provini confezionati con stessa miscela di calcestruzzo SCC abbiamo avuto come era lecito aspettarsi una sostanziale corrispondenza con il valor medio delle resistenze dei due getti; in figura 5 sono rappresentate le differenze percentuali delle resistenze dei provini cilindrici di ripresa rispetto al valor medio delle due miscele di calcestruzzo.

Da un punto di vista analitico osserviamo che nel caso di differenti materiali, si può prevedere il valore sperimentale della resistenza del provino di ripresa  $f_{ekrip}$ , note le resistenze dei calcestruzzi di base, applicando un coefficiente di omogeneizzazione  $n$ , dato dalla radice del rapporto tra le resistenze medie dei due calcestruzzi, e moltiplicando questo per il valore del calcestruzzo meno resistente:

$$f_{ekrip} = n \times f_{ekmin} \quad (1)$$

In figura 6 sono confrontate le resistenze medie delle miscele di base con le resistenze sperimentali dei provini di ripresa e con i valori ottenuti applicando la (1); le differenze tra il valore così determinato e il valore sperimentale risultano contenute sotto il 4%, anche nel caso di grandi differenze tra le resistenze di base (figura 7).

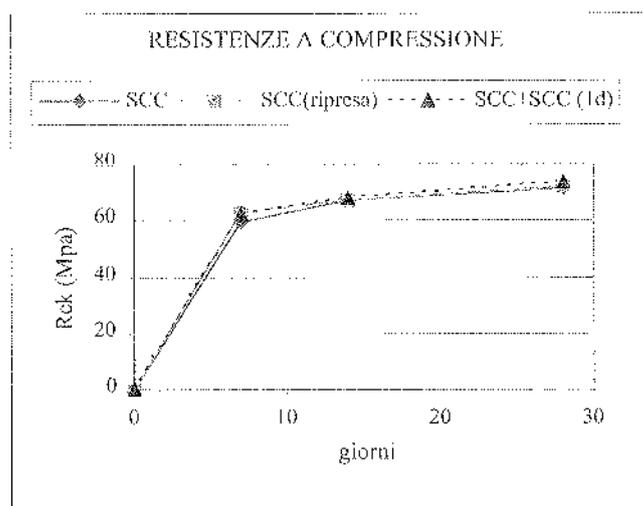


Figura 3 - Resistenze a compressione provini SCC-SCC (ripresa a 1gg.)

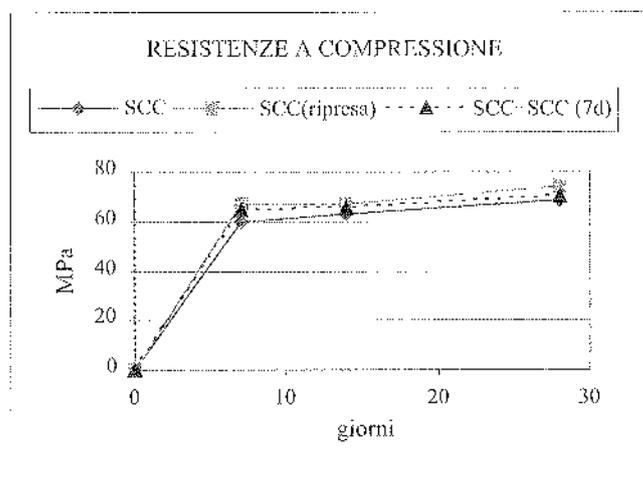


Figura 4 - Resistenze a compressione provini SCC-SCC (ripresa a 7gg.)

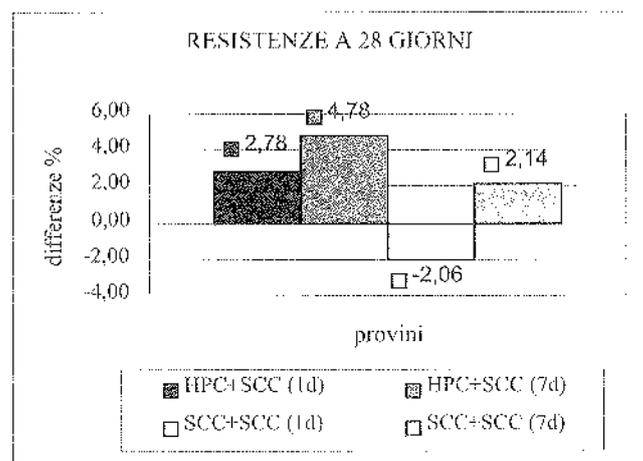


Figura 5 - Differenze percentuali tra resistenze dei provini di ripresa ed il valor medio delle resistenze dei calcestruzzi base.

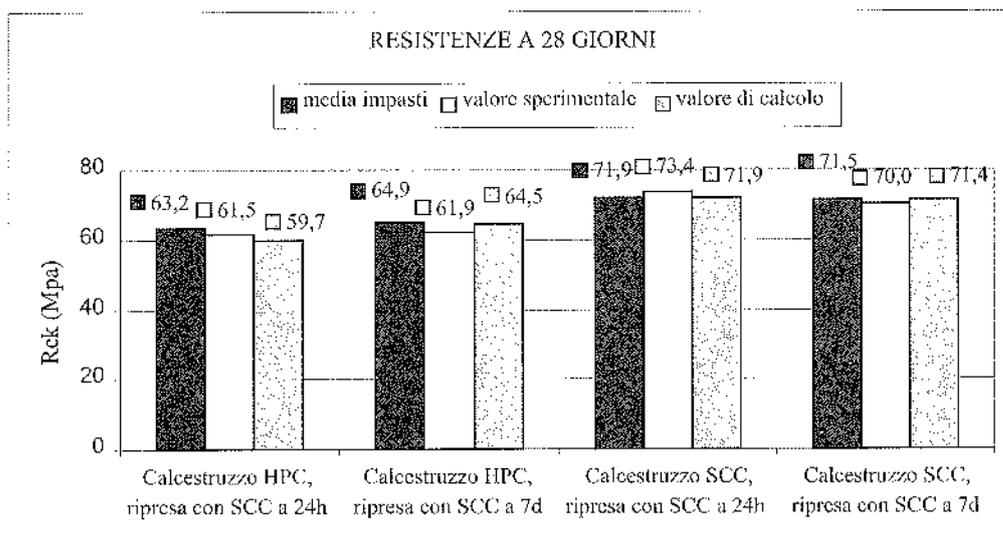


Figura 6 - Resistenze a compressione dei provini di ripresa confrontate con il valor medio delle resistenze dei calcestruzzi base o con il valore empirico.

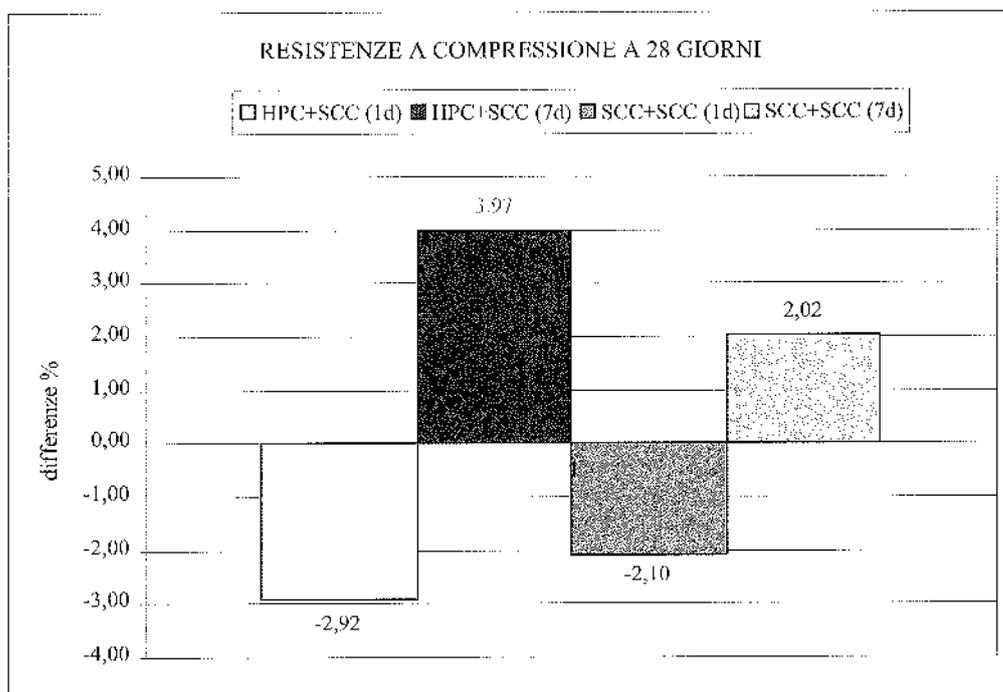


Figura 7 - Differenze percentuali tra il valore sperimentale ed il valore empirico ottenuto con la (1).

#### 4. CONCLUSIONI

Lo studio effettuato ci ha permesso di ottenere importanti indicazioni relative all'interazione tra due materiali con diverse caratteristiche ed in particolare sulla valutazione della resistenza caratteristica e sul mantenimento della continuità strutturale per opere da realizzare con getti successivi.

Riguardo alla caratterizzazione dei materiali si è potuto osservare come i calcestruzzi presi in esame presentino caratteristiche nettamente differenti sia allo stato fresco che allo stato indurito, tali da consentire diverse scelte operative.

Lo sviluppo progressivo delle resistenze è risultato analogo sia per il calcestruzzo HPC sia per quello SCC,

nonché nei provini di ripresa con incrementi pari al 15% tra i 7 gg. e i 28 gg.;

Le modalità di rottura dei provini di ripresa non risultano influenzate dalla superficie di ripresa a patto di curare in maniera appropriata gli aspetti di getto.

Effettuando un confronto tra i risultati delle prove effettuate sui provini di ripresa realizzati con uguale e differente tipo di calcestruzzo, non si evidenziano diversità per quanto riguarda le modalità di rottura, differenze invece presenti in riferimento ai carichi di rottura che, per i primi risultano pari al valore medio di quelli dei singoli materiali, mentre per i secondi risultano leggermente inferiori evidenziando l'influenza del calcestruzzo di minore resistenza.

La sperimentazione ha evidenziato inoltre che, applicando un coefficiente di omogeneizzazione che tenga conto delle resistenze dei calcestruzzi di base, è possibile prevedere, con sufficiente approssimazione, la resistenza di elementi strutturali composti da calcestruzzi gettati in tempi successivi.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1]. UNI 7163, 1979 Calcestruzzo preconfezionato.
- [2]. EN 206, 2001, Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria.
- [3]. UNI 9858, 1991, Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.
- [4]. Linee guida sul calcestruzzo strutturale, 1996, Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale.
- [5]. B. DE NICOLO, 1998, Materiali da costruzione, sperimentazione e normativa. Ed. FrancoAngeli.
- [6]. M. COLLEPARDI, 1987, Scienza e tecnologia del calcestruzzo, Ed. Hoepli.
- [7]. UNI 7102, 1972, Additivi fluidificanti - Idoneità e metodi di controllo.
- [8]. MARIO COLLEPARDI, 1994, Superplasticizer and Air Entraining Agent: State of-the-Art and Future Needs, V.M. Malhotra Symposium "Concrete Technology": Past, Present, Future. S. Francisco, pp. vi superfluidificanti ibridi, Atti del 12° Convegno CTE, Ed. P.K. Metha, pag. 329-416.
- [9]. RABINDER KHURANA, ROBERTO GOTTARDO, 1999, L'effetto della variazione dell'acqua d'impasto sulla durabilità del calcestruzzo. Atti delle giornate AICAP, Calcestruzzi e prevenzione. Evoluzione delle tecnologie della presollecitazione, pag. 65-72.
- [10]. K. H. KHAYAT, A. GHEZAL, M.S. HADRICHE "Factorial design models for proportioning self-consolidating concrete" Materials and Structures vol. 32 November 1999, pp 679-686.
- [11]. HEPCCO "Study on self compacting concrete using fly ash" (<http://www.inlobuild.it>)
- [12]. EN 197, 2001, Cement, specifications and conformity criteria. Common cement.
- [13]. UNI 9417, 1989, Calcestruzzo fresco - Classificazione della consistenza.
- [14]. UNI 9418, 1998, Calcestruzzo fresco - Determinazione della consistenza. Prova di abbassamento al cono.
- [15]. UNI 6130-1, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Forme e dimensioni.
- [16]. UNI 6127, 1998, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza. Preparazione e stagionatura.
- [17]. UNI 6132, 1972, Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di compressione.

# PRESTAZIONI DEL SELF-COMPACTING CONCRETE NELLE STRUTTURE IN C.A.P. PREFABBRICATE

Barbara De Nicolò<sup>1</sup>, Fausto Mistretta<sup>2</sup>, Sergio Murtas<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Professore associato, Università di Cagliari.

<sup>2</sup> Ricercatore, Università di Cagliari.

<sup>3</sup> Capo Laboratorio Unicalcestruzzi Area Sardegna, Cagliari.

## SOMMARIO

La sperimentazione condotta su varie miscele di Self-Compacting Concrete ha messo in luce che è possibile il loro utilizzo nel campo della prefabbricazione di elementi in c.a.p., a temperature comprese tra 20 e 26 °C, senza maturazione forzata. In questo lavoro viene evidenziato che mentre è relativamente facile raggiungere buoni risultati nelle proprietà reologiche degli SCC, non è sempre possibile ottenere resistenze elevate a brevi stagionature (36 ore) senza l'utilizzo del vapore. Si è notato che i mix sono assai sensibili oltre alle modifiche dei componenti e delle loro proporzioni anche a modeste variazioni della temperatura.

## SUMMARY

The experimentation carried out on large number of mixtures of Self-Compacting Concrete has pointed out that it is possible their use in the prestressed concrete elements, at temperatures between 20 + 26 °C, without steam curing. This paper shows that it is relatively easy to obtain a SCC which fulfils filling and passing ability and segregation resistance requirements. It is not always possible to obtain high strengths in short time (36 hours) without steam curing. It has been pointed out that the mixes are highly influenced by the components and their proportions and by the small variations of temperature.

## 1. PREMESSA

La maggiore industrializzazione del settore delle costruzioni, la garanzia della durabilità, un buon aspetto delle superfici delle strutture in c.a. e c.a.p. e l'ottimizzazione dei costi sono solo alcune delle motivazioni che fanno presagire che in un futuro assai prossimo, nella prefabbricazione, il self-compacting concrete sostituirà quello tradizionale.

Una recente indagine dell'ATECAP (2002) ha evidenziato che questa tecnologia è stata adottata, almeno parzialmente in più di 20 stabilimenti, per una produzione di 16.000 m<sup>3</sup> ciascuno e che il trend di incremento è decisamente notevole.

Per gli stessi motivi l'interesse verso questa nuova tecnologia è assai elevato anche nel campo del preconfezionamento. Chiaramente affinché l'SCC possa essere prodotto in impianti di preconfezionamento e/o di prefabbricazione come un calcestruzzo standard piuttosto che "speciale", occorre avviare una sperimentazione in larga scala che garantisca la produzione di strutture di elevate qualità che siano competitive anche dal punto di vista commerciale [1], [2], [3]. L'interesse mondiale in questo campo fa sì che sia reperibile molta bibliografia e sono disponibili sull'argomento anche Linee guida e Raccomandazioni [4], [5], [6], [7], ma ancora molti aspetti necessitano di ulteriore sperimentazione [3].

In questo lavoro si intende presentare l'esito di una ricerca tesa a valutare l'utilizzo degli SCC nella prefabbricazione di strutture in c.a.p., dove, al fine di accelerare il processo produttivo, è necessario raggiungere elevate resistenze meccaniche (35-45 MPa) già dopo 24-36 ore dal confezionamento. Come ulteriore vincolo alla progettazione del mix-design si è indagato se sia possibile ottenere questa prestazione a temperatura ambiente compresa tra i 18 e 26 °C, senza ricorrere a maturazione accelerata a costi competitivi.

## 2. LA SPERIMENTAZIONE

Sulla base di un mix-design di un SCC, già in studio presso la UNICAL di Cagliari, con la modifica step by step, sia dei vari componenti la miscela che delle loro proporzioni, si è cercato di ottenere un nuovo mix capace di garantire i risultati attesi. Durante la sperimentazione sono state incontrate notevoli difficoltà che hanno portato a considerare ben 20 mix diversi tra loro, in quanto è stato necessario indagare, una volta raggiunto l'obiettivo prefissato, sulla costanza dei risultati al variare delle condizioni climatiche; ci si è accorti infatti che i risultati sono influenzati anche da differenze di temperatura di pochi gradi centigradi.

Per ogni mix si è controllato se l'autocompattante ottenuto, oltre a soddisfare la UNI EN 206-1 [8], possiede allo stato fresco fluidità particolarmente elevata in assenza di segregazione. Su ogni mix è stata controllata, secondo le definizioni della UNI 11040 [2]:

- la capacità di riempimento (filling ability), mediante lo slump flow [9], [10], [11], [12],
- la capacità di scorrimento confinato (passing ability) e di passare attraverso ostacoli e riempire gli spazi disponibili senza segregare e senza bloccarsi, mediante il J-ring [13],
- la capacità di mantenere la propria composizione omogenea ed invariante sia in movimento sia in riposo durante il trasporto e la messa in opera (segregation resistance) mediante V-funnel test [14], [15], [16].

Sono stati inoltre confezionati e sottoposti a prova di compressione per ogni mix una coppia di provini cubici alle scadenze di 36 ore, stagionati a temperatura ambiente, 7, 14, 28, 90 giorni, stagionati con metodo standard, su un totale di 100 coppie di provini [17], [18], [19], [20], [21], [22], [23], [24].

### 2.1 Inerti e aggiunte

Gli inerti, negli SCC, giocano un ruolo fondamentale dal punto di vista ecologico, in quanto costituendo la fase trasportata dalla pasta, sono corresponsabili della fluidità, del grado di compattazione e di resistenza alla segregazione.

In generale, per ridurre il volume della fase trasportata ed il numero di collisioni tra i granuli lapidei (causa del blocking in prossimità di restringimenti di sezione o di zone particolarmente congestionate dalle armature), occorre utilizzare un volume di materiale finissimo maggiore di quello grosso. Ma poiché il solo incremento del dosaggio di cemento causerà fessurazioni dovute ai maggiori gradienti termici di idratazione e un sensibile ritiro igrometrico, occorre combinare il cemento con materiale finissimo caratterizzato da lenta o nulla velocità di sviluppo del calore, quali: cenere volante, filler di calcare macinato, ecc..

Inoltre l'aggregato dovrà garantire, come nei calcestruzzi tradizionali, la resistenza a compressione richiesta ed essere compatibile con tutti gli ingredienti della miscela.

In questo lavoro sono stati combinati 8 differenti tipi di aggregato: 5 sabbie e 3 aggregati grossi, di diversa provenienza.

Da San Gavino (Ca) inerti naturali di fiume sabbia grossa, sabbia fine, ghiaio; tutti gli altri provengono dalle seguenti cave: Serdiana (Ca) calcarei, sabbia grossa, risone; Silius (Ca), sabbia fine silicea; Arbus (Ca) calcare, sabbia media; Segariu calcarei, risone, pietrischetto. Il prelievo dei campioni significativi da cumuli, è stato eseguito mediante quaratura. Per stabilire l'assorbimento d'acqua in % che i singoli inerti assorbono per portarsi nella condizione di saturazione a superficie asciutta mediante la formula: % acqua =  $100 [(g)_{inerte\ umido} - (g)_{inerte\ secco}] / (g)_{inerte\ secco}$ , gli inerti sono stati essiccati in forno per 24 ore a  $T = 105 \pm 5^\circ$  fino a massa costante e in seguito raffreddati a temperatura ambiente. Per ciascun tipo di inerte è stata effettuata l'analisi granulometrica mediante vagliatura per via secca con setacci UNI Tyler a maglie quadrato in metallo; le pesate sono state eseguite con bilancia con precisione 0,1% della massa totale considerata [25], [26], [27], [28], [29], [30], [31], [32].

Tabella 1 Sabbie, passanti analisi granulometrica

Mm	Sabbia fine Si	Sabbia fine SG	Sabbia media Ar	Sabbia grossa SG	Sabbia grossa Se
8	100	100	100	100	99,60
6,3	100	100	100	100	98,20
4	100	100	100	96,21	85,40
2	99,80	100	99,59	77,05	59,00
1	99,20	100	95,93	49,47	38,40
0,5	90,80	97,56	64,22	23,58	18,40
0,25	60,80	24,64	14,63	9,68	4,40
0,125	26,6	0,61	0,40	3,58	0,80
0,075	12,2	0,20	0,20	1,68	0,60

Tabella 2 Aggregati grossi, passanti analisi granulometrica

	Risone Su	Pietrischetto Su	Ghiaio SG
16	100	87,51	100
12,5	100	56,75	87,05
10	97,20	23,76	68,91
8	70,60	3,86	48,50
6,3	25,70	1,32	36,58
4	2,60	0,81	15,96
2	1,80	0,71	5,80
1	1,50	0,51	2,18
0,5	1,30	0,41	0,83
0,25	1,10	0,30	0,52
0,125	0,70	0,20	0,31
0,075	0,40	0,10	0,31

Le Tabelle 1 e 2 mostrano i passanti (in %) delle analisi granulometriche di ogni singolo aggregato. Per brevità si è indicato Silius con Si, San Gavino con SG, Arbus con Ar, Serdiana con Se, Segariu con Su.

### 2.2 Cementi e cenere volante

Il cemento [33] utilizzato è un CEM II/A-L 42,5 R Samatzai (Ca), solo nel mix 16, una volta raggiunte le

prestazioni richieste, si è voluto sostituire il CEM 42,5 con il Cem II B-L 32,5 R, per valutarne l'influenza sulle caratteristiche reologiche e meccaniche.

Come aggiunte sono state impiegate ceneri volanti [34] provenienti dalla centrale ENEL di Portovesme (Ca), e nei Mix 19 e 20, una volta raggiunto il mix con le prestazioni richieste, si è voluto impiegare un filler di calcare macinato per valutare la possibilità di un suo eventuale utilizzo.

### 2.3 Acqua

È stata utilizzata acqua proveniente dall'acquedotto comunale di Cagliari a temperatura ambiente [35].

### 2.4 Additivi

Tutte le miscele sono state additivate, alcune solo con superfluidificanti, altre anche con viscosizzante, talvolta sono stati utilizzati contemporaneamente due additivi superfluidificanti; in totale sono stati impiegati sei tipi [36], [37], [38], [39] di superfluidificanti (indicati con lettere minuscole) a vari dosaggi.

- dd1 policarbossilato etere,
- dd2 policarbossilato etere,
- gm catene polimeriche di etere carbossilico,
- pm1 a base acrilica per SCC,
- pm2 polimeri attivi acrilici,
- xm polimeri carbossilici modificati non solfonati privi di formaldeide,

Come viscosizzanti sono stati adottati.

- vmp,
- Vxm.

### 2.5 Criteri progettuali dei mix

I mix sono identificati da un numero progressivo da 1 a 20, coincidente con l'ordine con il quale sono stati realizzati.

Tabella 3 Esempi di mix

Mix	1	3	13	17	18	19
Sab. fine Kg/m <sup>3</sup>	480 Ar	400 Ar	280 Ar	420 Si	420 Si	420 Si
Sab. gros Kg/m <sup>3</sup>	400 Se	400 Se	300 Se	400 Se	400 Se	390 Se
Risone Kg/m <sup>3</sup>	700 Se	720 Se	200 Se	680 Se	685 Se	680 Se
P.chetto Kg/m <sup>3</sup>			460 Se			
FA Kg/m <sup>3</sup>	138	100	70	130	140	160 <sup>2</sup>
Cem. Kg/m <sup>3</sup>	420	500	500	480	500	500
Acqua <sup>1</sup> l/m <sup>3</sup>	234	227	210	220	228	200
Superf. %	2,7 pm1	2,0 dd1	0,5 gm 2,3 dd1	2,5 xm 0,3 pm2	2,2 dd1	2,5 dd1 0,5 pm2
Visc. %	0,05 vpm				0,8 vpm	
T est °C	19	20	21	25	26	26
T calc. °C	21	22	23	27	29	30
a/c	0,50	0,41	0,36	0,41	0,41	0,35
a/c+PFA	0,38	0,34	0,31	0,32	0,32	0,27

<sup>1</sup> Compresa umidità inerti, <sup>2</sup> filler calcareo

Si è detto che la sperimentazione è partita da un mix già rispondente alle caratteristiche di un SCC, non in grado però di offrire le resistenze a compressione richieste a 36 ore. Si è quindi proceduto, step by step, ad apportare modifiche successive sino ad arrivare al risultato atteso.

È da sottolineare che tutti i mix hanno fornito le caratteristiche reologiche richieste ad un SCC, ma i primi 10 tentativi sono falliti per quanto riguarda la resistenza a 36 ore. A titolo di esempio, in Tabella 3 si riportano alcuni mix tra i più significativi ai fini della comprensione della sperimentazione. Le prove si sono svolte a Cagliari, presso la sede UNICAL di Viale Monastir dal 5 aprile al 17 giugno, per cui la temperatura è da considerarsi un altro parametro variabile. Ci si è resi conto infatti che il calcestruzzo, sia allo stato fresco che indurito, è particolarmente sensibile alla variazione di pochi gradi di temperatura.

## 3. RISULTATI

### 3.1 Reologia

Per quanto riguarda il test V-funnel, Tabella 4, tutte le miscele hanno superato il test sia per i limiti imposti da EFNARC [6] e da ATECAP [4]. Il J-ring test è stato condotto secondo le indicazioni di [4 e 6] ed è sempre positivo in quanto si richiede che l'esito sia > 600 mm. Per lo slump flow EFNARC propone i limiti 650 mm < SF < 800 mm, per cui tutti i mix possono considerarsi positivi, mentre [4] propone il limite superiore pari a 750 mm, quindi alcuni mix potrebbero non aver superato il test, in quanto troppo bassa la viscosità dell'impasto, [6]. Dato però lo scarto massimo del 4-5% rispetto a 750 mm l'esito può essere considerato sempre positivo, ad esclusione del mix 16, dove per altro è stato utilizzato un CEM 32,5 solo per verificarne l'influenza sulle resistenze alle varie scadenze, ed il mix 20.

Si può quindi affermare che tutti i mix rispondono positivamente ai test reologici.

Tabella 4 Risultati dei test reologici su tutte le miscele

mix	slump flow (mm)	J-ring (mm)	V-funnel test (sec)
1	770	730	9
2	780	720	7
3	770	710	8
4	800	730	9
5	700	640	8
6	780	710	10
7	740	680	10
8	780	730	8
9	790	720	11
10	780	720	6
11	720	650	9
12	730	670	9
13	730	680	10
14	760	700	8
15	650	600	8
16	820	770	8
17	750	680	6
18	750	700	8
19	730	660	10
20	830	770	8

### 3.2 Resistenza a compressione a 36 ore

Per evidenziare i risultati delle resistenze a compressione a 36 ore, obiettivo primario della ricerca, si è pensato di dividere le miscele in 2 gruppi. Nella Fig. 1 sono indicati i mix "falliti", cioè quelli per i quali la resistenza è inferiore alle prestazioni richieste. In Fig. 2 compaiono invece i mix valutati positivi. Tutte le resistenze riportate in seguito sono le resistenze medie di una coppia di provini.

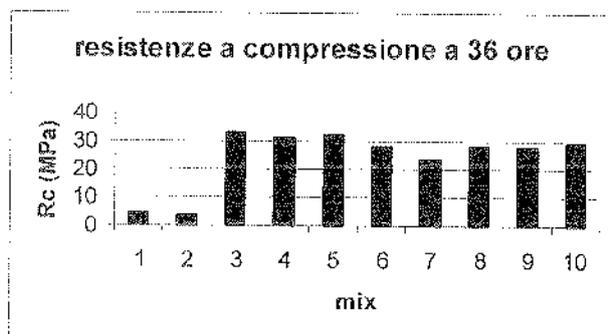


Figura 1 - Resistenze a compressione a 36 ore

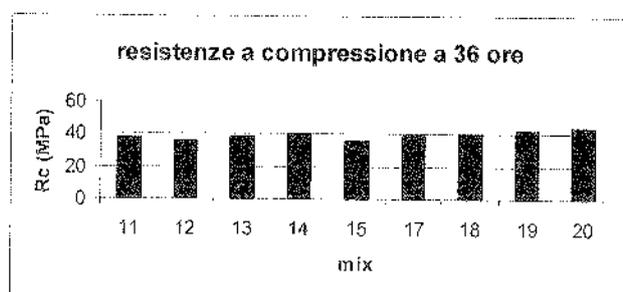


Figura 2 - Resistenze a compressione a 36 ore

Di proposito non è stato indicato il mix N° 16 per il quale a parità di componenti con il 15 si è voluta valutare l'influenza del cemento con la sostituzione del CEM 42,5 col CEM 32,5. La resistenza a compressione (36 h) del mix 16 è pari a 19,71 N/mm<sup>2</sup> con un decremento percentuale del 45 % rispetto al CEM 42,5; anche se è da notare che tale decremento tende a zero al procedere della stagionatura.

Nelle Tabelle 5, 6 e 7 sono riportate le resistenze medie a compressione a 36 ore in relazione al rapporto a/c, a/c + FA ed alla temperatura esterna del giorno della confezione dei provini e dell'esecuzione delle prove reologiche.

Si può affermare che i mix 1 e 2 sono falliti in quanto il rapporto a/c è troppo elevato e dall'analisi visiva si è potuto osservare che il calcestruzzo aveva appena iniziato la fase di indurimento, inoltre dato il valore esiguo della resistenza il dato non è affidabile, è infatti fuori del quinto della scala della pressa.

I mix da 3 a 10 hanno un a/c > 0,41 ed a/(c+FA) < 0,35, le resistenze sono comprese tra 23,67 N/mm<sup>2</sup> e 33,04 N/mm<sup>2</sup>, per cui sono da considerarsi ancora inadeguate alle prestazioni richieste benché rispetto ai primi due mix si sia avuto un notevole incremento di resistenza. È da osservare anche che le miscele 7, 8 e 9 presentavano all'esame visivo vistose microbolle, correlate probabilmente all'additivo utilizzato.

Nei mix da 11 a 18,  $0,34 < a/c < 0,41$  ed  $a/(c+FA) < 0,32$ , le resistenze a compressione sono sempre maggiori di 36 N/mm<sup>2</sup> sino ad un valore massimo di 40,54 N/mm<sup>2</sup>. È interessante osservare che nei mix da 17 a 20 è stato eliminato il pietrischetto a vantaggio della sabbia fine di Silius, che ha un'alta percentuale di passante agli stacci 0,125 mm e 0,075 mm, della sabbia grossa di Sordiana ed del risone di Segariu. Sicuramente una buona "fase trasportata" produce benefici effetti anche sulla resistenza oltre che sulla reologia.

In generale si può affermare inoltre che la temperatura, stabilizzata attorno ai 25 gradi gioca un ruolo benefico sulla resistenza anche con rapporti a/c = 0,41.

Tabella 5 Resistenze a compressione a 36 ore

	1	2	3	4	5	6	7
a/c	0,5	0,48	0,41	0,43	0,42	0,41	0,42
a/c+FA	0,38	0,36	0,34	0,43	0,33	0,32	0,31
Rc MPa	4,33	3,78	33,04	31,35	32,24	28,11	23,67
T °C	19	19	20	21	22	23	22

Tabella 6 Resistenze a compressione a 36 ore

	8	9	10	11	12	13	14
a/c	0,45	0,41	0,41	0,39	0,37	0,36	0,39
a/c+FA	0,35	0,35	0,35	0,37	0,30	0,31	0,34
Rc	27,85	28,04	29,55	37,55	36,04	37,97	40,54
T °C	23	22	22	22	21	22	21

Tabella 7 Resistenze a compressione a 36 ore

	15	17	18	19	20
a/c	0,39	0,41	0,41	0,35	0,34
a/c+FA	0,35	0,32	0,32	0,27	0,26
Rc	36,87	39,51	40,41	41,78	43,79
T °C	26	25	26	26	24

I mix 19 e 20 nei quali si è adottato un filler di calcare macinato hanno fornito buoni risultati di resistenza, ma il mix 19 ha offerto uno slump troppo alto (830 mm). Sarebbe comunque, dato il modesto numero di mix saggiati con filler in questo lavoro, che anche con il filler di calcare si possano raggiungere elevate resistenze a compressione a tempi brevi senza l'utilizzo del vapore.

Altre osservazioni in generale possono essere avanzate sul comportamento dei viscosizzanti. In tutti i mix dal N° 11 sino al N° 20, ad esclusione del N° 18, cioè tutti i mix considerati positivi sono stati confezionati senza l'additivo viscosizzante. Ci si resi conto infatti che la sua presenza non è determinante ai fini della resistenza e che si possono ottenere le prestazioni reologiche dell'SCC con i soli additivi fluidificanti.

Si è quindi lavorato sugli additivi superfluidificanti. Raggiunta la soluzione ottimale, sono state previste varie combinazioni dei diversi additivi per verificare la costanza dei risultati e valutare l'influenza di ciascun tipo di additivo.

### 3.3 Resistenza a compressione a 28 e 90 giorni

Nella Figura 3 sono riportate le resistenze medie (2 cubi) dei 19 Mix confezionati con CEM 42,5, denominati "falliti", nella Figura 4 quelli "positivi". Come si può osservare l'andamento delle resistenze a compressione a 28 giorni è simile a quello delle resistenze a 36 ore. I mix da 1 a 10 hanno

infatti resistenze inferiori ai mix 11-20. È significativo il recupero dei mix 1 e 2.

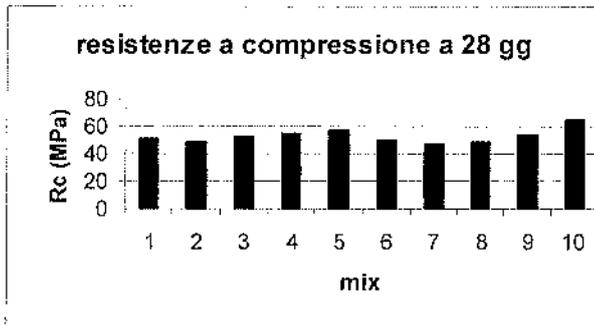


Figura 3 – Resistenze a compressione a 28 giorni

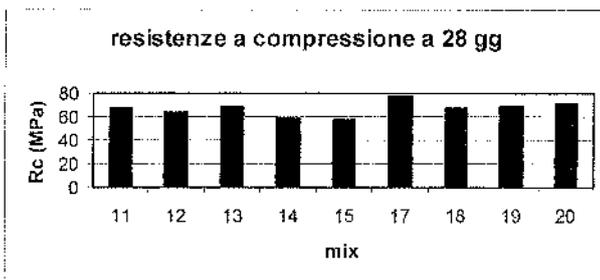


Figura 4 – Resistenze a compressione a 28 giorni

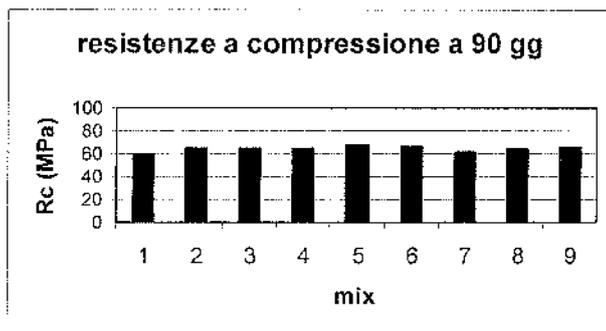


Figura 5 – Resistenze a compressione a 90 giorni

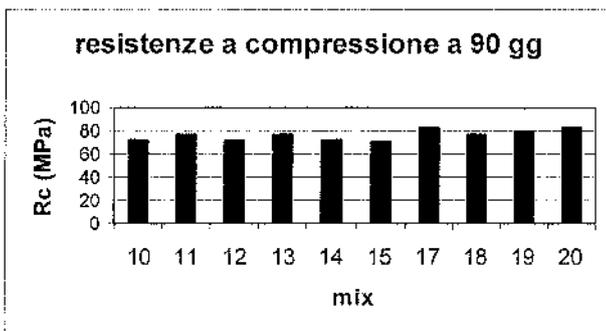


Figura 6 – Resistenze a compressione a 90 giorni

L'andamento delle resistenze a compressione a 28 giorni è simile a quello delle resistenze a 36 ore, anche se il metodo di la stagionatura è diverso. I mix da 1a 10 hanno infatti resistenze inferiori ai mix 11-20. In generale il recupero è ancora più evidente all'età di 90 giorni, Figure 5 e 6 dove, per opportunità di scala, il mix 10 è riportato assieme ai mix positivi.

#### 4. CONCLUSIONI

La prospettiva di ampliamento del campo di applicazione dei Calcestruzzi Autocompattanti (SCC) ha spinto il Dipartimento di Ingegneria Strutturale in collaborazione con l'UNICAL, sede di Cagliari, ad intraprendere una ricerca sperimentale sull'utilizzo degli SCC nel campo della prefabbricazione e del preconfezionamento di calcestruzzi per cemento armato precompresso.

All'obiettivo tecnologico della ricerca (elevate resistenze a compressione a 36 ore senza l'utilizzo della maturazione forzata) si è unito quello economico e di mercato, per cui è stato necessario indagare su più fronti, problema già affrontato in altri lavori dallo stesso gruppo di lavoro [40], [41], [42], [43].

Sono stati presi in esame 20 mix, nei quali sono stati utilizzati 8 tipi di inerti, con  $D_{max} = 16$  mm e  $D_{min} = 0,075$  mm, 1 solo tipo di cemento, 6 tipi di additivo e 2 viscosizzanti.

Le prove si sono svolte dal 5 aprile al 17 giugno con temperature esterne comprese tra 19 e 26 gradi per cui anche questo fattore si è mostrato una variabile significativa della ricerca.

Sono stati condotti con esito positivo per tutti i 20 mix i test rologici: slump flow, J-ring, V-funnel.

Più impegnativo è stato realizzare un calcestruzzo autocompattante con resistenza maggiore di 35 MPa a 36 ore, con stagionatura a temperatura ambiente. Infatti solo gli ultimi 9 mix hanno superato il test, mostrando anche la stabilità dei risultati al variare di alcuni componenti.

La temperatura assestatasi nel mese di giugno attorno ai 25 gradi, ha mostrato il suo benefico influsso sulle resistenze anche con rapporti  $a/c = 0,41$ .

#### 5. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Signor Ezzelino Mercu della UNICAL, sede di Cagliari, per la fattiva collaborazione e disponibilità durante lo svolgimento delle prove sperimentali.

#### 6. BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI 7163, 1979, Calcestruzzo preconfezionato.
- [2] UNI 11040, 2003, Calcestruzzo autocompattante; specifiche, caratteristiche e controlli.
- [3] OKAMURA, H., OUCHI, M., 2003, Self-Compacting Concrete, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1 N° 1, pag. 5-15.
- [4] ATECAP, 2003, Linee guida per la produzione del calcestruzzo autocompattante SCC.
- [5] OZAMA, K., NORNOTO, T., 1999, Japan Society of Civil Engineers, Recommendation for Self-Compacting Concrete, Tokio.
- [6] EFNARC, 2002, Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete, Farnham, UK.

- [7] SKARENDAHL, A., PETERSSON, Ö., 2000, State of the art, report of Rilem T. C., 174 SCC, Self- Compacting Concrete, France.
- [8] EN 206-1, 2001, Concrete. - Specification, performance, production, and conformity.
- [9] EN 12350-1, Testing fresh concrete: Part 1: Sampling.
- [10] EN 12350-2, Testing fresh concrete: Part 2: Slump test.
- [11] UNI 11041, 2003, Prova sul calcestruzzo autocompattante fresco, determinazione dello spandimento e del tempo di spandimento
- [12] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1992, "Recommendations for Design and Construction of Antivashout UnderWater Concrete", Concrete library of JSCE, 19.
- [13] UNI 11045, 2003, Prova sul calcestruzzo autocompattante fresco, determinazione dello scorrimento confinato mediante anello a J.
- [14] UNI 11042, 2003, Prova sul calcestruzzo autocompattante fresco, determinazione del tempo di efflusso all'imbuto (V-funnel).
- [15] HAYKAMA, M., 1993, Development and Application of Super Workable Concrete", Proceedings of International Rilem Workshop on Special Concretes, Workability and Mixing, edited by Prof. P.J.M. Bartos, Paisley, 183-190.
- [16] OZAMA, K., SAKATA, N., OKAMURA, H., 1995, Evaluation of Self- Compacting of Fresh Concrete using the funnel test, Concrete Library of ISCE, (25) 59-75.
- [17] UNI 6130-1, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Forme e dimensioni.
- [18] UNI 6130-2, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Casseforme.
- [19] UNI EN 12390-1, Prova sul calcestruzzo indurito. Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e casseforme.
- [20] UNI EN 12390-2, Prova sul calcestruzzo indurito. Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza.
- [21] UNI EN 12390-4, Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza alla compressione. Specifiche per macchine di prova.
- [22] UNI 6127, 1998, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza. Preparazione e stagionatura.
- [23] UNI EN 12504-1, Prova sul calcestruzzo indurito. Prova di compressione.
- [24] UNI 6132, 1972, Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di compressione.
- [25] EN 12620, Aggregates for concrete.
- [26] UNI EN 932-1, 1998, Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati. Metodi di campionamento.
- [27] UNI EN 933-2, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Stacci di controllo, dimensioni nominali delle aperture.
- [28] UNI EN 933-1, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Analisi granulometrica per stacciatura.
- [29] UNI 8520-3, Aggregati per confezione di calcestruzzi Parte 3ª - Campionamento.
- [30] UNI 8520/5, Aggregati per confezione di calcestruzzi Parte 5ª - Analisi granulometrica.
- [31] UNI 8520/13, Aggregati per confezione di calcestruzzi Parte 13ª Determinazione della massa volumica e dell'assorbimento degli aggregati fini
- [32] UNI 8520/16, Aggregati per confezione di calcestruzzi Parte 16ª Determinazione della massa volumica e dell'assorbimento degli aggregati grossi
- [33] EN 197-1, 2001, Cement, Composition, specifications and conformity criteria.
- [34] EN 450, Fly ash for concrete - Definition, requirements and quality control.
- [35] EN 1008, Mixing water for concrete.
- [36] UNI 7102, 1972, Additivi fluidificanti - Idoneità e metodi di controllo.
- [37] EN 934-2, 2000, Admixtures for concrete - Definitions and requirements.
- [38] COPPOLA, L., ZAFFAROLI, P., TROLLI, R., COLLEPARDI, M., 1998, Additivi superfluidificanti ibridi, Atti del 12° Convegno CTE, pag. 197-204.
- [39] KHURANA, R., GOITARIXO, R., 1999, L'effetto della variazione dell'acqua d'impasto sulla durabilità del calcestruzzo, Atti delle giornate AICAP, Calcestruzzi e prevenzione. Evoluzione delle tecnologie della presollecitazione, pag. 65-72.
- [40] B. DE NICCOLO, F. MISTRETTA, 2001, Experimental analysis on the influence of curing and aggregates on performance of HPC, 26<sup>th</sup> Conference on Our world in concrete & structures, 27-28 August, Singapore.
- [41] B. DE NICCOLO, F. MISTRETTA, S. MURTAS, Z. ODONI, 2002, Prestazioni di calcestruzzi commerciali additivati con superfluidificanti, Giornate A.I.C.A.P. 2002 Bologna, 5-8 giugno, pp. 171-178.
- [42] B. DE NICCOLO, M. VALDES, S. MURTAS, F. MISTRETTA, 2002, "Efficacia degli additivi superfluidificanti di terza generazione nella produzione di calcestruzzi commerciali", 14° Congresso CTE, Mantova.
- [43] B. DE NICCOLO, Z. ODONI, L.PANI, 2002, "Previsione a tempi brevi della resistenza standard a compressione", 14° Congresso CTE, Mantova.

# COMPORAMENTO STRUTTURALE DEI CALCESTRUZZI AUTOCOMPATTANTI

Gabriele Gabrielli<sup>1</sup>, Dante Galeota<sup>2</sup>, Matteo M. Giammatteo<sup>2</sup>, Piero G. Zanco<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Italcementi, Bergamo.

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno, Università dell'Aquila, L'Aquila.

<sup>3</sup> ATECAP, Roma.

## SOMMARIO

In questo articolo sono esposti i risultati di una campagna sperimentale effettuata su 28 campioni di nodo trave-pilastro in c.a. confezionati utilizzando due miscele di calcestruzzo ordinarie, di cui una vibrata, e una autocompattante. I campioni sono stati sottoposti a storie di carico cicliche fino a rottura.

## SUMMARY

This paper presents the results of an experimental study conducted over twenty-four large scale beam-column joints made of ordinary concrete, vibrated concrete and self-compacting concrete. All units were subjected to large reversal loads.

## 1. INTRODUZIONE

La tecnologia del calcestruzzo autocompattante offre alcune caratteristiche interessanti, quali l'assenza di vibrazione durante la fase del getto, la possibilità, per l'impasto fresco, di poter fluire attraverso disposizioni costruttive di armatura particolarmente congestionate, la maggior omogeneità delle caratteristiche meccaniche del prodotto indurito nell'ambito degli elementi strutturali [1].

In Italia il calcestruzzo autocompattante è stato introdotto con vantaggio in alcuni settori dell'industria della prefabbricazione; qualche difficoltà, peraltro dovuta alla non adeguata conoscenza della specifica tecnologia, incontra invece il suo utilizzo nelle costruzioni realizzate in situ.

Lo scopo di questo articolo è quello di indagare in termini prestazionali, il comportamento strutturale di nodi trave-pilastro "sismici", caratterizzati quindi, a causa della densità delle armature, da condizioni di getto in situ critiche, e realizzati in calcestruzzo autocompattante, ordinario e vibrato.

## 2. SPERIMENTAZIONE

Al fine di indagare il comportamento strutturale del calcestruzzo autocompattante, sono state eseguite prove di

carico cicliche fino a rottura su campioni di nodo trave-pilastro in c.a., realizzati secondo lo schema indicato in Fig.1.

Il confezionamento è avvenuto facendo uso di tre miscele di calcestruzzo, due ordinarie (di cui una posta in opera mediante vibrazione meccanica) e una autocompattante (Tab.1), secondo le modalità descritte nella Relazione "Comportamento strutturale di calcestruzzi autocompattanti" Progetto Ulisse, [2].

La campionatura era composta da:

- 8 nodi in calcestruzzo ordinario costipato manualmente (ORD),
- 8 nodi in calcestruzzo ordinario costipato mediante vibrazione meccanica (ORDV),
- 8 nodi in calcestruzzo autocompattante (SCC).

Ciascun nodo era accompagnato da 4 campioni cubici 150×150×150mm e da 2 campioni cilindrici Ø150×300mm.

Nel dispositivo di prova, rappresentato schematicamente in Fig.2, il campione è vincolato alle estremità mediante cerniere cilindriche, attraverso le quali sono applicate le sollecitazioni:

- carico assiale costante, pari a 1000kN sull'elemento "pilastro", disposto orizzontalmente,
- carico trasversale variabile ciclicamente come indicato in Fig.3, fino a rottura, sull'elemento "trave", disposto verticalmente.

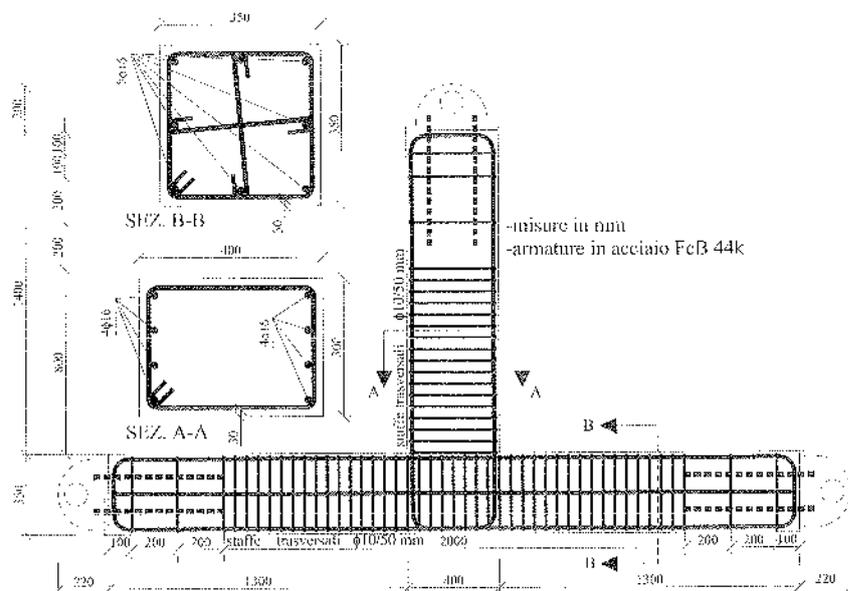


Fig. 1 -- Nodo trave-pilastro.

Tab.1 – Composizione e proprietà degli impasti.

		Calcestruzzo ordinario e vibrato	Calcestruzzo autocompattante
<b>Aggregati:</b>			
Fino 0/4	kg/m <sup>3</sup>	915	845
Grosso 4/16	kg/m <sup>3</sup>	458	407
Grosso 16/22	kg/m <sup>3</sup>	458	407
Filler ventilato	kg/m <sup>3</sup>	--	210
Cemento	kg/m <sup>3</sup>	350	320
Acqua	kg/m <sup>3</sup>	145	193
Additivo	l/m <sup>3</sup>	3	4
Massa vol. cls fresco	kg/m <sup>3</sup>	2405	2358
Cedimento al cono	mm	210	
Allargamento	mm	--	700
Tempo di flow	s	--	2.5
Resistenza a compressione a 6 giorni	N/mm <sup>2</sup>	31.6	27.6

Il primo ciclo di carico corrisponde al raggiungimento del carico di snervamento (punto di ginocchio del diagramma carico-spostamento dell'estremità della trave), in entrambe le direzioni. I successivi cicli, a gruppi di quattro, sono estesi fino a raggiungere multipli interi dello spostamento del primo ciclo. La sequenza viene protratta fino al raggiungimento del degrado della sezione di incastro della trave nel pilastro.

Nella Fig.3 la duttilità di spostamento esprime l'entità dello spostamento dell'estremità della "trave", riferita al valore massimo raggiunto nel primo ciclo, mentre la duttilità cumulata è la somma degli stessi valori al susseguirsi dei cicli.

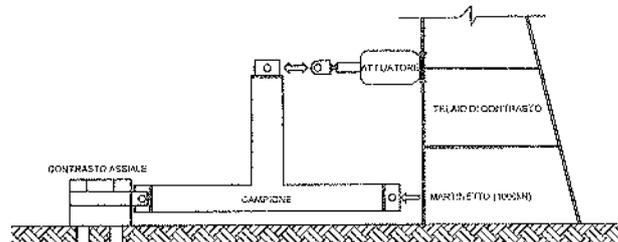


Fig.2 -- Dispositivo di prova.

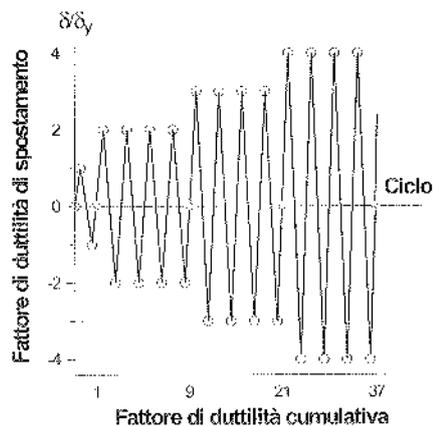


Fig.3 -- Spostamenti imposti durante i cicli di carico.

### 3. ANALISI DEI RISULTATI

- Nel corso di ciascuna prova sono stati misurati:
- i valori dei due carichi, costante e variabile,
  - lo spostamento trasversale all'estremità della trave,
  - le deformazioni ai bordi della sezione di incastro.

Al fine di effettuare il confronto tra i campioni realizzati con i tre diversi calcestruzzi, sono stati ricavati per ciascun nodo i seguenti parametri:

- resistenza a compressione,
- resistenza a trazione,
- livello di resistenza del nodo,
- rigidità del nodo,
- energia dissipata nei cicli.

I primi due derivano rispettivamente dalle prove su cubi e cilindri, i successivi tre sono riferiti per ciascun campione, al valore derivante dal primo ciclo.

Per un ulteriore approfondimento, sono state effettuate inoltre misure dell'indice di rimbalzo sclerometrico e della velocità di propagazione degli ultrasuoni in sei punti lungo i campioni, per esplorare l'uniformità della resistenza a compressione.

### 3.1. Resistenza a compressione

I risultati delle prove a compressione su cubi (valori medi dei cubi dei vari campioni, rilevati a tempi compresi tra 6 mesi ed 1 anno) sono riportati nel grafico di Fig.4.

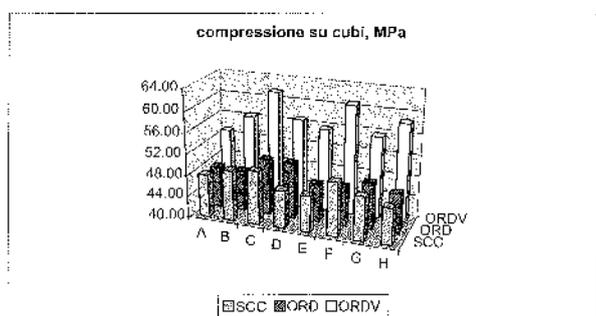


Fig.4 – Distribuzione delle resistenze a compressione.

Come si può osservare, mentre il calcestruzzo ordinario e quello autocompattante hanno valori pressoché coincidenti, il calcestruzzo vibrato presenta valori mediamente più elevati ed anche più dispersi. Tenuto conto dei riscontri effettuati, eseguendo le prove sia presso il Laboratorio dell'Università dell'Aquila che presso quello dell'Italcementi a Bergamo, la causa più probabile di tale differenza può essere ricondotta a variazioni occorse durante la fase di confezionamento.

### 3.2. Resistenza a trazione

I risultati delle prove a trazione indiretta su cilindri (valori medi dei provini dei vari campioni, rilevati a tempi compresi tra 6 mesi ed 1 anno) sono riportati nel grafico di Fig.5.

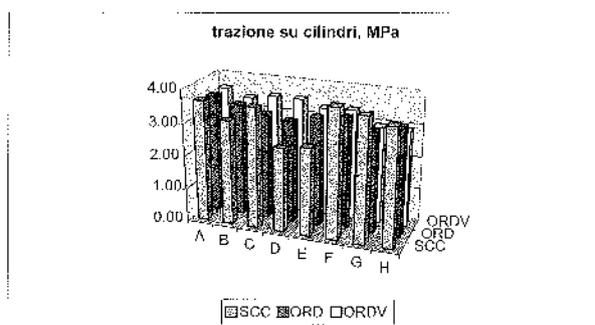


Fig.5 – Distribuzione delle resistenze a trazione.

Nel caso della resistenza a trazione, i valori medi si presentano abbastanza vicini tra loro, sia pure con dispersioni sensibilmente diverse, e comunque maggiori di quelle della resistenza a compressione.

### 3.3. Prove di carico sui nodi

Nelle Fig.6, 7, 8 sono riportati alcuni diagrammi carico-spostamento relativi all'estremità della trave, ottenuti durante la sperimentazione.

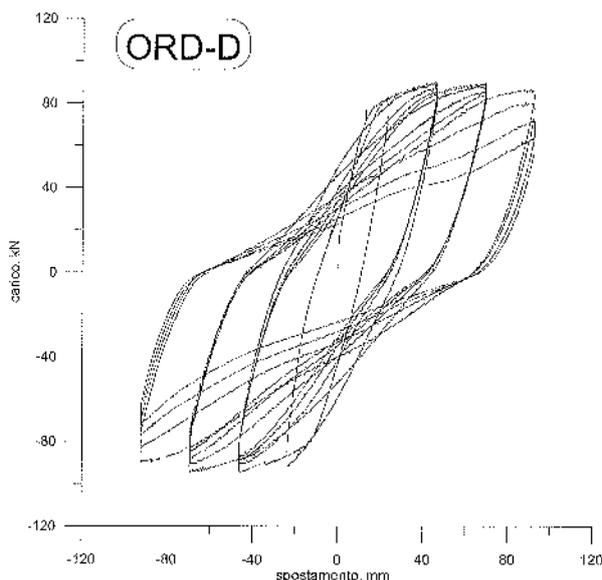


Fig.6 – Curva carico-spostamento di un campione ORD.

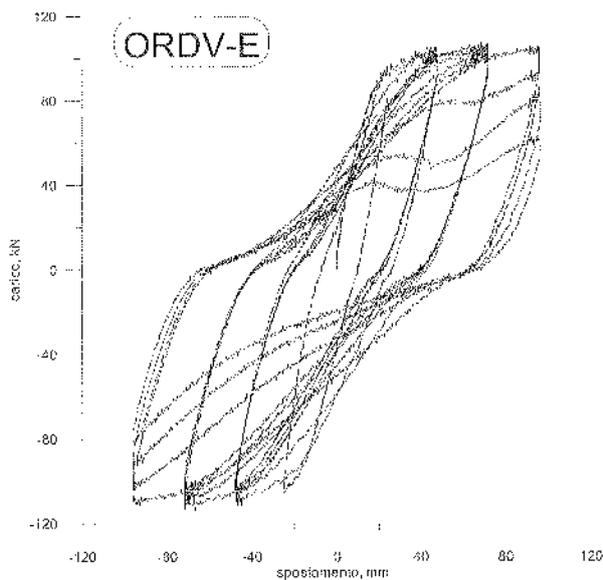


Fig.7 -- Curva carico-spostamento di un campione ORDV.

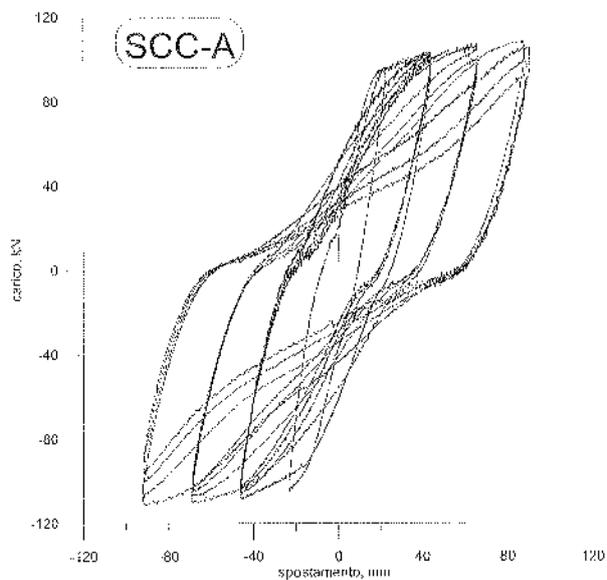


Fig.8 -- Curva carico-spostamento di un campione SCC.

### 3.4. Variazione del livello di resistenza

Il valore del carico massimo raggiunto nel corso di ciascun ciclo, rapportato a quello del primo ciclo (Fig.9), permette di valutare la capacità del campione di mantenere il livello di resistenza al crescere della penetrazione in campo plastico, espressa mediante la duttilità cumulata.

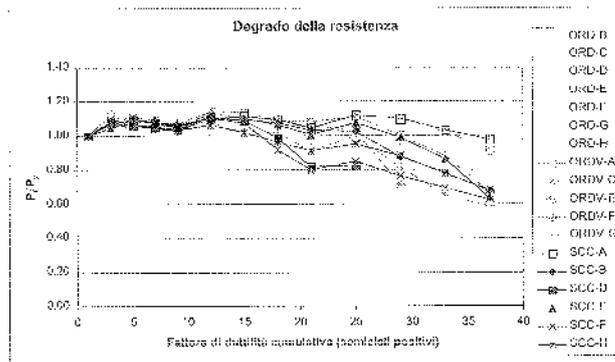


Fig.9 – Variazione del livello di resistenza.

### 3.5. Variazione della rigidezza

Il valore del rapporto tra il carico e lo spostamento raggiunti nel primo punto di inversione di ciascun ciclo, rapportato a quello del primo ciclo (Fig.10), permette di valutare la variazione della rigidezza del campione al crescere della penetrazione in campo plastico, espressa mediante la duttilità cumulata.

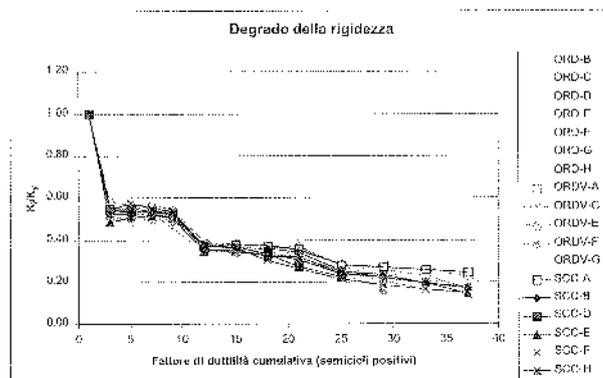


Fig.10 – Variazione della rigidezza.

### 3.6. Energia dissipata

Il valore dell'area racchiusa da ciascun ciclo, rapportata a quella del primo ciclo (Fig.11), permette di valutare la variazione dell'energia dissipata dal campione al crescere della penetrazione in campo plastico, espressa mediante la duttilità cumulata.

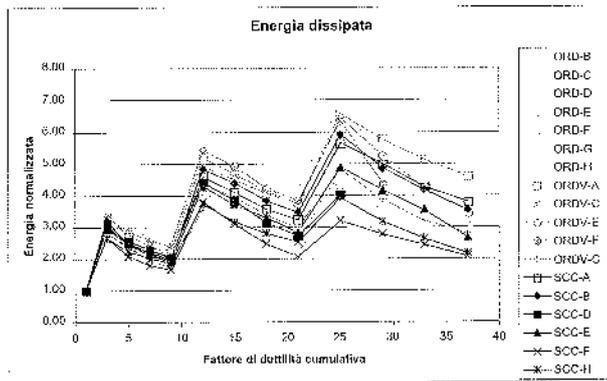


Fig.11 - Energia dissipata.

Sulla base dei dati esposti in precedenza, l'escursione dei valori dei tre parametri presi in esame può essere sintetizzata come riportato nella Tab.2, dalla quale si osserva che, per i tre tipi di conglomerato, i vari intervalli sono pressoché sovrapposti, e non si notano pertanto significative differenze di comportamento tra di essi.

Tab.2 - Intervalli di variazione dei parametri osservati.

		ORD	ORDV	SCC
Livello di resistenza	min	0.60	0.59	0.63
	max	0.82	0.92	0.98
Rigidezza	min	0.16	0.15	0.14
	max	0.20	0.23	0.25
Energia dissipata (totali)	min	32.54	39.94	31.17
	max	52.89	51.49	45.78

Nelle Fig.12, 13 e 14 sono riportati i coefficienti di variazione (rapporto tra deviazione standard e valor medio) dei parametri descritti in precedenza, calcolati in base ai valori osservati per i vari campioni in corrispondenza dei successivi valori del fattore di duttilità cumulativa.

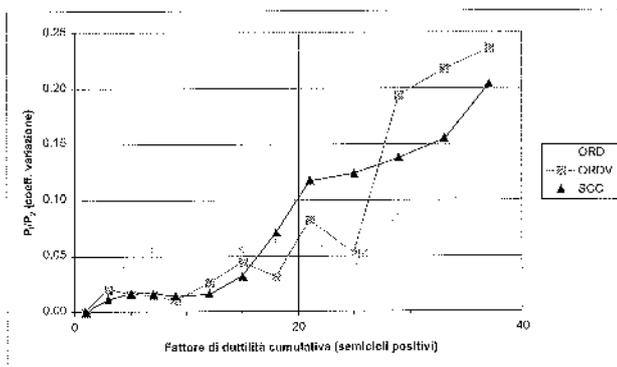


Fig.12 - Variazione del livello di resistenza (coefficienti di variazione).

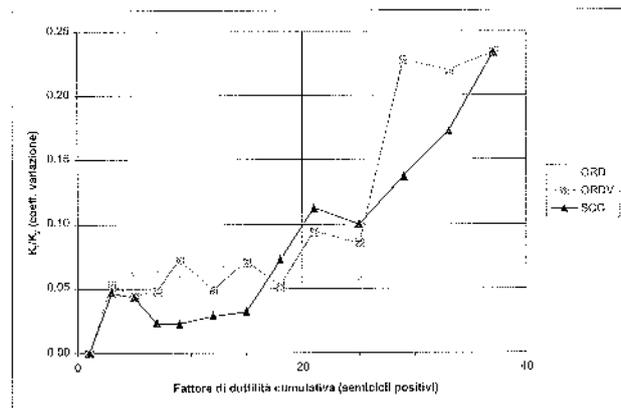


Fig.13 - Variazione della rigidezza (coefficienti di variazione).

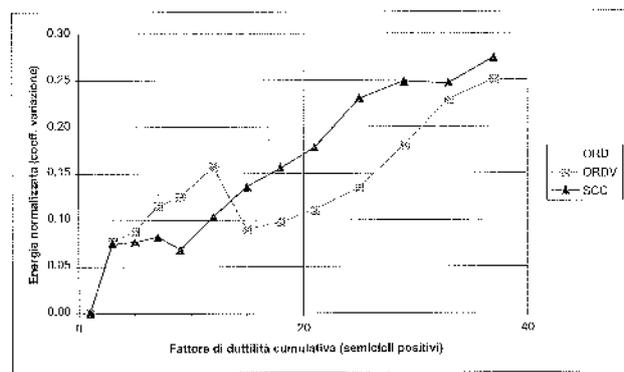


Fig.14 - Energia dissipata (coefficienti di variazione).

Dal confronto dei vari grafici si osserva che i campioni SCC presentano coefficienti di variazione minori rispetto agli altri tipi di conglomerati, almeno fino a valori del fattore di duttilità intorno a 15, valore raggiunto dalla quasi totalità dei campioni provati.

#### 4. INDAGINI CON METODI NON DISTRUTTIVI

Durante il corso della campagna sperimentale sono state effettuate su parte dei cubi e sui nodi misure dell'indice di rimbalzo sclerometrico I e della velocità di propagazione degli ultrasuoni V (metodo SONREB), che hanno permesso di risalire alla resistenza a compressione del calcestruzzo lungo il pilastro e lungo la trave (Fig.15). I risultati delle misure sono riportati in Tab.3. e Tab.4.

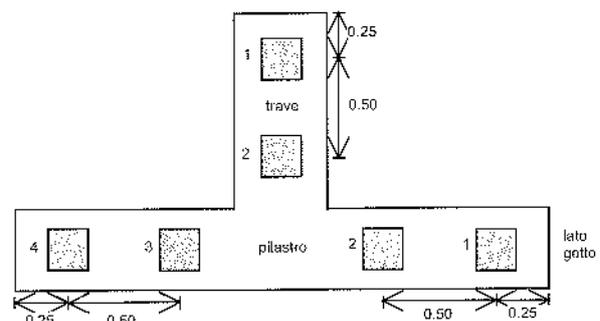


Fig.15 - Disposizione dei punti di misura non distruttivi.

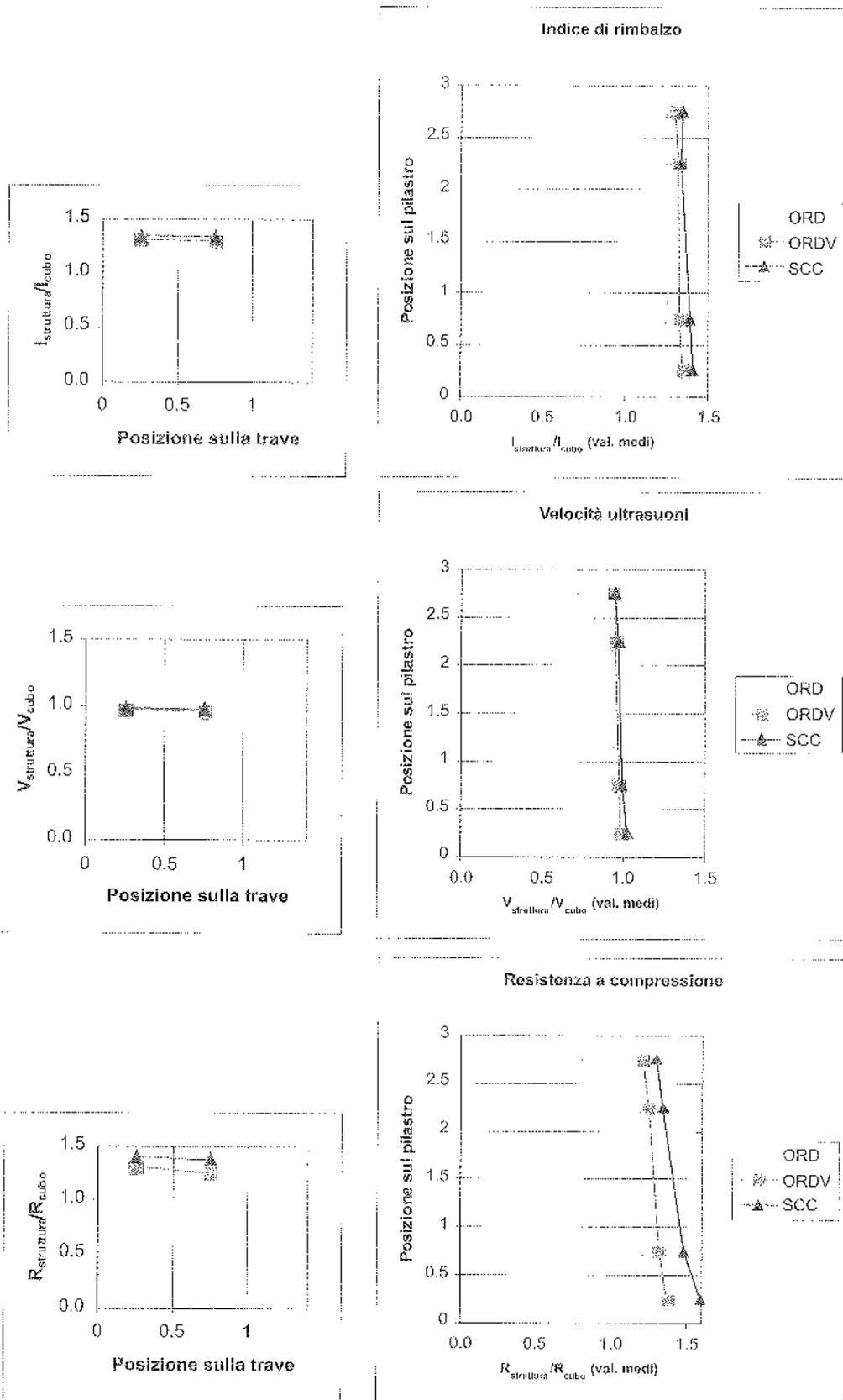


Fig.16 -- Valori medi dei rapporti  $I_{struttura}/I_{cubo}$ ,  $V_{struttura}/V_{cubo}$ ,  $R_{struttura}/R_{cubo}$ .

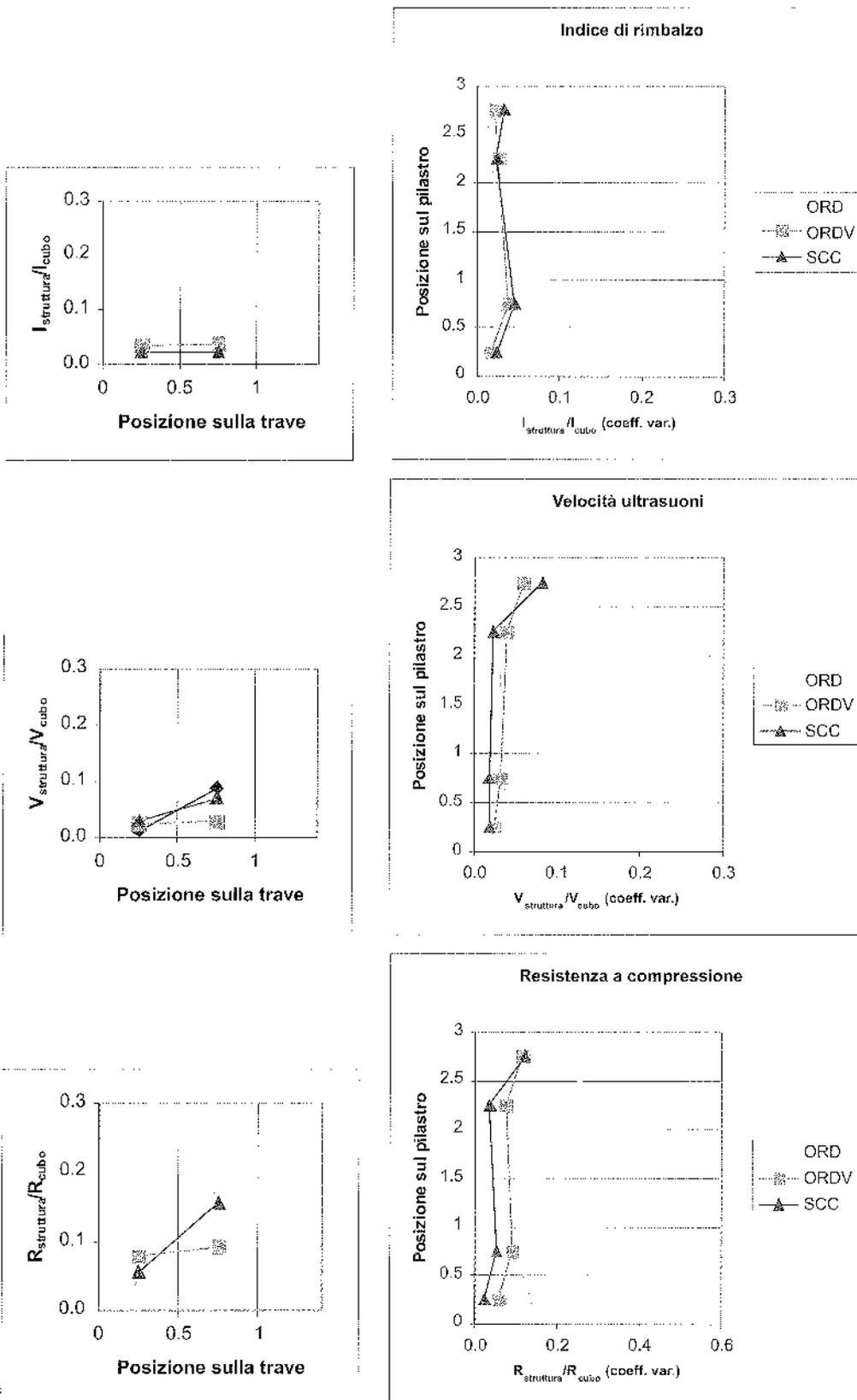


Fig.17 – Coefficienti di variazione dei rapporti  $I_{struttura}/I_{cubo}$ ,  $V_{struttura}/V_{cubo}$ ,  $R_{struttura}/R_{cubo}$ .

Tab.3 - Valori di I e di V per i cubi di alcuni nodi.

Sigla	Indice di rimbalzo	Velocità degli ultrasuoni, km/sec
ORD-A	33.93	4.35
ORD-G	35.60	4.28
ORDV-A	35.38	4.18
ORDV-B	36.44	4.16
ORDV-D	36.49	4.24
ORDV-E	35.75	4.22
SCC-A	31.68	4.31
SCC-G	32.44	4.29

Tab.4 - Sintesi dei rapporti osservati.

		ORD	ORDV	SCC
Rapporto $I_{strutt}/I_{cubi}$	valor medio	1.244	1.318	1.358
	dev. standard	0.045	0.042	0.047
	coeff. di variazione	0.036	0.032	0.035
Rapporto $V_{strutt}/V_{cubi}$	valor medio	0.909	0.965	0.983
	dev. standard	0.119	0.036	0.050
	coeff. di variazione	0.130	0.038	0.051

Dai grafici delle Fig.16 e 17 e dalle tabelle precedenti si osserva che:

- il valore dell'indice di rimbalzo misurato sui nodi risulta sistematicamente maggiore del 24-36% rispetto a quello riscontrato mediamente sui cubi; tale differenza potrebbe dipendere sia da differenti condizioni di maturazione (buona parte dei nodi è rimasta a lungo esposta all'ambiente esterno, mentre i cubi fino al tempo della prova sono rimasti accatastati nel contenitore usato per il trasporto), sia all'elevato grado di armatura presente nei nodi; la dispersione dei valori, espressa dal coefficiente di variazione, è pressoché costante tra i tre conglomerati;
- il valore della velocità di propagazione degli ultrasuoni misurato sui nodi è per lo più inferiore rispetto al valore medio rilevato sui cubi, in particolar modo per i campioni ORD, nei quali si manifesta anche una marcata differenza lungo l'elemento "pilastro"; nei campioni ORDV tali differenze sono ancora visibili, sia pure in modo meno

evidente; nei campioni SCC infine si osserva una notevole omogeneità dei valori della resistenza a compressione, che in più casi sono pari a quelli dei cubi, con qualche eccezione nella zona vicina all'innesto della trave col pilastro (punti di misura "2") e della estremità da cui è stato fatto il getto (punto "1" del pilastro); la dispersione dei valori dei campioni ORDV e SCC è confrontabile, e risulta essere significativamente inferiore a quella dei campioni ORD, a conferma della minore uniformità di compattezza di questi ultimi.

## 5. CONCLUSIONI

I risultati esposti nel presente lavoro mostrano che i campioni di nodo trave-pilastro realizzati in calcestruzzo autocompattante (SCC) presentano un comportamento strutturale, in termini di variazione del livello di resistenza, di rigidità e di energia dissipata, significativamente più omogeneo rispetto ai campioni realizzati in calcestruzzo ordinario (ORD), mentre analogie di comportamento sono riscontrabili rispetto ai campioni realizzati in calcestruzzo vibrato (ORDV).

Anche le indagini con metodi non distruttivi relativamente alla resistenza a compressione del calcestruzzo lungo gli elementi trave e pilastro di ciascun campione mostrano una marcata uniformità dei risultati negli elementi realizzati in calcestruzzo autocompattante (SCC) e vibrato (ORDV), rispetto a quelli in calcestruzzo ordinario (ORD) [3].

## 6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Self-Compacting Concrete, Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, 17-20 August 2003, Reykjavik, Edited by O. Wallevik and I. Nielsson.
- [2] Gabrielli G., Galeota D., Giammalteo M.M., Ursella P., 2003, "Comportamento strutturale di calcestruzzi autocompattanti", Progetto Ulisse, ALTEC, ATECAP, ASSOBETON.
- [3] Klug Y., Holschemaker K., 2003, "Comparison of the hardened properties of self-compacting and normal vibrated concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, 17-20 August 2003, Reykjavik, pp. 596-605.

# IL CONTROLLO VIBRAZIONALE FORZATO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Silvano Galvan<sup>1</sup>, Tiziano Lucca<sup>1</sup>

<sup>1</sup> C.M.E. Controlli Manufatti Edili S.r.l., Albignasego (PD).

## SOMMARIO

La memoria presenta sinteticamente alcune applicazioni riguardante il controllo dinamico delle strutture di sottofondazione (pali trivellati, vibrati, prefabbricati, micropali, setti di paratia, jet-grouting, chiodature) con particolare riferimento al controllo vibrazionale, cioè il rilievo della mobilità della struttura (ammettenza meccanica) mediante la sollecitazione forzata con una vibrodina.

This is a short description of several applications concerning the vibrational control methodology for the dynamic test of foundations (grouted piles, vibrated piles, pre-built piles, micropiles, jet-grouting etc.). This control method consists in measuring the structure mobility (mechanical admittance) by forcing it with an electrodynamic vibrator.

## 1. PREMESSA

Il controllo dinamico forzato delle strutture di sottofondazione è adottato in Italia da oltre trent'anni. In questo significativo arco di tempo, si sono testati migliaia di pali facenti parte delle opere più importanti, per citarne alcune: Porto di Gioia-Tauro, Italsider e Direzionale Napoli - Direttissima Firenze-Roma - Aeroporti Roma - Malpensa, Nuovi padiglioni Fiere di Bologna e Milano, Grande Viabilità di Trieste, Metropolitana di Milano, Autostrade A14, MI-VE, Livorno Civitavecchia, S.G.C. E45, Cispadana inferiore, Tangenziali di Modena e Ferrara, oltre a svariati interventi sul territorio effettuati per conto di FFSS, ANAS, ENEL, TELECOM, MAGISTRATO ALLE ACQUE, ULSS, Amministrazioni PROVINCIALI-REGIONALI-COMUNALI, EDILIZIA PRIVATA.

Tale metodologia di controllo negli ultimi anni ha avuto un ulteriore incremento negli interventi di opere private e ciò evidenzia che il controllo non distruttivo sta avendo sempre più la dovuta importanza. Molte sono comunque le palificate e le strutture che non sono controllate, di solito si preferiscono fare unicamente prove di carico statiche, che indubbiamente presentano meno sorprese.

I controlli vengono preferenzialmente fatti su pali trivellati, vibrati e micropali, paratie Jet-grouting, non di rado comunque sono controllati elementi prefabbricati (pali battuti prefabbricati).

## 2. DIFETTI NEI PALI

I difetti riscontrabili nelle palificate sono riconducibili ad una scarsa conoscenza delle caratteristiche del terreno e ad un'elevata velocità e scarsa attenzione nell'esecuzione. I difetti si riscontrano spesso alla presenza di falde in pressione non segnalate, in corrispondenza di stratigrafie particolari (banchi di sabbia e ghiaia, torbe, limi sabbiosi) e nei casi di pali trivellati dove i fanghi bentonitici non sono opportunamente trattati e controllati. In molti casi un accurato controllo in corso d'opera, evidenziando la presenza di sensibili difetti, ha condotto a cambiare il tipo di metodologia di costruzione dei pali stessi o la necessità di adottare particolari accorgimenti come quello di incamiciare i pali con lamierino d'acciaio.

Nei pali vibrati, o battuti, gettati in opera con tubo-forma a recupero, si riscontrano spesso difetti in corrispondenza di banchi intermedi anche di modesta potenza. In detto caso, le vibrazioni imposte (o i colpi di maglio) durante l'infissione ed il recupero del tubo forma, generano elevate sollecitazioni del banco intermedio, e le onde d'urto propagandosi lungo lo stesso banco provocano anche la totale interruzione dei pali limitrofi. In altri casi, i difetti si localizzano laddove le armature nel palo non raggiungono il piede (pali non armati per tutta la profondità) o laddove le armature sono interrotte in prossimità di banchi consistenti.



Foto 1-2-3 - Alcune tipologie di difetto riscontrabili nei pali - intrusione - sedimentazione dell'inerte nei pali vibrati- interruzione del getto.

### 3. METODI D'INDAGINE

I controlli non distruttivi delle sotto fondazioni sono effettuati impiegando diverse metodologie che possiamo distinguere in dirette o puntuali (Carotaggio sonico e Cross-Hole) e indirette o globali (tecnica impulsiva - vibrazionale forzata).

#### 3.1 Metodo Cross-Hole

I metodi puntuali si basano sulla propagazione di ultrasuoni o impatti sonici e pertanto vanno ad analizzare la struttura in dettaglio, ma pur sempre in una zona limitata della struttura.

Le metodologie puntuali possono essere di supporto in particolari indagini, ma in un controllo di normale routine sono limitative per i seguenti motivi.

- Elevato costo dei tubi e della messa in opera.
- Durante il getto e la messa in opera, tubi ostruiti, con conseguente limitazione del controllo.
- Limitata sezione della struttura interessata dal controllo.
- Limitato numero di pali strumentati.
- Le anomalie rilevate possono non essere presenti (possibile tubo sporco o tubo non ben accoppiato al calcestruzzo). In tali casi sono necessari ulteriori indagini mediante il metodo vibrazionale forzato o carotaggio sonico.
- Non fornisce informazioni sull'interazione palo-terreno. Il controllo è limitato ad una fascia di calcestruzzo compresa fra una coppia di tubi d'ispezione.

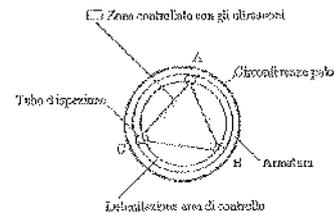


Fig.1 Zone del getto interessate dal controllo - l'area è molto limitata.

#### 3.2 Metodo impulsivo (impatto)

Il controllo di un palo mediante la metodologia impulsiva, consiste nel solleccitare la testa con un martello e rilevare il comportamento dinamico.

La metodologia impulsiva è nata per il controllo di pali prefabbricati, dove si conoscono perfettamente le caratteristiche fisiche del palo. La tecnica ha delle limitazioni per la scarsa banda della di frequenza d'eccitazione e alla durata della stessa. In sostanza, data la durata di pochi millescondi della solleccitazione del palo (martellata), e per la notevole inerzia della struttura ad entrare in vibrazione, non tutti i modi di vibrare della struttura sono sufficientemente solleccitati per essere ben evidenziati.

#### 3.3 Metodo vibrazionale forzato

Il controllo vibrazionale forzato, consiste nel solleccitare l'estremità fuori terra di un palo mediante un vibratore opportunamente ancorato al calcestruzzo e rilevando con un traduttore di vibrazione anch'esso ancorato alla testa la risposta dinamica longitudinale della struttura. Per le sue caratteristiche intrinseche la presente tecnica è certamente la più completa ed affidabile.

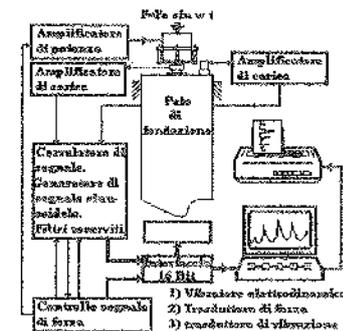


Fig. 2a - Rappresentazione a blocchi della strumentazione

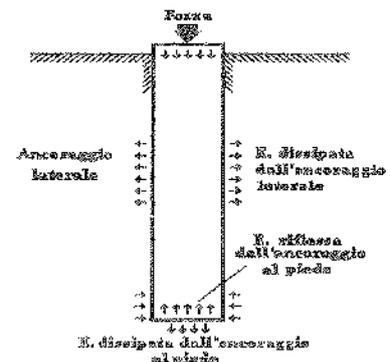


Fig. 2b - Bilancio energetico di un palo sottoposto a vibrazione.

#### 4. CENNI TEORICO PRATICI

Come accennato, la forza di sollecitazione viene impressa al palo da un vibratore posto in mutuo contatto con l'estremità superiore, allineato e parallelo all'asse longitudinale dello stesso. La forzante sinusoidale (forza di sollecitazione del palo) è mantenuta costante in ampiezza durante tutta la prova, ma variabile in frequenza, in un campo compreso fra 10 e 1000, 2000 o 5000Hz. Nel palo si instaura, a regime, un sistema di onde stazionarie dovute all'andamento di quelle emesse e quelle riflesse dall'estremità inferiore in maniera da dipendere:

- dall'entità della forzante
- dalle caratteristiche geometriche del palo (lunghezza e diametro).
- dalle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo (densità - resistenza)
- dai vincoli esterni (ancoraggio laterale - vincolo al piede)

Il trasduttore di vibrazione, posto sulla testa del palo, rileva lo spettro di vibrazione della struttura, cioè il comportamento del palo alle sollecitazioni dinamiche imposte in tutto il campo di frequenza esplorato. Nei Vibrogrammi registreremo, in ordinata il valore della mobilità, in ascissa il campo di frequenza esplorato (la mobilità o ammettenza meccanica - rapporto fra la velocità di oscillazione della testa del palo e la forzante che l'ha generata).

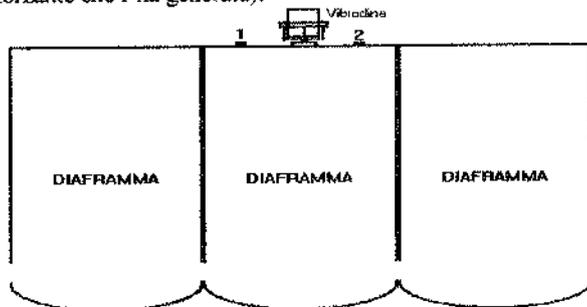


Fig. 3 - Controllo di un setto - Posizione della vibrodina e dei tre sensori.

La struttura viene sottoposta a sollecitazione per un tempo piuttosto lungo 3-10 minuti, ciò permette alla struttura, data la notevole inerzia dovuta alla considerevole massa ed ai vincoli con il terreno, di entrare totalmente in vibrazione. Lo studio dei vibrogrammi, nel dominio della frequenza ed elaborati con un particolare trattamento del segnale riconducibile ad una prospezione geosismica, mostra, tutte le caratteristiche dinamiche e fisiche della struttura ed in particolare: le zone d'interazione con il terreno, la presenza di difetti, sbulbature, le zone di minor o maggior vincolo laterale dovuto all'attraversamento del fusto del palo in lenti di terreno più o meno consistenti.

Il sistema palo-terreno possiamo rappresentarlo in via approssimativa come una barra di materiale omogeneo, vincolata o libera all'estremità inferiore ed ai fianchi. La natura e l'esistenza di tali vincoli dipenderanno, naturalmente, dalle mutue interazioni con il sistema reale.

Nella struttura sollecitata, si instaura al suo interno, un sistema energetico, dovuto al bilancio dissipato dall'assorbimento interno (caratteristiche del calcestruzzo) e

dai vincoli esistenti sulla superficie laterale. Tale bilancio energetico come già menzionato, sarà funzione:

- dell'intensità della forza applicata
- della frequenza della forzante
- della lunghezza e del diametro della struttura
- delle caratteristiche del materiale della barra
- dell'interazione fra barra e vincoli esterni (ancoraggio laterale ed alle estremità).

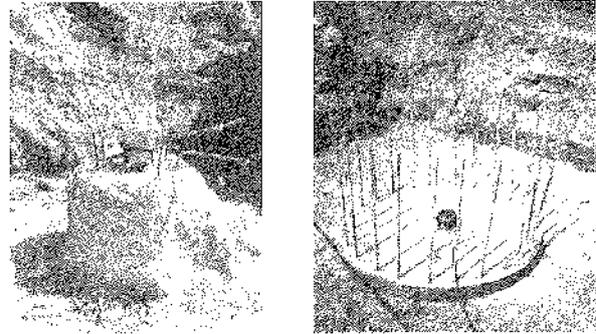


Foto 4-5 - Controllo pali di fondazione di grosso diametro



Foto 6 - Controllo vibrazionale forzato su micropali

In altre parole, un palo lo possiamo considerare come un grosso sensore che sollecitato ci fornisce informazioni di sé e del vincolo con il terreno (questo è uno dei motivi per cui dal comportamento dinamico di un palo possiamo anche avere informazioni del terreno di fondazione ed informazioni delle caratteristiche del calcestruzzo).

#### 4.1 Informazioni fornite dal controllo

In conclusione, dal controllo dinamico di una struttura di sottofondazione possiamo ottenere informazioni riguardanti:

- la lunghezza fisica della struttura
- la sezione media efficace
- il tipo di ancoraggio all'estremità inferiore (palo sospeso o incastrato e portante di punta - tendente a libero o incastrato).
- il valore (adimensionale) della costante d'interfaccia palo-terreno o indice dell'ancoraggio laterale.
- il cedimento elastico del sistema palo-terreno
- il profilo strutturale d'impedenza

Per poter fornire tutte queste informazioni il metodo, se condotto da personale di provata esperienza, non richiede prove di taratura cioè raffronti dei risultati ottenuti su elementi di riferimento come comunemente richiesto dal metodo impulsivo (martello).

Dall'analisi di tali informazioni, e da un'attenta valutazione globale delle risposte rilevate e correlate con le conoscenze geotecniche del terreno di fondazione, è possibile evidenziare la presenza di difetti nella struttura quali: intrusioni di materiale spurio, dilavamenti, vespai, fratture, smagrimenti locali, ecc.). Di quanto rilevato si può fornire, oltre all'individuazione dell'anomalia, la profondità di questa dall'estremità superiore del palo e l'entità della stessa.

#### 4.2 Applicazioni in cantiere e considerazioni

I pali di fondazione e comunque tutte le strutture di sotto fondazione possono essere controllate con la metodologia vibrazionale. Ogni struttura sollecitata restituisce uno spettro dinamico che racchiude in sé tutte le informazioni dimensionali della struttura e dei vincoli esterni, sta all'elaboratore, con opportune procedure di calcolo discriminare i vari modi di vibrare della struttura.

Con le tecniche attuali di condizionamento e filtraggio dei segnali acquisiti abbiamo la totale immunità ai rumori, interni ed esterni (vento vibrazioni spurie, ecc.).

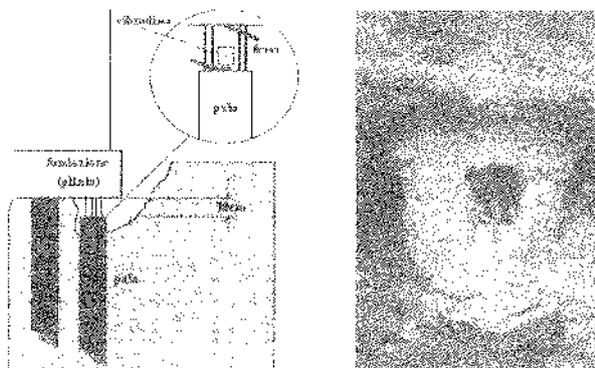


Fig. 4 - Schema di un controllo sotto plinto

Le indagini sui pali vengono normalmente effettuate dopo circa 7-10 giorni dal getto, dopo la scapitozzatura e prima della messa in opera delle armature. E' in ogni caso possibile (molti sono stati gli interventi in tali condizioni) controllare le strutture di sottofondazione poste sotto le fondazioni di vecchie strutture (in pratica controllare pali ancorati al plinto).

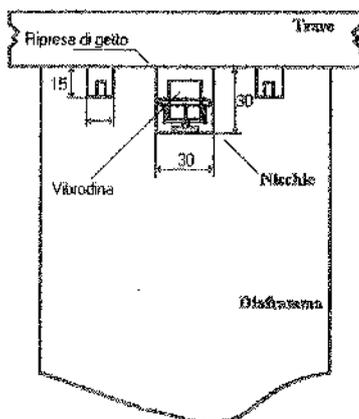


Fig. 5 - Controllo di un setto di diaframma posto sotto plinto o trave di coronamento

#### 4.3 Pregi del metodo

Il controllo dinamico forzato, a differenza del controllo Cross-Hole o della tecnica impulsiva, oltre a definire l'integrità della struttura, la sua lunghezza con una buona precisione ed il diametro medio efficace, permette di definire il comportamento dinamico al piede (palo immersato o sospeso). Lo studio dinamico di una palificata permette quindi di scegliere il palo più significativo da sottoporre a prova di carico (spesso il palo prescelto per la prova di carico non rispecchia minimamente i pali della palificata, perché viene realizzato con una particolare attenzione).

La metodologia permette alla Direzione Lavori o al Collaudatore di scegliere e controllare qualsiasi elemento della fondazione e ciò colloca il rilievo Vibrazionale al primo posto nel controllo di qualità di una palificata.

#### 5. RILIEVI IN SITO - grafici sperimentali

Qui di seguito alleghiamo alcuni vibrogrammi, allo scopo di evidenziare la potenzialità del metodo vibrazionale forzato. Tutti i pali rappresentati nella presente memoria sono stati controllati con una forza sinusoidale non superiore a 100N.

##### 5.1 Comportamento dinamico di strutture in totale assenza d'attrito laterale

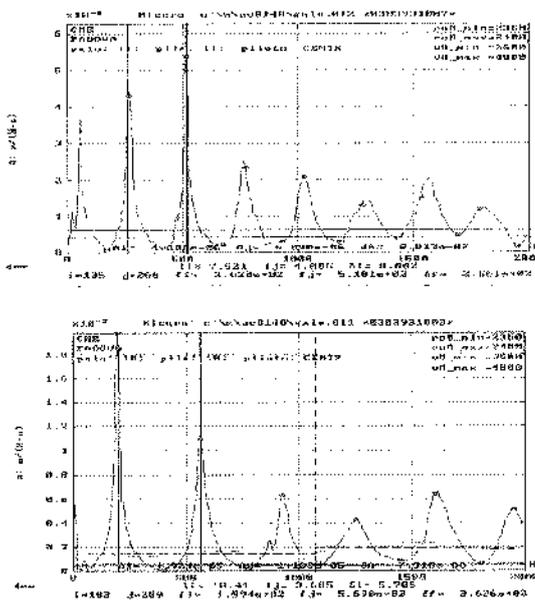


Fig. 6-7

Nella Fig.n.6 è rappresentata la risposta dinamica di un palo fuori terra (colonna) della lunghezza di circa 8m e del diametro di 300mm. Come si può notare, le frequenze longitudinali di vibrazione sono, molto pronunciate e ben definite, per la mancanza del vincolo laterale. Il palo ha un comportamento al piede preferenzialmente antinodale (libero), per quanto la prima frequenza evidenzia la presenza di un certo grado di appoggio al piede. La Fig. n.7, al contrario, evidenzia un perfetto comportamento nodale al piede (incastro). In questo caso la colonna è totalmente immersata in un plinto.

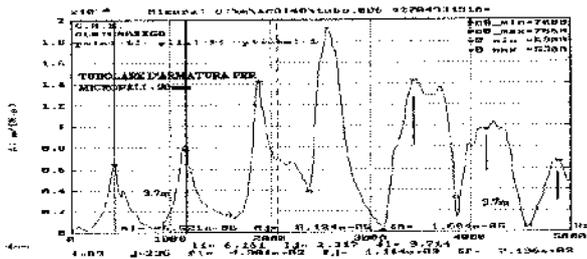


Fig.8 tubolare d'armatura (micropalo)

Sempre rimanendo su strutture totalmente libere da vincoli laterali prendiamo in considerazione un tubolare d'armatura per micropali della lunghezza di 3.7m e del diametro di 90mm (Fig.8). In questo caso, data la modesta lunghezza del tubo, la struttura è stata sottoposta a controllo in un campo di frequenze variabile fra 20 e 5000Hz e con una forza di sollecitazione di 5N.

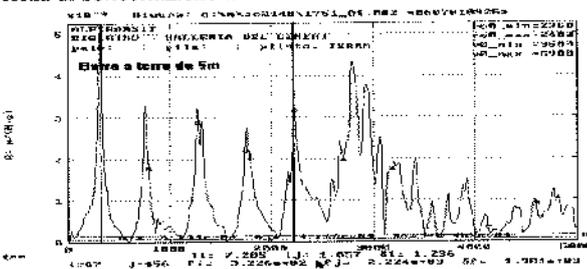


Fig.8a

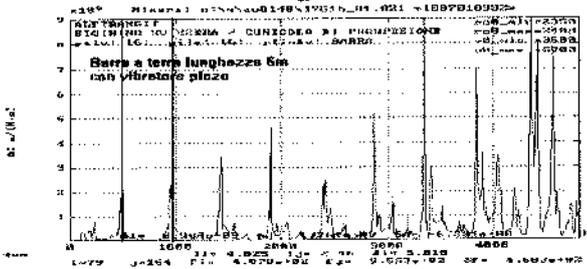


Fig.8b

Nelle Fig.8a ed 8b, pur non facendo parte del controllo di sottofondazioni, è rappresentata un'ulteriore possibile applicazione sperimentale della metodologia vibrazionale forzata, il controllo dinamico delle chiodature in galleria o parte.

## 5.2 Colonne Jet-grouting armate - micropali

Analizziamo alcune strutture simili alle precedenti poste come armatura in colonne di terreno consolidato (jet-grouting).

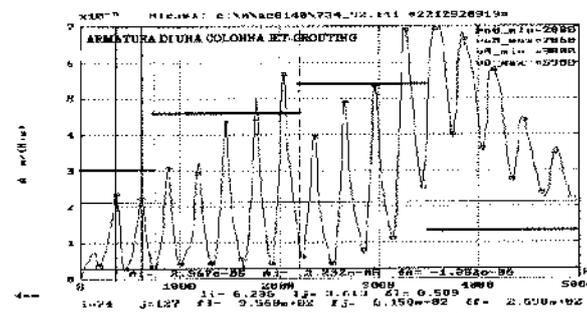


Fig. 9

Il controllo, effettuato sottoponendo a sollecitazione forzata l'armatura della colonna (Fig.9), ha permesso di calcolare la lunghezza dell'armatura e definire l'elastica mobilità della stessa dovuta ad uno scarso vincolo dell'armatura con la struttura della colonna. In poche parole, le iniezioni di miscela cementizia iniettate per bloccare l'armatura non hanno fatto presa o non sono state eseguite a regola d'arte.

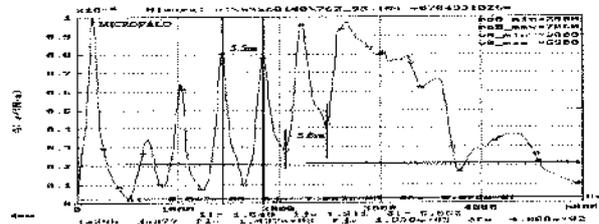


Fig.10

La Fig.10 presenta un comportamento pressoché analogo al precedente, ma con una migliore interazione fra armatura ed iniezione. L'armatura è libera di vibrare per scarso vincolo laterale sino alla profondità di 5.5m. A 6m si incastra sensibilmente nella colonna e termina alla profondità di 8m, mentre il consolidamento termina a 11m circa. Per evidenziare ulteriormente quanto rilevato ci si è serviti di una seconda elaborazione e precisamente di quella che abbiamo definito "prospezione geosismica" - vedi Fig.11

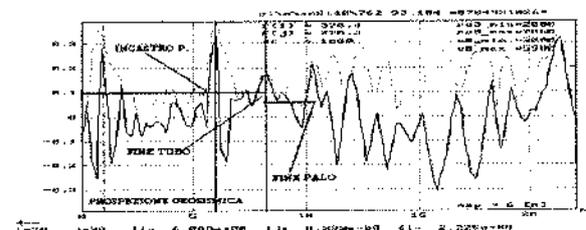


Fig. 11

In fig. n.12 è rappresentata la risposta dinamica di un micropalo. Il grafico "b" di Fig.12 evidenzia una buona interazione del palo sino alla maggiore profondità di circa 14.5m ad eccezione di una scarsa interazione nei primi metri laddove il palo attraversa terreni di riporto.

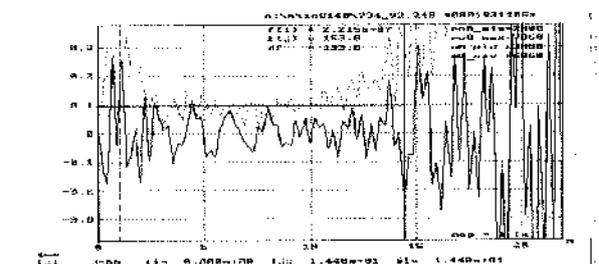
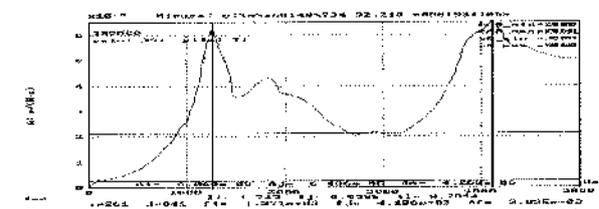


Fig. 12 a-b Comportamento dinamico di un micropalo e relativa prospettazione geosismica

Come si può notare la risposta dinamica di un micropalo è piuttosto complessa ed è certamente la struttura più difficile da interpretare come pure tutti i pali di piccolo diametro per gli elevati vincoli in gioco.

### 5.3 Pali trivellati

Consideriamo ora alcuni vibrogrammi di pali trivellati. La Fig.14, rappresenta il vibrogramma di un palo di 11m di lunghezza con 1000mm di diametro. Il grafico è ben definito e già in cantiere, come nella stragrande maggioranza dei casi, il rilevatore può dare informazioni univoche ed attendibili sulla sua integrità e sul comportamento dinamico al piede (palo sospeso o portante di punta).

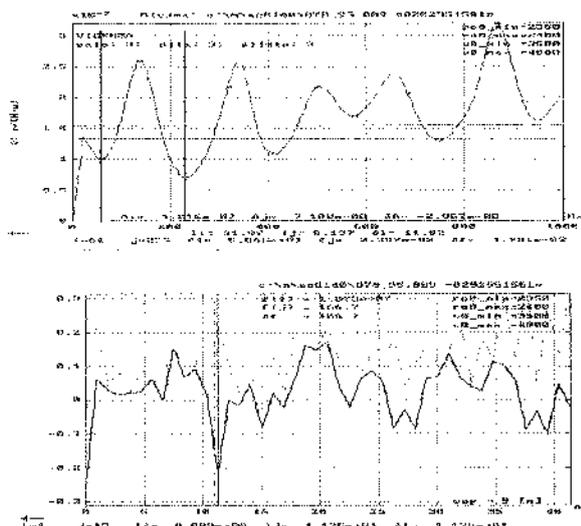


Fig. 14 a-b

Analizzando il grafico, senza conoscere alcuna informazione del terreno di fondazione, si può affermare che la stratigrafia è pressoché uguale dalla testa al piede con un terreno poco consistente e compatto, terreno leggermente più consistente a partire da -7m circa di profondità. Il palo è integro, della lunghezza dichiarata ed ha il diametro leggermente maggiore alla testa (presenza del tubo d'avampozzo in fase di getto), è sospeso e quindi lavora preferenzialmente per attrito laterale. Il cedimento elastico è di  $9.5\mu\text{m/t}$  ed ha una costante d'interfaccia palo terreno pari a 0.035 (attrito laterale non elevato che rispecchia quanto sopra esposto).

Il palo alla Fig.15 è apparentemente analogo al precedente, ma pur essendo integro e della lunghezza dichiarata denuncia avere un diametro medio efficace di 870mm anziché 1000 con caratteristiche meccaniche del getto scadenti.

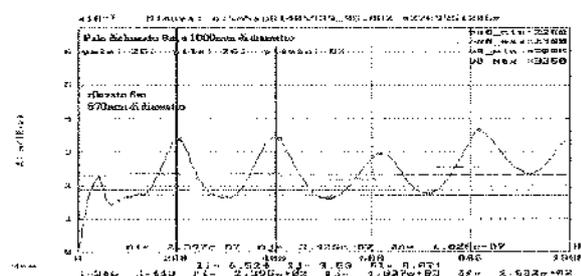


Fig.15

La velocità longitudinale di propagazione delle onde di pressione nel palo di fig 15 risultata pari 3100m/s (piuttosto bassa). Il palo, in effetti, era stato gettato senza tubo getto e con una elevata percentuale d'acqua nell'impasto.



Foto 12 - Palo trivellato posto a sostegno di un traliccio ENEL. La presenza del traliccio non disturba minimamente il rilievo.

### 5.4 Il rilievo del grado di incastro al piede - la portata di punta

Il controllo vibrazionale è una valida tecnica di controllo per avere informazioni sul comportamento dinamico dell'estremità inferiore dei pali, cioè definire se i pali sono ben incastrati al piede e se l'incastro è sufficientemente definito per garantire la portata di punta richiesta. Nelle Fig.16-17-18-19 sono riportati i comportamenti dinamici di un palo sospeso al piede ed in perfetto mutuo contatto con il banco portante ( appoggiato su un banco portante)

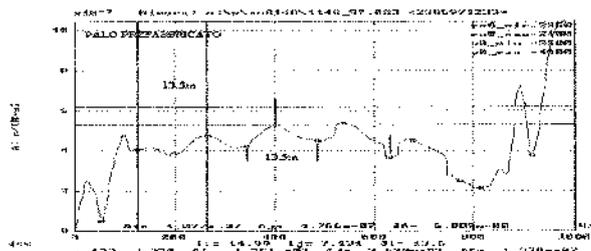


Fig. 16 (l = 11.5m - d = 500mm - palo sospeso)

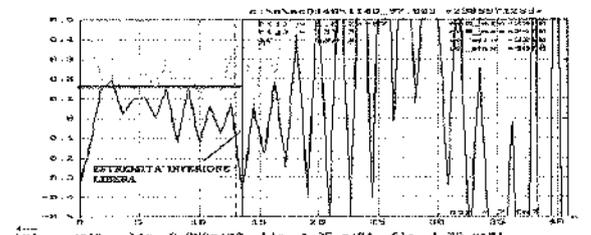


Fig. 17- Proiezione geosismica del palo di Fig. 16

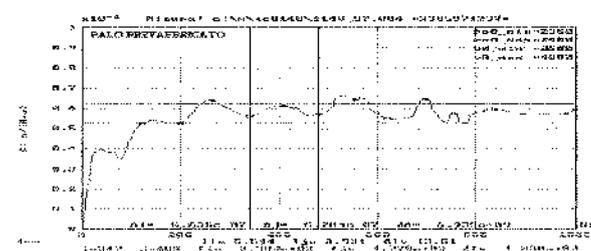


Fig. 18 - Palo ben appoggiato al piede

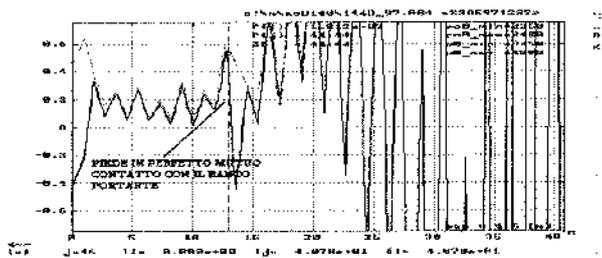


Fig. 19 - il palo di Fig.18 è ben appoggiato sul banco, pur non essendo incastrato totalmente al piede.

### 5.5 Pali trivellati di grosso diametro e di elevata lunghezza.

Nei vibrogrammi a seguire rappresentiamo il comportamento dinamico di un palo di grosso diametro (1200mm) e della lunghezza di 60m, controllato presso i cantieri ITAL-STRADE Autostrada Livorno-Civitavecchia.

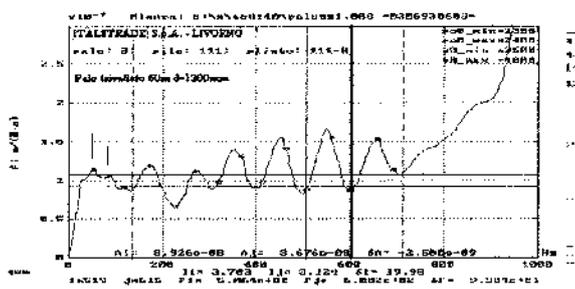


Fig. 20 - Palo trivellato - l= 60m - d=1200mm - incamiciato per 20m

Il vibrogramma di Fig.20 è distorto da un comportamento dinamico a nodo di vibrazione localizzato alla profondità di circa 20m. Le frequenze longitudinali di vibrazione sono piuttosto marcate poiché ci troviamo in presenza di un terreno molto scadente (terreni preferenzialmente limosi) e quindi il vincolo laterale risulta piuttosto scarso. Il fenomeno è ulteriormente marcato dalla presenza di un lamierino d'acciaio (palo incamiciato per i primi 20m). Il comportamento dinamico nodale, laddove finisce la camicia, è in parte dovuto all'aumento del vincolo laterale per la mancanza del lamierino ed in parte per la presenza di una sbulbatura. Alle basse frequenze sono visibili le frequenze proprie del palo, vedi Fig.21a che rappresenta in dettaglio parte del campo esplorato compreso fra 30 e 140Hz. Un'altra rappresentazione dinamica del palo in Fig.21b evidenzia ulteriormente la zona di vincolo e sbulbatura al piede della camicia e l'immorsamento all'estremità inferiore del palo. Il cedimento elastico del sistema palo-terreno è risultato uguale al cedimento elastico registrato nella prova di carico.

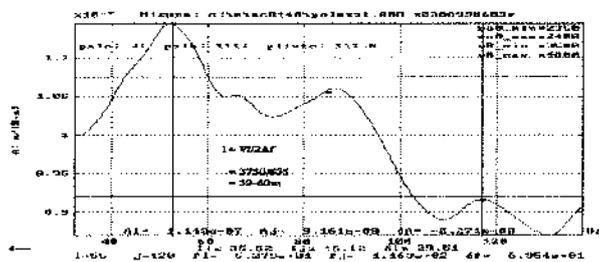


Fig. 21a

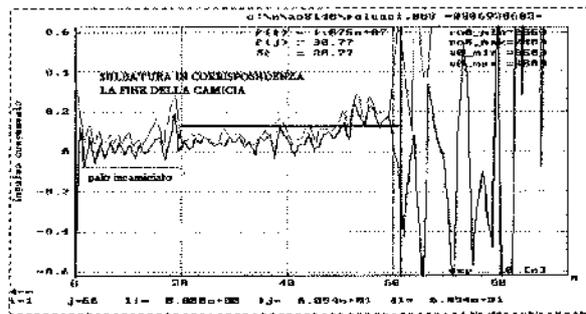


Fig. 21 b

La Fig.22. presenta il comportamento di un palo da 2000mm di diametro e della lunghezza di 25.8m. Come si può notare il vibrogramma è molto lineare e presenta un'elevata interazione palo-terreno. Una migliore definizione è possibile nel grafico della Fig.23 (zoom), che permette di calcolare la lunghezza vibratoria del palo pari a 26.3m. L'elaborazione digitale permette di raggiungere un'elevata leggibilità dei diagrammi, elemento indispensabile dove abbiamo un elevato rapporto lunghezza-diametro e terreni rigidi.

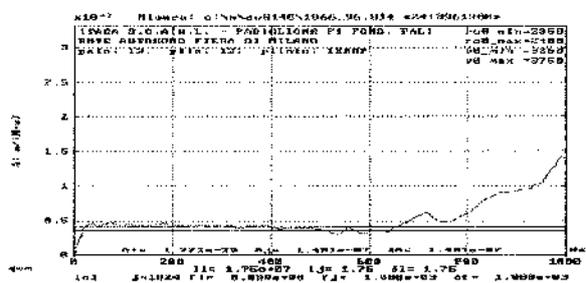


Fig. 22 - Vibrogramma di un palo da 25.8m d=2000mm

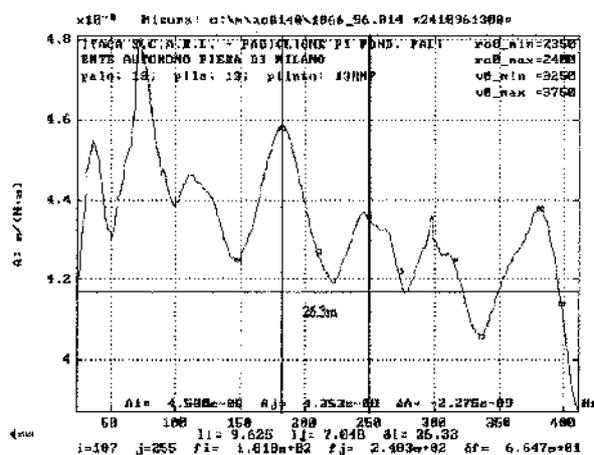


Fig.23 - Zoom di dettaglio di Fig.22 (20-400Hz)

Nella Fig.24 è rappresentato il comportamento dinamico di un palo del diametro di 2000mm di 16m di lunghezza gravemente difettato alla profondità di 9.6m (vedi anche Fig.26a). La frequenza fondamentale di vibrazione è nettamente a ventre di vibrazione. Dall'ampiezza di dette frequenze dovute alla presenza dell'anomalia nel palo è stato possibile determinare l'entità del difetto (palo praticamente

interrotto - manca circa il 90% della sezione - diametro residuo  $\leq 70\text{cm}$ ).

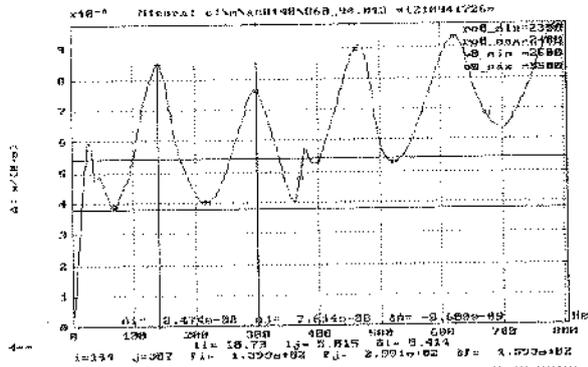


Fig. 24 - Risposta dinamica di un palo da 16m gravemente difettato a 9,6m

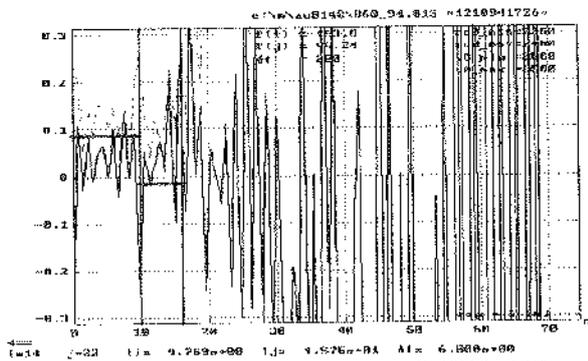


Fig.25 - Prosepezione geosismica del palo difettato di Fig.24-26

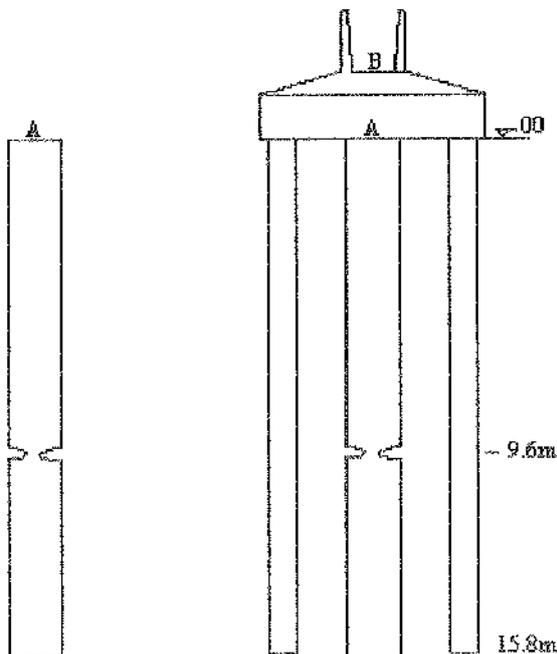


Fig. 26 ab Palo singolo vibrogramma di Fig.24. e situazione strutturale riferita ai grafici di Fig. 27-28

Il vibrogramma di Fig.27 riproduce il comportamento vibrazionale del plinto sottoposto a sollecitazione dinamica forzata schematizzato in Fig.26b. Il controllo di detta fondazione è stato fatto allo scopo di rilevare la presenza di un difetto presente in un palo sottostante. Il controllo è stato fatto dall'interno del bicchiere posto in asse al palo centrale e perfettamente solidale con il plinto ed i due pali limitrofi. Per meglio capire la potenzialità del controllo dinamico forzato è importante segnalare che il palo sotto il plinto è sempre lo stesso di Fig.24 e 26a ma ricontrollato in un tempo successivo (con plinto gettato).

Nonostante il palo anomalo fosse vincolato al plinto, il controllo vibrazionale forzato ha permesso di definire ancora la presenza del difetto. In questo caso, il livello medio energetico di vibrazione non corrispondeva più, ovviamente, ad un palo del 2000, ma alla somma della sezione dei tre pali presenti. I grafici di Fig. 27-28 evidenziano ancora perfettamente la presenza del difetto in modo analogo a quanto rappresentato in Fig.24-25.

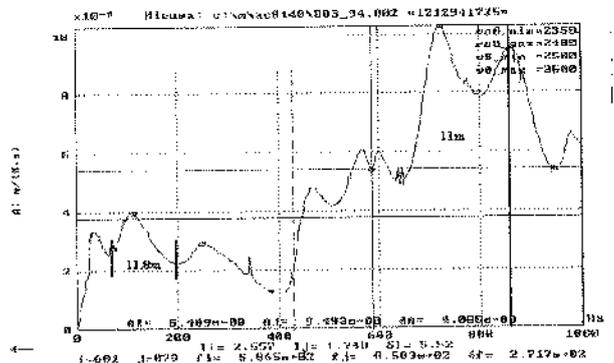


Fig.27

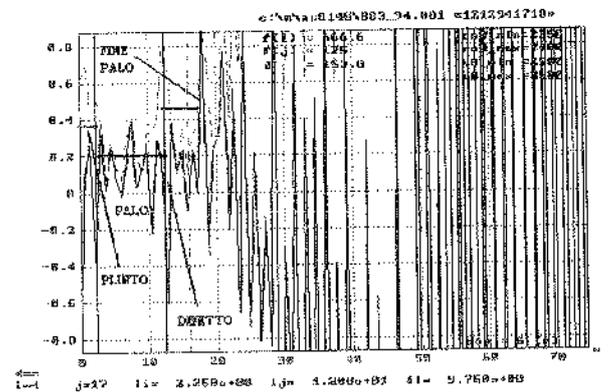


Fig.28

## 5. CONCLUSIONI

In conclusione, possiamo ribadire che il controllo vibrazionale forzato è certamente per la sua potenzialità la metodologia più completa e collaudata per il controllo sistematico delle fondazioni profonde. Le migliaia di cantieri testati in Italia ed all'estero sono un notevole bagaglio tecnico sperimentale a garanzia di una consolidata metodologia di controllo.

## BIBLIOGRAFIA

PASQUET J. (1968)– Etude vibratoire des pieux en béton –  
response harmonique. Anns. Inst. Tech. Bâtim., N.245  
789/803.

PASQUET J., BRIAND M. (1976) – Contrôle non destructif  
des pieux en béton. Anns. Inst. Tech. Bâtim., N.337 40/80.

COSENZA E., GRECO C. (1986) – sulle prove di  
ammettenza meccanica nel controllo dei pali di fondazione.  
Rivista Italiana di geotecnica, n.2, 107/125.

BRIAND. M. (1970) – Contrôle des pieux par la methode des  
vibrations. Anns. Inst. Tech. Batim., N.270 105/107.

DAVIS A.G. GUILLERMAIN P. – interpretation  
géotechnique des courbes de response de l'excitation  
harmonique d'un pieu. Revue francaise de Géotechnique, 8  
15/21.

COSENZA E., (1987) – la simulazione numerica delle prove  
di ammettenza meccanica nei pali di fondazione . 3°  
Convegno Nazionale AIPnD Bologna.



# UN MODELLO DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DELLA DURABILITÀ TEORICA DI UN PONTE

Giampaolo Gamberini<sup>1</sup>, Fabrizio Zuddas<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Prof. Ing. Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Cagliari.

<sup>2</sup> Ingegnere Civile-Strutturista, Libero Professionista in Cagliari.

## SOMMARIO

La durabilità è uno dei requisiti richiesti per la progettazione delle moderne costruzioni. Si vuole, infatti, che la struttura resista sotto certe condizioni di sicurezza e affidabilità per un determinato intervallo di tempo. Da ciò nasce la necessità di definire modelli di calcolo atti a valutare teoricamente la durabilità che avrà la struttura una volta realizzata. E' all'interno di tale filone di ricerca che si inserisce il nostro lavoro. Inoltre esso non si limita a questa funzione di "predizione", ma con l'introduzione di opportuni coefficienti vuole proporsi anche come un sussidio per la definizione di un serio e preciso programma di manutenzione.

## SUMMARY

The durability is a requisite that a modern design must possess. In fact we want that the structures respect certain safety and reliability conditions for a fixed temporal interval. According to that, borns the need to determine a calculation model to estimate in theory the durability that a structure will have. Our work enters inside this thread of researchs. Moreover, thanks to the introduction of appropriate coefficients, our calculation model can be useful to help the definition of a reliable and careful maintenance program.

## 1. PREMESSA

La letteratura internazionale offre una vasta gamma di modelli atti a valutare la durabilità teorica di una struttura. Tali modelli, differenti sia nel numero che nella tipologia di parametri presi in considerazione, hanno tutti lo stesso obiettivo: la definizione della vita utile di un'opera. Però, la comparazione dei risultati mette in luce una totale discordanza nelle previsioni, con differenze anche di centinaia di anni. Inoltre, i vari modelli (ad eccezione dei più elementari e, dunque, meno attendibili) possono, in genere, essere applicati solo durante la fase di progettazione dell'opera, in quanto per la loro definizione si deve prevedere l'acquisizione di tutta una serie di dati, difficilmente recuperabili ad opera realizzata. Un ulteriore limite risiede nella scarsa considerazione che in genere viene posta nell'analisi delle dinamiche d'interazione ambiente - struttura. Per di più nessun modello tiene conto dell'importanza dei particolari costruttivi e degli accessori alle opere, che (come mostrato dai medesimi autori in precedenti studi) con la minima spesa possono ridurre notevolmente gli effetti degli attacchi degli agenti aggressivi esterni. Oltre a ciò, nessun modello valuta la qualità e l'attenzione posta in fase di realizzazione dell'opera da parte dell'impresa esecutrice. Pochissimi, infine, introducono dei coefficienti correttivi che tengano conto del reale stato di conservazione dell'opera, rendendo, dunque, difficile basarsi sui risultati di tali modelli per la definizione di un razionale programma di ispezione e manutenzione.

Nel tentativo di superare questi limiti e lacune si è definito un nostro modello per la misura della durabilità, concepito in modo tale da potersi applicare specificatamente alle strutture da ponte e basato sull'introduzione di tre indici: *i*. di durabilità intrinseca, *i*. di durabilità ambientale, *i*. di affidabilità.

## 2. INDICE DI DURABILITÀ INTRINSECA

La sua introduzione ha un duplice scopo:

- per le strutture ancora in fase di progetto, permette di stabilire a priori le conseguenze dell'adozione di certe scelte progettuali piuttosto che altre, modificandole qualora non venisse raggiunto un sufficiente livello di durabilità.
- per le strutture già realizzate, consente di valutare il grado di sensibilità che si è avuto, durante la progettazione, per le tematiche inerenti la durabilità.

Utilizzando una similitudine possiamo affermare che l'indice di durabilità intrinseca rappresenta il "sistema immunitario" di cui il progettista, in base alle scelte effettuate, ha corredato l'opera, conferendole una certa capacità interna di resistenza all'attacco degli agenti "patogeni" esterni.

### 2.1 Significato dell'indice di durabilità intrinseca

L'indice di durabilità intrinseca  $I_{DI}$  ha una valenza temporale: tanto più elevato è il suo valore, tanto maggiore sarà l'intervallo di tempo nel quale l'opera resisterà alle aggressioni dell'ambiente esterno. Questo intervallo di tempo, però, va inteso in termini probabilistici e non assoluti: non si può pretendere cioè di associare agli indici ricavati un reale intervallo di vita utile del ponte (come fanno molti altri modelli di calcolo), ma più che altro si stabilisce la possibilità di confrontare diverse strutture, ipotizzando che ad un valore maggiore dell'indice di durabilità intrinseca corrisponda una maggiore qualità strutturale e durabilità.

### 2.2 Calcolo dell'indice di durabilità intrinseca: introduzione dei "coefficienti moltiplicativi intrinseci"

Durante la fase progettuale si fanno scelte sui materiali, sui particolari costruttivi, sullo schema statico, sulle caratteri-

stiche degli accessori alle opere. Il nostro primo obiettivo è stato quello di quantificare l'effetto indotto sulla durabilità globale dell'opera (o su di una sua parte) da ogni singola scelta progettuale, associando a quest'ultima un dato coefficiente, da noi definito "intrinseco". Tali coeff. possono essere maggiori, uguali o minori dell'unità: un coeff. maggiore dell'unità rappresenta una scelta progettuale che determina un incremento di durabilità, uguale all'unità rappresenta una scelta progettuale in linea con le disposizioni del CNR per l'ottenimento di un ponte durevole, mentre un coeff. minore dell'unità implica una diminuzione di durabilità.

L'indice di durabilità intrinseca è calcolato per ogni singola componente strutturale del ponte (fondazioni, pile, spalle, impalcato) e per la struttura considerata nella sua globalità, mediante prodotto tra i coefficienti intrinseci relativi alle scelte progettuali di quella determinata parte strutturale e i coefficienti intrinseci relativi alle scelte progettuali che riguardano la struttura intesa nella sua globalità:

$$I_{DI\_PARTE\_STRUTTURALE\_PRESCelta} = \prod_i (\text{COEFF. INTRINSECI INTRODOTTI PER TUTTE LE PARTI STRUTTURALI})_i \times \prod_j (\text{COEFF. INTRINSECI PECULIARI DELLA PARTE STRUTT. PRESCelta})_j$$

$$I_{DI\_STRUTTURA} = \text{MIN}(I_{DI\_PILE}, I_{DI\_SPALLE}, I_{DI\_IMPALCO}) \times \prod_n (\text{COEFF. INTRINSECI CHE INFLUISCONO SULLA DURABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA})_n$$

*Nota:* Per il calcolo dell'indice  $I_{DI\_STRUTTURA}$  si introducono dei coeff. moltiplicativi riferiti a scelte progettuali, quali il sistema di smaltimento acque e gli apparecchi di appoggio, aventi influenza sulla struttura considerata nella sua globalità e non su una parte specifica.

## 2.3 Scelte progettuali e coeff. moltiplicativi intrinseci

Si è ritenuto opportuno introdurre 31 coeff. intrinseci, ognuno dei quali riferito ad una data scelta progettuale. Tali coeff. possono essere suddivisi in tre macrocategorie:

### 2.3.1 Caratteristiche dei materiali

Abbiamo introdotto delle tabelle inerenti al: 1) tipo di cemento, 2) rapporto acqua / cemento, 3) classe di resistenza del calcestruzzo, 4) utilizzo di fluidificanti o superfluidificanti, 5) utilizzo di ulteriori additivi

#### *Esempio 1: Tipo di cemento*

Il cemento utilizzato ha una notevole influenza sull'entità e sulla velocità dei processi di degrado sia perché influisce sulla permeabilità e porosità del calcestruzzo prodotto, sia perché a seconda del cemento utilizzato si può ottenere una maggiore resistenza nei confronti di alcuni agenti aggressivi.

Tabella 1

CEMENTO		COEFF. INTRINSECO
Portland	normale	1
	aggiunta ceneri volanti	1.10
	resistente ai solfati	1.10
	aggiunta fumi di silice	1.10 se $a/(c+s) \leq 0.30$ 1.07 altrimenti
Pozzolánico		1.20
D'altoforno		1.15

*Spiegazione dei valori forniti:* Si è partiti da prove sperimentali comparative tra le diverse tipologie di cemento. Si è associato, al cemento Portland normale (cioè senza nessuna aggiunta) il valore 1 poiché questo tipo di cemento è, in campo internazionale, il più diffuso. Come si può osservare, per le altre tipologie di cementi è stato fornito un coefficiente moltiplicativo maggiore dell'unità, indice del fatto che il loro utilizzo determina un aumento di durabilità. Tra l'altro le stesse raccomandazioni fornite dal CNR [1] per la realizzazione di ponti durevoli, invitano all'uso dei cementi pozzolanici o d'altoforno in luogo dei cementi Portland.

### 2.3.2 Protezioni aggiuntive

Per l'acciaio: 6) barre zincate, 7) barre in acciaio inossidabile, 8) barre rivestite di resine epossidiche, 9) barre rivestite con PVC, 10) protezione catodica, 11) inibitori della corrosione

Per il calcestruzzo: 12) rivestimenti organici, 13) trattamenti idrorepellenti, 14) prodotti di reazione che portano al blocco dei pori, 15) rivestimenti cementizi

### 2.3.3 Scelte progettuali strutturali

Valide per la struttura considerata nella sua globalità: 16) copriferro, 17) presenza di uno stato fessurativo, 18) schema statico

Specifiche per la durabilità dell'impalcato: 19) campate a cassone, 20) impalcato con travi in c.a.p., 21) soletta

Specifiche per la durabilità delle fondazioni: 22) fondazioni su terreni difficili, 23) fondazioni con terreni con grossi trovanti o ridotta portanza

Specifiche per la durabilità delle pile: 24) caratteristiche delle pile, 25) giunti, 26) sistema smaltimento acque - presenza di gocciolatoi

Specifiche per la durabilità delle spalle: 27) caratteristiche delle spalle, 28) giunti, 29) sistema smaltimento acque - presenza di gocciolatoi

Relative alla durabilità globale dell'opera: 30) tipologie e caratteristiche del sistema smaltimento acque, 31) tipologie e caratteristiche degli apparecchi di appoggio

#### *Esempio 2: Copriferro*

L'importanza dell'adozione di un adeguato copriferro è messa in luce in tutti i vari modelli di calcolo della durabilità. Anzi, molti di questi, utilizzano solamente lo spessore del copriferro come unico parametro progettuale per prevedere la durabilità dell'opera. Una volta che il progettista stabilisce lo spessore del copriferro è necessario che questo venga poi rispettato al momento della costruzione. Una maggiore garanzia di tale rispetto può essere ottenuta se si impone l'utilizzo di un numero sufficiente di distanziatori.

Tabella 2

COPRIFERRO	COEFFICIENTE INTRINSECO
Utilizzo di un numero adeguato di distanziatori <sup>1</sup>	$0.5 \cdot \sqrt{c}$
No utilizzo di distanziatori o in numero inadeguato	$0.5 \cdot \sqrt{c-1}^*$

*Nota:* c = spessore del copriferro in cm

<sup>1</sup> Per le barre orizzontali: almeno 4 per m<sup>2</sup>, per le barre verticali: almeno 2 per m<sup>2</sup> [1]

*Spiegazione dei valori forniti:* Per quanto concerne la formula relativa all'utilizzo dei distanziatori, questa è stata concepita prendendo spunto dal modello di calcolo della durabilità proposto dalla "Japan Society of Civil Engineering" (JSCE) [2]. Poiché questo modello prevede, in luogo di coefficienti moltiplicativi, coefficienti che vengono addizionati o sottratti ad un dato valore iniziale, la formula del JSCE è stata utilizzata solamente come modello per lo studio della variazione del coefficiente in funzione dello spessore copriferro. Si è, poi, "calibrata" la formula in modo tale che il valore unitario del coefficiente moltiplicativo si avesse per uno spessore del copriferro pari a 4 cm, spessore minimo da rispettare, secondo il CNR, per realizzare un ponte durevole. Inoltre la formula è stata concepita in modo tale che, partendo dal valore ottimale del copriferro (4 cm), una variazione  $-\Delta$  del suo spessore produca una riduzione della durabilità maggiore, in valore assoluto, rispetto all'aumento di durabilità che si avrebbe per una variazione  $+\Delta$  partendo sempre dallo stesso valore iniziale.

Nel caso di *non utilizzo di distanziatori* o loro *utilizzo in numero insufficiente*, la formula è stata corretta in modo tale da poter tener in conto eventuali errori di posizionamento dei ferri. Non si è utilizzato un ulteriore coefficiente riduttivo da moltiplicare alla formula originaria, poiché questo avrebbe ridotto della stessa percentuale il coefficiente moltiplicativo per tutti i valori dello spessore del copriferro. E', invece, evidente come una diminuzione di 1 cm, a seguito di un errato posizionamento dei ferri, quando si progetta un copriferro teorico di 5 cm sia molto meno pericolosa rispetto alla stessa riduzione qualora questa si verificasse in un copriferro teorico di 2 cm. Si ipotizza, dunque, che eventuali errori di posizionamento determinino una riduzione del copriferro teorico stimabile in 1 cm. Qualora si progettasse un copriferro teorico addirittura inferiore a 1 cm, il coefficiente moltiplicativo viene posto pari a 0.1 (altrimenti non si potrebbe utilizzare la formula proposta in quanto sotto la radice comparirebbe un numero negativo).

#### 2.4 Indice di durabilità intrinseca limite

La definizione di un limite inferiore per l'intervallo di valori che l'indice di durabilità intrinseca può assumere, equivale a stabilire un limite di durabilità al di sotto del quale la progettazione non è più ritenuta accettabile. Tale limite è posto pari a:  $I_{DI\_lim} = 1.00$ .

Per la definizione dell'indice di durabilità intrinseca limite si è presa in considerazione una precisa tipologia di ponte: quella costituita da travi semplicemente appoggiate. Tale tipologia, pur essendo molto diffusa, non consente di realizzare uno schema statico con caratteristiche di durabilità (come affermato dal CNR e come da noi mostrato sulla base delle esperienze compiute in Italia, Corea del Sud, Uruguay). Quindi dovranno essere previsti tutta una serie di accorgimenti progettuali che consentano di incrementare il coefficiente di durabilità intrinseco: in primo luogo la struttura deve rispettare tutte le prescrizioni (per quanto concerne, ad esempio, i giunti, il sistema smaltimento acque, il copriferro, ecc) fornite dalle norme UNI e dal CNR. In secondo luogo bisogna utilizzare dei cementi, quali ad esempio i cementi Pozzolatici, che consentono di ottenere un calcestruzzo più resistente alle azioni dell'ambiente esterno. Inoltre è stato previsto uno stato tensionale tale da garantire elementi tesi non fessurati:

Tabella 3

CEMENTO	Portland normale con aggiunta ceneri volanti	1.10
RAPPORTO A/C	0.45	1
RESISTENZA	Secondo UNI e CNR	1
UTILIZZO FLUIDIFICANTI	Secondo UNI e CNR	1
ULTERIORI ADDITIVI	No	-
PROTEZIONE ACCIAIO	No	-
PROTEZIONE CLS	Trattamento idrorepellente	1.05
COPRIFERRO	4 cm (con distanziatori)	1
PRESENZA ELEMENTI TESI FESSURATI	no	1
SCHEMA STATICO	Travi semplicemente appoggiate	0.90
SCELTE PROGETTUALI TRAVI	Secondo UNI e CNR [1]	1
ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE	Secondo UNI e CNR	1
COLLEGAMENTO TESTATE	Secondo UNI e CNR	1
SOLETTA	Secondo UNI e CNR	1
IMPERMEABILIZZAZIONE	Secondo UNI e CNR	1
SISTEMA SMALTIMENTO ACQUA	Secondo UNI e CNR	1
GIUNTI	Secondo UNI e CNR	1
FONDAZIONI	Secondo UNI e CNR	1
PILE	Secondo UNI e CNR	1
SPALLE	Secondo UNI e CNR	1
APPARECCHI DI APPOGGIO	Secondo UNI e CNR	1
COEFF. DI DURABILITÀ INTRINSECA LIMITE	$\Gamma_1$ (coeff. Moltiplicativi),	1.03

Dai calcoli scaturisce un coefficiente di durabilità pari a 1.03, posto per sicurezza uguale ad 1. D'altronde questo valore è coerente con quanto affermato nel corso della trattazione: un indice di durabilità unitario è espressione di un ponte rispettoso delle disposizioni UNI e CNR per l'ottenimento di una struttura durevole.

### 3. INDICE DI DURABILITÀ AMBIENTALE

L'azione dell'ambiente esterno determina sempre un degrado sulla struttura. Il nostro lavoro è stato quantificare, in funzione dell'aggressività ambientale, il degrado prodotto sull'opera, stabilendone l'effetto in termini di riduzione di durabilità: è stato, così, introdotto l'indice di durabilità ambientale ( $I_{DA}$ ).

#### 3.1 Significato dell'indice di durabilità ambientale

L'indice di durabilità ambientale  $I_{DA}$  ha la stessa valenza temporale dell'indice di durabilità intrinseca, con la sola differenza che stavolta entrano a far parte del calcolo non solo le scelte progettuali effettuate, ma anche le conseguenze dell'interazione ambiente esterno - struttura.

#### 3.2 Calcolo dell'indice di durabilità ambientale: introduzione dei "coeff. moltiplicativi ambientali"

Le caratteristiche dell'ambiente esterno e gli agenti aggressivi eventualmente presenti in esso entrano a far parte nel calcolo della durabilità del ponte grazie all'introduzione di coefficienti da noi definiti "coeff. moltiplicativi ambientali". Ognuno di essi cerca appunto di quantificare l'effetto negativo

che alcune condizioni ambientali producono sulle differenti parti del ponte.

Ovviamente tutti i coeff. moltiplicativi ambientali sono minori dell'unità, in quanto sempre riferiti a fenomeni che influiscono negativamente sulla durabilità dell'opera.

Anche l'indice di durabilità ambientale è calcolato per ogni singola componente strutturale del ponte (fondazioni, pile, spalle, impalcato) e per la struttura considerata nella sua globalità, attuando il prodotto tra l'indice di durabilità intrinseca (concernente la parte considerata o l'intera struttura) e gli opportuni coeff. moltiplicativi ambientali:

$$I_{DA\_PARTE\ STRUTTURALE\ PRESCELTA} = I_{DI\_RELATIVA\ PARTE\ STRUTTURALE} \times \prod_i (COEFF. \text{ MOLTIPPLICATIVI AMBIENTALI CHE CONCORRONO AL DEGRADO DI TUTTE LE PARTI})_i \times \prod_j (COEFF. \text{ MOLTIPPLICATIVI AMBIENTALI CHE CARATTERIZZANO IL DEGRADO DELLA PARTE STRUTTURALE PRESCELTA})_j$$

$$I_{DA\_STRUTTURA} = I_{DI\_STRUTTURA} \times \prod_i (COEFF. \text{ MOLTIPPLICATIVI AMBIENTALI CHE CONCORRONO AL DEGRADO DI TUTTE LE PARTI})_i \times \prod_n (COEFF. \text{ MOLTIPPLICATIVI AMBIENTALI CHE CARATTERIZZANO IL DEGRADO DELL'IMPALCATO})_n$$

*Nota:* L'indice  $I_{DA\_STRUTTURA}$  è calcolato prendendo in considerazione, oltre che l'indice  $I_{DI\_STRUTTURA}$  e il prodotto dei coeff. ambientali che concorrono al degrado di tutte le parti, anche il prodotto dei coeff. ambientali che caratterizzano il degrado dell'impalcato. Questo giacché l'indice di durabilità intrinseca riferito alla struttura globale considera alcuni accessori all'opera (quali il sistema di smaltimento acque) la cui rottura consente di propagare, su tutta la struttura, gli agenti aggressivi che caratterizzano il degrado dell'impalcato.

E' palesemente comprensibile come l'indice di durabilità ambientale relativo ad una data parte strutturale sia sempre minore dell'indice di durabilità intrinseca riferito alla stessa parte strutturale, in quanto il primo indice è sempre ottenuto moltiplicando il secondo per dei coeff. minori dell'unità.

### 3.3 Elementi considerati per il calcolo dei coeff. moltiplicativi ambientali

In totale sono stati definiti 18 coeff. moltiplicativi ambientali, suddivisi in due macrocategorie:

#### 3.3.1 Condizioni ambientali e climatiche

Abbiamo introdotto tabelle inerenti al: 1) grado di inquinamento atmosferico - concentrazione di CO<sub>2</sub> 2) distanza da ambienti salmastri o marini - possibile attacco di cloruri 3) numero di cicli di gelo - disgelo 4) clima caldo - umido per gran parte dell'anno - clima tropicale

Tali condizioni ambientali e climatiche concorrono al degrado di tutte le parti dell'opera

#### *Esempio 3: Inquinamento atmosferico*

La pericolosità è correlata principalmente alla maggiore facilità con cui in un ambiente particolarmente inquinato, in relazione alla maggiore concentrazione di CO<sub>2</sub>, si propaga il fenomeno della carbonatazione (oltre alla presenza di un maggiore concentrazione di altri prodotti inquinanti).

Tabella 3

LIVELLO DI INQUINAMENTO	COEFF. AMBIENTALE
Elevato (amb. metropolitano o industriale molto inquinato)	0.85
Medio (ambiente industriale o metropolitano inquinato)	0.90
Basso (ambiente metropolitano poco inquinato)	0.95
Nulla o bassissima	1

#### *Esempio 4: Distanza da ambienti salmastri o marini*

Possibile attacco dei cloruri, che in prossimità delle zone salmastre possono essere contenuti nell'atmosfera, sottoforma di minutissime particelle in sospensione trasportate dal vento.

Tabella 4

DISTANZA DA AMBIENTI SALMASTRI O MARINI	COEFF. AMBIENTALE
Sul mare	0.90
Entro 1 km	0.95
Tra 1 e 3 km	0.98
> 3 km	1

#### *Esempio 5: Numero di cicli di gelo e disgelo*

In tal caso bisogna considerare oltre al numero di cicli di gelo e disgelo, anche il possibile utilizzo di aeranti.

Tabella 5

CLIMI FREDDI: CICLI DI GELO E DISGELO		COEFF. AMBIENTALE
Numero di giorni con temperature inferiori a 0°C > 60	Senza aeranti	0.90
	Con aeranti ben miscelati	0.97
Numero di giorni con temperature inferiori a 0°C 60 +30	Senza aeranti	0.95
	Con aeranti ben miscelati	0.98
Numero di giorni con temperature inferiori a 0°C 30 +10	Senza aeranti	0.97
	Con aeranti ben miscelati	0.99
Numero di giorni con temperature inferiori a 0°C < 10	Senza aeranti	1

#### *Esempio 6: Clima tropicale*

Produce la peggiore accoppiata dei valori di umidità (~90%) e temperatura per il propagarsi dei fenomeni corrosivi

Tabella 6

CLIMA TROPICALE	COEFF. AMBIENTALE
Clima caldo - umido per gran parte dell'anno	0.95

*Spiegazione dei valori forniti:* I coefficienti moltiplicativi sono stati ottenuti mediante confronto fra i differenti effetti che ogni particolare condizione ambientale provoca, associando ovviamente i valori più bassi alle situazioni più degradanti o che possono generare i danni più insidiosi.

Nel caso di ambiente metropolitano particolarmente inquinato si è conferito un valore così basso (0.85) al coeff. moltiplicativo anche per tener conto dei maggiori disagi alla

circolazione che si verificano qualora si abbiano dei danni sui ponti all'interno del perimetro urbano.

Per quanto concerne i valori del coeff. ambientale forniti nella Tabella 5, si ricordi innanzitutto che è il numero di cicli (oltre alla loro frequenza) ad influire sull'entità dei danni provocati sulla pasta cementizia. Inoltre si è anche tenuto conto dei vantaggi apportati dall'utilizzo di additivi aeranti sulla durabilità del calcestruzzo in climi freddi. Si ricordi, però, che gli aeranti determinano anche una diminuzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo (la UNI 6132-72 impone che tale riduzione non superi il 10%, contro un aumento di durabilità, imposto dalla UNI 7087-72, pari almeno al 30%, a parità di consistenza). Quindi è fondamentale una attenta miscelazione, pena una riduzione globale di durabilità superiore addirittura a quella che verrebbe determinata dai cicli di gelo e disgelo, in seguito ad una eccessiva diminuzione delle proprietà meccaniche.

### 3.3.2 Agenti aggressivi

Concorrenti al degrado delle fondazioni: 5) Fondazioni in terreni contenenti solfati

Concorrenti al degrado delle pile e delle spalle: 6-7) pile o spalle a contatto con terreni contenenti solfati, 8-9) pile o spalle a contatto con acque contenenti solfati, 10-11) pile o spalle a contatto con acque di mare, 12-13) pile o spalle a contatto con acque dilavanti, 14-15) pile o spalle a contatto con soluzioni ricche di cloruri, 16-17) pile o spalle a contatto con sali antigelo

Concorrenti al degrado dell'impalcato: 18) parti a contatto con sali antigelo - mancanza di impermeabilizzazione estradosso soletta

*Esempio 7: Pile a contatto con terreni contenenti solfati, Pile a contatto con acque dilavanti*

Tabella 7

CONCENTRAZIONE DEI SOLFATI NEL TERRENO		COEFF. AMBIENTALE
Alta (> 12000 mg/kg)	Estensione contatto < 5%	0.90
	Altrimenti	0.85
Media (3000 ÷ 12000 mg/kg)	Estensione contatto < 5%	0.95
	Altrimenti	0.90
Bassa (2000 ÷ 3000 mg/kg)	Estensione contatto < 5%	0.97
	Altrimenti	0.95
Trascurabile (< 2000 mg/kg)		1

Tabella 8

PILE A CONTATTO CON ACQUE DILAVANTI	COEFF. AMBIENTALE
Alta (concentrazione di CO <sub>2</sub> : > 100 mg/l o pH: 6.5÷5.5)	0.92
Media (concentrazione di CO <sub>2</sub> : 40÷100 mg/l o pH: 4.5÷5.5)	0.95
Bassa (concentrazione di CO <sub>2</sub> : 15÷40 mg/l o pH: 4÷4.5)	0.97
Trascurabile (concentrazione di CO <sub>2</sub> : <15 mg/l o pH: <4)	1

### 3.4 Indice di durabilità ambientale limite

Fissare un limite inferiore per l'intervallo di valori che l'indice di durabilità ambientale equivale a stabilire una

condizione per cui l'interazione tra ambiente e struttura, unita alle caratteristiche intrinseche del ponte, non danno più una sufficiente garanzia di durabilità. Tale limite è posto ancora pari a 1, cioè pari al valore limite dell'indice di durabilità intrinseca:  $I_{DA\_lm} = 1.00$ .

Per spiegare il perché del valore di tale limite, si ipotizzi, innanzitutto, che uguali indici di durabilità fra due strutture differenti equivalgano ad una conformità di comportamento nei confronti della durabilità, ovvero sia due strutture differenti, ma con ugual indice di durabilità, offrono le stesse garanzie di affidabilità per uno stesso intervallo di tempo. Questo confronto vale anche fra l'indice di durabilità intrinseca e l'indice di durabilità ambientale. Quindi se il valore unitario dell'indice di durabilità intrinseca limite corrispondeva ad una condizione appena accettabile, anche il valore unitario del coefficiente di durabilità ambientale corrisponde alla stessa condizione critica. Questo è un concetto fondamentale che ha molteplici implicazioni: se l'interazione ambiente - struttura è tale da produrre una riduzione della durabilità dell'opera, allora non si può assegnare al ponte delle "dotazioni" progettuali tali da assicurargli una durabilità appena ammissibile. Per mantenere costante il livello di durabilità, non potendo ovviamente mutare l'azione aggressiva dell'ambiente esterno, si deve agire sulla struttura, effettuando scelte progettuali che le garantiscono un maggiore grado di protezione: utilizzando una similitudine precedentemente introdotta, si deve dotare l'opera di un migliore "sistema immunitario".

## 4. INDICE DI AFFIDABILITÀ

Qualora si consideri il ponte in esercizio al concetto di durabilità dobbiamo affiancare quello di "affidabilità", risultando utile la definizione di un indice che informi sulle "garanzie di sicurezza" che l'opera (o una sua parte) può fornire nei confronti del raggiungimento di uno stato limite. Per far questo, viene introdotto l'indice di affidabilità, che ci fornisce indicazioni sullo "stato di salute" delle diverse parti strutturali del ponte.

### 4.1 Significato dell'indice di affidabilità

L'indice di affidabilità  $I_A$  perde parte della sua valenza temporale, per assumere una connotazione maggiormente politico-economica. Infatti si vuole non solo che la struttura resista per un certo periodo alle sollecitazioni del traffico e all'azione dell'ambiente esterno, ma che resista sotto certe condizioni di sicurezza e affidabilità. Si cerca quindi di associare ai differenti valori che l'indice di affidabilità può assumere, diverse condizioni di degrado, stabilendo un limite oltre il quale deve essere effettuata la manutenzione.

### 4.2 Calcolo dell'indice di affidabilità: introduzione dei "coeff. moltiplicativi di sicurezza"

Per il calcolo dell'indice di affidabilità si parte dall'indice di durabilità ambientale moltiplicandolo per dei coefficienti (da noi definiti *coeff. moltiplicativi di sicurezza*) funzioni delle caratteristiche del flusso veicolare, dello stato del ponte (danni e difetti presenti) e dell'attenzione che si è posta durante la fase costruttiva dell'opera.

L'indice di affidabilità deve essere calcolato per le diverse parti strutturali dell'opera (fondazioni, pile, spalle, impalcato), considerandole però non globalmente (come avveniva per i due indici di durabilità), ma prendendo in considerazione i singoli elementi costitutivi. Ad esempio il coefficiente di

affidabilità delle pile si riferisce alla pila che presenta le peggiori condizioni: si prendono, dunque, in considerazione le singole pile e per ognuna di esse si valuta lo "stato di salute", facendo poi riferimento a quella con l'indice di affidabilità più basso. Lo stesso vale per le spalle. Per quanto concerne l'impalcato, l'indice di affidabilità ad esso riferito va calcolato in modo differente a seconda delle varie tipologie costruttive. Se il ponte è a "cassone" oppure è un "solettone" si prende in considerazione ciascuna campata e si valuta quella che si trova nelle peggiori condizioni: l'indice di affidabilità sarà riferito a quella campata. Se il ponte è costituito da un graticcio di travi e traversi, allora l'indice di affidabilità va calcolato per le travi, per i traversi e per la soletta. L'indice di affidabilità inerente alle travi (o ai traversi) sarà riferito alla trave (o al traverso) che si trova nello stato peggiore. Per quanto, invece riguarda, l'indice di affidabilità relativo alla soletta, questo verrà calcolato considerando la campata nella quale la soletta si trova nelle condizioni più critiche.

1 base a quanto appena detto si forniscono delle formule esemplificative per il calcolo dell'indice di affidabilità per alcune parti strutturali:

$$I_{A\_PILE} = I_{DA\_PILE} \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI AL TRAFFICO}) \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI ALL'ACCURATEZZA ESECUTIVA}) \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI AI DANNI NELLA PILA IN ESAME})$$

$$I_{A\_TRAVE} = I_{DA\_IMPALCATO} \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI AL TRAFFICO}) \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI ALL'ACCURATEZZA ESECUTIVA}) \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI AI DANNI NELLA TRAVE IN ESAME})$$

$$I_{A\_SOLETTA} = I_{DA\_IMPALCATO} \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI AL TRAFFICO}) \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI ALL'ACCURATEZZA ESECUTIVA}) \times \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI AI DANNI NELLA CAMPATA IN ESAME})$$

$$I_{A\_struttura} = I_{DA\_struttura} \times \min \left[ \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI ALLE CARATTERISTICHE DEL TRAFFICO}) \right] \text{ tra tutti quelli precedentemente calcolati } \times \min \left[ \prod (\text{COEFF. DI SICUREZZA RELATIVI ALL'ACCURATEZZA ESECUTIVA}) \right] \text{ tra tutti quelli prima calcolati } \times \prod (\text{COEFF. SICUREZZA dei DANNI CHE INFLUENZANO TUTTA LA STRUT.})$$

*Nota:* E' stato definito anche un indice di affidabilità riferito all'intera struttura, in cui viene preso in considerazione lo stato di conservazione degli accessori alle opere (giunti e appoggi), il cui degrado non influisce sull'affidabilità di un elemento in particolare, ma sulla struttura considerata nella sua globalità.

### 4.3 Fattori presi in considerazione per il calcolo dei coeff. moltiplicativi di sicurezza

In totale sono stati definiti 37 coeff. moltiplicativi di sicurezza, che possono essere suddivisi in tre macrocategorie:

#### 4.3.1 Caratteristiche della strada e del traffico

Si sono valutati coeff. di sicurezza per i seguenti fattori: 1) incremento del flusso veicolare dalla data di apertura del ponte, 2) percentuale di traffico pesante rispetto alla totalità del flusso veicolare, 3) tipologia di strada in cui il ponte è inserito

#### Esempio 8: Incremento del flusso veicolare

Su alcuni ponti il traffico veicolare ha subito nel tempo un notevole incremento. Ovviamente questa situazione non deve generare alcun pericolo per la globale stabilità della struttura, progettata con carichi fittizi che prescindono dal reale traffico sulla struttura. Ciò detto, è però innegabile che un aumento del flusso di veicoli nel ponte produca maggiori sollecitazioni negli elementi strutturali e un incremento dei fenomeni di fatica:

Tabella 9

INCREMENTO DEL FLUSSO VEICOLARE	COEFF. DI SICUREZZA
Elevato: > 75% rispetto al flusso iniziale	0.94
Considerevole: 40+75% rispetto flusso iniziale	0.97
Trascurabile: < 40% rispetto al flusso iniziale	1

#### 4.3.2 Qualità e accuratezza durante la fase di costruzione dell'opera

Si valuta, mediante una diretta osservazione del ponte, la non corrispondenza tra quanto predisposto in progetto e la struttura reale per quanto concerne i seguenti elementi: 4) copriferro, 5) fessure, 6) pile fuori piono

*Osservazione:* Non potendo direttamente controllare come e con quale grado di scrupolosità si è svolta la fase costruttiva dell'opera, possiamo però cogliere nella struttura degli "indizi" a riguardo. Ad esempio, se ci sono dei ferri scoperti, si può misurare il reale copriferro; se questo è minore di quello progettato, vuol dire che la ditta costruttrice ha commesso qualche errore nelle fasi di posizionamento della armature o di getto o ancora non si sono fissate bene le casseforme: tutto ciò è indice di una scarsa qualità costruttiva. Se ciò si verificasse bisogna innanzitutto *ricalcolare il coefficiente di durabilità intrinseca* con i reali valori delle grandezze, ricavati mediante l'esame effettivo della struttura. Non solo, ma bisogna ulteriormente penalizzare l'opera proprio per tener conto della scarsa cura riposta in una fase fondamentale ai fini della concreta attuazione della durabilità: la fase esecutiva. Stesso discorso può essere fatto per le fessure. Infatti, se nel progetto (fermo restando la correttezza dei calcoli) non si è previsto la presenza di fessure, mentre queste sono riscontrabili nella realtà, è possibile, ad esempio, che il calcestruzzo abbia subito una cattiva maturazione (con incremento del ritiro). Questo a sua volta conduce a diversi effetti negativi: si ha un calcestruzzo più poroso e permeabile e quindi una maggiore facilità di penetrazione degli agenti aggressivi. Anche in questo caso si dovrà *ricalcolare il coefficiente di durabilità intrinseca* con il reale valore delle fessure e in più si deve introdurre un ulteriore coefficiente correttivo che tenga conto degli errori in fase realizzativa. Questo discorso può essere fatto anche nel caso in cui in progetto si sia considerato uno stato fessurativo, ma le fessure reali sono maggiori di quelle calcolate.

#### Esempio 9: Copriferro

Il copriferro reale può essere misurato qualora ci sia un distacco di materiale che metta in mostra l'armatura. Oppure se si hanno dubbi sulla reale consistenza del copriferro (e il cls non presenta distacchi per consentire una misura diretta), si possono utilizzare strumenti che, mediante rilevazioni elettromagnetiche, consentano di ricavare la posizione e il copriferro (approssimato) delle barre di armatura. Per una

maggior accuratezza può essere rimosso il calcestruzzo laddove lo strumento ci fornisce il valore minimo del copriferro e poi misurarne direttamente.

Tabella 10

COPRIFERRO REALE	COEFF. DI SICUREZZA
Copriferro reale	$0,5 \cdot \sqrt{c'} \cdot \left(\frac{c'}{c}\right)$
Nota: c' = spessore reale del copriferro in cm c = spessore del copriferro stabilito in progetto	

*Spiegazione dei valori forniti:*

Come detto nell'osservazione iniziale si deve innanzitutto ricalcolare l'indice di durabilità intrinseca tenendo conto del reale valore del copriferro e poi si deve introdurre un ulteriore coefficiente riduttivo che tenga conto della cattiva esecuzione. Si è posto questo ulteriore coeff. direttamente proporzionale all'errore commesso. Così se in opera si è ridotto il copriferro del 50% rispetto a quello di progetto, si attua una ulteriore riduzione del coefficiente moltiplicativo associato al copriferro di una quantità pari al 50%. Da qui l'introduzione del fattore moltiplicativo dato dal rapporto c'/c.

**4.3.3 Danni o difetti riscontrabili sulla struttura durante le ispezioni visive**

Relativi alle fondazioni: 7) cedimenti differenziali

Relativi alle pile e alle spalle: 8) presenza di ammaloramenti, 9) distacco di materiale senza esposizione di armature al contatto con l'ambiente esterno, 10) distacco di materiale con esposizione di armature al contatto con l'ambiente esterno, 11) espansione della pasta di cemento, 12) macchie di umidità e tracce di scolo, 13) rottura pluviale con percolazione dell'acqua in pile e pulvini o spalle, 14) pluviale mal sistemato il cui getto d'acqua investe pile e pulvini o spalle, 15) rottura del giunto di tenuta all'acqua con percolazione in pile e pulvini o spalle

Relativi all'impalcato - solette, travi, traversi - analisi valide sia per le parti in c.a.o. che in c.a.p.: 16) presenza di ammaloramenti, 17) espansione della pasta di cemento, 18) macchie di umidità e tracce di scolo, 19) rottura pluviale con percolazione acqua in estradosso soletta, 20) rottura giunto di tenuta all'acqua con percolazione acqua in estradosso soletta, 21) rottura pluviale con percolazione acqua in travi e traversi, 22) pluviale mal sistemato il cui getto d'acqua investe travi o traversi, 23) rottura giunto di tenuta all'acqua con percolazione acqua in testate delle travi o nei traversi di testata

Relativi all'impalcato - solette, travi, traversi - analisi peculiari per le parti in c.a.o.: 24) distacco di materiale senza esposizione di armature al contatto con l'ambiente esterno, 25) distacco di materiale con esposizione di armature al contatto con l'ambiente esterno

Relativi all'impalcato - solette, travi, traversi - analisi peculiari per le parti in c.a.p.: 26) distacco di materiale senza esposizione di guaine o fili al contatto con l'ambiente esterno, 27) distacco di materiale con esposizione di guaine o fili al contatto con l'ambiente esterno

Relativi all'impalcato - travi, traversi - analisi peculiari per le parti in acciaio: 28) Spogliamento vernice protettiva, 29) ossidazioni, 30) svergolamenti, 31) allentamento bulloni

Relativi alla durabilità dell'intera struttura: 32) appoggi fuori sede, 33) appoggi con deterioramento di qualche sua

parte 34) presenza di difetti e ammaloramenti del cls nella zona dell'appoggio, 35) appoggi con deformazioni eccessive, 36) non perfetta complanarità giunto - manto stradale, 37) rottura del giunto di continuità

*Esempio 10: Pile che presentano distacco di materiale con esposizione di armature al contatto dell'ambiente esterno*

Tabella 11

DISTACCO DI MATERIALE CON ESPOSIZIONE FERRI		COEFF. DI SICUREZZA
<i>Elevato grado di corrosione con riduzione di sezione</i>	% di staffe esposte: > 20%	Se x > 15%: MANUTENZIONE altrimenti: $1 - \sqrt{x}^{0.75}$
	% di staffe esposte: < 20%	Se x > 17%: MANUTENZIONE altrimenti: $1 - \sqrt{x}^{0.80}$
<i>Corrosione delle armature senza riduzione di sezione</i>	% di staffe esposte: > 20%	Se x > 19%: MANUTENZIONE altrimenti: $1 - \sqrt{x}^{0.85}$
	% di staffe esposte: < 20%	Se x > 21%: MANUTENZIONE altrimenti: $1 - \sqrt{x}^{0.90}$
Note: x = % di ferri longitudinali visibili rispetto al numero totale di ferri presenti nella sezione considerata		

*Spiegazione dei valori forniti:* In relazione al grado di corrosione e alla percentuale di staffe esposte, si sono definite 4 funzioni atte al calcolo del coeff. di sicurezza. Prima di andare a definire meglio come si sono ottenute, spieghiamo il significato della variabile "x". Questa rappresenta la percentuale di ferri visibili rispetto al numero totale di ferri presenti in una data sezione della pila. Ovvero sia si ipotizza di tagliare la pila con un piano orizzontale passante per la sezione in cui sono visibili il maggior numero di ferri; a questo punto si calcola la percentuale di ferri visibili rispetto al numero totale di ferri contenuti in quella sezione. Quei ferri visibili hanno, però, anche una estensione in altezza: si ha un diverso livello di pericolosità se ad esempio in una data sezione orizzontale sono visibili 3 ferri che restano scoperti per 20cm, piuttosto che per 3m. Affinché questo dato possa essere valutato, si contano il numero di staffe visibili e si calcola, in questo modo, la percentuale di staffe visibili rispetto al numero totale di staffe presenti nell'elemento verticale. Si è stabilito un valore pari al 20% come valore limite di pericolosità (se le staffe hanno un interasse regolare allora i ferri sono esposti per oltre il 20% della lunghezza della pila).

La funzione atta a descrivere l'andamento della riduzione del coeff. di sicurezza in relazione al numero di ferri visibili è stata studiata in modo tale da rispettare le seguenti condizioni:

- Si è imposto che la *pendenza* della curva che descrive l'andamento del coeff. di sicurezza diminuisce al crescere della percentuale di ferri visibili. Ciò, ad esempio, implica che un aumento di 5 punti percentuali nel numero di ferri visibili all'inizio del fenomeno corrosivo produce una maggiore variazione del coeff. di sicurezza rispetto allo stesso incremento realizzato in fase avanzata. Si è voluto, cioè, mettere in luce che la sola esposizione dei ferri (senza considerare né l'estensione, né l'entità del fenomeno) è indice della presenza di agenti aggressivi o di una completa carbonatazione del calcestruzzo. Quindi l'esposizione di ferri

corrosi all'ambiente esterno non è la causa, ma l'effetto di una situazione di attacco. Perciò se il ferro viene esposto all'atmosfera, la nostra struttura ha già subito un degrado e quindi il coeff. di sicurezza (e dunque l'indice di affidabilità) devono subire subito un sostanziale decremento.

\* Tutte le funzioni, se i ferri visibili sono pari a 0, devono dare un coeff. di sicurezza unitario. Viceversa se la sezione presenta il 100% di ferri esposti, il coeff. (e dunque l'indice di affidabilità) deve assumere un valore nullo.

\* Ad ognuna delle 4 funzioni viene associato un differente punto caratteristico che rappresenta la percentuale di ferri corrosi che determina una riduzione dell'indice di affidabilità del 50%. Ciò, ipotizzando che non ci siano altri danni o difetti, equivale ad un coeff. di sicurezza pari a 0.5:

Tabella 12

Condizione del fenomeno corrosivo		% ferri visibili che riducono la sicurezza del ponte del 50%
Riduzione sez. armature	staffe esposte: >20%	15%
	staffe esposte: <20%	17%
No riduzione sez. armature	staffe esposte: >20%	19%
	staffe esposte: <20%	21%

Queste condizioni possono essere realizzate prendendo, appunto, una funzione del tipo:

$$\text{coef.} = 1 - \sqrt{x}^n$$

e facendo variare il valore dell'esponente della x, in modo tale da rispettare la condizione esposta al punto 3.

Viene in ogni caso stabilita una percentuale massima di ferri visibili al di sopra del quale bisogna attuare una immediata manutenzione, indipendentemente dal valore che assumerà l'indice di affidabilità della struttura.

#### 4.4 Indice di affidabilità limite

La definizione di un limite inferiore per l'indice di affidabilità nasce non solo da analisi prettamente ingegneristiche, ma piuttosto da considerazioni di tipo politiche ed economiche. Con l'indice di affidabilità noi vogliamo introdurre, più che altro, un parametro sullo stato di degrado del ponte: saranno poi le varie amministrazioni che hanno in gestione l'opera, in base alla propria politica gestionale e all'entità delle proprie risorse finanziarie, a stabilire quale valore di tale parametro (e dunque quale stato di degrado) debba essere raggiunto per attuare la manutenzione. Comunque essa dovrebbe considerare una situazione di optimum tra degrado - costi di manutenzione - disagio arrecato alla circolazione stradale. L'indice di affidabilità, in tal modo, si configura come uno strumento in più per la una seria programmazione degli interventi di manutenzione.

La nostra proposta per la definizione di un programma di manutenzione basato sull'indice di affidabilità è la seguente: innanzitutto si stabilisce un valore limite inferiore per l'indice di affidabilità, valore al di sotto del quale va compiuta la manutenzione. Si suddivide, poi, l'intervallo di valori che l'indice di affidabilità può assumere in una serie di sottointervalli. Ad ogni sottointervallo viene associato il tempo che deve passare per attuare la successiva ispezione. Si compie l'ispezione del ponte (utilizzando ad esempio delle schede di valutazione da noi stessi ideate) e in base ai risultati ottenuti si calcola il valore dell'indice di affidabilità, che

rientrerà in un dato sottointervallo; in base a ciò si stabilirà quando effettuare la prossima ispezione del ponte. In tal modo, ad esempio, per valori dell' $I_A$  prossimi al valore limite, si imporranno ispezioni maggiormente ravvicinate nel tempo.

#### 4.5 Modelli di deterioramento dello stato del ponte

Grazie ad una continua opera di monitoraggio del ponte si può studiare anche l'evoluzione nel tempo dell'indice di affidabilità e dunque l'evoluzione dell'entità dei danni nella struttura. Si può, così, creare un "modello di deterioramento", grazie al quale non solo si può prevedere il futuro stato di salute del ponte, ma si possono anche definire meglio le cause di degrado del ponte studiando l'evoluzione del fenomeno. Si introducono tre modelli di deterioramento:

\* Deterioramento rapido fino a un certo punto oltre il quale i danni evolvono molto lentamente. In tal caso, durante le prime ispezioni visive, si osserva una variazione notevole dell'indice di affidabilità, mentre in quelle successive la variazione risulta molto più contenuta. Questo può accadere, ad esempio, a causa di un impatto con veicoli o per la reazione alcali-aggregato. Infatti, non appena tale reazione inizia, si originano delle fessure che si sviluppano rapidamente su una superficie estesa; quando però la reazione si interrompe, se non intervengono ulteriori fenomeni di degrado, il deterioramento diventa molto lento.

\* Deterioramento che presenta una evoluzione dell'entità del danno lineare col tempo. Questo ad esempio è il caso di danni provocati in seguito alla reazione chimica tra la pasta del calcestruzzo e alcuni agenti aggressivi oppure nel caso di erosione provocata dall'acqua che scorre sopra la massa del calcestruzzo.

\* Deterioramento lento fino ad un certo punto, ma che poi subisce un'evoluzione molto rapida. Un esempio è costituito dalla corrosione delle armature provocata dalla penetrazione di cloruri. Dopo che sono trascorsi vari anni (in relazione al copriferro e alla permeabilità del calcestruzzo), i cloruri, eventualmente presenti nell'ambiente circostante, senza che precedentemente abbiano provocato alcun danno, raggiungono le armature, innescando la corrosione dell'acciaio. A questo punto inizia un rapido deterioramento sia del ferro sia del calcestruzzo, che si fessura, provocando anche distacchi di materiale con esposizione dei ferri.

#### 5. Riferimenti bibliografici

[1] CNR - 1991; Ponti e Viadotti: Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale; Aiscat, Roma; pp. 75.

[2] E. SIVIERO, R. CANTONI, M. FORINI - 1995; Durabilità delle opere in calcestruzzo; Franco Angeli, Milano; pp. 221

DIRECCION NACIONAL VIALIDAD - 2003; Sistema de Gestion de Puentes; Montevideo; pp. 59.

B. PRITCHARD; Bridge design for economy and durability; Thomas Telford, London; 1992; pp. 172.

E. SIVIERO, C. CIANFRONE, C. MODENA - 1992; Articoli vari; In "La manutenzione programmata dei ponti"; C.E.V., Venezia; pp. 220.

J.G. KEER, G. D. S. NORTHCOTE, K. G. C. BERKELEY - 1992; Articoli vari; In "Durability of concrete structures"; E&FN Spon, London; pp. 270.

M. COLLEPARDI - 1992; Durabilità del calcestruzzo: Teoria, Pratica e Prescrizioni di Capitolato. In "Industria italiana del cemento, n° 671 del novembre 1992"; pp. 263

# TECNICHE BAYESIANE PER LA STIMA DELLE LEGGI DI CORRELAZIONE TRA VELOCITÀ ULTRASONICA E RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO

Renato Giannini<sup>1</sup>, Lorena Sguerri<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Professore Ordinario, Università degli Studi di Roma Tre.

<sup>2</sup> Dottore di Ricerca, Università degli Studi di Roma Tre.

## SOMMARIO

Attraverso l'inferenza statistica bayesiana, è stato elaborato un modello che consente di costruire, a partire da un numero limitato di coppie di dati, resistenza del calcestruzzo-velocità ultrasonica, delle curve di regressione attendibili e le distribuzioni probabilistiche delle resistenze ad esse associate, tenendo conto della dispersione dei dati, delle dimensioni del campione e della totale mancanza d'informazioni relative al materiale esaminato. Le applicazioni, eseguite su un cospicuo numero di dati, hanno consentito di evidenziare l'influenza che l'ampiezza del campione ha sull'affidabilità della legge di correlazione e di individuare una procedura alternativa che consiste nell'imporre un vincolo, adeguatamente calibrato, alla regressione.

## SUMMARY

By means of the Bayesian inference, a model have been worked out in order to build reliable correlation laws between the ultrasonic pulse velocity and the concrete compressive strength, from a little set of observational data. The model allows to obtain the probability density function of the concrete strength too, according with the scattering and the dimension of the sample data and with the total lack of information about the material under investigation. The subsequent application, performed on a large set of data, pointed out the influence of the sample dimension on the reliability of the correlation law and permitted to develop a second procedure that implies to assign a suitable bond to the regression.

## 1. INTRODUZIONE

La valutazione dell'affidabilità di una struttura esistente è influenzata da numerosi e diversi fattori di incertezza; nel caso delle strutture in c.a. questi riguardano le caratteristiche dei materiali, ma non di rado anche le dimensioni degli elementi strutturali, nonché la quantità e la disposizione delle armature. Per queste ultime, essendo la resistenza dell'acciaio poco dispersa, quando è possibile prelevarne qualche campione, non è difficile stimarne le caratteristiche con buona attendibilità ed il problema rimane quello di valutare la quantità e la disposizione delle barre, oltre che individuare eventuali fenomeni di degrado dovuti alla corrosione. Per quanto riguarda il calcestruzzo, data l'alta variabilità delle condizioni che ne influenzano le prestazioni (composizione, condizioni ambientali di maturazione, altri eventi accidentali) la resistenza risulta molto più dispersa e per questo è generalmente necessario un numero molto più elevato di misure. Inoltre il dato della resistenza del calcestruzzo può essere quello più critico per la stima dell'affidabilità, poiché i dissesti più gravi sono spesso imputabili alla inadeguatezza di questo materiale.

La necessità di compiere numerose misure della resistenza del calcestruzzo pongono il problema della scelta del metodo

da impiegare. Quello diretto, basato sulle prove a rottura di carote prelevate dal manufatto, ancorché non esente da critiche, rimane certamente quello più attendibile. Tuttavia esso ha il difetto di essere un metodo invasivo che, oltre ad arrecare un danno estetico, può, nel caso di strutture in condizioni critiche, arrecare un inopportuno danno strutturale. I metodi parzialmente distruttivi, come la pistola Windsor, danneggiano meno la struttura ma, oltre che indiretta, forniscono una misura molto locale, per cui richiedono l'esecuzione di numerose prove. I metodi non distruttivi, quali il metodo sclerometrico, il metodo ultrasonico o il metodo combinato Sonreb, sono ovviamente dei metodi indiretti che consentono una campagna sperimentale ampia e poco costosa, ma la qualità della stima è fortemente condizionata dall'affidabilità della legge di correlazione utilizzata per risalire dalla grandezza misurata alla resistenza del materiale.

Spesso, nel caso di calcestruzzi anziani o soggetti a fenomeni di degrado, le curve di correlazione correntemente utilizzate forniscono valori delle resistenze alquanto alterati, in quanto queste curve sono calibrate, in genere, su calcestruzzi nuovi o che hanno subito solo un breve periodo di invecchiamento. E' comprensibile, quindi, che la loro attendibilità sia

comprovata solo nel caso in cui si debba risalire alla resistenza di conglomerati relativamente giovani. In particolare, il metodo sclerometrico, che misura la durezza superficiale del calcestruzzo, è fortemente influenzato da eventuali fenomeni di alterazione degli strati esterni dell'elemento, come la carbonatazione; in queste condizioni le misure di resistenza basate su questo metodo, facendo uso delle curve di correlazione fornite dal costruttore, possono portare ad errori, generalmente in eccesso, che, in alcuni casi, superano il 300% [1]. La sensibilità dello sclerometro nei confronti della carbonatazione può alterare anche i risultati forniti dal metodo Sonreb, che combina l'indice di rimbalzo sclerometrico con la velocità ultrasonica, misurati entrambi in corrispondenza dello stesso punto della struttura.

Con il metodo ultrasonico si stima la resistenza del calcestruzzo sulla base della misura della velocità di propagazione delle onde elastiche, che, come noto, è pari a  $\sqrt{E/\rho}$ , dove  $E$  indica il modulo elastico e  $\rho$  la densità del materiale. Quindi, in sostanza, si misura  $E$  che, in un calcestruzzo, è una grandezza correlata alla resistenza.

In letteratura è possibile trovare un cospicuo numero di curve [2/3/4/5/6] che mettono in relazione la velocità di propagazione delle onde all'interno del calcestruzzo ( $V_m$ ) con la relativa resistenza a compressione  $R_c$ , ma devono essere usate con cautela, poiché la correlazione tra  $V_m$  (e quindi  $E$  e  $\rho$ ) con  $R_c$  varia con la composizione del calcestruzzo e il tempo di invecchiamento [7]. L'approccio più frequente, quindi, è quello di prelevare un numero significativo di provini dalla struttura e costruire una curva di correlazione  $V_m-R_c$  specifica per il caso in esame.

Le esigenze di non arrecare danno eccessivo alla struttura e di limitare i costi delle indagini portano a ridurre il numero degli esperimenti su cui tarare la curva di correlazione, ma l'attendibilità di questa è, ovviamente, strettamente legata al numero dei dati, che pertanto non può essere eccessivamente ridotto. Nel caso si disponga di poche prove, quindi, è utile tenere conto anche delle informazioni contenute in una legge generale, tarata su di un numero elevato di dati non specifici. Infine, per valutare l'affidabilità di una struttura è necessario conoscere le leggi di distribuzione delle grandezze aleatorie più significative; quando le resistenze dei materiali sono valutate mediante misure indirette, queste aleatorietà dipendono in larga misura dalla dispersione dei dati e dall'attendibilità della legge di regressione.

In questo lavoro l'inferenza bayesiana viene utilizzata per dedurre la distribuzione della resistenza del calcestruzzo stimata attraverso misure indirette ed una curva di correlazione tarata su piccoli campioni di dati. La tecnica è quindi applicata alle misure con il metodo ultrasonico, di cui si disponeva un significativo numero di esperimenti, composti da coppie di misure di velocità e di prove su carote eseguiti su strutture esistenti, diverse per età e qualità del materiale.

## 2. IL MODELLO LINEARE

### 2.1 Impostazione generale del problema

La valutazione di una grandezza, mediante una misura indiretta, richiede la disponibilità di una relazione funzionale  $y = f(x)$  che lega la grandezza misurata  $x$  a quella ( $y$ ) che si vuole stimare. L'impiego di misure indirette è estremamente

frequente: il dinamometro misura uno spostamento per stimare una forza, il termometro a mercurio misura la variazione di volume del metallo per valutare la temperatura, gli estensimetri di vario tipo misurano variazioni di un parametro elettrico (resistenza, induttanza, ecc.) per stimare una deformazione, ecc. Esempi di questo tipo sono praticamente infiniti. Se la relazione tra la grandezza misurata e quella da stimare è praticamente deterministica, l'incertezza sulla stima di  $y$  dipende solo dall'errore nella misura di  $x$ , che di solito si può ridurre utilizzando strumenti e metodi più accurati. Spesso, tuttavia, non è possibile disporre di una semplice legge deterministica come quella indicata sopra; questo per due motivi. Primo,  $y$  dipende da altri fattori oltre a quelli quantificati in  $x$ , meno importanti, ma non irrilevanti e che non vengono misurati; così ad uno stesso valore di  $x$ , misure diverse fanno corrispondere diversi valori di  $y$ . Assumendo che gli effetti di questi fattori siano casuali ed indipendenti da  $x$ , si può allora porre  $y = f(x) + \varepsilon$ , dove  $\varepsilon$  indica una variabile aleatoria a media nulla che tiene conto dei fattori incogniti, mentre  $f(x)$  fornisce il valor medio della grandezza stimata  $y$ . Secondo, quando non esiste un modello fisico adeguato per porre in relazione  $x$  con  $y$ , anche la funzione  $f(x)$  è incognita e deve essere valutata mediante esperimenti. Ricorrendo ad un modello parametrico si può porre  $y = f(x, \theta) + \varepsilon$ , dove  $\theta$  indica un vettore di parametri che definiscono la funzione  $f$ . Questi parametri devono essere stimati mediante esperimenti e sono pertanto anch'essi aleatori; l'incertezza dipende ovviamente dal numero degli esperimenti, se questi sono molto numerosi la loro stima sarà praticamente certa, ma se il numero di prove è limitato, anche l'incertezza sui valori dei  $\theta$  si rifletterà su  $y$ .

La scelta più comune per le funzioni  $f$  è di utilizzare dei polinomi di grado opportuno in  $x$ , di cui gli elementi di  $\theta$  sono i coefficienti. Generalizzando al caso in cui  $y$  sia una funzione di più grandezze  $x = \{x_1 \ x_2 \ \dots \ x_m\}$ , si ha:

$$y = \theta_1 + \theta_2 x_1 + \theta_3 x_2 + \dots + \theta_{m+2} x_1^2 + \theta_{m+3} x_2^2 + \dots + \varepsilon \quad (1)$$

Anche se non lineare nelle  $x$ , questa funzione è lineare nei parametri  $\theta$ , da cui discende il nome di modelli lineari per le relazioni di questo tipo. Indicando con  $k$  il numero dei parametri e definendo la matrice  $1 \times k$ :

$$\mathbf{X} = \left[ \begin{array}{cccc} x_1 & x_2 & \dots & x_1^2 \ x_2^2 \ \dots \end{array} \right] \quad (2)$$

la legge di regressione di  $y$  in funzione delle variabili  $x$  e dei parametri  $\theta$  si può formulare sinteticamente:

$$y = \mathbf{X}\theta + \varepsilon \quad (3)$$

La distribuzione della variabile aleatoria  $\varepsilon$  si assume di solito gaussiana. Questo sia per le semplificazioni introdotte da questa scelta, sia perché, come mostra il teorema del limite centrale, la distribuzione di Gauss è quella alla quale tende la somma di numerose variabili indipendenti. Con questa scelta, supponendo noti il vettore dei parametri  $\theta$  e la deviazione standard di  $\varepsilon$ ,  $\sigma$ , la funzione densità di probabilità di  $y$  è quella di una variabile aleatoria (v.a.) normale con media  $\mathbf{X}\theta$  e deviazione standard  $\sigma$ :

$$p(y|x, \theta, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \frac{(y - \mathbf{X}\theta)^2}{\sigma^2} \right] \quad (4)$$

Ovviamente sia  $\theta$  sia  $\sigma$  sono generalmente incogniti e devono essere stimati sulla base dei dati disponibili. Partendo da un campione di  $n$  osservazioni, costituito da  $n$  vettori  $\mathbf{x}_1, \mathbf{x}_2, \dots, \mathbf{x}_n$ , e dai corrispondenti valori della grandezza  $y: y_1, y_2, \dots, y_n$ , si possono costruire una matrice  $\hat{\mathbf{X}}$   $n \times k$ , le cui righe sono analoghe alla (2), ed un vettore  $\hat{\mathbf{y}}$ , tali che, applicando per ogni osservazione la relazione (3), si può scrivere:

$$\hat{\mathbf{y}} = \hat{\mathbf{X}}\theta + \varepsilon \quad (5)$$

dove ora  $\varepsilon$  indica un vettore di  $n$  realizzazioni indipendenti della v.a.  $\varepsilon$ .

Vi sono diverse tecniche per determinare i coefficienti  $\theta$  e la deviazione standard di  $\varepsilon$  partendo dalla (5), ad esempio il metodo dei minimi quadrati o quello della massima verosimiglianza. In questo lavoro è stata impiegata la tecnica dell'inferenza bayesiana che, pur essendo più complessa delle altre due, permette di determinare le distribuzioni di tutte le grandezze stimate.

L'inferenza bayesiana consente di aggiornare una distribuzione "a priori" mediante una funzione di verosimiglianza e dei dati sperimentali. La scelta della distribuzione a priori può essere determinante sul risultato, se i dati sono poco numerosi; quando non si dispone di informazioni significative che consentano di formulare una tale distribuzione, si ricorre ad una distribuzione *non informativa* [8], ossia tale da non influire sul risultato della previsione.

La distribuzione non informativa per i parametri  $\theta$  e  $\sigma$  è proporzionale a  $\sigma^{-1}$ , quindi, tenendo conto che  $\theta$  e  $\sigma$  sono tra loro indipendenti e che  $\theta$  è gaussiano mentre  $\sigma^2$  segue la distribuzione  $\chi^2$  (con  $\nu = n - k$  gdl), si ottiene la distribuzione di  $\theta$  e  $\sigma$  condizionata ai dati:

$$p(\theta, \sigma | \hat{\mathbf{X}}, \hat{\mathbf{y}}) = C_0 \sigma^{-(n+1)} \exp \left\{ -\frac{1}{2\sigma^2} \left[ \nu s^2 + (\theta - \hat{\theta})^T \hat{\mathbf{A}} (\theta - \hat{\theta}) \right] \right\} \quad (6)$$

in cui i simboli impiegati hanno il significato seguente:

$$\begin{aligned} \hat{\mathbf{A}} &= \hat{\mathbf{X}}^T \hat{\mathbf{X}} \\ \hat{\theta} &= \hat{\mathbf{A}}^{-1} \hat{\mathbf{X}}^T \hat{\mathbf{y}} \\ s^2 &= \frac{1}{\nu} (\hat{\mathbf{y}} - \hat{\mathbf{X}}\hat{\theta})^T (\hat{\mathbf{y}} - \hat{\mathbf{X}}\hat{\theta}) \\ C_0 &= \frac{2^{-(\nu+k-2)/2} \|\hat{\mathbf{A}}\|^{1/2} \nu^{1/2} s^{\nu}}{\pi^{k/2} \Gamma(\nu/2)} \end{aligned} \quad (7)$$

Combinando la (6) con la (4) si ottiene la densità di probabilità congiunta di  $y, \theta$  e  $\sigma$ . Per ottenere la probabilità marginale di  $y$  questa funzione deve essere integrata su tutto il dominio dei valori di  $\theta$  e  $\sigma$ .

$$p(y | \mathbf{x}, \hat{\mathbf{X}}, \hat{\mathbf{y}}) = \int_0^\infty \int_{R_k} p(y | \mathbf{x}, \theta, \sigma) p(\theta, \sigma | \hat{\mathbf{X}}, \hat{\mathbf{y}}) d\sigma d\theta$$

Il risultato è fornito dall'equazione seguente:

$$p(y | \mathbf{x}, \hat{\mathbf{X}}, \hat{\mathbf{y}}) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\lambda(\mathbf{x}) \Gamma(\nu/2) \sqrt{\nu\pi}} \left[ 1 + \frac{(y - \mathbf{X}\hat{\theta})^2}{\nu \lambda^2(\mathbf{x})} \right]^{-(\nu+1)/2} \quad (8)$$

dove:

$$\lambda^2(\mathbf{x}) = s^2 \frac{\|\hat{\mathbf{A}} + \mathbf{X}^T \mathbf{X}\|}{\|\hat{\mathbf{A}}\|}$$

Come si può notare, la (8) è una distribuzione di Student con  $\nu = n - k$  gradi di libertà e valor medio  $\mathbf{X}\hat{\theta}$ . Dalla (8), mediante integrazione, si calcola facilmente la varianza di  $y$ :

$$\text{Var}[y | \mathbf{x}, \hat{\mathbf{X}}, \hat{\mathbf{y}}] = \lambda^2(\mathbf{x}) \frac{\nu}{\nu - 2} \quad (9)$$

La (9) mostra come la varianza di  $y$  dipende dal vettore dalle variabili indipendenti  $\mathbf{x}$ .

Dalla (6), integrando sulla variabile  $\sigma$ , si trova la distribuzione marginale del vettore  $\hat{\theta}$ , che risulta essere ancora una distribuzione multivariata di Student con  $\nu = n - k$  gradi di libertà:

$$p(\theta | \hat{\mathbf{X}}, \hat{\mathbf{y}}) = \frac{\|\hat{\mathbf{A}}\|^{1/2} \Gamma\left(\frac{\nu+k}{2}\right)}{s^k (\nu\pi)^{k/2} \Gamma(\nu/2)} \left[ 1 + \frac{(\theta - \hat{\theta})^T \hat{\mathbf{A}} (\theta - \hat{\theta})}{s^2 \nu} \right]^{-(\nu+k)/2} \quad (10)$$

Pertanto risulta  $E[\theta] = \hat{\theta}$ , mentre la matrice di covarianza assume la forma:

$$\text{Cov}[\theta] = s^2 \hat{\mathbf{A}}^{-1} \frac{\nu}{\nu - 2} \quad (11)$$

Analogamente la distribuzione di un sottoinsieme di  $\theta$  di ordine  $h < k$ ,  $\theta_h$ , può essere ottenuta facilmente, essendo questa ancora una distribuzione di Student [8] con  $\hat{\theta}_h$  e:

$$\Sigma_{hh} = \left( \hat{\mathbf{A}}^{-1} \right)_{hh}$$

opportuni sottovettori e sottomatrici di  $\hat{\theta}$  e  $\hat{\mathbf{A}}^{-1}$ , tali che:

$$p(\theta_h | \hat{\mathbf{X}}, \hat{\mathbf{y}}) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+h}{2}\right)}{\sqrt{\|\Sigma_{hh}\|} s^h (\nu\pi)^{h/2} \Gamma(\nu/2)} \left[ 1 + \frac{(\theta_h - \hat{\theta}_h)^T \Sigma_{hh}^{-1} (\theta_h - \hat{\theta}_h)}{s^2 \nu} \right]^{-(\nu+h)/2} \quad (12)$$

## 2.2 Interpolazione lineare con due parametri

Il caso più semplice, tra quelli trattati nel paragrafo precedente, è quello in cui si assume che  $y$  sia funzione di una sola variabile e che la regressione sia una relazione lineare. In tal caso la (1) diviene semplicemente:

$$y = \alpha + \beta x + \varepsilon \quad (13)$$

In questo caso il vettore  $\theta$  contiene due soli parametri, che saranno indicati con  $\alpha$  e  $\beta$ . Date quindi  $n$  osservazioni, raccolte nei vettori  $\hat{\mathbf{x}}$  ed  $\hat{\mathbf{y}}$ , la (5) si scrive esplicitamente:

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 \\ 1 & x_2 \\ \vdots & \vdots \\ 1 & x_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix} \quad (14)$$

Applicando le prime due relazioni (7), si ottengono i valori medi dei parametri della regressione:

$$\hat{\theta} = \begin{bmatrix} \hat{\alpha} \\ \hat{\beta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_y - r \frac{s_y}{s_x} m_x \\ r \frac{s_y}{s_x} \end{bmatrix} \quad (15)$$

dove  $m_x$  ed  $m_y$  sono le medie dei campioni,  $s_x$  ed  $s_y$  le relative deviazioni standard ed  $r$  indica la correlazione:

$$m_x = \frac{1}{n} \sum_i x_i \quad m_y = \frac{1}{n} \sum_i y_i \quad s_x = \frac{1}{n} \sum_i x_i^2 - m_x^2$$

$$s_y = \frac{1}{n} \sum_i y_i^2 - m_y^2 \quad r = \frac{\frac{1}{n} \sum_i x_i y_i - m_x m_y}{s_x s_y}$$

L'espressione esplicita delle varianze dei due parametri, ottenuta applicando la (11) è data dalle seguenti equazioni:

$$\sigma_{\hat{\alpha}}^2 = \frac{1-r^2}{n-4} \left( 1 + \frac{m_x^2}{s_x^2} \right) s_y^2 \quad (16)$$

$$\sigma_{\hat{\beta}}^2 = \frac{1-r^2}{n-4} \frac{s_y^2}{s_x^2}$$

Quindi, applicando la (9), si ottiene la varianza della grandezza stimata  $y$  in funzione di  $x$ :

$$\sigma_y^2(x) = \text{Var}[y|x] = \frac{1-r^2}{n-4} \left( x^2 - 2m_x x + (n+1)s_x^2 + m_x^2 \right) \frac{s_y^2}{s_x^2} \quad (17)$$

La (17) dimostra come  $\sigma_y^2(x)$  sia una funzione quadratica della  $x$  il cui valore minimo può essere facilmente calcolato:

$$\sigma_{y,\min}^2 = \sigma_y^2(m_x) = \frac{(n+1)}{(n-4)} (1-r^2) s_y^2 \quad (18)$$

Com'era prevedibile, la varianza della  $y$  diventa minima in corrispondenza del valore medio delle  $x$ , calcolato sul campione. La (17) e la (18) divengono singolari per  $n=4$ : quindi, affinché la stima abbia una varianza finita occorre che  $n > 4$ . In particolare si ha:

$$n=5 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{y,\min}^2 = 6(1-r^2)s_y^2$$

$$n \rightarrow \infty \quad \Rightarrow \quad \sigma_{y,\min}^2 \rightarrow (1-r^2)s_y^2$$

La (17) assume una forma più semplice se si pone  $x = m_x + s_x \xi$ :

$$\sigma_y^2(\xi) = \frac{n+1+\xi^2}{n-4} (1-r^2) s_y^2 \quad \frac{\sigma_y(\xi)}{\sigma_{y,\min}} = \sqrt{1 + \frac{\xi^2}{n+1}}$$

che mostra come  $\sigma_y$  aumenti quando  $x$  si allontana dalla media in proporzione alla sua deviazione standard ed in proporzione inversa al numero di campioni. Per  $n$  molto grande la deviazione standard di  $y$  risulta praticamente indipendente da  $x$ .

## 2.1 Regressione con un solo parametro

Si è mostrato, nel paragrafo precedente, che non è possibile stimare  $y$  con una attendibilità finita se  $n < 5$ . Inoltre la seconda delle (16) mostra come la varianza di  $\beta$  dipenda dal rapporto  $(s_y/s_x)^2$ ; questo significa che se l'intervallo dei valori  $x$  esplorato negli esperimenti è piccolo in confronto alla dispersione di  $y$ , per un ridotto campione di dati l'incertezza sulla stima di  $\beta$  diviene grande. Quando gli esperimenti possono essere pianificati, a quest'inconveniente si può ovviare ampliando l'intervallo esplorato, ma se, come spesso avviene, i valori di  $x$  non possono essere fissati dallo sperimentatore, il precedente rapporto può risultare piuttosto grande.

Se si può assumere, sulla base di qualche considerazione di carattere generale, che il valore di  $\beta$  sia noto, mediante la regressione può essere stimato il solo parametro  $\alpha$ ; nel caso di piccoli campioni questo può portare ad un miglioramento dell'accuratezza della stima. Fissato  $\beta = \beta_0$ , si può definire la variabile  $z$ :

$$z = y - \beta_0 x = \alpha + \varepsilon \quad (19)$$

che, per il modello utilizzato, risulta indipendente da  $x$ .

Applicando la procedura illustrata nei paragrafi precedenti, si determinano facilmente il valore atteso di  $\alpha$  nonché le varianze di  $\alpha$  e di  $z$ , che ovviamente non dipendono più da  $x$ .

$$\hat{\alpha} = m_y - \beta_0 m_x$$

$$\sigma_{\hat{\alpha}}^2 = \frac{1}{n-3} \left( s_y^2 + \beta_0^2 s_x^2 - 2\beta_0 s_x s_y r \right) \quad (21)$$

$$\sigma_z^2 = \frac{n+1}{n-3} \left( s_y^2 + \beta_0^2 s_x^2 - 2\beta_0 s_x s_y r \right)$$

Confrontando la varianza di  $z$ , che coincide con quella di  $y$ , con il valore fornito dalla (18) nel caso di regressione a due parametri, e tenendo conto del valore di  $\hat{\beta}$  fornito dalla (15), si ottiene:

$$\frac{\sigma_z^2}{\sigma_{y,\min}^2} = \frac{n-4}{n-3} \frac{\left[ 1 + \left( \frac{\beta_0}{\hat{\beta}} r \right)^2 - 2 \frac{\beta_0}{\hat{\beta}} r^2 \right]}{1-r^2} =$$

$$= \frac{n-4}{n-3} \left[ 1 + \frac{r^2}{1-r^2} \left[ 1 - \frac{\beta_0}{\hat{\beta}} \right]^2 \right] \quad (22)$$

Per  $n$  ed  $r$  piccoli, la (22) mostra come, per una oculata scelta di  $\beta$ , la varianza di  $z$  risulti minore di quella di  $y$ . Ad esempio per  $n=5$ , assumendo che il termine tra parentesi quadra sia poco maggiore di uno, la (22) fornisce  $\sigma_{y,\min}^2 = 2\sigma_z^2$ .

### 3. MODELLI NON LINEARI

Sebbene la legge polinomiale (3) sia flessibile e consenta di approssimare localmente ogni funzione continua, l'aumento della potenza del polinomio approssimante fa crescere il numero dei parametri e di conseguenza il numero degli esperimenti necessari per eseguire una stima attendibile. In certi casi una relazione non polinomiale può approssimare meglio i dati con un minor numero di parametri. La procedura di stima diviene però molto più complessa se la funzione interpolante non è lineare in  $\theta$ . Vi sono tuttavia dei casi in cui il modello non lineare può essere ricondotto ad uno lineare mediante una semplice trasformazione biunivoca dello spazio delle variabili.

Si considerino ad esempio le due relazioni:

$$y = \exp \left[ \sum_i X_i \theta_i \right] = \exp[\mathbf{X}\theta] \quad (23)$$

$$y = \prod_i x_i^{\theta_i} \quad (x_i > 0)$$

in entrambi i casi, prendendo i logaritmi dei due membri, si ricava

$$\ln y = \sum_i X_i \theta_i \quad (24)$$

$$\ln y = \sum_i \theta_i \ln x_i$$

che corrispondono al modello lineare (3) nello spazio  $(\mathbf{x}, \ln y)$ , il primo,  $(\ln \mathbf{x}, \ln y)$  il secondo.

Applicando la (8) alle (24) si può ottenere la distribuzione di  $z = \ln y$  in funzione di  $\mathbf{x}$  o di  $\ln \mathbf{x}$ . Dalla distribuzione di  $z$  si può, quindi, ricavare la distribuzione di  $y$  tenendo conto che:

$$p(y) = p(z) \left| \frac{dz}{dy} \right| = \left| \frac{1}{y} \right| p(\ln y) \quad (25)$$

Sostituendo la (8), espressa in funzione di  $\ln y$  in luogo di  $y$ , nella (25) si ottiene la così detta distribuzione log-Student.

Si deve osservare che la distribuzione log-Student, a differenza della distribuzione originale, non è simmetrica e pertanto media e mediana non coincidono. Se  $\mu_z = \mathbf{X}\hat{\theta}$  indica il valor medio di  $z$ ,  $\tilde{y} = e^{\mu_z}$  è il valore mediano (frattile 50%) della distribuzione di  $y$  e non la media. Tuttavia, se la varianza di  $z$  non è troppo grande, lo scarto tra media e mediana è anch'esso piuttosto piccolo, per cui spesso si utilizza, come curva di regressione,  $\tilde{y}$ , la cui determinazione è più semplice e immediata.

### 4. STIMA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO CON IL METODO ULTRASONICO

#### 4.1 Costruzione di una legge di correlazione non specifica

I risultati precedenti sono stati utilizzati per costruire una curva di correlazione  $V_m - R_c$  tra la velocità di propagazione delle onde soniche e la resistenza a rottura del calcestruzzo, sulla base di circa cento coppie di dati relativi alla resistenza del calcestruzzo, misurata su carote estratte da strutture diverse per età e qualità del materiale, e alla velocità misurata in situ in corrispondenza degli stessi punti dei prelievi. L'analisi ha consentito di determinare l'intera densità di probabilità di  $R_c$

Tabella 1

Legge di correlazione		Scarto dei dati
Lin.	$R_c = -22.789 + 13.254 V_m$	$s = 6.54$ Mpa
Exp.	$R_c = 2.1098 e^{0.6664 V_m}$	$s = 6.44$ Mpa
Pot.	$R_c = 1.895 V_m^{1.967}$	$s = 6.57$ Mpa

in funzione di  $V_m$ , e, più sinteticamente, la curva media e la deviazione standard della regressione.

Sono state utilizzate tre tipi di leggi, una lineare e due non lineari (esponenziale e di potenza). Quella che ha dato il miglior risultato, valutato in termini dello scarto rispetto ai dati, è risultata la legge esponenziale. Le differenze tra i valori ottenuti, riportati nella Tabella 1, sono in effetti modeste, ma la legge esponenziale ha l'ulteriore vantaggio di assumere per  $R$  una distribuzione (log-Student) definita solo nell'insieme dei reali positivi.

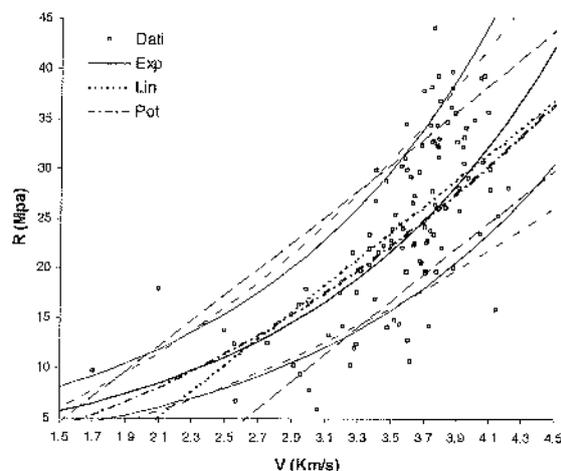


Figura 1 - Confronto tra le leggi di correlazione

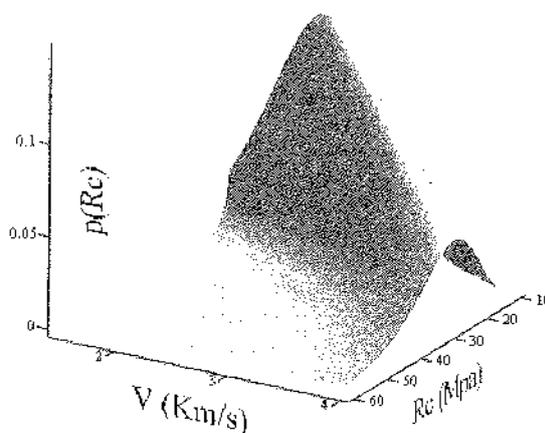


Figura 2-- Densità di probabilità di  $R_c$  corrispondente alla legge di correlazione prescelta

In Figura 1 sono riportati i punti rappresentativi dei dati e le tre curve di correlazione insieme ai rispettivi intervalli di confidenza delimitati, inferiormente e superiormente, dai frattali del 15% e del 85%. In Figura 2, invece, è rappresentata, al variare di  $V_m$ , la densità di probabilità di  $R_c$  per la relazione di interpolazione esponenziale prescelta.

#### 4.2 Correlazioni specifiche basate su pochi dati

La curva dedotta in precedenza sulla base di molti dati disomogenei mostra analoghi difetti di altre già presenti in letteratura: quando applicata ad un caso specifico può dare luogo ad un errore sistematico, sottovalutando o sopravvalutando i valori reali delle resistenze.

Per questa ragione, come si è già detto all'inizio, è opportuno adattare la curva di regressione al caso specifico, tarandone i coefficienti mediante prove su carote. Tuttavia il numero di queste prove deve normalmente restare molto limitato, per tutte le ragioni indicate nell'introduzione, ma in questo caso si presenta il problema dell'attendibilità dei parametri stimati.

Come si è visto, le (16) dimostrano che, per avere una varianza finita nella stima dei due parametri  $\alpha$  e  $\beta$ , occorrono almeno cinque punti, ovvero cinque coppie di valori  $V_m-R_c$ , il che significa cinque prelievi di carote dalla struttura. La seconda delle (16) mostra, in particolare, come la varianza di  $\beta$  sia sensibile all'ampiezza dell'intervallo dei valori esplorati di  $x$  (cioè di  $V_m$ ); se questa è poco estesa in rapporto alla dispersione di  $R_c$ , la varianza di questo parametro può risultare grande. Ciò significa che se si ha a disposizione un numero sufficiente, ma non elevato di dati ai quali è associato un intervallo di valori delle velocità ultrasoniche non molto ampio, la retta di regressione corrispondente può avere un'inclinazione molto lontana da quella reale. In alcuni casi, è possibile ottenere leggi di correlazione con pendenza opposta rispetto a quella attesa in base a considerazioni sulla fisica del fenomeno. In presenza di pochi dati, quindi, può risultare utile, se non indispensabile, assegnare un vincolo alla regressione, fissando a priori il valore del parametro  $\beta$ , e utilizzare il modello con un solo parametro incognito. In questo caso, però, si deve disporre di un criterio con cui scegliere un valore opportuno da attribuire a  $\beta$ .

A questo scopo, in Figura 3, sono state messe a confronto tre curve di regressione, costruite su altrettanti gruppi di campioni, relativamente omogenei, estratti dall'insieme di tutti i dati disponibili, con la legge di correlazione costruita utilizzando l'intero set dei dati. In particolare, il gruppo 1 è relativo ad un unico edificio del quale si dispongono 27 provini, il gruppo 2 comprende tre edifici costruiti attorno alla metà del secolo scorso, mentre il gruppo 3 include i dati di due edifici relativamente recenti, dislocati nella stessa area del Sud Italia. Il grafico, tracciato in scala logaritmica, mostra che le inclinazioni delle tre rette di regressione sono simili tra loro e molto prossime a quella della legge di correlazione non specifica, mentre almeno due delle tre rette si collocano abbastanza distanti da quella costruita con tutti i dati, evidenziando il fatto che l'errore sistematico dipende quasi esclusivamente dal parametro  $\alpha$ .

Il valore trovato per il parametro angolare sulla base di tutti i dati ( $\beta = 0.6664$  s/km), sembra abbastanza stabile ed essere utilizzato, in caso di correlazioni basate su pochi dati, come valore noto da introdurre nelle (21).

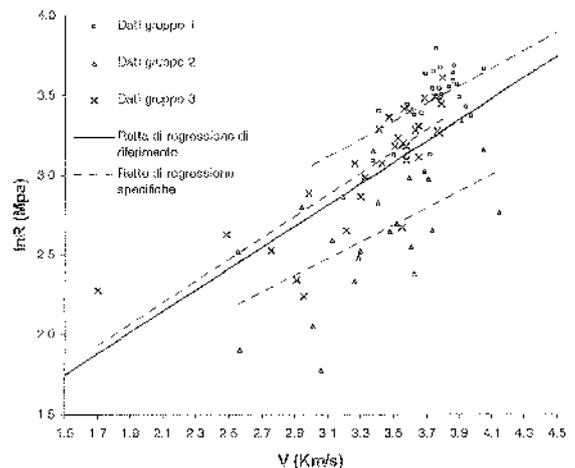


Figura 3 - Confronto tra le curve di regressione specifiche e la legge di correlazione non specifica

#### 4.3 Confronto tra i due modelli

La scelta di dedurre mediante interpolazione dei dati uno solo dei parametri della legge di correlazione appare sensata e giustificata sia sulla base di considerazioni generali sulle deviazioni standard dei parametri, sia sul dato empirico della scarsa variabilità di  $\beta$ ; rimane tuttavia da dimostrare l'effettiva superiorità di questo procedimento rispetto ai due alternativi: utilizzare in modo indifferenziato la stessa legge di correlazione generale, ovvero tarare entrambi i parametri sulla base di dati specifici, relativi alla struttura in esame. La prima affermazione è di fatto giustificata dalla stessa Figura 3, che mette in evidenza il sensibile bias esistente tra alcune regressioni locali e quella generale.

Per quanto riguarda la seconda, se per un verso è lecito attendersi che, nel caso si disponga di pochissimi dati, il modello ad un parametro sarà generalmente superiore a quello con due, per altro verso, al crescere del numero dei dati e dell'ampiezza dell'intervallo dei valori delle velocità esplorati, la bilancia dovrà ad un certo punto pendere verso il più flessibile modello con due parametri.

Poiché, di fatto, l'efficienza del modello dipende non soltanto da parametri generali, come il numero di esperimenti, la correlazione tra i dati, ecc., ma anche dalla effettiva validità dell'ipotesi fatta circa la scarsa variabilità di  $\beta$  e quindi dall'oculatazza della scelta del suo valore, non è stato possibile individuare una regola generale capace di determinare il punto di equilibrio tra i due procedimenti.

In questo articolo si è, quindi, proceduto per via empirica, confrontando le capacità predittive dei due modelli, applicandoli ai dati relativi a due edifici, per i quali era disponibile un buon numero di esperimenti (rispettivamente 27 e 20 coppie di misure di resistenza su carote e di velocità ultrasonica rilevate negli stessi punti della struttura). Tra le 27 coppie di dati disponibili per il primo edificio sono stati estratti, in maniera casuale, 10 sottoinsiemi composti da 5 coppie, 10 composti da 7 coppie, 10 da 10 e 10 da 13, per un totale di 40 esperimenti; tra le 20 disponibili per il secondo, in modo analogo, sono stati estratti tre gruppi di 10 esperimenti, composti da 5, 7 e 10 coppie di misura. Con i dati di ciascun esperimento sono state costruite le curve di regressione con uno e due parametri e quindi è stato confrontato il valore previsto dalla legge con quello effettivamente misurato negli altri punti non inclusi nel

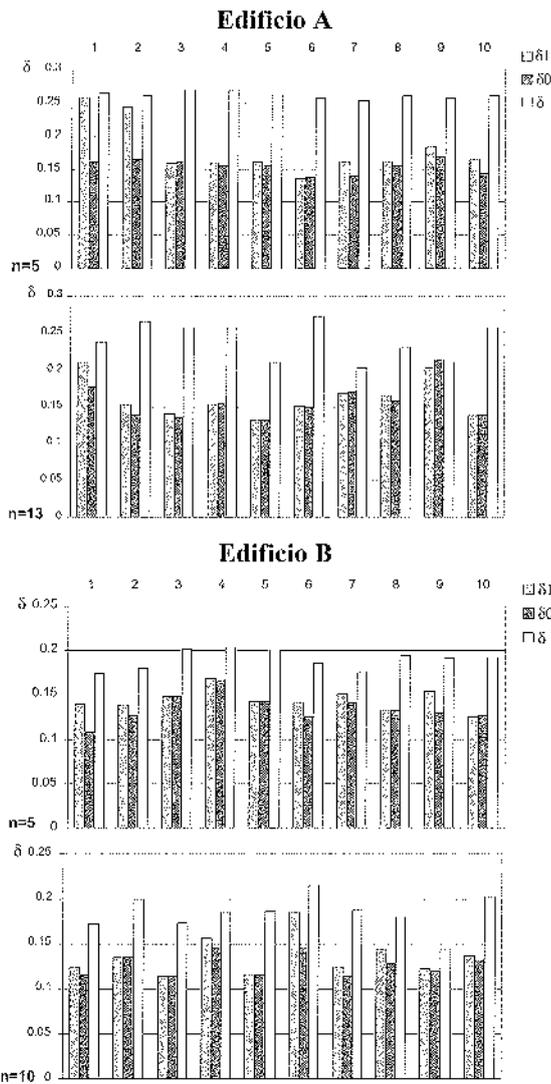


Figura 4 – Percentuali di errore

campione. Nella regressione ad un solo parametro è stato stimato  $\alpha$  fissando per  $\beta$  il valore calcolato in precedenza sulla base di tutti i dati disponibili:  $\beta_0 = 0.6664$  s/km

Come parametro di confronto è stato utilizzato lo scarto quadratico medio percentuale tra i valori predetti e quelli effettivi. Più precisamente, indicando con  $R_j^i$  l'insieme degli  $N-n_i$  valori della resistenza non inclusi nel campione con cui è stata costruita la  $i$ -esima curva di regressione e con  $V_j^i$  i corrispondenti valori della velocità, posto:

$$R_m^i = \frac{1}{N-n_i} \sum_{j=1}^{N-n_i} R_j^i$$

$$\Delta^i = \sqrt{\frac{1}{N-n_i} \sum_{j=1}^{N-n_i} (R_j^i - R_m^i (V_j^i))^2}$$

L'errore è dato dal rapporto:

$$\delta^i = \frac{\Delta^i}{R_m^i}$$

Negli istogrammi in Figura 4 sono riportati tali scarti, solo per i casi relativi ad  $n = 5$  ed  $n = 13$  per il primo edificio e per  $n = 5$  ed  $n = 10$  per il secondo, avendo indicato con  $\delta_0$  gli scarti relativi alla curva di regressione con un parametro, con  $\delta_1$  quelli della curva specifica a due parametri e con  $\delta$  quelli della curva globale costruita con l'intero set. Tali risultati sono quindi sintetizzati nella Tabella 2, dove sono riportati, in funzione del numero di campioni utilizzati per costruire le curve, i valori minimi e massimi dello scarto, per le due leggi di correlazione specifiche, insieme ai valori medi ed al loro rapporto.

L'osservazione dei grafici dimostra chiaramente, come già previsto sulla base della Figura 3, l'inadeguatezza della legge globale, evidentemente affetta da uno scarto sistematico. Per quanto riguarda invece il confronto tra le correlazioni specifiche, quella ottenuta con la regressione ad un solo parametro risulta, come prevedibile, superiore a quella a due per  $n = 5$ , ma mantiene una modesta superiorità anche nei casi che utilizzano campioni più popolosi ( $n = 10+13$ ). Questo è confermato dai dati riportati nella Tabella 2, in particolare dal rapporto  $\delta_1/\delta_0$ , che risulta, seppure di poco, superiore ad 1 anche per  $n = 13$ . È importante osservare che non soltanto le percentuali di errore relative alla curva ad un parametro sono piuttosto basse (tra il 10 ed il 20%), ma sono praticamente indipendenti dal numero di campioni utilizzati per la regressione. Questo fatto consente di concludere, per quanto ciò sia lecito sulla base indagini empiriche condotte su di un campione relativamente ampio, ma certamente non esaustivo di tutta la casistica, che è possibile costruire una legge di regressione affidabile tra la velocità degli ultrasuoni e la resistenza del calcestruzzo, anche sulla base di un numero molto piccolo (p.es. 5) di misure dirette della resistenza.

Per indagare meglio la dipendenza del rapporto  $\delta_1/\delta_0$  dal numero di campioni  $n$  e dalla correlazione tra i dati  $r$ , in Figura 5, il rapporto  $\delta_1/\delta_0$  è stato diagrammato in funzione di  $r$  e di  $n$ . Sugli stessi grafici sono riportati anche due rette di correlazione: una costruita su tutti i risultati, l'altra con soli quelli relativi ai casi in cui il campione dà luogo ad una correlazione positiva tra  $R_c$  e  $V_m$ . Una correlazione negativa, infatti, implica, nel modello a due parametri, un valore medio del coefficiente angolare negativo [Eq. (15)], risultato evidente-

Tabella 2

Numero Estrazioni	$n$	$\delta_{1\min}$ $\delta_{1\max}$	$\delta_{1m}$	$\delta_{0\min}$ $\delta_{0\max}$	$\delta_{0m}$	$\frac{\delta_{1m}}{\delta_{0m}}$
20	5	0.126 0.258	0.162	0.109 0.169	0.144	1.125
20	7	0.116 0.299	0.167	0.111 0.186	0.141	1.184
20	10	0.115 0.186	0.145	0.114 0.161	0.138	1.05
10	13	0.132 0.21	0.161	0.131 0.212	0.157	1.025

mente in contrasto con la natura fisica del fenomeno. Tenendo conto di tutti i risultati la retta di regressione mostra una certa dipendenza da  $r$  (linea tratto e punto in Figura 5) ed interseca la linea di ordinata 1 in corrispondenza di  $r = 0.7$ . Se, al contrario, si eliminano i risultati relativi ai campioni con correlazione negativa, si ottiene la linea tratteggiata, praticamente indifferente al valore di  $r$ , che interseca l'asse delle ordinate in corrispondenza di un valore poco maggiore di uno, portando a concludere che il coefficiente di correlazione non è un indicatore significativo circa la superiorità di un metodo sull'altro.

Gli stessi dati, rappresentati in funzione del numero di campioni  $n$ , mostrano una più significativa dipendenza da questa variabile. Anche in questo caso tuttavia, l'esclusione dei casi con correlazione negativa conduce ad una retta di regressione meno sensibile ad  $n$ : le due curve intersecano la retta  $\delta_1/\delta_0 = 1$  per  $n = 14$  e per  $n = 18$ . In entrambi i casi si tratta di valori estrapolati, e quindi da assumere con cautela, sebbene confermino quanto già osservato in precedenza, ossia una sostanziale superiorità della regressione con  $\beta$  fissato, ma con una tendenza della regressione a due parametri a migliorare con il crescere delle dimensioni del campione.

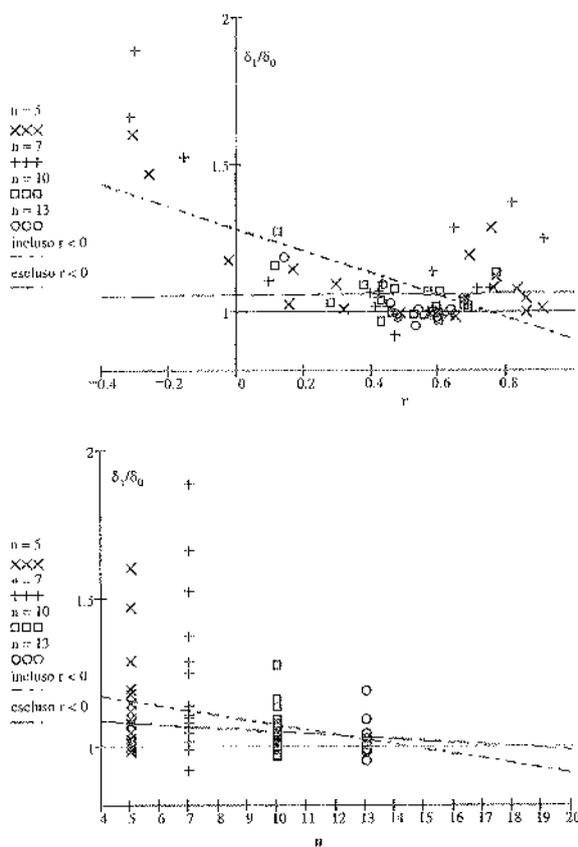


Figura 5 Relazione tra  $\delta_1/\delta_0$ ,  $r$  ed  $n$

## 5. CONCLUSIONI

Le "prove non distruttive", grazie al basso costo, la scarsa invadenza e la facile ripetibilità, hanno acquistato notevole importanza nella valutazione dell'affidabilità delle strutture esistenti. Il valore di queste prove tuttavia è condizionato all'esistenza di una legge di regressione attendibile tra la gran-

dezza misurata e quella che effettivamente deve essere stimata.

Facendo uso dell'inferenza bayesiana, in questo lavoro è stata determinata la legge di densità di probabilità di una grandezza dipendente  $y$ , in funzione di un vettore di variabili indipendenti  $x$ , che tiene conto della dispersione dei dati e dell'incertezza della stima conseguente alle dimensioni limitate del campione dei dati usati nell'analisi.

I risultati sono stati applicati alla determinazione di una legge di regressione tra le velocità di propagazione degli ultrasuoni e la resistenza del calcestruzzo, utilizzando come base dati un esteso numero di misure eseguite su strutture esistenti, differenti per età e qualità del calcestruzzo. Si è quindi mostrato che una legge "generica" come quella costruita usando l'intero campione dei dati, può dar luogo ad un errore sistematico quando viene applicata ad un campione più omogeneo (dati di una stessa struttura o strutture simili per età).

Tali osservazioni hanno confermato che, per ottenere una stima attendibile ed "unbiased", è opportuno farare la curva di regressione sulla base di misure dirette e specifiche; d'altra parte, la contrastante esigenza di limitare il numero di prove distruttive, porta con sé il problema dell'attendibilità della stima basata su campioni di piccole dimensioni. A tal fine è stato mostrato, sulla base di considerazioni teoriche ed evidenze empiriche, che, essendo la pendenza della curva di regressione poco variabile con la partizione dei dati, tenendo costante il coefficiente angolare e pari al valore della legge di regressione "generica", è possibile ottenere leggi di correlazione "specifiche", poco disperse e prive di bias, anche con un numero molto limitato di prove.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] GIANNINI R., SGUERRI L., NINNI V. - 2003, Affidabilità dei metodi d'indagine non distruttivi per la valutazione della resistenza del calcestruzzo, 10° Congresso Nazionale dell'AFPrD, Ravenna, pp. 670-679.
- [2] BRAGA F., DOLCE M., MASI A., NIGRO D. - 1992, Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive, L'Industria Italiana del Cemento, n.3, pp.201-208.
- [3] CESTELLI GUIDI M., MORELLI G. - 1981, Valutazione della resistenza dei calcestruzzi sulle strutture finite, L'Industria Italiana del Cemento, n.3, pp. 195-206.
- [4] POPOVICS S. - 1986, Stato attuale della determinazione della resistenza del calcestruzzo mediante velocità degli impulsi in America, Il Cemento, n.3, pp. 117-128.
- [5] CIAMPOLI M., NAPOLI P. - 1993, Upgrading reliability assessment of degraded structures, IABSE Colloquium, Copenhagen, pp. 69-76.
- [6] MALERBA P.G., FRATTOLIN E. - 1995, Controlli non distruttivi sulle strutture in cemento armato, CISM, Monitoraggio delle strutture dell'ingegneria civile, collana d'Ingegneria Strutturale, n.9, pp. 267-290.
- [7] SGUERRI L., SERINO G., OLINI F. - 2002, Utilizzo dei metodi di prova non distruttivi per la valutazione della sicurezza delle costruzioni in c.a., Giornate AICAP 2002, Bologna, pp. 589-598.
- [8] BOX G.E.P., TIAO G.C. - 1992, Bayesian inference in statistical analysis, John Wiley and Sons, Inc.

# MONITORAGGIO STRUTTURALE COMBINATO, STATICO E DINAMICO, CON SENSORI A FIBRA OTTICA A BASE DI MISURA ESTESA

Daniele Inaudi<sup>1</sup>, Branko Glisic<sup>1</sup>, Angelo Figini<sup>1</sup>, Andrea Del Grosso<sup>2</sup>

<sup>1</sup> SMARTEC S.A., Via Pobietto, 11, CH-6928 Manno, Svizzera.

<sup>2</sup> Università di Genova, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISEG), Via Montallegro, 1, 16145 Genova.

## SOMMARIO

La misura delle variazioni nel tempo delle caratteristiche sia della risposta statica, sia della risposta dinamica può altrettanto validamente essere utilizzata in sistemi di monitoraggio per il rilevamento di stati di danno nelle strutture. I sensori interferometrici in fibra ottica a base lunga SOFO, impiegati da vari anni per la misura delle deformazioni statiche, hanno ad esempio dimostrato ottime caratteristiche di sensibilità e stabilità delle misure nel tempo. Il lavoro illustra un demodulatore di nuova concezione che permette di acquisire da questi sensori le deformazioni dinamiche alla frequenza massima di 1 kHz e fino ad 8 sensori contemporaneamente. Ciò consente di equipaggiare le strutture con sensori che possono permettere il monitoraggio combinato statico e dinamico.

## SUMMARY

The measure of the variations with time of the characteristics of the static as well as of the dynamic response can be used in monitoring systems able to detect damage states in structures. SOFO interferometric long-base fiber optic sensors, used since several years for the measuring of static deformations, have for example shown very good characteristics of accuracy and stability of measures with time. The paper describes an innovative demodulator, able to pick up from the same sensors dynamic deformations at the maximum frequency of 1 kHz connecting up to 8 sensors at the same time. This new development allows the installation in a structure of a sensory system suitable for a combined static and dynamic monitoring.

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Il monitoraggio strutturale

L'impiego di sistemi strumentali per il monitoraggio delle condizioni di sicurezza delle strutture (Structural Health Monitoring) è stato oggetto negli ultimi anni di un crescente interesse sia in campo scientifico sia nelle applicazioni. Originariamente sviluppate nel settore delle strutture aeronautiche ed aerospaziali, le tecniche di SHM si sono rapidamente estese al settore dell'ingegneria civile ed in particolare delle grandi opere infrastrutturali, soprattutto quando i materiali impiegati sono soggetti a degradarsi nel tempo a causa dell'effetto combinato delle sollecitazioni di crescita e dell'azione degli agenti atmosferici.

La letteratura disponibile sull'argomento è ormai assai ampia ed esistono riviste e congressi internazionali specializzati che dimostrano un sempre più frequente impiego delle tecniche di monitoraggio strutturale negli Stati Uniti, in Europa e soprattutto in estremo oriente (Cina, Giappone e Corea del Sud), dove sono in corso di attuazione imponenti programmi di sviluppo delle reti infrastrutturali. Alcuni riferimenti a carattere generale sull'argomento possono ad esempio essere trovati, fra i molti altri, nel lavoro di Aktan et al. [1] e nella raccolta di articoli curata da Schwesinger e Wittmann [2].

Il monitoraggio strutturale può essere applicato allo scopo di raggiungere uno o più dei seguenti risultati:

- Gestione intelligente della struttura, con particolare riferimento agli interventi di manutenzione
- Incremento delle conoscenze sulla struttura investigata

- Rilevazione preventiva di carenze strutturali
- Individuazione di riserve strutturali non conosciute
- Incremento della sicurezza

Un sistema di monitoraggio permanente consiste essenzialmente in una rete di sensori installati sulla struttura, in un sistema di acquisizione automatica dei dati e in un insieme di tecniche numeriche per il processo dei segnali rilevati attraverso i sensori. Le grandezze fisiche usualmente rilevate sono gli spostamenti, le deformazioni, le accelerazioni o le velocità in alcuni punti significativi della struttura, nonché le caratteristiche dei parametri ambientali quali la temperatura, l'umidità relativa o la concentrazione di sali nell'atmosfera, la velocità del vento, eccetera e parametri fisico-chimici influenzanti il processo di corrosione degli acciai o di degradazione dei calcestruzzi.

Per quanto la realizzazione di strutture dotate di sistemi permanenti di monitoraggio sia divenuta abbastanza frequente, soprattutto nelle strutture per ponti di grande luce, l'effettiva validità delle tecniche SHM per il rilevamento di carenze strutturali indotte dall'esercizio su opere civili non è ancora stata dimostrata sul campo, data la loro recente introduzione, ma tuttavia sono disponibili studi di simulazione che ne hanno messo in luce il notevole interesse tecnico.

Il cuore del processo SHM consiste nel rilevare l'insorgenza di stati di danno nella struttura dall'analisi delle serie temporali delle misure provenienti dai sensori, prima che tali stati di danno possano causare significative riduzioni delle condizioni di sicurezza delle strutture e quindi di consentire il dispiegamento di interventi correttivi intesi a ripristinare le condizioni necessarie per il mantenimento della struttura in esercizio.

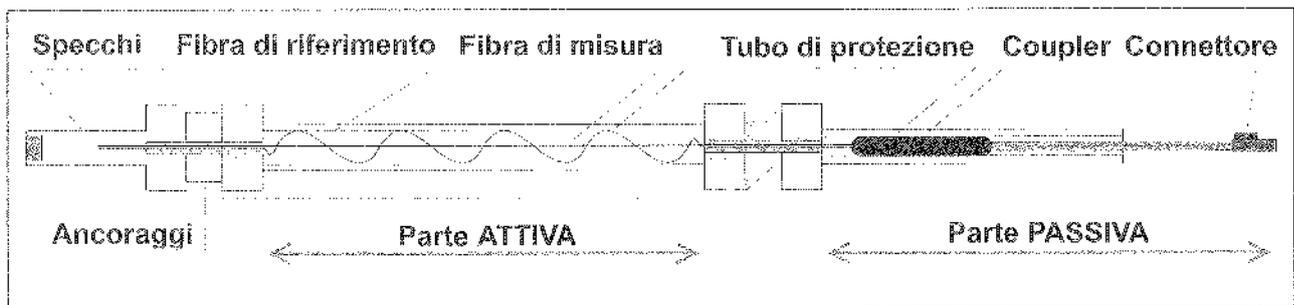


Figura 1: Schema del Sensore SOFO Standard

I parametri della risposta strutturale che vengono prevalentemente presi in considerazione per l'identificazione dei potenziali stati di danno sono costituiti dagli spostamenti (ovvero dalle loro derivate: velocità ed accelerazione) e dalle deformazioni.

Tanto nella letteratura scientifica quanto nelle applicazioni tecniche sono stati sviluppati due approcci alternativi per il rilevamento degli stati di danno. Il primo di essi è basato sull'impiego di misure dinamiche della risposta strutturale, mentre il secondo è basato sulla registrazione in continuo della risposta statica.

### 1.2 Monitoraggio dinamico

Il monitoraggio delle strutture in campo dinamico consiste nel rilevare ripetutamente nel corso della vita della struttura la sua risposta dinamica, identificando i parametri dinamici fondamentali del sistema (frequenze proprie e forme modali principali) e inferendo la presenza di stati di danno dalle modificazioni che detti parametri si trovano eventualmente a manifestare.

Il rilievo della risposta dinamica può avvenire attraverso diversi metodi. Ad esempio, strumenti di misura delle accelerazioni o delle deformazioni possono essere installati permanentemente sulla struttura e attraverso di essi possono essere registrate in finestre temporali opportunamente selezionate le vibrazioni prodotte dagli agenti ambientali o dai carichi di esercizio, come i veicoli viaggianti su di un viadotto. Alternativamente, possono essere programmate campagne di misura in cui i sensori vengono installati sulla struttura per limitati periodi di tempo, procedendo quindi al rilievo della risposta dinamica ai disturbi di origine ambientale ovvero eseguendo prove dinamiche in cui l'eccitazione è conferita al sistema attraverso l'impiego di vibrodine o altri sistemi di eccitazione.

Poiché per la caratterizzazione della risposta dinamica di un sistema strutturale sono sufficienti serie temporali sostanzialmente brevi in entrambi i casi, le tecniche di riconoscimento del danno strutturale attraverso il monitoraggio dinamico sono relativamente sviluppate e diverse procedure numeriche alternative sono state sperimentate con successo.

Una rassegna di tali tecniche è chiaramente al di fuori dello scopo della presente memoria. Si cita tuttavia il classico lavoro di Doebling et al. [3] per un'analisi sistematica dei riferimenti di letteratura. Importanti sviluppi sono stati recentemente prodotti per il riconoscimento del danno in strutture a telaio a seguito dell'attività del *task group* congiunto IASC-ASCE dedicato alle tecniche SHM [4].

### 1.3 Monitoraggio statico

Il monitoraggio delle strutture in campo statico, o meglio sarebbe dire quasi-statico, consiste nel rilevare in continuo la risposta delle strutture alle azioni ambientali e dovute all'esercizio, identificando opportuni parametri di

correlazione e quindi rilevando la presenza e la localizzazione del danno dalle variazioni di tali parametri.

Gli studi sull'impiego del monitoraggio statico sono relativamente più recenti dei precedenti in quanto il monitoraggio statico richiede la disponibilità di dati in continuo su lunghi periodi di osservazione (teoricamente l'intera vita della struttura) e, conseguentemente, di strumenti di misura caratterizzati da adeguata stabilità e affidabilità. In questo campo si sono dimostrate di grande interesse per lo sviluppo di sensori di deformazione capaci di presentare elevatissime stabilità nel tempo e precisione di misura le tecnologie basate sull'impiego di fibre ottiche. Sensori a fibra ottica di diverso tipo sono ormai installati da diversi anni in molte strutture, soprattutto di calcestruzzo armato semplice o precompresso, a causa della loro robustezza, della loro semplicità di installazione anche all'interno dei getti e della loro insensibilità ai disturbi elettromagnetici.

Il processo di interpretazione dei dati si basa su analisi delle serie temporali dei dati acquisiti e sullo studio delle correlazioni spaziali e temporali fra i parametri osservati. La messa a punto di tali tecniche di analisi è oggetto di studio.

Alcuni algoritmi per la identificazione del danno strutturale attraverso misure statiche continue della risposta strutturale sono stati tuttavia presentati molto recentemente [5,6].

### 1.4 Scopo della memoria

La presente memoria ha lo scopo di presentare un innovativo sviluppo di una tecnologia per la decodifica dei segnali luminosi provenienti da sensori in fibra ottica di tipo SOFO che consente una rilevazione dinamica delle deformazioni fino a frequenze di 1 kHz. In questo modo, il medesimo tipo di sensore può essere utilizzato per monitoraggi statici o per monitoraggi dinamici a seconda del sistema usato per la decodifica.

Conseguentemente, strutture equipaggiate con sensori a fibra ottica di questo tipo possono essere assoggettate a diversi programmi di monitoraggio ed in particolare a monitoraggi combinati, statici e dinamici, rendendo possibile l'incrocio degli algoritmi per l'identificazione del danno e quindi aumentando in modo notevole l'affidabilità della valutazione delle condizioni di sicurezza di una struttura in esercizio.

Attualmente, non sono ancora state eseguite sperimentazioni in campo su strutture reali di monitoraggio combinato ma alcune applicazioni sono peraltro imminenti. Interessanti sviluppi riguardanti le tecniche di analisi e di interpretazione dei dati provenienti dalle letture strumentali sono quindi attesi in un prossimo futuro.

## 2. INTRODUZIONE AL SISTEMA SOFO®

Il sistema di monitoraggio SOFO (acronimo francese di Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques – Monitoraggio Strutturale per mezzo di Fibre Ottiche) si basa sul principio

fisico dell'interferometria a bassa coerenza applicata a sensori a fibre ottiche. Lo schema di funzionamento del sistema SOFO è rappresentato nelle Figure 1 e 2.

Le componenti del sistema sono i sensori a fibre ottiche, l'unità di lettura ed il software di programmazione, acquisizione ed analisi delle misure. Ciascun sensore è formato da due fibre ottiche, una di misura ed una di riferimento, entrambe preservate all'interno di un tubo di protezione in materiale plastico. La fibra di misura è tesa, risultando perciò solidale alla struttura in modo da seguirne le deformazioni.

Al fine di poter rilevare deformazioni in estensione ma anche in contrazione della struttura la fibra di misura è pretesa allo 0.5% della sua lunghezza. La fibra di riferimento è invece lasca, perciò libera ed indipendente dalle deformazioni della struttura. Questa fibra ha lo scopo di auto-compensare gli effetti termici sulle misure fornite dal sensore. Il segnale ottico viene emesso dall'unità di lettura tramite un LED a infrarossi, sdoppiato nelle due fibre all'interno del sensore e quindi riflesso da due specchi (ottenuti per trattamento chimico) posti all'estremità di ciascuna fibra, per ritornare poi all'unità di lettura dove viene demodolato.

Il segnale di ritorno, contenente le informazioni sulle deformazioni che hanno interessato la struttura, viene debitamente trattato e decodificato dall'unità di lettura, per essere quindi visualizzato in forma tabellare e grafica su di un PC grazie al software dedicato SOFO SDB.

La base di misura del sensore standard è compresa tra 25 cm e 10 m con una risoluzione di 2  $\mu\text{m}$  (2/1000 di mm) e una precisione dello 0,2% della deformazione apprezzata. L'intervallo dinamico di misura va da -0.5% in contrazione a +1.0% in estensione.

Il sistema SOFO è stato sviluppato nei primi anni '90 e dal 1995 è commercializzato ed impiegato per il monitoraggio di svariate infrastrutture civili, di opere del patrimonio storico artistico e nel settore industriale (ponti, dighe, gallerie, edifici storici e residenziali, macchinari industriali, etc.). Il sistema SOFO è insensibile ai cambiamenti di temperatura, ai campi elettromagnetici, all'umidità e alla corrosione e a tutt'oggi non presenta alcuna deriva o instabilità nelle misure fornite. Il sistema è ideale per monitoraggi a breve e/o a lungo termine. I sensori non necessitano alcuna calibrazione ed inoltre possono essere annegati nel getto di calcestruzzo oppure installati in superficie grazie ad appositi supporti. La notevole lunghezza che la parte attiva di misura dei sensori SOFO può avere, ne fa un prodotto unico nella famiglia dei sensori a fibra ottica.

Affidabile e più accurato dei sensori tradizionali, il sistema SOFO può inoltre contare su una misura di deformazione mediata lungo tutta la parte attiva del sensore, offrendo perciò un monitoraggio strutturale globale e non puntuale della struttura, senza quindi influenze dirette da parte di fenomeni locali, quali fessure, zone disomogenee, vuoti nel calcestruzzo, eccetera. Le Figure 3 e 4 mostrano, rispettivamente, l'unità di lettura statica in configurazione portatile ed un sensore standard predisposto per l'inserimento in un getto. Come si può osservare, il sensore viene collegato molto semplicemente con fascette di plastica alle barre di armatura. Durante il getto, saranno necessarie solo alcune precauzioni per evitare il danneggiamento del sensore. (Ulteriori informazioni riguardo il sistema e le sue applicazioni sono disponibili sul sito Internet [www.smartec.ch](http://www.smartec.ch)).

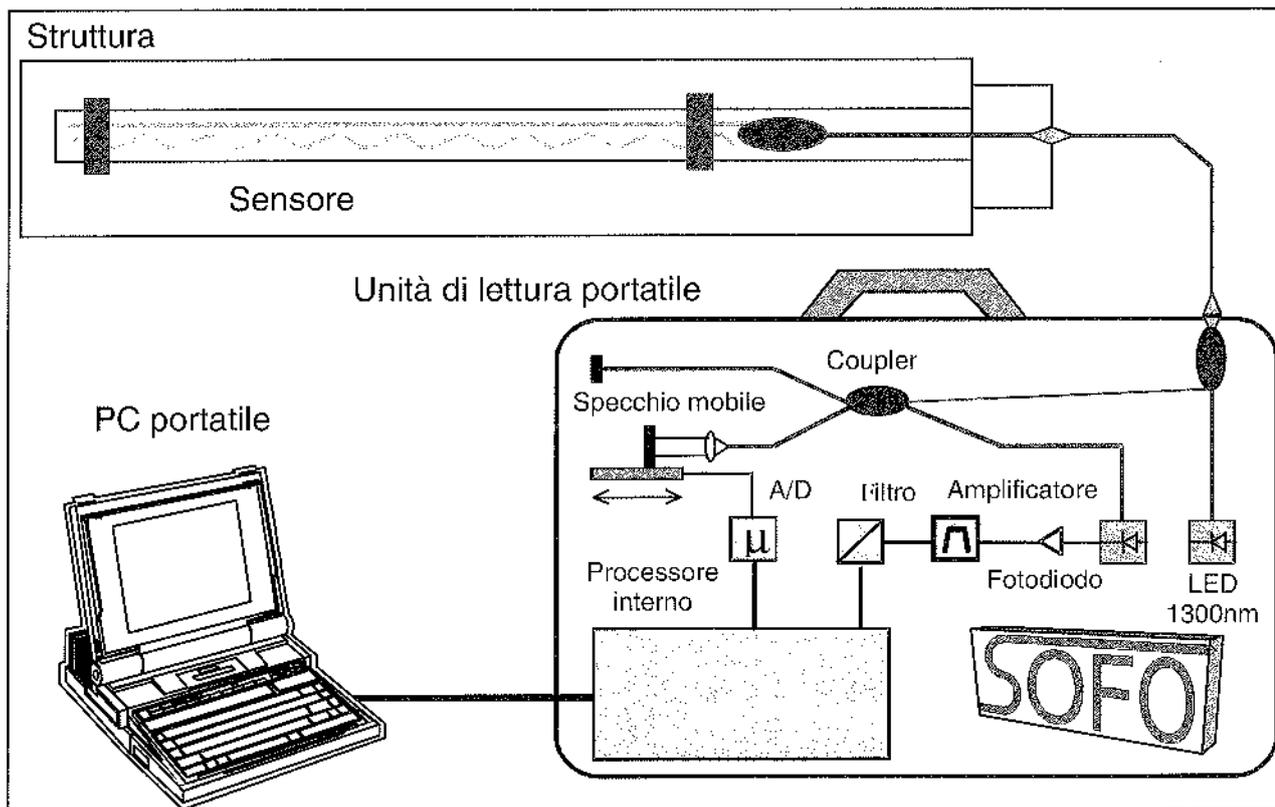


Figura 2: Componenti e funzionamento del Sistema SOFO



Figura 3 Unità di Lettura SOFO V portatile

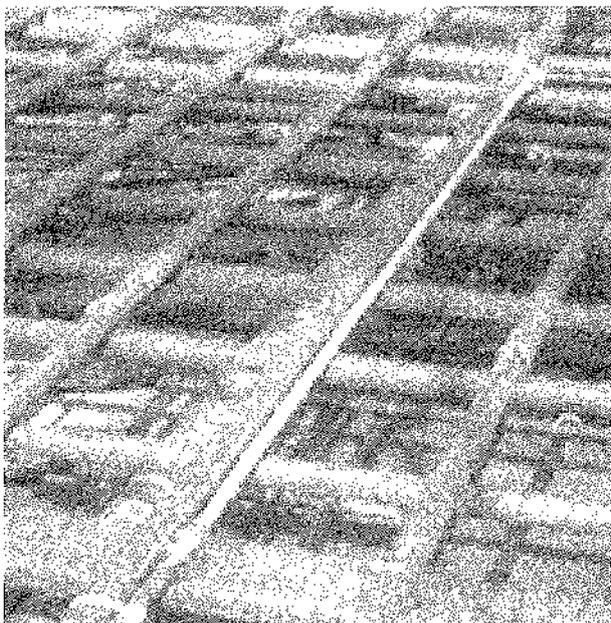


Figura 4: Sensore SOFO Standard predisposto per l'annegamento in un getto

### 3. ALCUNI IMPIEGHI DEL SISTEMA SOFO

Il sistema SOFO è stato largamente impiegato in Europa, Stati Uniti ed estremo oriente per la misura temporanea o permanente delle deformazioni in svariati tipi di strutture in oltre 150 applicazioni. Alcune applicazioni realizzate in Italia su strutture di calcestruzzo armato hanno formato oggetto di una memoria presentata in occasione del 22° Convegno Nazionale AICAP [7].

Di particolare significato una recente installazione in Svezia: il monitoraggio del nuovo ponte Årsta nella baia di Stoccolma [8].

La nuova infrastruttura ferroviaria in CLS armato pre-compresso è inserita nel contesto della rete dei trasporti che

collega più isole nell'arcipelago della capitale scandinava, affiancando il vecchio ponte ferroviario (vedi figura 5).

Lo sviluppo complessivo è per una lunghezza di 833 metri su 10 campate, con una larghezza di 19,5 metri ed un'altezza libera di 26 metri. Nella nuova struttura, con costo stimato di circa 120 Milioni di Euro, è prevista anche una strada di servizio, con una corsia riservata ai pedoni oltre che una pista ciclabile.

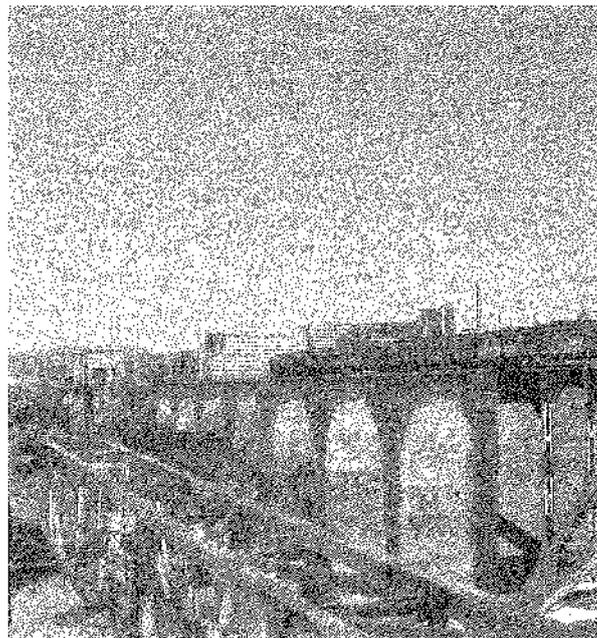


Figura 5: La costruzione del nuovo ponte a fianco del vecchio

Allo scopo di valutare il comportamento della nuova struttura, l'autorità competente per i trasporti ferroviari ha commissionato una campagna di monitoraggio su di una campata (luce netta di 78 metri) nella quale sono stati annegati nel getto di calcestruzzo 46 sensori SOFO Standard (vedi figura 6).

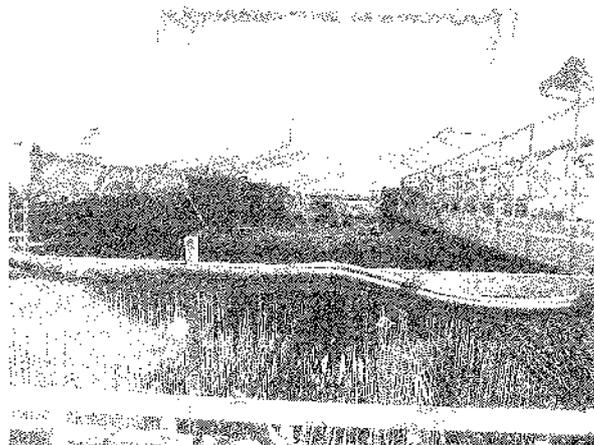


Figura 6: Particolare dell'armatura lenta nella costruzione del nuovo ponte

L'installazione è avvenuta nel mese di gennaio 2003: gli obiettivi principali che si vogliono perseguire con il monitoraggio statico e dinamico del ponte comprendono: il confronto dei risultati del monitoraggio con le ipotesi teoriche formulate; il controllo del comportamento del ponte durante la costruzione ed il collaudo, oltre che per i primi 10

anni di vita; la verifica delle "incertezze" di progettazione con lo scopo di ottimizzare i calcoli in analoghi progetti futuri, prevedendo sin dalla progettazione l'integrazione di un sistema di monitoraggio.

Per la sola parte statica, è inoltre previsto il confronto tra trasduttori estensimetrici sviluppati al Royal Institute of Technology svedese con l'innovativo, ma ormai consolidato, sistema a fibre ottiche SOFO®.

#### 4. IL SISTEMA SOFO® DINAMICO

L'unità di lettura SOFO Dinamico consente la lettura dei sensori SOFO ad alta frequenza. Ogni unità di lettura può essere utilizzata per acquisire sino ad 8 sensori SOFO in simultanea. Qualora fosse necessaria la lettura di più sensori, è possibile integrare più unità con funzionamento in parallelo.

L'unità SOFO Dinamico fa uso di sensori SOFO Standard compatibili i quali garantiscono le acquisizioni anche con l'unità SOFO V, per misure statiche nel lungo periodo. La maggior parte dei sensori SOFO standard già installati possono essere acquisiti anche con la nuova unità SOFO Dinamico, grazie all'utilizzo di un compensatore esterno appositamente concepito.

L'unità di lettura SOFO Dinamico basa il suo funzionamento sul principio dell'interferometria eterodina a bassa coerenza. Il segnale ottico lanciato da un laser a 1550 nm è modulato in fase mediante un interferometro demodulatore. Acquisito il segnale di ritorno, l'unità di lettura traccia la modulazione di fase introdotta dai sensori e converte lo sfasamento registrato in uno spostamento. La deformazione che ne deriva è trasferibile in formato analogico attraverso gli 8 canali disponibili, oppure in formato digitale attraverso la porta USB, utile per il trasferimento diretto delle acquisizioni ad un PC (salvataggio e conseguente trattamento del segnale).

Un'immagine che rappresenta l'unità di lettura dinamica in configurazione rack è presentata nella Figura 5, mentre lo schema di funzionamento ed i componenti del sistema sono illustrati nella Figura 6.

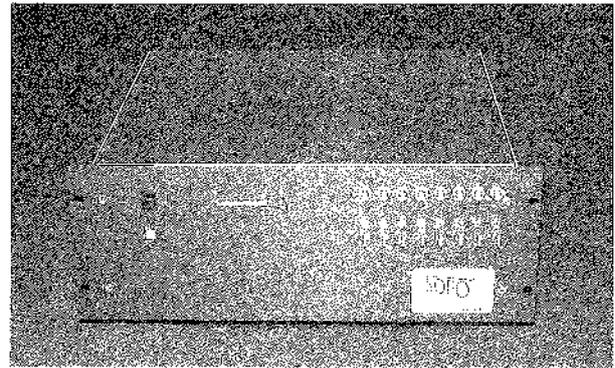


Figura 7: Unità di lettura SOFO Dinamico Rack

Le misure sono relative, intendendo con questo che lo zero di riferimento è perso ogni qualvolta si interrompe l'acquisizione. Tuttavia, con l'utilizzo complementare dell'unità SOFO V statica, è possibile legare le diverse campagne di misurazione senza perdere il riferimento allo zero iniziale della prima lettura. L'utilizzo combinato del sistema statico permette inoltre l'ottenimento di un quadro completo delle reali condizioni della struttura investigata.

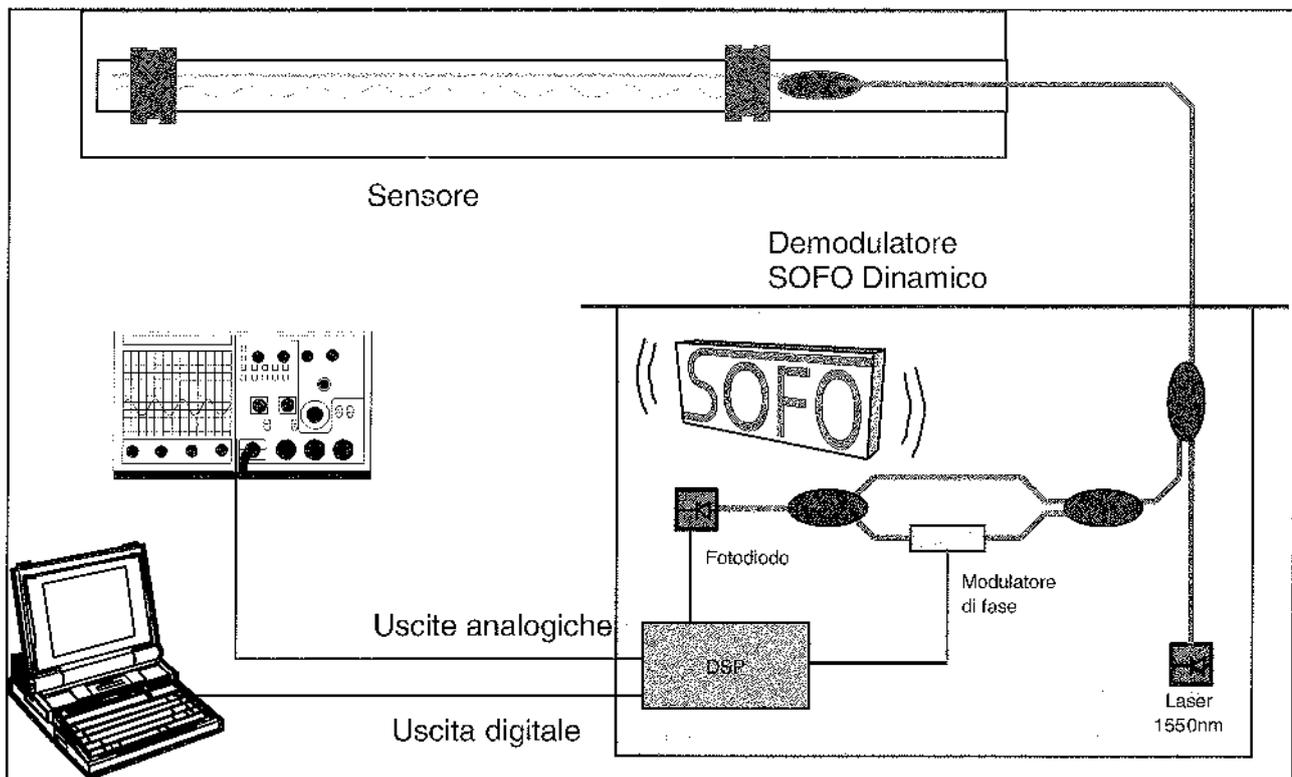


Figura 8: Schema delle componenti del sistema SOFO Dinamico

La Tabella 1 mette a confronto le caratteristiche del sistema SOFO nelle versioni statica e dinamica. Come si può osservare, le caratteristiche del sistema dinamico sono addirittura migliori di quelle del sistema statico, anche se le misure (relativa auto referenziata quella del sistema statico e relativa incrementale quella del sistema dinamico) sono di tipo profondamente diverso.

## 5. CONCLUSIONI E FUTURI SVILUPPI

Sono state illustrate le caratteristiche di un sistema innovativo di decodifica del segnale ottico che permette l'acquisizione di segnali ad alta frequenza di sensori di deformazione a fibra ottica SOFO, del tutto compatibili con il sistema statico già disponibile da vari anni.

In tal modo è possibile eseguire acquisizioni della risposta dinamica di strutture già equipaggiate con sensori SOFO, ovvero installare ex-novo il sistema su strutture per l'avvio di programmi di monitoraggio combinato statico e dinamico. L'impiego del sistema SOFO dinamico risulta più semplice e meno costoso dell'impiego di reti accelerometriche ed inoltre consente l'acquisizione delle deformazioni statiche a bassa frequenza sia con l'unità di lettura dinamica sia, ovviamente, con l'unità di lettura statica tradizionale.

La combinazione di programmi di monitoraggio statico e dinamico consente di usufruire dei vantaggi di entrambi i metodi. Mentre il monitoraggio statico consente di acquisire informazioni di natura completa sullo stato della struttura, ad esempio in relazione all'evolvere delle variabili ambientali, ma richiede la disponibilità di serie temporali piuttosto lunghe per poter applicare algoritmi di identificazione del danno, i principali vantaggi di un sistema di monitoraggio

dinamico sono:

- L'ottenimento in un breve lasso di tempo di misure direttamente correlate con la risposta della struttura a determinate sollecitazioni imposte: per esempio, l'ampiezza massima di una deformazione in una zona prefissata, correlata al passaggio su di un ponte di un mezzo pesante.
- L'analisi e l'interpretazione delle misure acquisite risulta relativamente semplice e chiara e può avvalersi di algoritmi al momento maggiormente sperimentati, tuttavia richiede la gestione e l'elaborazione di una grande quantità di dati.
- L'influenza delle variabili ambientali, in particolare modo la temperatura, può essere nella maggior parte dei casi trascurata, fintanto che le misure sono acquisite entro un lasso di tempo all'interno del quale tali variabili possono essere considerate costanti.

I principali campi di applicazione di un sistema di monitoraggio dinamico basato sui sensori SOFO possono essere rappresentati da:

- Acquisizione diretta di informazioni sulla deformazione dinamica della struttura sotto l'effetto di carichi dinamici, come traffico, vento, eventi sismici, onde, etc..
- Studio dei fattori di amplificazione dinamica.
- Ricostruzione degli andamenti delle curvature e della deformata dinamica.
- Determinazione dei modi e delle frequenze di vibrazione.
- Identificazione delle sollecitazioni attraverso

	<b>Sistema SOFO V Statico</b>	<b>Sistema SOFO Dinamico</b>
Campi di applicazione	Monitoraggio statico in quasi real-time nel breve e lungo periodo	Misure dinamiche in real-time nel breve periodo
Tipo di misura	Relativa auto referenziata	Relativa incrementale
Compatibilità dei sensori	Compatibile con tutti i sensori SOFO	Compatibile con tutti i sensori SOFO
Range di misurazione	Max 50 mm, funzione della lunghezza del sensore	± 5 mm
Risoluzione	2 µm	0.01 µm
Linearità	< 0,2 % della misura	< 0,2 % della misura
Deriva delle misure	Al di sotto della risoluzione di misura	< 0,003 µm/s, dopo un ora di accensione < 0,5 µm/giorno, usando la compensazione della deriva
Frequenze di acquisizione	Tempo di acquisizione di circa 7 secondi	Da 0 (acquisizione continua) a 1 kHz (10 kHz con configurazione speciale)
Uscite	Database SDB	8 analogiche (20 bits) Digitale: USB 2.0 (32 bits)
Numero di canali	Teoricamente illimitato	8 per unità
Acquisizioni	Sequenziale	Simultanea
Registrazione dati	Data logger integrato	Attraverso dispositivi esterni o tramite PC di controllo

TABELLA 1 – CONFRONTO FRA I SISTEMI SOFO STATICO E DINAMICO

l'analisi modale.

- Rilevazione di potenziali danni strutturali grazie all'analisi delle variazioni nei parametri modali: rigidità e fattori di smorzamento.
- Valutazione del peso dinamico di veicoli grazie ai parametri di risposta della struttura.
- Costruzione di modelli matematici rappresentativi del comportamento strutturale reale.
- Analisi a fatica di elementi strutturali: stima della vita residua con sollecitazioni imposte.

Attualmente, dato che la messa a punto del sistema è molto recente, non sono state ancora realizzate misure dinamiche complete su strutture reali. Alcune applicazioni sono tuttavia prossime.

#### RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] A. E. Aktan, F. N. Catbas, K. A. Grimmelsman e C. S. Tsikos, 2000, Issues in Infrastructure Health Monitoring for Management, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, n. 7, pp. 191-203
- [2] P. Schwesinger e F. Wittmann (eds.), 2000, *Present and Future of Health Monitoring*, Aedificatio Publishers, Freiburg
- [3] S.W. Doebling, C. R. Farrar, M. B. Prime e D. W. Shevitz, 1996, Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review, *Los Alamos National Laboratory Rep. No. LA-13070-MS*, Los Alamos ([http://www.lanl.gov/projects/nscsd/pubs/lit\\_review.pdf](http://www.lanl.gov/projects/nscsd/pubs/lit_review.pdf))
- [4] IASC-ASCE Task Group, 2003, (<http://wusceel.cive.wustl.edu/asce.shm/>)
- [5] K. Yokoyama e A. K. M. Rafiquzzaman, 2003, Bridge damage detection from operating vehicle load, *Structural Health monitoring and Intelligent Infrastructure*, Wu & Abe Eds., Balkema Publishers, Tokyo, pp. 415-422
- [6] X. Hu e H. W. Shenton III, Damage identification in a two span continuous beam, *Structural Health monitoring and Intelligent Infrastructure*, Wu & Abe Eds., Balkema Publishers, Tokyo, pp. 431-436
- [7] Glisic B., D. Inaudi, A. Del Grosso, F. Lanata e G. Brunetti, 2002, Monitoraggio a breve e a lungo termine delle strutture in calcestruzzo tramite sensori a fibre ottiche, *Atti del 22° Convegno Nazionale AICAP*, Patron Editore, Bologna, pp. 531-540
- [8] M. Enckell-El Jemli, R. Karoumi, F. Lanaro, "Monitoring for the new Arsta railway bridge using fiber optic and traditional sensor technology", *SPIE Symposium on Smart Structures and Materials*, 2-6 March 2003, San Diego, USA, Vol. 5057, 2003



# UNA METODOLOGIA DI RICERCA COMBINATA AD INDAGINI STRUTTURALI SULLA TORRE "A" DEL NUOVO PALAZZO DI GIUSTIZIA DI NAPOLI DANNEGGIATA DA INCENDIO

Francesco Lapenna<sup>1</sup>, Silvana Di Ieso<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Direttore Tecnico Tecno In, Roma.

<sup>2</sup> Ingegnere Tecno In, Napoli.

## SOMMARIO

Il lavoro illustra l'applicazione di una metodologia di ricerca sperimentale combinata a tecniche di indagine strutturale su un manufatto in cemento armato ed acciaio danneggiato da un evento di incendio. Il procedimento ha portato al rilevamento della resistenza e della capacità prestazionale residua dei materiali e delle strutture in opera e quindi alla individuazione di criteri utili per un progetto di ripristino strutturale mirato.

## SUMMARY

This study describes the application of an experimental research's procedure combined with structural testing technologies in order to investigate a reinforced concrete and steel building whose structures have been damaged by the exposure to real fires. This procedure has allowed determining the residual strength and performance capability of the damaged materials and structures, including the identification of criteria to be used for designing an appropriate structural restoration.

## INTRODUZIONE

Il tema che si vuole approfondire nel presente lavoro riguarda l'applicazione combinata di tecniche di diagnostica strutturale e di metodologie di ricerca sperimentale numerica, sviluppate dalla Tecno In nel corso dello studio finalizzato alla verifica dello stato di conservazione delle strutture costituenti la Torre "A" del Nuovo Palazzo di Giustizia di Napoli. Il manufatto era stato colpito nel 1990 da un evento di incendio che ne aveva determinato il degrado di strutture e materiali ed anche il crollo di alcune parti dello stesso.

**Lo scopo delle indagini era quindi quello di definire la resistenza residua della struttura non collassata, di verificare il comportamento meccanico dei materiali costruttivi dopo l'incendio, di rilevare eventuali difetti di esecuzione e, infine, di valutare la stabilità fondale del complesso strutturale.**

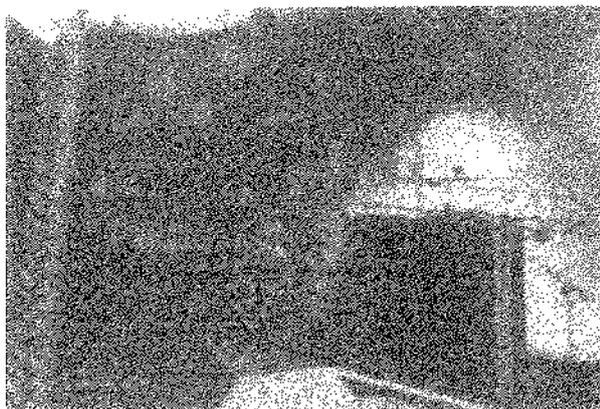
Lo studio è stato condotto attraverso la realizzazione di una vastissima campagna di indagini sviluppate mediante prove, distruttive e non, svolte sia in sito sia in laboratorio.

L'applicazione delle tecniche di ricerca sperimentale nella gestione e nella elaborazione della cospicua mole di dati emersi nel corso della corposa fase diagnostica, ha consentito di definire le caratteristiche meccaniche dei materiali in opera e valutare entità ed estensione dei degni di strutture e materiali permettendo così da indirizzare le scelte progettuali verso ripristini mirati alle differenti condizioni delle varie parti strutturali.

La presente memoria si sofferma in modo specifico sulle indagini effettuate sui calcestruzzi, sulle modalità di gestione dell'elevato numero dei dati scaturito da 150 carotaggi e 750 indagini combinate sclerometro-ultrasuoni (SONREB) e sullo sviluppo di un algoritmo, che ha permesso di elaborare tali dati ed arrivare a caratterizzare le parti di struttura ancora idonee al futuro utilizzo, quelle destinate alla demolizione e quelle da sottoporre a rinforzo mediante applicazione di lamine in acciaio ed in materiali compositi costituiti da fibre continue di carbonio immerse in matrice resinosa CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastic).

## L'EDIFICIO

La Tecno In e' stata incaricata nell'anno 1998 di eseguire una campagna di indagini e monitoraggi sulla struttura costituente la Torre "A" del Nuovo Palazzo di Giustizia di Napoli, colpita nel luglio 1990 da un evento di incendio, che ne aveva causato il danneggiamento ed il crollo di alcuni elementi. Lo scopo delle indagini era quello di definire la resistenza residua della struttura non collassata, di verificare il comportamento meccanico dei materiali costruttivi dopo l'incendio, di rilevare eventuali difetti di esecuzione e, infine, di valutare la stabilità fondale del complesso strutturale. Lo studio è stato condotto attraverso una vasta campagna di indagini eseguite mediante prove, distruttive e non, svolte sia in sito sia in laboratorio.

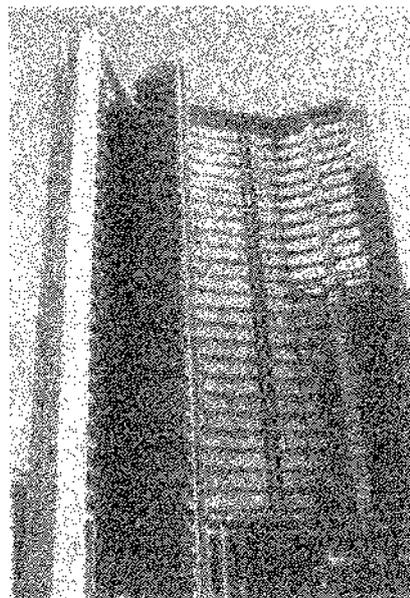


*La struttura durante l'incendio*

Il complesso strutturale della Torre "A" si sviluppa per 31 piani e presenta una pianta articolata in un corpo di forma rettangolare (detto lamellare) all'interno del quale sorge, in posizione centrale, una zona (antinucleo) e due corpi curvilinei (ali) simmetrici rispetto all'asse longitudinale e raccordati all'antinucleo mediante un terzo corpo (nucleo). La pianta si ripete pressoché costante fino al piano a quota +96.00 m, per poi ridurre la propria estensione fino a quota +109.20 m.

La struttura portante è composta da una serie di corpi irrigidenti, costituiti da pareti in calcestruzzo armato, che fino a quota +30.00 m (+33.30 m per il lamellare) sono collegati attraverso una struttura intelaiata composta da travi e pilastri in c.a..

Oltre tali quote la struttura intelaiata è formata da travi e pilastri in acciaio. La struttura di fondazione è realizzata mediante pali di grande diametro collegati da una piastra in c.a.. In seguito all'incendio del 1990 la distribuzione originaria della struttura ha subito alcune modifiche: l'ala est è parzialmente crollata, mentre la parte conservata e l'altra ala, fortemente danneggiata, sono state demolite e, successivamente, si è proceduto alla realizzazione di una serie di opere provvisorie, aventi il duplice scopo di demolire in sicurezza le zone irrecuperabili e di fornire a tutte le membrature strutturali residue i necessari coefficienti di sicurezza per effetto delle azioni sollecitanti



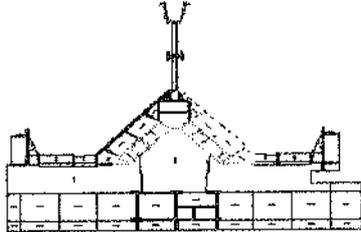
*La Torre A come appariva a seguito del danneggiamento da incendio*

previste dalla normativa. Allo stato attuale, quindi, l'edificio manca di entrambe le ali con struttura in acciaio, di tutte le pareti divisorie interne e, nella parte est, della struttura in c.a. fino a quota +30.00 m, ad esclusione di alcune pareti del primo ordine.

Nell'ala ovest, invece, è stato conservato un solo campo di solaio in acciaio, localizzato a ridosso del nucleo e rinforzato al fine di irrigidire il nucleo stesso.

## LE INDAGINI SUL CALCESTRUZZO

Data la notevole estensione della struttura e la vastità della campagna di indagini da eseguire, si è proceduto preliminarmente all'individuazione planimetrica delle zone più significative, codificate mediante una lettera di identificazione ed un colore, zona A-colore arancione, zona B-colore giallo, etc., come rappresentato in figura.



Individuazione in pianta delle zone indagate

In ognuna di queste parti sono state stabilite le posizioni di indagine adeguatamente spaziate, la tipologia ed il numero di prove da effettuare. Ogni zona è stata soggetta a prelievi di carote e ad una serie di prove in sito non distruttive.

In funzione della variabilità di risposta che può fornire il conglomerato cementizio sia per sua natura sia a causa delle modificazioni indotte dal surriscaldamento e dalla esposizione ai fumi, è risultato indispensabile condurre una calibratura che mettesse in relazione grandezze meccaniche valutabili a partire dalle prove distruttive e non sulla carota con letture delle misure indirette non distruttive eseguite in sito. Quindi, raffrontando i valori dei parametri ricavati dalle indagini in sito con gli analoghi riferiti alle carote, sono stati estesi i risultati puntuali a zone più vaste della struttura.

### • *Prelievo ed prove su campioni cilindrici di calcestruzzo*

1) Il prelievo dei campioni cilindrici (carote) di calcestruzzo, 150 in totale, da sottoporre ad indagini di laboratorio per la determinazione diretta delle caratteristiche di resistenza è stato condotto conformemente alle norme UNI 6131/80.

2) Per la stima della qualità del calcestruzzo oggetto di indagine si è utilizzata la prova combinata sclerometro-ultrasuoni (SONREB), che misura parametri correlabili alla resistenza del cls. L'indagine SONREB, eseguita secondo le raccomandazioni RILEM 43 CND, si avvale della combinazione dei dati ottenuti dal rilievo ultrasonico per trasparenza, basato sulla misura della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici, e di quelli del metodo sclerometrico, riferito alla misura della durezza superficiale tramite l'indice di rimbalzo dello sclerometro. I parametri rilevati con queste indagini possono essere messi in correlazione alla resistenza a compressione del cls secondo la seguente legge di variazione ottenuta sperimentalmente:

$$R_C = A \times I^B \times V^C$$

dove:

$R_C$  = resistenza a compressione del cls ( $\text{kg/cm}^2$ );

$I$  = indice medio di rimbalzo;

$V$  = velocità media degli ultrasuoni;

$A, B, C$  = costanti ricavate sperimentalmente.

L'espressione dell'equazione, valida per  $IR > 20$ , è quindi la seguente:

$$R_C = 7,695 \times 10^{-10} \times I 11,4 \times V^{2,6}$$

Il metodo Sonreb ha consentito, quindi, di stimare in modo non distruttivo su tutti i campioni prelevati in sito la resistenza media cubica del calcestruzzo ( $R_{C,SONREB}$ ).

3) Successivamente le stesse carote sono state sottoposte a prove di resistenza a compressione, eseguite secondo le prescrizioni della norma UNI 6132/72.

I valori della resistenza letti alla pressa e riferiti, quindi, alla carota si trasformano nei corrispondenti valori cilindrici attraverso la seguente formula:

$$R_{cil} = \frac{R_{car}}{(1,5 - \frac{d}{h})}$$

nella quale  $R_{cil}$  è il valore della resistenza a compressione della carota letto alla pressa in  $\text{kg/cm}^2$ ,  $d$  e  $h$  sono rispettivamente il diametro e l'altezza della carota (per  $d/h=0,5$  la resistenza cilindrica e a compressione della carota coincidono). Dal valore della resistenza cilindrica si ricava il corrispondente valore riferito al provino cubico, tenendo conto che il rapporto tra la resistenza cubica e quella cilindrica è pari a 0,83.

**Il confronto tra le resistenze cubiche ottenute dalle due tipologie di prove eseguite sulle carote ha evidenziato che per ciascuna delle zone esaminate i valori delle resistenze SONREB sono concordi con quelli delle resistenze a schiacciamento.**

### • *Indagini in sito*

In ciascuna delle zone preliminarmente individuate ed identificate, sono state eseguite indagini qualitative sul calcestruzzo consistenti nella misura dei valori medi della durezza superficiale (secondo le prescrizioni della norma UNI 9189/88) e della velocità superficiale di propagazione delle onde ultrasoniche (secondo le prescrizioni della norma UNI 9524/89) ottenendo un totale di 750 valori per ciascuno dei parametri misurati. Di questi, in ciascuna zona indagata si è poi calcolato il valore medio sul totale delle prove in sito ivi realizzate ottenendo così un totale di 150 valori per ciascuno dei parametri misurati



## PROVE A SUPPORTO DELLE SCELTE PROGETTUALI

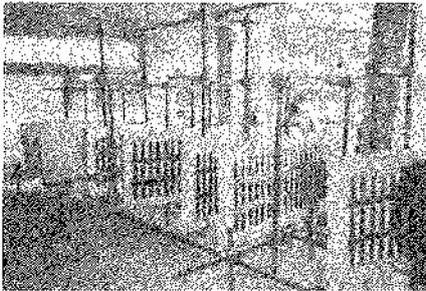
Le informazioni risultanti dalla preliminare fase di sperimentazione diagnostica sono state di supporto e di indirizzo ai Progettisti nella scelta dei criteri più opportuni per il ripristino strutturale della Torre A.

La progettazione è stata indirizzata verso interventi di fasciatura di travi e pilastri mediante piatti d'acciaio tipo Fe 520, mentre per le pareti si è ipotizzato un placcaggio con materiali compositi costituiti da fibre continue di carbonio immerse in una matrice resinosa (CFRP-Carbon Fiber Reinforced Plastic).

A supporto delle ipotesi progettuali di intervento sulle pareti in calcestruzzo i Progettisti hanno richiesto uno studio finalizzato ad interpretare in maniera sufficientemente realistica quello che è il comportamento dell'insieme parete-adesivo-composito alle sollecitazioni derivanti dai carichi di esercizio della struttura fino ad arrivare alla rottura, ed assicurare così l'ottimale utilizzazione del composito per meglio sfruttarne le notevoli potenzialità applicative.

### Preparazione e strumentazione delle lastre

Sono state quindi confezionate n. 10 lastre rettangolari di dimensioni 220x100 cm e spessore pari a 10 cm. Queste differiscono tra loro per la diversa tipologia e disposizione delle barre di armatura e per la presenza o meno del rinforzo esterno in composito.



*Alcune lastre sottoposte a prova*

Il calcestruzzo utilizzato è di classe  $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$  e durante il getto sono stati preparati n. 20 provini cubici per determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo mediante prova a schiacciamento successivamente eseguita in laboratorio Tecno In

Tutte le lastre sono state lasciate maturare per 28 giorni prima dell'esecuzione delle prove a rottura.

Per la misura delle deformazioni locali nel calcestruzzo ogni struttura è stata strumentata con estensimetri ohmici (strain-gages) disposti simmetricamente sulle due facce principali, come indicato in figura.

Le triplette di canali sono state posizionate in modo da trovarsi in corrispondenza delle ipotetiche direzioni di trazione e compressione previste nel modello a rottura di Ritter-Morsch.



*Particolare di tripletta estensimetrica posizionata su una lastra non rinforzata*

### Il programma sperimentale

La campagna di indagini sperimentali è stata quindi condotta su pannelli che differiscono tra loro per tipologia e disposizione delle barre di armatura e per la presenza o meno del rinforzo in fibre di carbonio. Questo studio ha permesso di ottenere un utile confronto tra le risposte delle differenti strutture relativamente anche alle diverse condizioni di carico realizzate.

Il problema è stato preliminarmente analizzato dal punto di vista teorico dai Progettisti con un'analisi strutturale effettuata mediante elaboratore elettronico con programmi di calcolo MODEST 5.6 (pre-post processore grafico interattivo) ed ANSYS 5.0 A (solutore). Il procedimento è consistito in una modellazione della lastra mediante campi di dimensioni finite (elementi finiti) in ciascuno dei quali il comportamento del sistema è rappresentato da una descrizione separata del campo delle deformazioni (e quindi degli sforzi) mediante opportune funzioni (funzioni forma) definite da un numero limitato di parametri liberi (spostamenti nodali).

La struttura è stata quindi schematizzata con un modello costituito da un insieme di elementi continui bidimensionali di dimensioni 5x5 cm, considerati interconnessi solo con un numero finito di nodi puntiformi. Gli spostamenti dei nodi sono assunti quali incognite congruenti del problema.

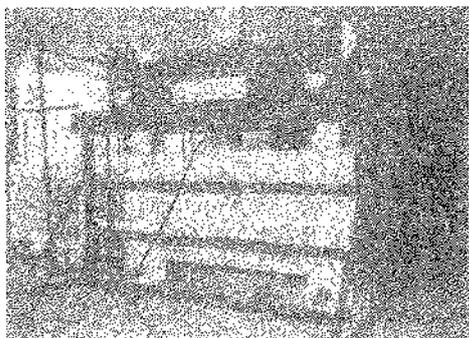
Gli effetti indotti dai carichi agenti sulla struttura in esame (peso proprio, taglio, combinati taglio+compressione) sono stati valutati mediante un'analisi statica nell'ipotesi di elasticità lineare.

Come condizione di vincolo esterno per la lastra è stata schematizzata con appoggi al lato inferiore, che consentono rotazioni e traslazioni in orizzontale, e come libera sugli altri tre lati.

La soluzione del sistema di equazioni lineari dell'analisi statica è stata effettuata dal programma ANSYS 5.0 A.

Il dispositivo utilizzato per eseguire le prove di carico è stato appositamente progettato e costruito dalla Tecno In in modo da realizzare, su ciascuna lastra sottoposta a prova, la condizione vincolare di semplice appoggio alla base inferiore.

Il dispositivo, progettato per raggiungere un carico massimo di taglio di 150 tonnellate, è costituito da un massiccio telaio in acciaio in cui viene di volta in volta inserita e fissata la lastra da provare. Lo stesso è inoltre dotato di n. 4 pistoni in orizzontale autocontrastanti per l'applicazione del carico di compressione trasversale e di un pistone verticale per l'applicazione del carico di taglio che si contrasta mediante tiranti ad un castello di putrelle sovrastanti



*Dispositivo per l'applicazione del carico sulle lastre*

Le lastre sottoposte a sollecitazione di **taglio puro** sono state caricate in maniera incrementale con gradini di carico di 10 o 20 tonnellate fino a rottura. Le lastre sottoposte a sollecitazione combinata **taglio-compressione** sono state preliminarmente caricate trasversalmente con il massimo carico di compressione pari a  $70 \text{ kg/cm}^2$  e successivamente sottoposte ad incrementi di taglio di 10 o 20 tonnellate fino a rottura.

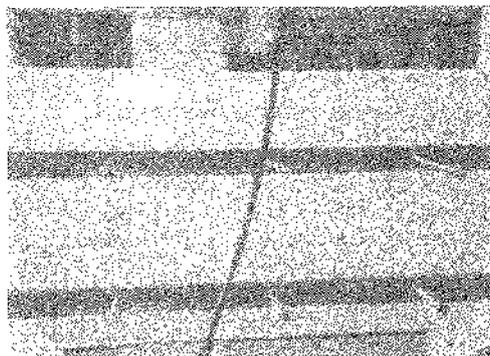
Dopo ogni gradino di carico le deformazioni nel calcestruzzo e nelle fibre sono state rilevate mediante sistema di acquisizione manuale costituito da centralina digitale collegata a ciascun estensimetro posto sulla struttura. Ciascuna misura è stata eseguita una prima volta all'atto dello stabilizzarsi del carico ed una seconda volta dopo aver mantenuto la struttura a carico costante per un certo tempo.

### Considerazioni conclusive

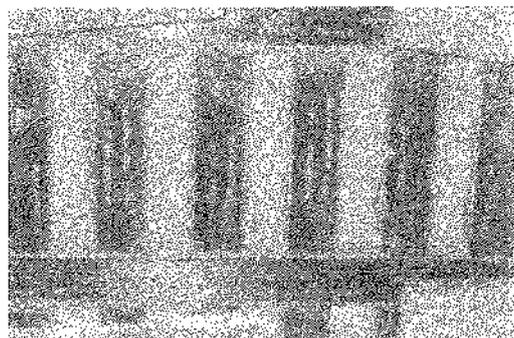
Nel corso della sperimentazione si è registrato il comportamento delle varie tipologie di lastre, nelle diverse condizioni di carico, sia in fase di esercizio che a rottura.

È stato osservato che, per la totalità delle lastre provate, nel corso dei primi incrementi del carico di taglio la vicenda fessurativa è caratterizzata da lesioni più o meno accentuate che, originandosi in posizione baricentrica, si estendono con andamento tipicamente diagonale (inclinate di  $45^\circ$  rispetto alla verticale). Talvolta queste sono accompagnate da piccole lesioni ad andamento verticale al lembo inferiore del pannello.

Al crescere del carico di taglio il comportamento si differenzia sostanzialmente a seconda della diversa tipologia delle strutture.



*Quadro fessurativo su struttura non rinforzata*



*Microlesioni su struttura fibrorinforzata*

Nella totalità dei casi sottoposti a sperimentazione si è innescato nelle strutture il comportamento secondo la teoria di Ritter-Morsch che, nelle varie tipologie di lastre provate, si è differenziato nell'entità del quadro fessurativo prodotto.

Questo, nelle strutture fibrorinforzate è rimasto di entità lievissima a livello di microfessurazioni rade (ancora di più nella sollecitazione combinata di compressione e taglio), mentre si è sviluppato in maniera nettamente più marcata e con notevole diffusione (talvolta fino a definire le direzioni dei piani di crisi) nelle strutture semplicemente armate o prive di armatura.

I risultati della sperimentazione hanno quindi evidenziato l'adeguatezza della tecnica di placcaggio con fibre in composito quale ottimo sostituto dell'acciaio e ideale strumento per incrementare sensibilmente la resistenza delle membrature senza modificarne sostanzialmente la massa e la duttilità.

## **Bibliografia**

- ⇒ [1] "Indagini sperimentali nell'uso di materiali compositi costituiti da fibre continue di carbonio immerse in matrice resinosa CFRP ( Carbon Fiber Reinforced Plastic)" – Gaetano Cicatiello, Sergio Cicatiello, Silvana Di Ieso, Silvio Russo, Antimo Zannini.
- ⇒ [2] "Teoria e tecnica delle costruzioni" - E. Giangreco.
- ⇒ [3] "Fondamenti di scienza delle costruzioni"- V. Franciosi.



# TECNICHE E TECNOLOGIE PER LA PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO DI STRUTTURE COMPLESSE

**Simone Loreti<sup>1</sup>, Kostantinos Gkoumas<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Ingegnere Civile, collaboratore alle attività di ricerca Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma "La Sapienza". simole.loreti@francobontempi.org.

<sup>2</sup> Ingegnere Civile. konstantinos.gkoumas@francobontempi.org.

## SOMMARIO

Il progetto e la realizzazione negli ultimi anni di strutture sempre più tecnologiche e complesse, ha visto la necessità di sviluppare parallelamente al progetto della struttura, quello del sistema di monitoraggio utilizzando le più moderne tecniche e tecnologie disponibili, provenienti dai più svariati campi dell'ingegneria quali quello meccanico, elettronico e aeronautico. Scopo di questo lavoro è dimostrare, attraverso un approccio efficiente basato sulle caratteristiche prestazionali attese di una struttura, come il sistema di monitoraggio non deve più essere inteso come strumento semplice per garantire il mantenimento delle strutture, ma direttamente collegato con l'idea di gestione preventiva del comportamento strutturale complessivo.

## SUMMARY

In recent years, the design and the construction of structures more and more technological and extreme, has taken to the necessity of developing the design of the health monitoring system in parallel of the structural one using the most advanced techniques available, that derive come from different branches of engineering like mechanical, electronic and aeronautic. Aim of this work is to demonstrate, by means of an efficient approach based on the performance characteristics attended by a structure, how the health monitoring system should no more be intended like a simple instrument to guarantee the maintenance of the structures, but directly connected with the idea of preventive management of the overall structural behaviour.

## 1. INTRODUZIONE

La necessità di prevedere un sistema di monitoraggio, si sta rivelando essere in questi ultimi anni fondamentale per valutare l'affidabilità di strutture sempre più complesse ed estreme. Si è molto spesso notato infatti che, il comportamento misurato sulle strutture costruite, è diverso da quello valutato durante le fasi progettuali e di modellazione della struttura stessa. Sino ad oggi si è assistito invece, ad una netta distinzione tra monitoraggio e progetto strutturale, il tutto a discapito sia dei costi di gestione che dell'efficienza funzionale della struttura.

Ciò ha fatto sì che oggi, i sistemi di monitoraggio non vengono più visti come strumenti per valutare se la struttura in esame "funziona", ma come apparecchi per misurare i livelli prestazionali di questa. In questa ottica, il monitoraggio diventa uno strumento fondamentale per raccogliere ed analizzare dati e quindi controllare anche secondo un'ottica gestionale il progetto.

## 2. SCELTA DELLA TECNICA DI MONITORAGGIO

Un sistema di monitoraggio efficace, dovrebbe essere in grado di monitorare sia le azioni che interessano la struttura (azioni ambientali e antropiche), sia la stessa risposta strutturale.

Le azioni ambientali più significative, sono la temperatura, il vento, il sisma, l'umidità, le precipitazioni atmosferiche e la neve. Nella progettazione di un sistema di monitoraggio è opportuno distinguere le azioni ambientali "lente", come per esempio la temperatura o l'umidità, da quelle che variano velocemente, come il vento o il sisma.

Le azioni antropiche, sono composte dai carichi agenti sulla struttura quali i vari carichi accidentali, e nel caso di ponti, le azioni stradali o ferroviari. Infatti, la conoscenza dello spettro di carico, passato e presente, insieme ai carichi previsti per il futuro, è essenziale per l'analisi di fatica e della sicurezza funzionale dei ponti.

Il monitoraggio della risposta strutturale può essere eseguito sia dal punto di vista del materiale che da quello

strutturale. Nel primo caso, il monitoraggio è finalizzato al controllo delle proprietà locali del materiale utilizzato (ad esempio calcestruzzo, acciaio, legno, materiali compositi) e si osserva il loro comportamento sotto azioni di carico, variazioni di temperatura, invecchiamento ecc. Nel secondo tipo di approccio, la struttura è osservata con tecniche globali, da un punto di vista geometrico. Le tecniche globali per il monitoraggio strutturale utilizzano le caratteristiche dinamiche della struttura per identificare il danno, individuare la sua posizione approssimata e la sua intensità. Queste tecniche, a differenza di quelle locali, non richiedono né l'accesso diretto agli elementi strutturali, né la conoscenza del loro stato antecedente.

## 2.1 Monitoraggio locale

Per lo svolgimento di prove di monitoraggio locale, sono necessari strumenti in grado di rilevare lo stato locale dei materiali componenti della struttura, sia dal punto di vista fisico, che chimico e tensionale.

Per il monitoraggio delle lesioni, quello delle tensioni o della corrosione, è necessario impiegare sensori molto sensibili. Per localizzare la rottura di elementi metallici, si possono utilizzare metodi acustici, ultrasonici, di risonanza magnetica. La maggior parte di questi metodi richiede un monitoraggio continuo ed un elevato livello di affidabilità per il sistema.

Per il monitoraggio dello stato tensionale, si possono impiegare gli estensimetri. Oltre a quelli classici, sono attualmente disponibili sensori a fibre ottiche, che presentano numerosi vantaggi nel loro impiego rispetto a quelli tradizionali anche ma costi superiori.

Tutti gli estensimetri comunque, devono essere posti in posizioni critiche identificate a priori. La rilevazione degli sforzi, può fornire valori di riferimento per algoritmi modalali e può servire come valore d'ingresso per altri tipi di analisi.

## 2.2 Monitoraggio globale

Questa metodologia di monitoraggio, prevede l'utilizzo di strumenti in grado di rilevare l'accelerazione, la velocità o lo spostamento degli elementi strutturali, in modo continuo e con un'elevata frequenza di campionamento. Le tecniche topografiche utilizzate nel passato, soprattutto per il collaudo delle strutture (la livellazione geometrica, trigonometrica ed idrostatica, la triangolazione ecc.), malgrado forniscano risultati di altissima precisione, non si sono dimostrate adatte, soprattutto per il loro basso livello di campionamento ad una efficace applicazione. Il principio di base per le procedure del monitoraggio globale che percepiscono il danno strutturale tramite l'utilizzo di vibrazioni, è che il danno provoca cambiamenti nella distribuzione delle masse, nelle rigidità o nelle proprietà energetiche del sistema. L'incertezza più grande è data dal fatto che il danno è di solito un fenomeno locale, che potrebbe non influenzare la risposta globale della struttura, almeno nel campo di frequenze basse che vengono generalmente misurate (Farrar C. et al. 2000).

## 3. TECNOLOGIE PER IL MONITORAGGIO

Gli strumenti maggiormente utilizzati per il monitoraggio dei materiali sono gli estensimetri, mentre per quello globale sono gli accelerometri. Oltre agli estensimetri classici, sono disponibili anche sensori a fibre ottiche, mentre la continua minimizzazione degli strumenti, ha portato a la realizzazione

di accelerometri del tipo MEMS. Ultimamente, nel panorama delle metodologie disponibili, è stata inserita anche la tecnica GPS, soprattutto dopo la risoluzione dei problemi relativi alla sua precisione. La trasmissione dei dati senza fili (wireless) costituisce una parte integrata per il sistema di monitoraggio, soprattutto nei casi di strutture complesse, per le quali può essere necessaria la trasmissione di dati in tempo reale.

### 3.1 Accelerometri

Gli accelerometri sono dei dispositivi capaci di misurare la vibrazione assoluta in termini di accelerazione. Essi sono disponibili in commercio in una grande varietà di gamma e di tipologie, per soddisfare diversi requisiti applicativi. Devono essere piccoli, leggeri e allo stesso tempo "robusti", per poter operare sotto condizioni gravose. Questi possono essere configurati sia come sensori attivi che come sensori passivi.

Un accelerometro attivo (per esempio un piezoaccelerometro) fornisce un segnale di uscita senza bisogno di energia esterna, mentre un accelerometro passivo, nel quale cambiano le proprietà elettriche (per esempio la capacità), richiede energia fornita dall'esterno. Nelle applicazioni, la scelta del tipo di accelerometro, attivo o passivo, è molto importante (i sensori attivi non sono adatti per i rilevamenti statici).

Il monitoraggio geometrico con l'uso di accelerometri, è ormai una pratica comune nel campo della ingegneria strutturale. Infatti, anche se gli estensimetri classici rimangono sempre i sensori di riferimento per il loro basso costo, per la facilità e alta affidabilità nel loro impiego; essi presentano però alcuni svantaggi importanti, che li rendono incompatibili per alcune applicazioni.

Dal momento che, soprattutto le strutture in calcestruzzo, presentano lesioni di un certo rilievo, gli estensimetri devono essere posti accuratamente per poter cogliere gli effetti dello sviluppo di queste, a meno che non vengono utilizzati estensimetri con base di misurazione lunga. Gli accelerometri invece, registrano il comportamento globale della struttura, a prescindere dell'esistente grado di fessurazione. Inoltre, sono strumenti di riferimento per effettuare prove di carico su ponti.

Infatti, i dati da questi forniti, sono utili per misurare gli effetti statici e dinamici dei veicoli sui ponti. Ciò può condurre ad una stima migliore dei fattori che influenzano tale interazione. Negli ultimi anni è stato possibile realizzare sensori e trasduttori, tra i quali anche accelerometri, nella forma di MEMS (micro electro mechanical system). I MEMS sono elementi meccanici, elettronici, sensori e attuatori, integrati su un comune substrato, attraverso la tecnologia di micro-fabbricazione. Il vantaggio principale degli MEMS, è la possibilità di fabbricarli in massa, ottenendo una economia di scala. Gli accelerometri MEMS possono essere divisi in due categorie: capacitivi e piezoresistivi. Sebbene entrambi i tipi di accelerometri utilizzino masse sismiche interne che vengono eccitate dall'accelerazione, la differenza sta nel meccanismo utilizzato per correlare il movimento della massa con l'accelerazione. Gli accelerometri capacitivi, misurano direttamente l'accelerazione, con l'ausilio di lamine capacitive fissate nel perimetro fra la massa sismica ed il substrato. Gli accelerometri piezoresistivi, funzionano con gli sforzi indotti all'interno di un elemento a flessione, che si frappono fra la massa sismica ed il coperchio. La piezoresistività è una proprietà di cristalli simmetrici, per esempio di semiconduttori come il silicio ed il germanio, e consiste in una variazione di resistività elettrica in conseguenza alla applicazione di una

forza esterna.

Negli ultimi anni, gli accelerometri MEMS capacitivi, hanno avuto maggiore successo commerciale rispetto a quelli piezoresistivi. Questo perché, i costi di produzione delle architetture capacitivi, sono diminuiti in maniera notevole. Inoltre, alcuni problemi associati con gli effetti della temperatura sulle proprietà dei materiali piezoresistivi, hanno reso necessari involucri speciali e l'utilizzo di circuiti di compensazione, aumentando ulteriormente il costo degli accelerometri piezoresistivi.

Nonostante ciò, nuove ricerche aspirano a dimostrare la possibilità di costruire accelerometri MEMS piezoelettrici a basso costo, utilizzando tecniche di fabbricazione innovative, come la tecnica DRIE (deep reactive ion etching), usata per la realizzazione di un accelerometro planare (Partridge et. al. 2000). In questo accelerometro, una massa sismica nella forma di fetta di torta (Fig. 1a), è attaccata sull'involucro del sensore per mezzo di un'asta sottile; in questo modo l'elemento flessionale concentra gli sforzi nella vicinanza dell'elemento piezoresistivo. Le dimensioni fisiche dell'accelerometro, indicate in figura 1b, possono variare a seconda dell'applicazione e delle prestazioni richieste. Per esempio, allo scopo di massimizzare la sensibilità del sensore, è opportuno minimizzare la larghezza flessionale  $w$  rispetto alla lunghezza radiale  $r$  della massa sismica. Nella figura 1c, è mostrata un'immagine dell'accelerometro proveniente da un microscopio elettronico a scansione. Studi effettuati con questo tipo di accelerometro (Lynch et al., 2003), hanno mostrato che esso esibisce prestazioni superiori in confronto con gli accelerometri capacitivi disponibili nel commercio, in particolare, nella misura di risposta con significativo contenuto di alte frequenze.

### 3.1 Il sistema GPS

Il sistema GPS, rappresenta l'ultima evoluzione nel campo di monitoraggio geometrico delle strutture. Il progresso avvenuto nella tecnologia GPS nell'ultimo decennio, fa di questo ultimo un metodo valido, soprattutto come sistema da utilizzare in modalità integrata con altri sensori maggiormente collaudati.

Il GPS può essere impiegato in una vasta gamma di applicazioni di monitoraggio delle deformazioni. Il costo dell'hardware GPS, in continuo calo di prezzi, congiuntamente all'incremento della sua affidabilità, facilita l'utilizzo della tecnologia GPS in applicazioni come il monitoraggio di vulcani attivi, di faglie tettoniche, di frane, di dighe ed ultimamente, di edifici alti e ponti. Le deformazioni ottenibili

con il GPS, possono essere continue, automatiche, condotte in ogni condizioni meteorologiche, e forniscono dati di posizionamento tri-dimensionale. L'elevata potenza di calcolo, significa che i complessi processi matematici, atti ad elaborare i vettori GPS, sono possibili anche in tempo reale, con risultati piuttosto soddisfacenti. Il sistema GPS (Global Positioning System) è un sistema di posizionamento basato sulla ricezione di segnali provenienti da satelliti artificiali di cui lo studio, lo sviluppo e la manutenzione sono interamente a cura del Dipartimento della Difesa degli Stati Uniti. Questo sistema è stato progettato per supportare il posizionamento di alta precisione e per fornire una accurata sincronizzazione 24 ore al giorno, in tutto il mondo e sotto ogni condizione meteorologica. Negli anni successivi alla sua nascita, ha trovato molteplici utilizzi civili, soprattutto nei campi di navigazione e rilievo. I risultati ottenuti con la metodologia GPS vengono espressi come coordinate cartesiane geocentriche (X,Y,Z) o ellissoidiche ( $\phi,\lambda,h$ ) in un sistema di riferimento mondiale unificato denominato WGS84 (World Geodetic System 1984).

Il posizionamento è ottenibile attraverso due distinte metodologie operative, diverse sia concettualmente sia per il grado di precisione conseguibile: la tecnica di Point Positioning e quella del Differential Positioning.

Nella tecnica di Point Positioning un solo ricevitore, è sufficiente a fornire le coordinate geografiche di un punto subito dopo la sua accensione e dopo l'avvenuto tracciamento delle orbite dei satelliti da parte dello strumento. Questa tecnica non è adatta per applicazioni che richiedono un'alta precisione, come il monitoraggio strutturale.

La tecnica di differential positioning è una procedura in cui le coordinate di un punto vengono determinate rispetto ad una stazione di riferimento posta in un punto noto. In questo modo viene determinato un vettore, detto vettore di base o "baseline", che collega i centri delle antenne dei ricevitori.

Utilizzando questo metodo, la risoluzione spaziale teorica può essere una piccola frazione della lunghezza d'onda del vettore del segnale GPS (~19cm).

L'utilizzo di questa tecnica è possibile in due modalità diverse: con elaborazione a posteriori (post-processing) ed in tempo reale (real time).

- La tecnica di GPS differenziale con elaborazione a posteriori (post-processing), richiede una prima raccolta di dati in campo e, successivamente, l'elaborazione dei dati grezzi con opportuno software, mettendo in relazione temporale i dati provenienti dalla stazione di riferimento (reference)

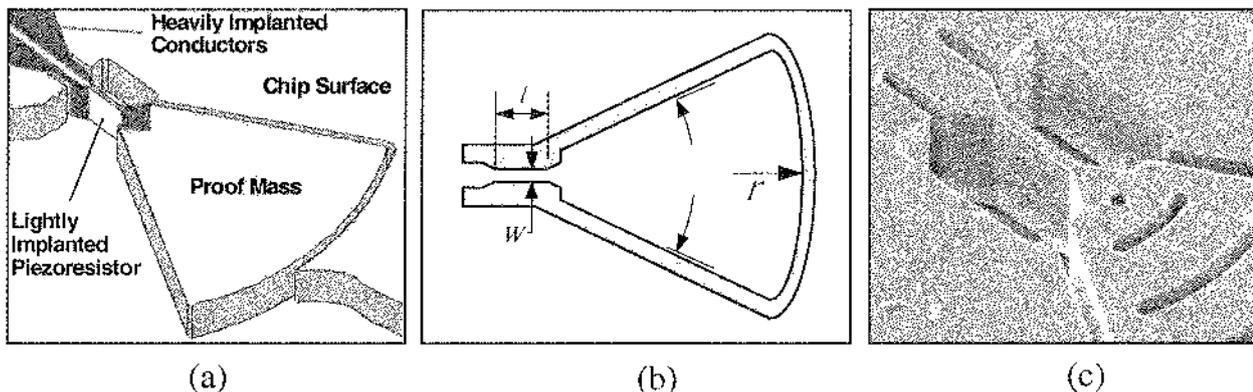


Figura 1- Accelerometro piezoresistivo MEMS (Partridge et. al. 2000).

e quella libera (rover). La precisione alla quale si può arrivare con questo metodo, per vettori base di 10-100 km ed elaborazione dopo 24h, varia fra i 2 ed i 4 mm in orizzontale ed i 6 ed gli 8 mm in verticale. Questo metodo prende il nome di DGPS (Differential - GPS).

- Nella tecnica di GPS differenziale in tempo reale (real time), a differenza del metodo precedente, le compensazioni tra le stazioni avvengono durante la misurazione, grazie ad un collegamento radio tra la stazione di riferimento e quella mobile. La precisione che si ottiene con questa tecnica è di circa 1 cm in orizzontale e di 2 cm in verticale. Questo metodo prende il nome RTDGPS (Real Time Differential - GPS).

La tecnica GPS con elaborazione a posteriori, è adeguata al monitoraggio di tutte le opere che subiscono deformazioni lente, e per le quali è richiesta una elevata precisione. Un caso particolare sono le dighe di calcestruzzo. Queste possono subire, oltre a deformazioni rapide legate a fenomeni sismici, deformazioni lente di carattere oscillatorio provocate dalle variazioni di temperatura con periodo all'incirca annuale, nonché deformazioni provocate dalle variazioni del livello dell'acqua. In figura 2, sono mostrati gli andamenti relativi alla diga di Pacoima, osservati lungo un periodo di 3 anni (Behr et al. 1999) delle principali grandezze cinematiche. Nel primo grafico è mostrato l'andamento della temperatura, mentre nel secondo, le deformazioni previste dal modello di calcolo per la sola variazione di temperatura e quelle osservate, in corrispondenza del vertice della mezzera della diga. In questo modo è possibile ottenere la deformazione residua, cioè quella con il segnale termoclastico assente (grafico 3), dalla quale è evidente la relazione con la quota dell'acqua (grafico 4).

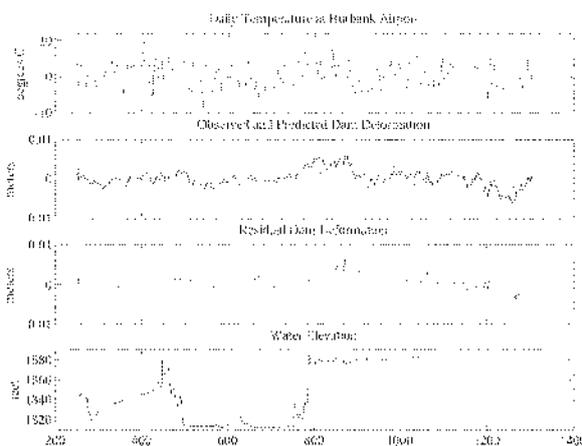


Figura 2 – Diga di Pacoima

La tecnica di GPS differenziale in tempo reale, è adatta per operazioni di monitoraggio nelle quali è richiesto il rilevamento di spostamenti in tempo reale, anche se con una precisione leggermente inferiore. Questa tecnica, è particolarmente adatta per il monitoraggio di ponti di grande luce, anche se si riscontrano spesso errori provocati dagli cavi (nel caso di ponti stralati o sospesi). Infatti, studi effettuati in un ponte strallato con cassoni in calcestruzzo precompresso (Wieser, A. et al. 2002), hanno evidenziato buoni risultati

soltanto nel monitoraggio di spostamenti localizzati in alcune zone del ponte.

I più comuni sistemi per il monitoraggio fanno affidamento a reti fisse di sensori, che trasmettono i loro dati da elaborare ad una stazione centrale. Un requisito fondamentale per un sistema di questo tipo, è che esso deve garantire un funzionamento anche in condizioni climatiche estreme. Inoltre, la sua installazione dovrebbe essere facile e la sua architettura modulare, sia per le componenti di hardware che per quelle di software. Questo per avere flessibilità e facile adattabilità ad eventuali nuove condizioni.

I sensori vengono fissati sulla struttura nelle varie posizioni di interesse. In generale, nel caso di ponti, per misurare movimenti a lungo termine come l'assestamento delle fondazioni, i cedimenti e lo scorrimento viscoso, i sensori vengono montati sopra le pile del ponte. Per misurare movimenti a breve termine, come quelli causati da sisma, vento o movimento di veicoli, i sensori vengono montati sugli impalcati, a distanza intermedia fra le pile.

Il sistema, infine, può essere integrato con sensori ausiliari, come accelerometri, clinometri, pluviometri ecc., che vengono collegati ai singoli sensori. Una volta avviato il sistema, i dati vengono raccolti dai sensori in ogni nodo ed in modo automatico e vengono poi trasmessi alla stazione centrale di elaborazione. L'elaborazione dei dati e le funzioni di analisi vengono sviluppate in modo interattivo, anche se è prevista un'eventuale futura automazione.

Con una tipica configurazione degli strumenti, la approssimazione di ogni stazione è al centimetro. Calcolando la media delle posizioni per ciascun sito nel passare del tempo, si può incrementare la precisione al millimetro. La precisione è direttamente proporzionale agli intervalli di tempo presi in considerazione.

Il problema principale da risolvere nell'utilizzo del GPS per il monitoraggio strutturale, è legato alla presenza di errori nel posizionamento. Quelli principali, non eliminabili con la tecnica differenziale, sono l'ambiguità di fase, il multipath e, se si riscontrano, i ritardi residui nella troposfera. Per la loro eliminazione o minimizzazione, sono state proposte varie tecniche, con un relativo successo. Un metodo particolare, consiste nell'integrare le misure ottenute con il GPS con misure provenienti da un accelerometro (Roberts et al. 2000).

Nella figura 3 sono confrontate le misure ottenute con il GPS con quelle dall'accelerometro, guidate dal GPS. Come si vede, esiste un ottimo accoppiamento, ed il segnale in uscita del accelerometro può essere utilizzato per identificare gli errori di posizionamento del GPS.

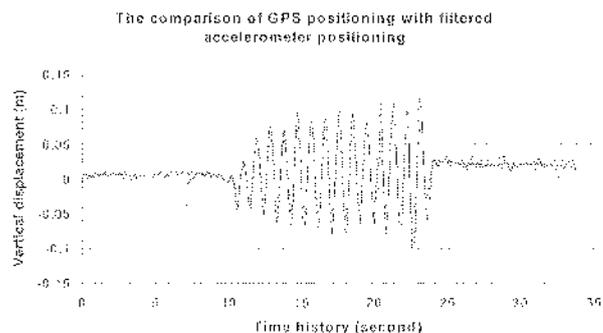


Figura 3 – Confronto GPS-accelerometro

### 3.2 Sensori a fibre ottiche

L'impiego più comune delle fibre ottiche è nella trasmissione di dati, quali quelli telefonici, programmi televisivi e codici numerici su lunghe distanze. La trasmissione dei dati avviene usando la luce al posto della elettricità. Nel contesto del monitoraggio strutturale il ruolo delle fibre ottiche è quello di percepire e valutare parametri fisici quali la sollecitazione, la temperatura, la pressione e la vibrazione nelle componenti strutturali. Inizialmente si pensava che questi sensori avrebbero presto costituito lo standard di riferimento per i sistemi di monitoraggio, successivamente è apparso chiaro come questa tecnologia possa essere valida solo nei casi in cui offra prestazioni superiori in confronto ai già collaudati sensori convenzionali. Gli eventuali vantaggi sono:

- il miglioramento della qualità delle misurazioni;
- la maggiore affidabilità,
- la possibilità di sostituire le letture manuali con misurazioni automatiche,
- l'immunità alle interferenze elettromagnetiche,
- il funzionamento anche a temperature estreme,
- la più facile installazione e manutenzione,
- una riduzione dei costi a lungo termine.

Le prime applicazioni riuscite di sensori a fibre ottiche per il monitoraggio di opere di ingegneria civile, dimostrano che questa tecnologia è ora sufficientemente matura per uso ordinario, e che questi sensori possono competere alla pari con gli strumenti convenzionali.

Nel campo del monitoraggio strutturale, sono stati proposti sensori basati su vari tipi di fibre ottiche; quelli più comuni sono rappresentati dai sensori FBG (Fiber Bragg-Grating) basati sul reticolo di Bragg (Lee B. 2003). Alcuni sono ancora soltanto nella fase di studio, mentre altri, per esempio quelli basati sull'interferometro Fabry-Perot, sul reticolo di Bragg (Fiber Bragg Grating) ed i sensori basati sull'interferometria a bassa coerenza, sono stati collaudati in varie strutture reali.

Una interessante applicazione dei sensori FBG è nella determinazione sperimentale degli sforzi durante il ritiro del calcestruzzo, nella prima fase dopo il getto: utilizzando metodi convenzionali è difficile misurare gli sforzi nelle prime 12 ore, dal momento che gli estensimetri convenzionali non possono essere attaccati prima che non sia stata raggiunta una certa durezza. I sensori a fibre ottiche possono essere inseriti all'interno del calcestruzzo fresco; in questo modo, il monitoraggio degli sforzi comincia subito dopo il getto (Slowik et al. 1998). La affidabilità dei sensori è garantita con l'utilizzo di supporti speciali, che assicurano anche l'aderenza fra il sensore ed il calcestruzzo circostante.

### 3.3 Trasmissione dei dati wireless

Il vantaggio principale nel utilizzare la tecnologia wireless per il trasferimento dei dati all'interno di una rete di monitoraggio è data dall'eliminazione dei cavi, con la conseguenza immediata della riduzione dei costi relativi all'installazione e la manutenzione. Un altro vantaggio, è l'aumento della flessibilità della rete, particolare che facilita i futuri cambiamenti.

Sono state proposte soluzioni basate su vari standard, come il Bluetooth ed il IEEE802.11b (Reda T. et al. 2002).

Il protocollo bluetooth utilizza collegamenti radio di basso campo d'azione per sostituire i cavi che collegano apparecchi elettronici, mobili o fissi. Le caratteristiche principali sono la

robustezza, il basso grado di complessità ed il basso costo e consumo di energia. Il modulo bluetooth funziona nella banda ISM (Instrumentation Scientific and Medical) a 2,4 GHz, fornendo una velocità di trasferimento dei dati di 432 Kb/s. Il range delle onde radio bluetooth arriva ai 150 metri, a seconda della potenza dell'antenna del trasmettitore. I moduli bluetooth disponibili in commercio, hanno un range di 10 metri possono essere collegati in gruppi di 8. Il basso costo e consumo costituiscono un vantaggio, ma il non elevato range può limitare l'utilizzo commerciale.

I prodotti basati sullo standard IEEE802.11b, sono diventati interessanti dal momento che il loro costo è in diminuzione, ed i loro standard sono migliorati. Questi forniscono trasferimento di dati all'interno di WLAN (Wireless Local Area Network) utilizzando frequenze radio, con velocità fino a 11Mbps nella banda radio di 2.4Ghz, con un range di 350 metri all'aperto.

L'implementazione di una rete wireless, richiede sensori di alta tecnologia, come quelli MEMS, che sono caratterizzati da un basso consumo energetico. Uno dei problemi che richiedono attenzione è la presenza di rumore nel segnale, che in alcuni casi potrebbe alterare i risultati delle misurazioni.

## 4. APPROCCIO ANALITICO

Accanto al sistema di monitoraggio come detto, deve essere previsto nella fase progettuale, o sviluppo di modelli analitici in grado di predire in maniera realistica il comportamento globale e locale della struttura che si sta progettando. In questo contesto, prima di sviluppare le fasi di modellazione, è necessario pianificare ed organizzare un modello gestionale in grado di controllare l'affidabilità dei modelli prodotti dai progettisti. Così, attraverso il controllo del "fattore umano" potenziale fonte di errore, e seguendo un atteggiamento proattivo, è possibile progettare in maniera ottima in accordo con la *teoria dell'eccellenza*. Inoltre, relativamente alla fase analitica, i risultati prodotti dalla modellazione non possono definirsi mai esatti, perché errori matematici, dovuti ai complessi algoritmi usati, oltretutto figli spesso di formulazioni matematiche approssimate, sono sempre presenti.

Per ridurre tutti questi problemi, è necessario sviluppare un approccio ridondante nella ricerca della soluzione: modelli differenti, con differenti codici di calcolo e formulazioni, devono essere utilizzati per la valutazione e la comparazione della risposta al fine di ridurre la probabilità di errore nella ricerca della soluzione.

### 4.1 Integrazione dei modelli numerici con il monitoraggio

Il monitoraggio di strutture complesse è necessario per ridurre le incertezze nel comportamento di una struttura. Tuttavia bisogna considerare che prevedere un sistema di monitoraggio, significa prevedere grandi investimenti e costi iniziali ma una riduzione a lungo termine dei costi di manutenzione, rendendo più facile individuare i difetti nelle strutture ed evitando ispezioni inutili, spesso difficili, pericolose ed inefficaci essendo di natura soggettiva e legate all'esperienza dell'operatore che le compie.

Un sistema di monitoraggio è uno strumento per cogliere e valutare il comportamento e la presenza di danneggiamenti su una struttura.

Fenomeni di danneggiamento possono presentarsi a causa

di una concentrazione di tensioni, di errori durante le fasi di costruzione, nella connessione o nell'allineamento dei vari elementi, od altri errori dovuti ad errori nella progettazione.

Attraverso questi sensori è possibile identificare la localizzazione dei problemi nelle strutture, quantificandone la severità.

Conoscendo il comportamento strutturale e valutando il danneggiamento, è necessario raffinare i modelli già utilizzati nelle fasi progettuali per valutare in maniera più corretta, la reale risposta strutturale con quella figlia della modellazione.

A questo scopo, i più potenti codici di calcolo consentono di condividere i dati numerici con quelli provenienti dalle misurazioni reali. Sensori speciali (smart) sono necessari per questo scopo, in quanto consentono al progettista del sistema di monitoraggio di trasferire a questi sensori le decisioni di livello più basso: la classificazione di una area ristretta come danneggiata, o l'attivazione di attuatori di tipo attivo o semi-attivo per controllare la struttura.

Tutto questo fa capire quanto sia importante l'interazione tra le attività umane e le intelligenze artificiali fornite dai computer e dai sensori. Il passo finale riguarda l'identificazione del comportamento strutturale o del danno: l'obiettivo è quello di organizzare le strategie per limitare i danneggiamenti e valutare i livelli di sicurezza in tempo reale.

## 5. CONCLUSIONI

La progettazione e la manutenzione di una struttura, nonché la sua dismissione rappresentano tre componenti fondamentali per il rispetto di due requisiti: le prestazioni e la curabilità.

In questo contributo si è voluta fissare l'attenzione sulla complessità delle moderne strutture e su i problemi che devono essere affrontati per realizzare un sistema di monitoraggio efficace. Un sistema basato su i principi di ridondanza delle misurazioni possono assicurare un alto livello di qualità e bassi costi a lungo termine.

Le moderne tecnologie, possono oggi aiutare a risolvere molti problemi, ma le attività dell'uomo nella pianificazione e il controllo, restano fondamentali per affrontare ogni tipo di problema strutturale.

## 6. RINGRAZIAMENTI

Questi studi sono stati resi possibili grazie al contributo del MURST-COFIN02 coordinato dal Prof. F. Bontempi della Università di Roma "La Sapienza".

## 7. BIBLIOGRAFIA

- [1] Behr et al. -- 1999, Monitoring structural deformation at Pacoima Dam, California using continuous GPS.
- [2] Duff K. & Hyzak M. -- 1997, Structural Monitoring With GPS. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- [3] Imai, K. & Frangopol, D. M. -- 2002, System reliability of suspension bridges, *Structural safety* 24 (2002), Elsevier Science.
- [4] Lee B. -- 2003, Review of the present status of optical fiber sensors, *Optical Fiber Technology*, 57-79.
- [5] Lynch J. et al. -- 2003, Design of piezoresistive MEMS-based accelerometer for integration with wireless sensing unit for structural monitoring, *Journal of aerospace engineering ASCE*.
- [6] Manetti L. & Knecht A. - 2002, GPS-Based system for autonomous and permanent monitoring of large structures, *First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management IABMAS*.
- [7] Partridge, A. et al. -- 2000, A high-performance planar piezoresistive accelerometer. *IEEE Journal of Microelectrical mechanical Systems*, Vol. 9, No. 1, pp. 58-65.
- [8] Reda T. et al. -- 2002, The realization of commercial structural health monitoring using information technology based techniques, *SHM ISIS*.
- [9] Roberts G. W. et al. -- 2000, Structural dynamic and deflection monitoring using integrated GPS and triaxial accelerometers, *The 13th International Technical Meeting of the Satellite Division of the Institute of Navigation, Salt Lake City, USA*.
- [10] Srinivasan A.V, McFarland D.M. -- 2001. *Smart structures*, Cambridge University Press.
- [11] Wieser, A. et al. -- 2002, Analysis of Bridge Deformations using Continuous GPS, *Measurements, INGE02002, 2nd Conference of Engineering Surveying, Bratislava*, pp 45-52.
- [12] Wong, K. Y. -- 2002, Monitoring Hong Kong's Bridges, *GPS World, Leica Geosystems*.

# PROGETTAZIONE E DIREZIONE LAVORI PER IL RIPRISTINO DEL PONTE SUL FIUME MONTONE A Progr. Km 163+550 DELLA S.S. 67 "TOSCO-ROMAGNOLA" E CONSIDERAZIONI SULLA OTTIMIZZAZIONE DELLE CONDIZIONI PER UNA SEMPRE PIÙ CORRETTA PROGETTAZIONE DEI LAVORI DI RIPRISTINO

Luca Malisardi<sup>1</sup>, Luigi Perrone<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Progettista e Direttore dei Lavori in oggetto.

<sup>2</sup> TECNOCHEM ITALIANA S.r.l.

## SOMMARIO

Nella memoria vengono esaminati i lavori di ripristino delle strutture del ponte sul fiume Montone alla progr. km 163+550 della S.S. n°67 "TOSCO-ROMAGNOLA" costruito presubilmente nel periodo 1949-1952 che presentavano forti fenomeni di degrado estesi a tutta l'opera. Vengono descritti e documentati lo stato degli elementi strutturali dell'Opera ed i relativi interventi, la progettazione dei quali è stata estremamente laboriosa per la mancanza di qualsiasi riferimento al progetto originario. Nelle conclusioni finali vengono fatte alcune considerazioni in merito: ad una attenta sorveglianza nel tempo delle Opere e ad un auspicato maggior ordine nella tenuta degli archivi, nonché alla difficoltà di reperire vecchi riferimenti normativi.

## SUMMARY

In the memory they come examines the jobs of restoration of the structures of the bridge on Montone river located next to km. 163+550 of State Road named "Tosco-Romagnola". It was built, maybe, among 1949 and 1952 years and, at the time of first inspection, deep phenomena of degradation extended to all the Work were found. In the following they come describes, supported by documentary evidence, the state of structural elements and relevant restoring interventions, planning of which has been extremely laborious for the lack of whichever reference to the original plan. Finally they come focus about: the careful inspections in the time of the bridges and to the careful order in the estate of archives and the difficulty to get, at the age, technical norm of reference.

## PREMESSE

Attraverso un itinerario suggestivo tra le propaggini delle valli tosco-romagnole si sviluppa una importante arteria per il collegamento veicolare tra Ravenna e Livorno: la Strada Statale 67 "tosco-romagnola". Il tracciato ricalca l'antica fondovalle romana del fiume Montone (o Acquacheta) che dalla via Emilia conduceva nell'Etruria. Fra le rocche ed i castelli che si incontrano lungo il percorso troviamo un'antichissima fortezza di origine gallica "Saxatica," divenuta *oppidum* sotto i Romani, chiamata oggi Rocca San Casciano.

L'opera fu costruita negli anni 1950-1951 a sostituzione di un manufatto preesistente strutturato a traliccio metallico e aperto al traffico nel 1937 e facente parte della circumvallazione del paese. Tale opera fu distrutta per eventi bellici nel 1945 (dal 1945 al 1951 il traffico era deviato su un ponte "Bailey" provvisorio costruito dal Genio Militare).

In mancanza totale di documentazione sia progettuale che contabile si è proceduto al rilievo del manufatto esistente.

## DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte in oggetto è costituito da un arco a sesto ribassato, in cemento armato a tre cerniere, con luce libera di 54,00 ml., che scavalca il fiume Montone, e

da 2 campate di accesso (lato Firenze) rispettivamente di luce 10,00 ml. la prima lato Firenze e di 9,88 la seconda, costituite entrambe da n° 6 travi in c.a.

Per quel che riguarda la campata ad arco, nella zona di chiave l'impalcato è solidale con l'arco per una lunghezza di 15,20 ml. i rimanenti 41,40 ml di impalcato sono sostenuti da 4 serie di pilastri poggianti sull'arco. Si hanno così 3 + 3 campate semplicemente appoggiate, costituite trasversalmente da 6 travi.

La spalla lato Firenze è in calcestruzzo; quella lato Forlì anch'essa in calcestruzzo ha i muri andatori in pietrame.

L'opera è sviluppata in rettilineo (tranne l'ultima campata lato Firenze interessata da raccordo); da quanto si è rilevato, sono presenti 11 giunti di dilatazione, tutti sottopavimentazione.

L'arco è a tre cerniere: due ubicate a circa 6 ml. dalle imposte ed una in chiave. La continuità dell'arco, in corrispondenza delle cerniere, è parzialmente interrotta da una lastra di piombo di modesto spessore (circa 2 mm) rivestita da carta catramata. Stesso materiale è stato usato, in funzione di appoggio, per gli impalcati.

L'impalcato, della larghezza totale di 9,20 metri, ospita la carreggiata stradale e due marciapiedi laterali larghi circa 1,10 ml comprensivi del parapetto (l=20 cm.) costituito da specchiature alternate in calcestruzzo ed in profilati di acciaio.

L'Opera è stata progettata nel 1950 probabilmente secondo la "NORMALE n° 6018 09/06/1945 del MINISTERO dei LL.PP. ed aperta al traffico nel 1951.

Il tratto stradale che comprende il viadotto si sviluppa nel comune di Rocca S. Casciano che, ai sensi della successiva Legge n° 64 del 2/02/74 e aggiornamenti a seguire, è classificato in zona sismica di II categoria; essendo la progettazione e la costruzione dell'opera avvenuta in epoca precedente, nei calcoli statici non sono state osservate le modalità prescritte da tale normativa.

#### STATO DEL MANUFATTO ALL'ATTO DEI RILIEVI

Si riassumono i dati relativi alle principali patologie riscontrate.

A causa della permeabilità dei giunti e dell'inadeguato sistema di smaltimento delle acque meteoriche i calcestruzzi dello impalcato e delle strutture sottostanti risultano profondamente ed estesamente degradati. Erano pertanto ammalorate le solette, le testate degli impalcati, le pile, le pareti esterne, l'estradosso dell'arco e le spalle. La soletta era permeabile e presentava all'intradosso tracce di stillicidi, percolamenti, degradi nonché tratti diffusi di armatura affioranti. Agli appoggi le travi erano in condizioni di grave degrado con armature affioranti. Per quel che riguarda i controlli non distruttivi eseguiti, si può riassumere quanto segue:

##### a) Arco

Sull'arco sono state eseguite due prove di resistenza attraverso prove non distruttive. Visivamente l'arco appariva in discrete condizioni di conservazione, il calcestruzzo, probabilmente confezionato e messo in opera con cura, non era affetto da forme di degrado paragonabili a quelle riscontrate negli altri elementi strutturali.

In corrispondenza di due cerniere sono state eseguite demolizioni localizzate allo scopo di acquisire informazioni sul tipo di vincolo: durante le demolizioni localizzate si è constatato che il calcestruzzo era duro e compatto e di difficile asportazione.

Sia pur in presenza di un numero limitato di prove, tenendo presente le considerazioni su esposte, si può assegnare all'arco una classe di resistenza di 250 Kg/cm<sup>2</sup> (Foto n° 1).

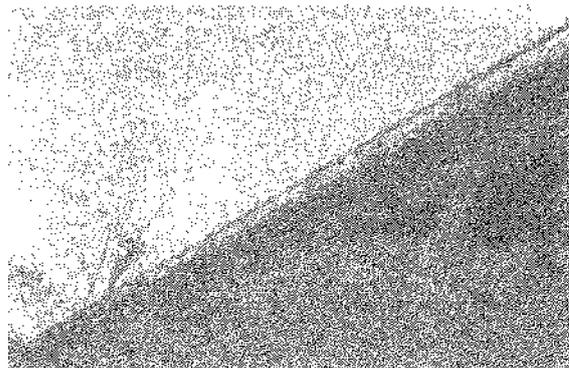


Foto n° 1

##### b) Sovrastruttura dell'arco (pilastri)

Sull'arco insistono 4 pile composte da 6 pilastri ciascuna; di questi due scric sono sdoppiate in corrispondenza delle cerniere a 1/8 e 7/8 della luce. Le indagini hanno riguardato 8 pilastri: su 4 di questi sono stati eseguiti controlli di resistenza, sui rimanenti le indagini sono consistite nella verifica della profondità degli ammaloramenti nel calcestruzzo e delle condizioni del ferro d'armatura. Resta difficile attribuire a questi elementi strutturali una classe di resistenza (variabile da 100 a 200 kg/cm<sup>2</sup>). Limitandosi ai pilastri che insistono sull'arco, ciò che risulta maggiormente evidente con l'esame visivo delle strutture, è la notevole riduzione della sezione resistente per delaminazione del calcestruzzo, che, salvo casi isolati, varia dal 20 al 40% (Foto n° 2).

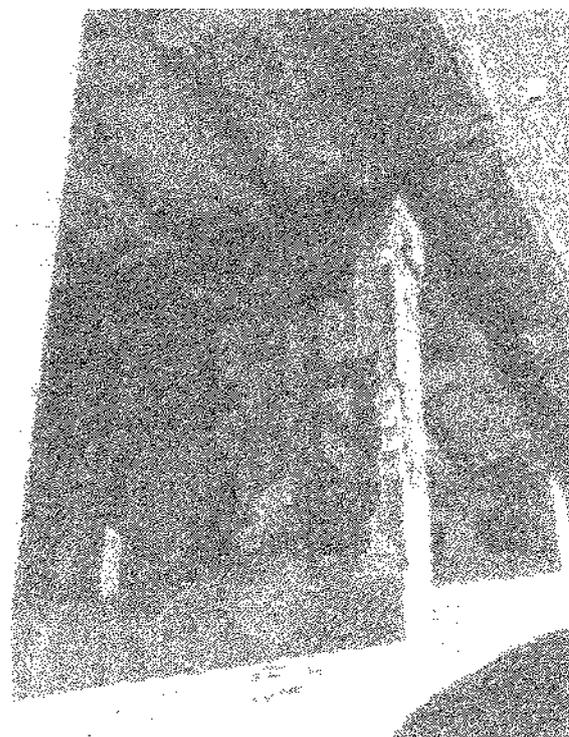


Foto n°2

La pila n°1 (fuori arco, lato Firenze) massiccia ( $s=2,86$  ml.) è probabilmente non armata, come risulta da saggi eseguiti, con Rck valutabile e media pari a  $150 \text{ Kg/cm}^2$ .

**c) Sovrastruttura dell'arco (travi e solette)**

I risultati ottenuti sono più uniformi di quelli trovati sulle elevazioni, anche in questo caso non è comunque facile attribuire al calcestruzzo una unica classe di resistenza. Si ritiene, limitatamente alla zona al di sopra dell'asse neutro delle travi, di poter assegnare a questi calcestruzzi un valore di resistenza a compressione compreso fra  $200$  e  $250 \text{ Kg/cm}^2$ .

La profondità di carbonatazione, dove la sua misura è stata possibile, è superiore al copriferro; gran parte del copriferro è disgregato e l'armatura di intradosso è in vista per lunghi tratti (Foto n° 3).

Il contenuto di ioni Cl nel campione prelevato è superiore al valore di soglia e dimostra l'infiltrazione di acqua salata nella stagione invernale, attraverso i calcestruzzi dell'impalcato.



Foto n° 3

**d) Esame dell'armatura metallica e misura del copriferro**

L'esame dell'armatura metallica è stato eseguito su diverse pile e travi, in corrispondenza di alcune zone con barre in vista per distacco del copriferro.

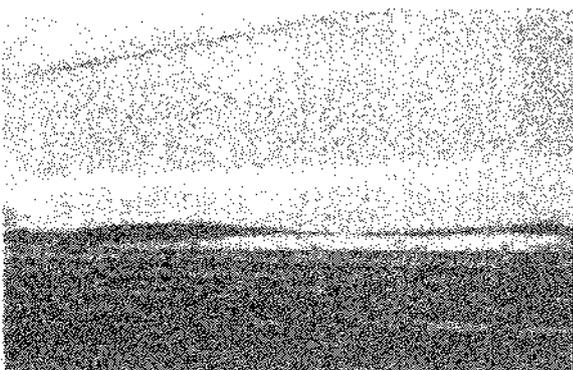


Foto n° 4

Il ferro d'armatura presenta forte ossidazioni e le tipiche vaiolature dovute all'aggressione da cloruri, le

riduzioni di sezione nelle zone misurate variano dal 20 al 30 %. Le staffe in prevalenza sono rotte (Foto n° 4-5).



Foto n°5

L'armatura metallica è costituita da acciaio tiscio; sono state eseguite un paio di prove di durezza Brinnel su tondini di armatura; la misura del diametro dell'impronta lasciata dal durometro attribuisce al ferro la classe AQ42 con rottura a  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ , snervamento a  $4200 \text{ Kg/cm}^2$  e carico di esercizio a trazione di  $1400 \text{ Kg/cm}^2$ .

**LAVORI DI RIPRISTINO ESEGUITI**

**Premesse**

Le strutture sono state verificate per la sezione originaria ed in tale verifica si è tenuto conto di quanto previsto dalla Circolare della Direzione Generale della 'A.N.A.S. n° 820 del 15/03/52 che prescriveva la considerazione dei carichi militari.

Su richiesta della committenza, i lavori progettati sono esclusivamente di ripristino rispetto al progetto originario e non di adeguamento alla corrente normativa.

L' adeguamento alla corrente normativa avrebbe comportato una spesa nettamente maggiore, ingiustificata, essendo in corso la progettazione di una variante alla SS 67, con conseguente riclassificazione alla seconda categoria.

Sono state eseguite le verifiche sismiche che risultano soddisfatte, previo adeguamento di alcuni elementi strutturali.

**Descrizione lavori eseguiti**

A) Demolizione Pavimentazione e massicciata stradale (Foto n° 6).

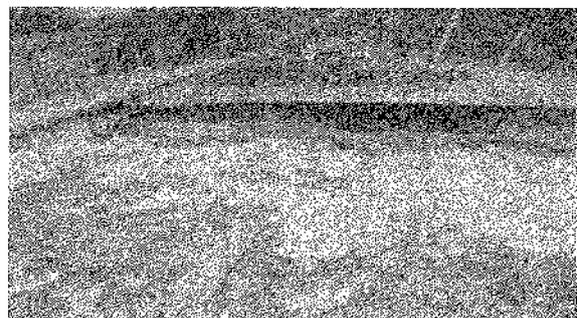


Foto n° 6

B) Solcita idrodemolizione per uno spessore di circa 5 cm (Foto n° 7-8) e rifacimento con calcestruzzo reoplastico additivato con inibitori di corrosione, a protezione dei getti ed armature esistenti (Foto n°9), getto armato per lavorare "a doppia armatura" trasversalmente con le armature di cui al punto seguente (Foto n° 9-10);

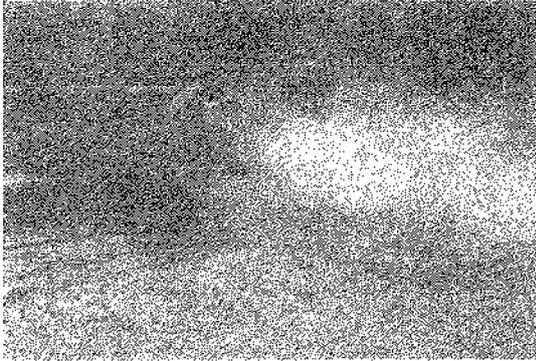


Foto n° 7



Foto n° 8

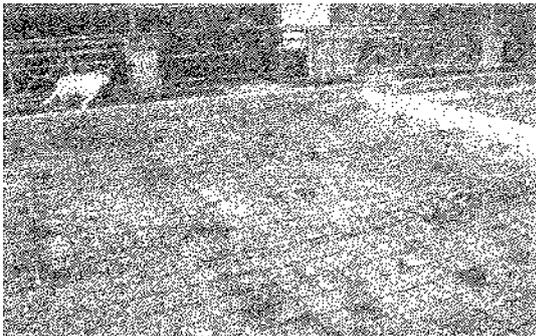


Foto n° 9



Foto n° 10

C) Risanamento previa leggera idrodemolizione, dello intradosso degli sbalzi laterali mediante l'applicazione di malta reoplastica tipo "MuCis

BS37" additivata con inibitori di corrosione tipo "MuCis", a protezione dei getti ed armature esistenti (Foto n° 11);

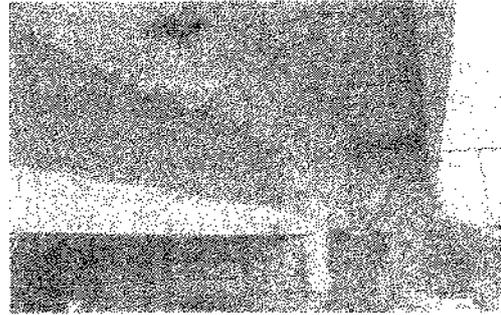


Foto n.° 11

D) Impermeabilizzazione dello estradosso della soletta rinforzata;

E) Risanamento previa idrodemolizione, dei marciapiedi laterali e dei cordoli di bordo mediante l'applicazione di malta reoplastica del tipo "MuCis BS37" armata con rete di acciaio elettrosaldata fissata con tasselli additivata con inibitori di corrosione tipo "MuCis",

F) Travi degli impalcati sovrastanti l'arco rinforzo, previa idrodemolizione graduata, mediante costruzione di un bulbo in betoncino reoplastico tipo "MuCis BS66" opportunamente armato all'intradosso delle travi (Foto n° 12-13), incamiciatura con malta reoplastica tipo "MuCis BS38/39", armata con rete di acciaio elettrosaldata fissata con tasselli alle pareti delle travi, sia il betoncino che la malta saranno additivati con inibitori di corrosione tipo "MuCis";

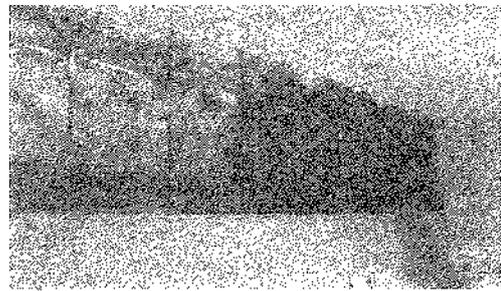


Foto n.° 12

G) Travi dei due impalcati esterni Parco: rinforzo, previa idrodemolizione graduata, mediante

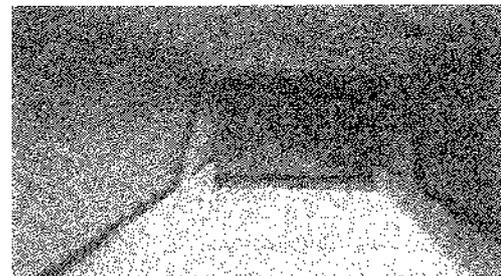


Foto n.° 13

l'aggiunta di armatura all'intradosso delle travi, rinforzo esterno della armatura a taglio, opportunamente ancorate allo estradosso, incamiciatura con betoncino reoplastico tipo "MuCis BS66" allo intradosso e con malta reoplastica tipo "MuCis BS38/39", armata con rete di acciaio elettrosaldata fissata con tasselli alle pareti delle travi; sia il betoncino che la malta saranno additivati con inibitori di corrosione tipo "MuCis".

- H) Incamiciatura delle pile sull'arco, previa leggera idrodemolizione delle superfici, che è risultata di spessore molto maggiore del previsto (Foto n° 14), e posa in opera di adeguata armatura con betoncino reoplastico tipo "MuCis BS66", additivato con inibitori di corrosione tipo "MuCis".

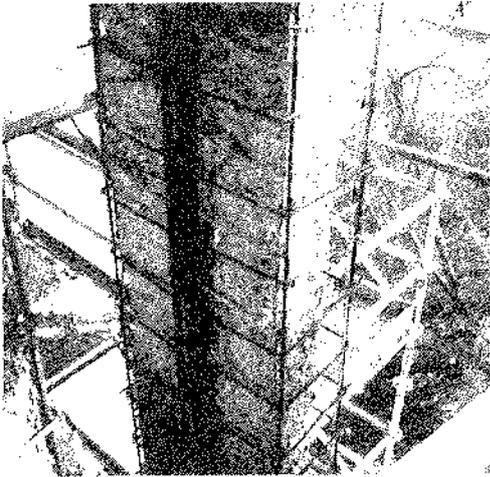


Foto n° 14

- I) Risanamento superficiale dell'arco, previa idrodemolizione graduata, mediante betoncino reoplastico tipo "MuCis BS66" armato ai bordi esterni e mediante malta o betoncino reoplastico (quest'ultimo soltanto superfici verticali esterne ed a 1 ml dello estradosso ed intradosso, a formare un ringrosso a C lungo tutto il perimetro dell'arco) armata con rete di acciaio elettrosaldato, fissata con tasselli, in corrispondenza dello estradosso, entrambi additivati con inibitori di corrosione tipo "MuCis" (Foto n° 15).

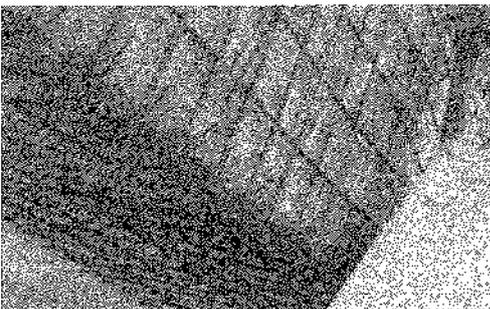


Foto n.° 15

- L) Risanamento della pila "fuori arco" e delle spalle mediante idrodemolizione delle superfici e getto di calcestruzzo reoplastico armato, additivato con inibitori di corrosione del tipo "MuCis" (Foto n° 16) o con malta reoplastica tipo "MuCis BS37", armata con rete di acciaio elettrosaldato fissata con tasselli alle pareti.



Foto n° 16

Le superfici da risanare di cui ai punti "B", "C", "E", "F", "G", "H", "L", dopo l'asportazione del materiale degradato e prima di essere risarcite con calcestruzzo reoplastico, betoncino reoplastico o malta reoplastica, previa sistemazione armatura esistente, sono state tutte trattate a pennello con inibitori di corrosione delle armature e della superficie idrodemolita tipo "MuCis Protezione Ferro" e "MuCis mia 200" a protezione diretta del calcestruzzo e delle armature esistenti;

- M) Verniciatura di tutte le superfici con vernici a base di resine acriliche del tipo "Tecnoriv AC 50" (Foto n° 17);

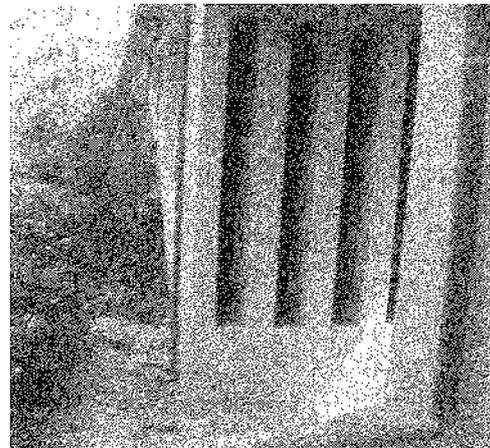


Foto n.°17

- N) Sollevamenti dal basso in corrispondenza delle pile, e delle spalle per permettere la sostituzione degli appoggi esistenti con appoggi in elastomero armato (Foto n° 18);



Foto n.°18

- O) Giunti: posa in opera di giunti a raso in neoprene armato (T50) in corrispondenza delle spalle (Foto n° 19) e di nuovi giunti sottopavimentazione del tipo in corrispondenza degli altri nove giunti (Foto n° 20);

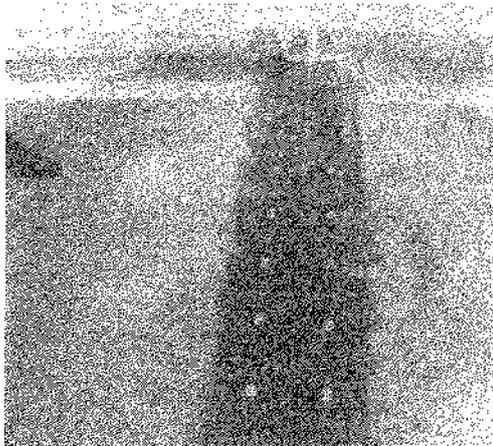


Foto n.° 19

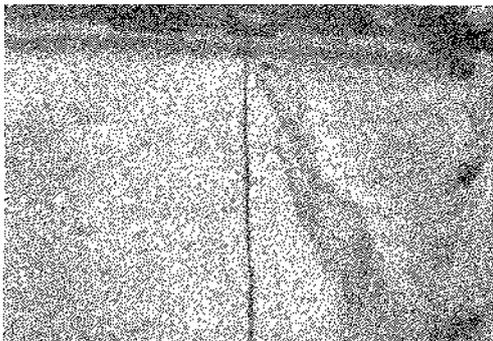


Foto n.° 20

- P) Smaltimento acque superficiali: onde evitare il percolamento delle acque meteoriche sulle strutture sottostanti è stata prevista la chiusura degli scarichi esistenti e l'apertura di nuovi scarichi che permettono, mediante pluviali in PVC, il convogliamento delle acque (vedi Foto 16);

Di tutti i lavori descritti ai punti precedenti, quelli interessanti il piano viabile, sono stati eseguiti in deviazione totale di traffico, quelli interessanti le strutture portanti (pile ed arco), sono stati eseguiti in regime di traffico limitato (velocità 5 km/ora corsia unica). Il tempo impiegato per la esecuzione dei lavori è stato di 210 gg. consecutivi.

#### OSSERVAZIONI DI CARATTERE GENERALE

1)-Considerando l'entità dei lavori eseguiti su opere che hanno raggiunto nel tempo un così grave stato di degrado, si evidenziano i rischi derivanti dal verificarsi che strutture soggette a traffico pesante e per di più ricadenti, come quella esaminata, in zona sismica di seconda categoria, raggiungano i limiti di pericolosità riscontrati.

2)-Si evidenzia altresì la necessità di poter disporre, con relativa facilità, da parte dei progettisti delle

opere di ripristino della documentazione tecnica, come avviene normalmente in altri Paesi Europei ove è possibile ricostruire la storia documentata di un manufatto dalla progettazione, alla contabilizzazione, al collaudo ed agli interventi successivi, il tutto anche senza ausilio informatico (mi riferisco a ponti costruiti al termine del 1800 in Francia, in Austria, nel Canton Ticino, ecc).

Tale scarsità di documentazione implica spesso il rilievo geometrico del manufatto con saggi e la calcolo dello stesso, talvolta complessa per conoscere le sollecitazioni a suo tempo previste dal Progettista.

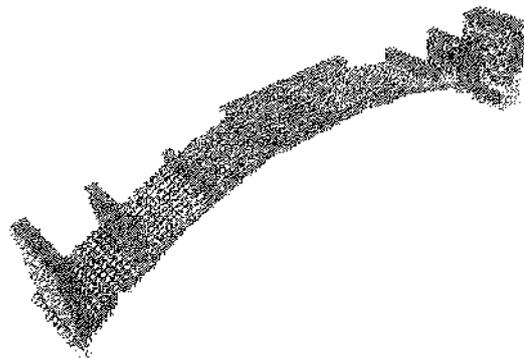


Fig. n°1: modello F.E.M. del ponte.

In questa Sede si auspica che, da parte degli Enti Gestori delle infrastrutture viarie, si ponga cura ove ancora possibile, a una accurata operazione di ricerca e di riordino ed alla conservazione accurata della documentazione tecnica riguardante le opere, che rappresentano un notevole patrimonio, giovandosi dei supporti informatici esistenti.

3)-In attesa di quanto sopra auspicato, a sostegno del lavoro dei progettisti di opere di ripristino, è indispensabile poter fruire di riferimenti normativi dell'epoca di progettazione dei manufatti per poter procedere alla ricalcolazione delle strutture sulla base dei rilievi geometrici; (di solito andando a ritroso nel tempo, nelle Biblioteche Universitari e presso altri Enti interessati, per quel che riguarda il c.a. non si va oltre al RD del 1939 e per quel che riguarda la normativa sulla costruzione dei ponti alla "NORMALE n° 6018 09/06/945 dell'ex MINISTERO dei LL.PP).

# L'UTILIZZO DELLE ARMATURE INDUSTRIALIZZATE A TAPPETO NELLA COSTRUZIONE DEI SOLAI A PIASTRA

Mauro Mannelli<sup>1</sup>, Paolo Mannelli<sup>1</sup>, Mauro Guastapaglia<sup>1</sup>

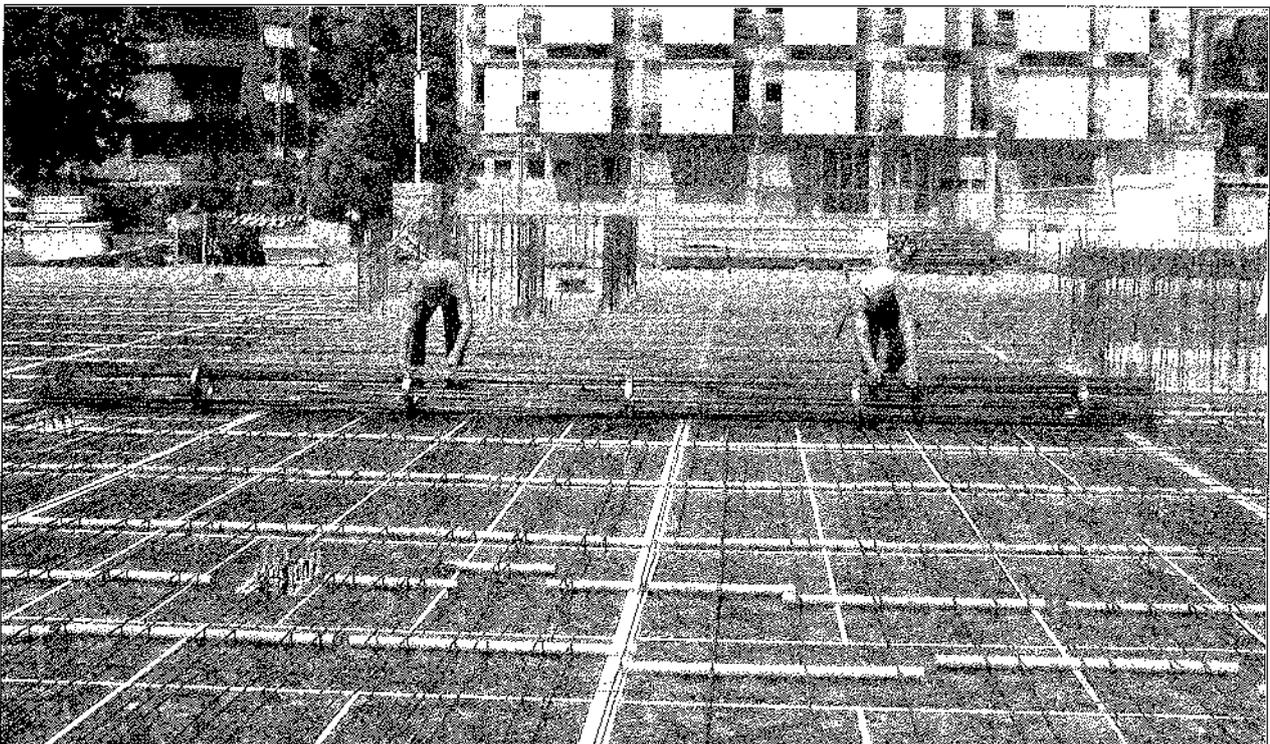
<sup>1</sup> Studio Ingg. Mannelli, Consulenza tecnica e servizi di Ingegneria, Pistoia.

## Sommario

Con la presente memoria gli autori intendono illustrare le principali trasformazioni e le ripercussioni sui sistemi costruttivi industrializzati in opera prodotti dalla nuova tecnologia delle armature metalliche a tappeto. Tale tecnologia, che utilizza le armature preassemblate in rotoli, costituisce infatti un metodo innovativo e particolarmente economico per progettare, produrre e posare, ottimizzandole, le armature dei solai a piastra, pieni o con elementi di alleggerimento, e delle platee di fondazione riducendo notevolmente i tempi di costruzione garantendo al tempo stesso semplicità costruttiva e qualità del prodotto strutturale finito.

## Summary

With this report the authors intend to explain the main transformations and the consequences of industrialized processing techniques produced by new technology of metal carpet reinforcement. This technology, that uses prepacked roll reinforcement, is in effect an innovative and particularly economic method to project, realize and set, optimizing, reinforcement of plain or lightened concreted plate floors and foundations, reducing considerably the time to build and to assure at the same time making simplicity and quality of the structural product.



## 1. PREMESSA

### 1.1 Sviluppi della tipologia costruttiva a piastra nel panorama edilizio attuale.

Con il progredire delle tecniche costruttive cambiano di pari passo le impostazioni progettuali e i sistemi costruttivi, in gran parte abbandonati e progressivamente sostituiti dalla prefabbricazione fuori opera, tornano alla ribalta con sempre maggior frequenza. E' ben noto che la progettazione e la costruzione di solai realizzati completamente in opera non è pratica diffusa nel nostro Paese; comunque a questa attività costruttiva si associa infatti l'idea di bassa velocità di realizzazione e di costi elevati principalmente dovuti all'alta incidenza della manodopera per la formazione del piano continuo e per la difficoltà di posa delle armature metalliche di rinforzo.

L'innovazione tecnologica, inizialmente dovuta alla presenza sul mercato di sistemi di casseforme evoluti ed innovativi, che già da tempo avevano superato i concetti tipici della tradizionale attrezzatura provvisoria, ha trovato solo ora, con le prime apparizioni in cantiere delle armature preassemblate a tappeto (rotoli) (fig.1), il vero impulso motore che garantirà a breve la nascita di un nuovo sistema progettuale - costruttivo

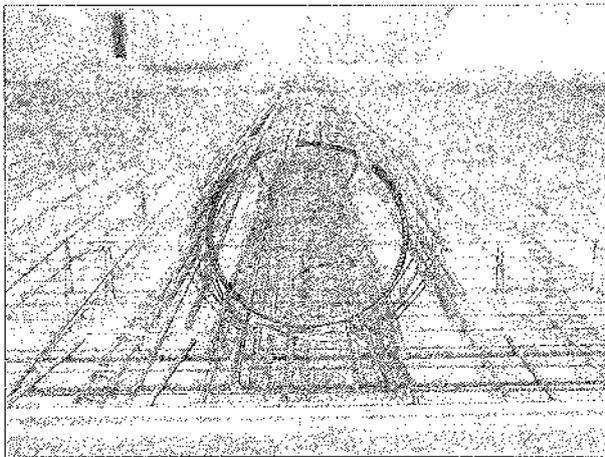


fig.1

## 2. L'INNOVAZIONE TECNOLOGICA IN CANTIERE

### 2.1 Le casseforme per i solai.

Il solaio in opera, a getto pieno o con l'interposizione di alleggerimenti, in particolare se abbinato a soluzioni statiche con portanza bidirezionale e con conseguente eliminazione delle travi, presenta già adesso, realizzandolo senza l'ausilio di adeguata industrializzazione della posa delle armature metalliche, vantaggi tecnici ed economici. Ne sono prova le sempre più frequenti importanti realizzazioni che, negli ultimi anni in Italia, hanno visto crescere questa tipologia costruttiva. Di sicuro il fattore che fino ad ora ha maggiormente contribuito a rafforzare questa tendenza è stata la disponibilità sul mercato di sistemi di casseforme evoluti ed innovativi.

In generale si tratta di sistemi modulari leggeri (fig. 2) in alluminio movimentabili manualmente senza l'ausilio del mezzo di sollevamento. L'assemblaggio avviene sempre con

estrema facilità anche a notevole altezza di intradosso, senza necessità di chiodature, fissaggi o tracciamenti attraverso una sequenza di fasi di montaggio razionali, ripetitive e soprattutto eseguite sempre in condizioni di massima sicurezza per le maestranze.

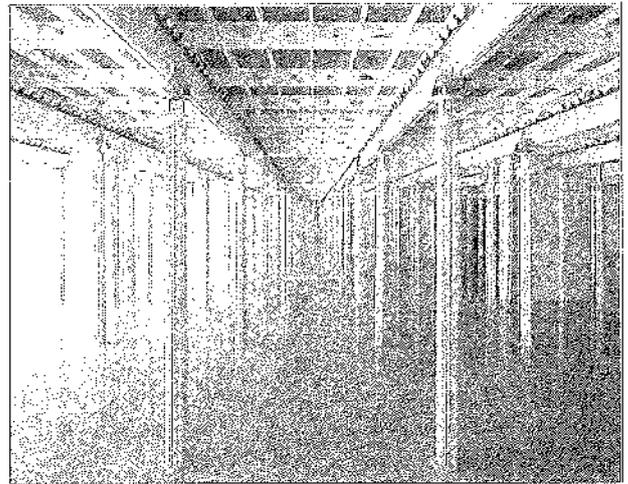


fig. 2

La sommità dei puntelli (fig.3) presenta generalmente il dispositivo meccanico della "testa a caduta" che permette, anche dopo un solo giorno di maturazione del getto, la rimozione di pannelli e travi attivando il contatto diretto tra testa del puntello e intradosso del solaio appena gettato. Con il disarmo anticipato, dove la stabilità transitoria è affidata alla permanenza dei soli puntelli, è possibile utilizzare subito l'attrezzatura che viene recuperata per una successiva fase di lavorazione, riducendo quindi nettamente l'incidenza di costo del cassero. In questa operazione si capisce bene come sia importante il fattore tempo dal punto di vista dei costi di realizzazione e già questa possibilità di recupero anticipato abbinata a generali basse incidenze di manodopera per movimentazione, messa in opera e pulizia del cassero comporta sicuri vantaggi economici.



fig. 3

La stima statistica, fornita dalle migliori case del settore delle casseforme, dell'incidenza complessiva della manodopera per l'impiego delle casseforme per solai di

altezza comune è mediamente compresa tra 0,15 e 0,30 h uomo / m<sup>2</sup>.

Messa in opera, zone di compensazione ridotte	0.065 / 0.075 h/mq
Messa in opera e disarmo altezza vano fino a 3.30 m.	0.14 / 0.25 h/mq
Messa in opera e disarmo altezza vano 3.80 m	0.25 / 0.30 h/mq

E' importante notare comunque che qualunque sistema di cassetta, scppur evoluto, comporta il massimo dispendio di manodopera nella fase della compensazione nelle zone vicino agli appoggi perimetrali, ai vani scala, ai pilastri, ai capitelli, etc.; solai con zone di compensazione ridotta consentono infatti produttività quattro, cinque volte superiori. Dato quindi che in generale i sistemi di cassero presenti sul mercato oggi tendono ad equivalersi, il fattore decisivo per la scelta è sicuramente quello della semplicità della "compensazione" intorno ai punti singolari dell'impalcato da realizzare.

## 2.2 Le armature industrializzate a tappeto.

Le operazioni necessarie per completare il ciclo produttivo di una struttura da costruire in opera sono fondamentalmente le seguenti:

- realizzazione delle strutture verticali (pilastri e pareti) mediante cassetta recuperabile e non recuperabile, armatura (passante e non passante) e getto;
- posizionamento delle cassette orizzontali in avanzamento secondo le fasi prestabilite dal programma lavori e con le produttività descritte al paragrafo precedente;
- posizionamento delle armature metalliche nelle due direzioni principali, sia superiori che inferiori, opportunamente distanziate tra loro con traliccio metallico e dal cassero con distanziatore in fibrocemento a garantire la resistenza al fuoco richiesta al manufatto. La produttività di questa operazione di fondamentale importanza per la riuscita "economica" dell'intero ciclo costruttivo, è in generale di difficile valutazione e comunque di basso valore se vengono utilizzate le tecnologie di posa tradizionali. A consuntivo questa operazione purtroppo è sempre risultata il vero "collo di bottiglia" di tutto il sistema.
- Esecuzione del getto del calcestruzzo, quasi sempre preconfezionato, con l'ausilio costante di autobetoniera e pompa.

Il ciclo produttivo è quindi composto da queste quattro fasi costruttive, ciascuna posta rigidamente in serie con l'altra, ed un solo anello debole di questa catena può vanificare le potenzialità dell'intero sistema.

Poichè i margini di miglioramento che ci possiamo in futuro aspettare dalle fasi a), b) e d) sono veramente esigui in termini di tecnologia (anche se, senza dubbio, per la fase b) il fiorire sul mercato di cassette con prestazioni sempre più simili tra loro risulterà favorevole in termini di abbattimento dei costi di vendita o di affitto) la vera novità tecnico - ingegneristica di rilievo da segnalare sembra essere quella relativa alla fase c) che con l'arrivo sul mercato delle armature preassemblate in rotoli (fig. 4) consente un vero salto qualitativo a tutto il processo costruttivo delle strutture realizzate in opera.

Queste armature a tappeto, di recentissima produzione

anche in Italia, sono costituite da una serie di barre d'acciaio poste in senso unidirezionale con diametro ed interasse definiti secondo la massima ottimizzazione derivante dal calcolo statico (fig.5) ; le barre di armatura sono collegate e mantenute nella posizione geometrica voluta mediante nastri di lamierino ad esse elettrosaldate.

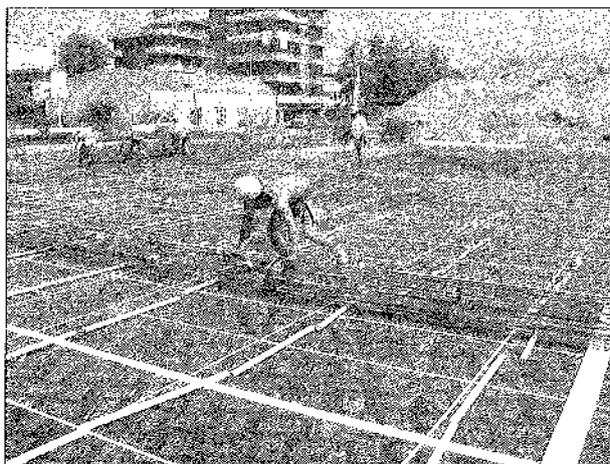


fig.4

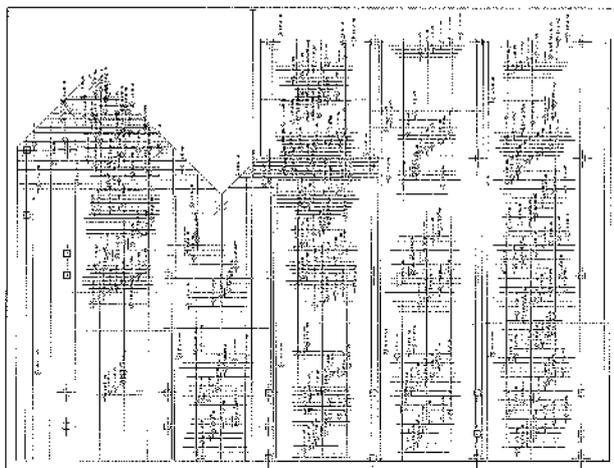


fig.5

Il risultato sono tappeti di armatura che, in sede di fabbricazione, vengono arrotolati facilitando le operazioni di trasporto e stoccaggio (fig. 6).

In particolare la posa in opera in cantiere risulta:

- Semplificata, dato che l'operazione da effettuare è sostanzialmente lo srotolamento dei "tappeti di armatura" senza dover passare attraverso la fase del posizionamento manuale di ogni singola barra. Con il sistema tradizionale infatti è necessario fare distinzione tra le barre con diametri diversi, posizzarle con i passi prescritti dai disegni di progetto e collegarle tra loro con legatura manuale.

- Velocizzata, perchè con i rotoli di armatura industrializzata le armature vengono posizionate e tagliate come da progetto statico in stabilimento e secondo la geometria del solaio o della platea. Il lavoro di completamento manuale in cantiere è in generale ridotto al minimo indispensabile.

Il tappeto comprende già la geometria dei cavetti

impiantistici e di tutte le maggiori asolature del solaio, comprendendo al suo interno anche le armature di rinforzo indotte dall'analisi strutturale. (fig. 7)



fig.6



fig.7

- Ottimizzata, perchè le armature presenti nel tappeto sono esattamente quelle strettamente necessarie e direttamente corrispondenti alle necessità statiche dell'elemento di solaio o platea in calcestruzzo.

Posizionare manualmente tali armature (vedi fig. 5) comporterebbe un grande dispendio di energia in termini di tempistica di posa e di lavorazione del ferro. Secondo le esperienze maturate si può assegnare al sistema della posa delle armature a rotolo una produttività media 5/6 volte maggiore di quella tradizionale che generalmente per le tipologie correnti conduce a valori pari a 80 – 100 Kg/h uomo di ferro posato.

### 3. I RISULTATI DELLA NUOVA TECNICA PER LA COSTRUZIONE DEI SOLAI IN OPERA

#### 3.1 Cassero e tappeto nel ciclo produttivo

La tecnologia che utilizza le armature preassemblate in rotoli costituisce un metodo innovativo e particolarmente economico di progettare, produrre e posare, ottimizzandole, le

armature dei solai a piastra e delle platee di fondazione riducendo notevolmente i tempi di costruzione garantendo al tempo stesso semplicità costruttiva e qualità del prodotto strutturale in c.a..

Il contributo fornito dal nostro studio di ingegneria per lo sviluppo, tuttora in corso, della tecnologia applicata ai cantieri di edilizia industrializzata in opera consiste principalmente nel tentativo di trasformazione di questa innovativa tecnologia di assemblaggio delle armature metalliche in un vero e proprio sistema progettuale – costruttivo teso a migliorare l'organizzazione generale e la produzione del lavoro in cantiere.

Secondo l'esperienza maturata, l'innovazione principale che ci sentiamo di mettere in evidenza consiste in pratica nella possibilità di trasformare il sistema produttivo da una lavorazione in rigida "serie", come descritta al paragrafo 2.2, in una lavorazione prevalentemente in "parallelo". Intuendo la possibilità di trasformazione del ciclo produttivo in questa direzione permessa dall'abbinamento della tecnologia delle armature a tappeto con quella dei casseri industrializzati per il getto delle strutture in opera, abbiamo deciso di testare il "sistema" nei propri aspetti innovativi direttamente sui principali cantieri interessati da nostre progettazioni strutturali nel biennio 2002/2003.

I risultati ottenuti dalle imprese costruttrici nella realizzazione delle strutture di diverse categorie di edifici ( centri commerciali, parcheggi interrati, edifici di civile abitazione, etc. ) sono stati rilevanti sia per la qualità costruttiva ottenuta sia per l'ottimo riscontro in termini di tempistica realizzativa e risultato economico finale.

#### 3.2 Dalla lavorazione in serie a quella in parallelo

Uno dei dati fondamentali scaturiti dall'osservazione diretta dei nostri cantieri è stato che il dispendio di manodopera necessario per la posa dell'armature in rotoli è assolutamente indipendente dal peso delle barre movimentate; in realtà la produttività risulta esclusivamente legata al tempo (mediamente valutabile in circa 5-10 minuti) necessario all'operatore del mezzo di sollevamento per agganciare e posizionare il rotolo esattamente sulla superficie dove deve essere steso. Assunto questo importante dato come elemento condizionante la velocità dell'intero ciclo produttivo per la realizzazione della struttura in opera ne consegue che:

- per ottimizzare la potenzialità di posa delle maestranze i rotoli devono avere un peso medio compreso tra gli 800 e i 1200 Kg; in tal caso al massimo occorrono 3/4 persone impegnate nello "srotolamento";
- per ottimizzare la superficie da coprire generalmente devono essere utilizzate barre nella loro massima lunghezza trasportabile pari a 13,40 metri;
- per ottimizzare ulteriormente la posa e ridurre al minimo le operazioni di tipo manuale devono essere il più possibile eliminate le armature ordinarie di completamento in corrispondenza delle teste dei pilastri e dei bordi liberi;
- le armature contro il punzonamento devono essere posizionate con chiodi preassemblati in modo sicuro e quasi automatico.

Ogni volta che è stato rispettato puntualmente tutto quanto sopra descritto siamo riusciti ad ottenere sul cantiere produttività medie comprese tra i 400 ed i 600 Kg / h uomo per la posa delle armature.

Questo dato è assai più rilevante se l'andiamo a

paragonare con quello relativo a strutture analoghe però armate in modo tradizionale dove per certo il quantitativo di armatura metallica, perchè non ottimizzato, risulta a parità di tutte le condizioni geometriche e statiche superiore di circa il 25-30%.

Poichè come già detto la produttività media della posa tradizionale per strutture correnti in opera è al massimo pari a 80-100 Kg / h uomo paragonando i due sistemi otteniamo il seguente specchio:

POSA DEL FERRO TRADIZIONALE		POSA DEL FERRO CON ROTOLI	
SOLETTA DA REALIZZARE	1000 mq	SOLETTA DA REALIZZARE	1000 mq
QUANTITATIVO DI ARMATURA 1000 x 30 Kg/mq	30000 Kg	QUANTITATIVO DI ARMATURA (ridotta a seguito dell'ottimizzazione) 1000 x 30 x 0,75	22500 Kg
PRODUTTIVITA' MEDIA ORARIA	100 Kg/h	PRODUTTIVITA' MEDIA ORARIA	500 Kg/h
N° DI ORE LAVORATIVE NECESSARIE	300 h	N° DI ORE LAVORATIVE NECESSARIE	45 h
MASSIMO N° DI FERRAIOLI SERVITI DAL MEZZO DI SOLLEVAMENTO	8	PERSONALE UTILIZZATO	5
MINIMO N° DI GIORNI LAVORATIVI	4	MINIMO N° DI GIORNI LAVORATIVI	1

Dallo specchio sopra riportato si intuisce in modo immediato quanto sia importante in termini di tempistica il miglioramento che può essere fornito all'intero ciclo costruttivo da questa nuova tecnica di posa. Non è infatti un contributo che comporta piccoli miglioramenti percentuali ma, nel caso in esame, è proprio il caso di parlare di un vero e proprio sconvolgimento della problematica della posa.

A maggior conforto di quanto riportato nella tabella, che riepiloga i dati medi rilevati dal nostro studio nell'osservazione diretta di circa 20 lavori principalmente svolti in Toscana con tale tecnologia nel periodo 2002-2003, riportiamo i dati raccolti il 27 gennaio 2004 nel cantiere esposto in tabella ed anche documentato da alcuni studenti della facoltà di ingegneria di Firenze (fig.7-8).

E' quindi adesso possibile "ripensare" l'impostazione fino ad oggi assegnata al ciclo produttivo delle strutture da realizzare in opera. Ormai da molti anni, per ovviare al già descritto collo di bottiglia creato dalla posa manuale della armatura, si cercava di correggere l'anomalia agendo principalmente sui due fattori seguenti: quantitativo di cassetta a disposizione e numero di personale addetto alla posa. Era ovvio infatti pensare che creando molte zone cassetate a "valle" del solaio di cui veniva programmata a breve la realizzazione (quindi in serie al solaio da realizzare) e predisponendo tanto spazio utile da consegnare a quanti più ferraioli potessero essere presenti sulla superficie (perchè

potessero impostare la loro posa in una serie continua) il problema della pur bassa produttività di questa ultima fase non aveva in teoria grandi ripercussioni sulla velocità realizzativa di tutto il sistema costruttivo.

FASE 5 – IMPALCATO PIANO TERRA CANTIERE AREA EX ARTIERI DEL LEGNO A FIRENZE	
SUPERFICIE FASE 5 IN ESAME	1390 mq
QUANTITATIVO DI ARMATURA (tappeto + completamenti +punzonamenti)	41700 Kg
N° DI OPERAI PRESENTI oltre al gruista e all'aiuto gruista	8
GIORNI UTILI	1 (martedì 27 gennaio 2004)
PRODUTTIVITA' 41700/(8x10 h uomo)	521 Kg / h uomo



fig.7

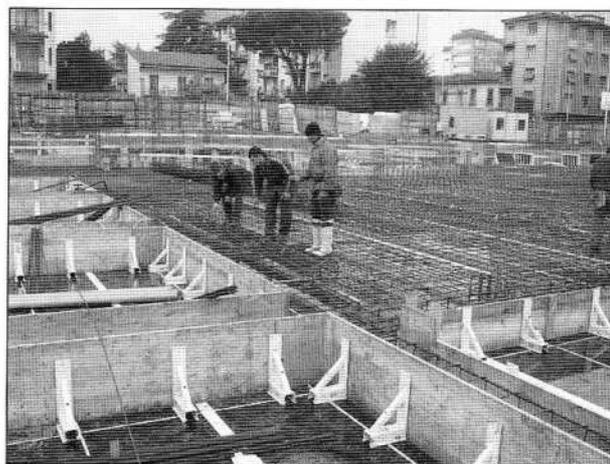


fig. 8

Quanto sopra, però, aveva purtroppo serie ripercussioni su altri fattori ed a conti fatti mandava generalmente in crisi il sistema per i seguenti motivi: quantitativi di cassetta di troppo eccedenti la fase lavorativa prevista conduceva a costi

di affitto o di ammortamento troppo elevati specialmente per interventi di media e piccola grandezza (superfici inferiori a 8.000-10.000 m<sup>2</sup>); il numero di ferraioli presenti sulla superficie non poteva comunque essere aumentato a dismisura ed al massimo, per l'intervento gestito dalla squadra tipo e da un unico mezzo di sollevamento, si potevano ipotizzare 10 persone. Comunque un numero così elevato di ferraioli risultava sempre di difficile gestione sia economica che qualitativa. Solo una progettazione strutturale semplice e chiara (ma il semplice e il chiaro difficilmente si conciliano con le esigenze di economicità realizzativa) ed un'attenta direzione dei lavori possono conciliare le esigenze di velocità e buona qualità realizzativa.

Comunque, per esemplificare, di seguito riportiamo i dati tipici medi riscontrati fra il sistema della vecchia "lavorazione in serie" e quello da noi detto della "lavorazione in parallelo". A conforto di quanto riportato in tabella, sul cantiere di via Baracca a Firenze (fig.4) sono state costantemente raggiunte medie realizzative di 1200 mq a settimana per tutti e sette i piani che caratterizzano la costruzione. Anche per questo cantiere è stato fondamentale l'utilizzo delle lavorazioni in parallelo.

REALIZZAZIONE DI TUTTE LE STRUTTURE VERTICALI ED ORIZZONTALI DI UN IMPALCATO DI 1000mq			
LAVORAZIONE IN SERIE		LAVORAZIONE IN PARALLELO	
N° di giorni a disposizione per il completamento del ciclo produttivo	5	N° di giorni a disposizione per il completamento del ciclo produttivo	5
Casseratura per la realizzazione delle strutture verticali (pareti e pilastri): del tipo ordinario industrializzato recuperabili.		Casseratura per la realizzazione delle strutture verticali (pareti e pilastri): del tipo ordinario e speciale industrializzata ed in parte non recuperabili ed in parte parzialmente recuperabili.	
N° di addetti alle casserature verticali	4/6	N° di addetti alle casserature verticali	3/5
Casserature orizzontali a disposizione	1500/1800 mq	Casserature orizzontali a disposizione	1000 mq
N° di addetti ai casseri orizzontali e alle compensazioni	6/8	N° di addetti ai casseri orizzontali e alle compensazioni (date le compensazioni ridotte)	4/6
N° di addetti alla posa del ferro manuale per i solai	8	N° di addetti alla posa del ferro mediante rotoli	5
N.B. non è stato preso in esame il personale necessario per la posa delle armature verticali in realtà simile per i due sistemi.			

### 3.3 Le boccole di ripresa, le casserature non recuperabili, le lastrine di compensazione

Per sfruttare al massimo la potenzialità offerta dalla posa industrializzata delle armature e contemporaneamente ridurre drasticamente i tempi di cassetta orizzontale con la massima riduzione delle parti di superficie da compensare sono stati introdotti una serie di accorgimenti che sono diventati i punti cardine della nuova lavorazione in parallelo:

- casserature non recuperabili per l'esecuzione dei pilastri e delle pareti non perimetrali per consentire il getto sia della struttura verticale che del solaio in fase unica con posizionamento delle armature di ripresa dopo la messa in opera di quelle orizzontali;



Casserature non recuperabili

Chiodi a punzonamento

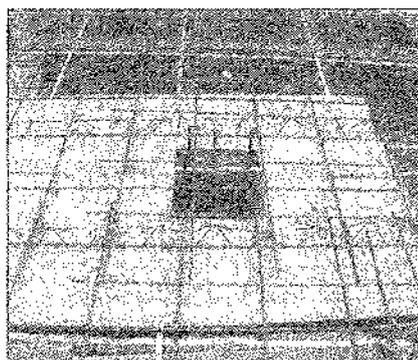
- boccole di ripresa per consentire di posizionare le armature delle strutture verticali dopo la messa in opera di quelle orizzontali;

- produzione di una lastra in cls, di ridotte dimensioni, a formare cassero a perdere di compensazione che chiude lo spazio non automaticamente cassettabile. Tale elemento innalza drasticamente la produttività della messa in opera del cassero da 0,25 / 0,30 h<sub>uomo/mq</sub> a 0,065 / 0,075 h<sub>uomo/mq</sub> come già indicato al paragrafo 2.1.



Elementi di alleggerimento

Boccole di ripresa



Lastrina di compensazione

### 3.4 Il Software di ausilio al sistema

La progettazione economica e funzionale delle soluzioni strutturali in opera non è mai dissociabile da un'attenta previsione della tecnica costruttiva da utilizzare che deve quindi essere ben conosciuta dal progettista strutturale dell'intervento. Tale conoscenza risulta decisiva per il conseguimento dei risultati previsti e deve essere convenientemente assistita da sistemi software appositamente finalizzati alle soluzioni delle problematiche descritte ai capitoli precedenti.

Solo così il professionista può avvicinarsi alla progettazione strutturale in opera con la certezza di poter prescrivere un sistema costruttivo in grado di produrre, in molti casi, vantaggi economici all'Impresa che eseguirà i lavori e alla Committenza, oltre che realizzare manufatti di elevate prestazioni statiche, funzionali e architettoniche.

Il nostro ufficio tecnico, conscio dell'importanza di utilizzare sistemi software sempre più specializzati nella soluzione delle problematiche connesse con l'evoluzione del sistema costruttivo descritto, ha fatto sviluppare un proprio sistema software in grado di elaborare e ottimizzare i risultati, ottenuti mediante un' analisi F.E.M. (fig 9), finalizzati alla preparazione dei dati necessari per la progettazione dei tappeti e per una rapida produzione degli elaborati esecutivi complementari (armature di completamento, armatura a taglio, studio dei solai alleggeriti, studi delle fasi costruttive di avanzamento, etc.) Quanto sopra è meglio descritto nella tabella sotto riportata.

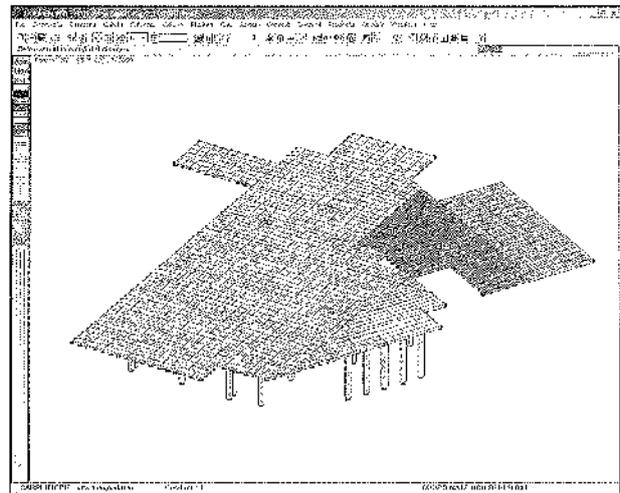


fig. 9

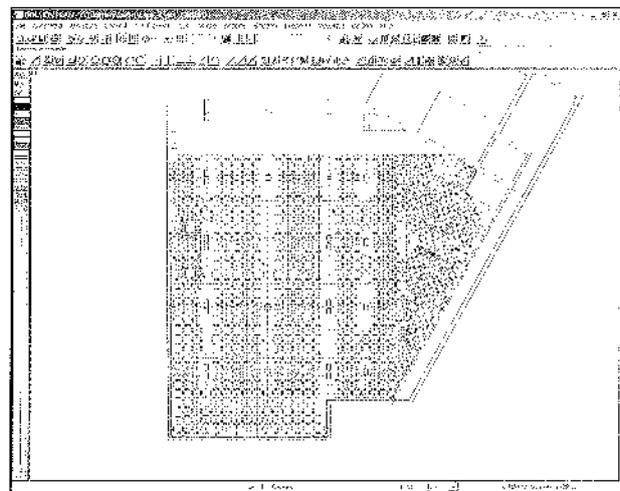


fig. 10

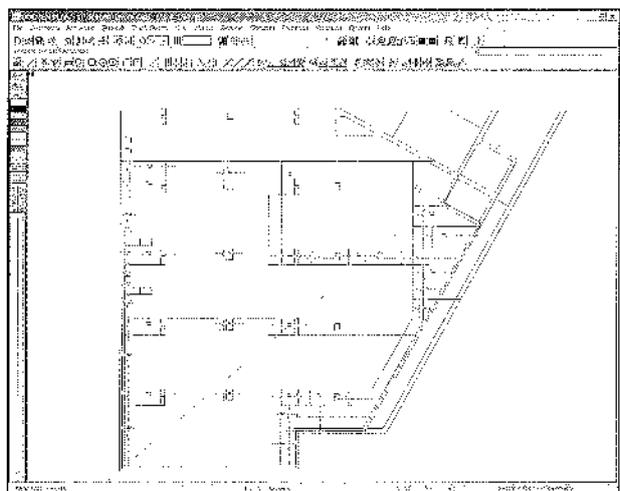
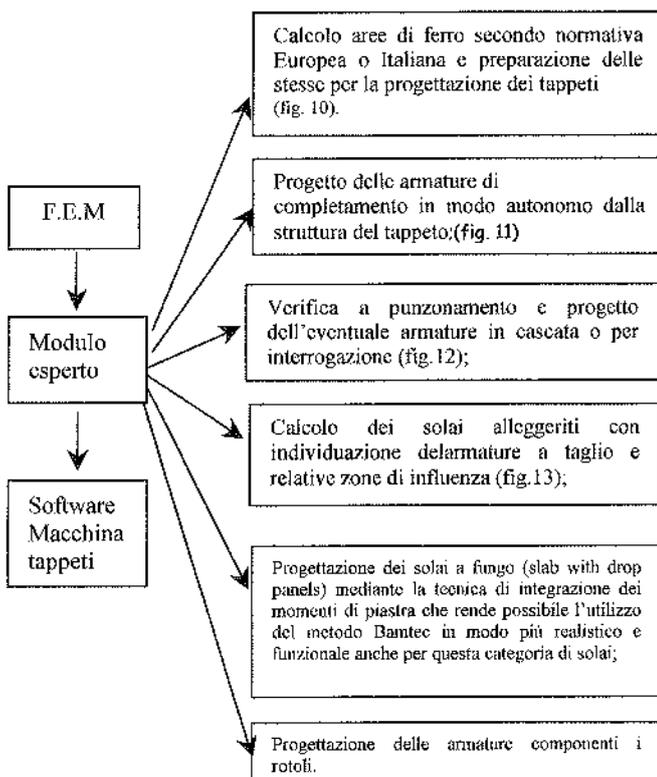


fig. 11





# SULL'IMPIEGO DI METODI DINAMICI PER LA VALUTAZIONE DELL'INTEGRITÀ DI STRUTTURE DI C.A.

Annibale Luigi Materazzi<sup>1</sup>, Marco Breccolotti<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Straordinario di Progetto di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

<sup>2</sup> Dottore di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

## SOMMARIO

Vengono discusse criticamente le metodologie più diffuse per la diagnosi del danneggiamento di strutture di cemento armato mediante la osservazione della risposta dinamica. La disamina ha messo in evidenza le limitazioni proprie dei vari metodi di indagine. Allo scopo di superare alcune di queste limitazioni viene proposto l'impiego di una nuova metodologia, che è stata applicata a prove sperimentali mirate.

## SUMMARY

The most widely used techniques for damage detection of R.C. structures using vibration methods are reviewed and discussed. The major drawbacks of the dynamic methods have been identified. In order to overcome some of their limitations, a new experimental technique, first applied in laboratory to R.C. beams, is proposed.

## 1. INTRODUZIONE

Le tecniche di indagine basate sulla osservazione dinamica della risposta strutturale vengono da tempo impiegate durante il collaudo delle opere di calcestruzzo strutturale di particolare rilevanza, quali i ponti, le grandi coperture, ecc.. Esse si basano sulla eccitazione dinamica delle strutture mediante l'applicazione di forzanti artificiali – fornite da vibrodine o generate secondo varie modalità mediante l'urto di masse battenti – oppure utilizzando azioni tempo-varianti di origine ambientale, quali, ad esempio, il traffico veicolare o le azioni del vento.

La risposta strutturale viene rilevata mediante opportuni sensori – nella maggior parte dei casi accelerometri – che consentono di acquisire e memorizzare su supporto informatico l'andamento temporale della risposta. L'analisi dei dati consente di determinare le caratteristiche dinamiche delle strutture – frequenze naturali, forme modali, smorzamenti – e quindi di convalidare la qualità dei modelli di calcolo impiegati durante le fasi del progetto e di confermare la corrispondenza tra le caratteristiche dei vincoli previste in sede di progetto e quelle effettivamente realizzate.

In anni recenti l'attenzione si è anche rivolta verso la osservazione del comportamento in servizio delle strutture esistenti, al fine di diagnosticare la eventuale presenza di

fenomeni di danneggiamento, e quindi di esprimere un giudizio sulla integrità delle opere, in vista della programmazione di interventi di manutenzione.

Nel caso dei ponti occorre osservare che la maggior parte delle opere esistenti sono state costruite nel periodo compreso tra la seconda metà degli anni '50 e la prima metà degli anni '70. A distanza di 40 – 50 anni dalla loro costruzione gran parte di esse presentano significativi fenomeni di danneggiamento, che richiedono continui interventi di manutenzione e di ripristino affinché esse possano ancora continuare a svolgere la funzione per la quale sono state progettate.

Questo problema, che coinvolge risorse significative della collettività, è comparativamente ancora più grave all'estero che in Italia, in quanto nel nostro Paese le norme tecniche utilizzate all'epoca della progettazione delle opere prevedevano carichi mobili di esercizio più elevati che, di fatto, hanno costituito una protezione supplementare per le strutture.

Negli Stati Uniti, ad esempio, lo stato di danneggiamento dei ponti è un autentico problema nazionale. Fonti bibliografiche [1] citano, a questo proposito, che dei 581.862 ponti della rete stradale americana, ben 182.726 opere (31.4%) sono state valutate dalla Federal Highways

Administration (FHWA) strutturalmente insufficienti o inadeguati dal punto di vista funzionale. La stima delle risorse economiche necessarie alle corrispondenti riparazioni raggiunge cifre estremamente elevate, dell'ordine dei cento miliardi di euro.

Il problema della manutenzione ha quindi evidenti implicazioni anche nel campo economico. Gli Enti gestori dispongono, infatti, di risorse economiche limitate, che debbono essere utilizzate nel miglior modo possibile, stabilendo in anticipo le priorità e la tipologia di intervento economicamente più vantaggiosa.

È quindi di grande interesse la possibilità di disporre di metodi di indagine e di valutazione al tempo stesso economici ed affidabili. I metodi di indagine basati sulla osservazione delle proprietà dinamiche possono fornire un contributo a questo difficile compito e scopo della presente comunicazione è quello di discutere criticamente le caratteristiche dei metodi maggiormente diffusi, proponendo anche, sulla base di una sperimentazione fisica mirata, un ulteriore metodo di indagine.

## 2. METODI DINAMICI PER LA VALUTAZIONE DEL DANNEGGIAMENTO DI STRUTTURE IN C.A.

I metodi di valutazione del danno basati sull'osservazione delle proprietà dinamiche delle strutture utilizzano la correlazione esistente tra danno e rigidità strutturale.

Una vasta bibliografia è stata raccolta in proposito da Doebling et al. [2] e da Sohn et al. [3], con particolare riferimento al caso delle strutture da ponte.

Gli approcci sino ad oggi sviluppati possiedono caratteristiche tra loro molto diverse.

Una classificazione sintetica può essere effettuata sulla base del tipo di informazioni che possono essere ricavate dalla applicazione di detti metodi, seguendo l'impostazione suggerita da Rytter [4] che, nel 1993, ha suddiviso i metodi di indagine in 4 livelli.

Il primo livello comprende i metodi capaci di individuare l'esistenza del danno, il secondo quelli capaci di individuarne la posizione, il terzo quelli capaci di determinarne posizione ed intensità ed infine il quarto livello comprende i metodi capaci di stimare la vita residua dell'opera analizzata.

Sebbene tale classificazione risulti immediata e coincisa, essa fornisce informazioni limitate che non consentono di distinguere quali proprietà e strumenti vengano utilizzati per l'identificazione del danno.

Un'ulteriore classificazione, maggiormente dettagliata, può essere stabilita sulla base del tipo di informazioni utilizzate e sul tipo di elaborazione a cui tali informazioni vengono sottoposte. Secondo questa classificazione i metodi dinamici possono essere suddivisi in:

- Metodi basati sulle frequenze proprie di vibrazione
- Metodi basati sulle forme modali
- Metodi basati sulla curvatura delle forme modali
- Metodi basati sull'impiego di vettori di Ritz
- Metodi basati sulle funzioni di risposta in frequenza (FRF)
- Metodi parametrici basati sull'aggiornamento di modelli numerici
- Metodi parametrici nel dominio del tempo

Tra i metodi che utilizzano le sole frequenze proprie di vibrazione ricordiamo lo studio di Brinker et al. [5] relativo alle indagini dinamiche effettuate presso il ponte Z24 tra

Berna e Zurigo in Svizzera, danneggiato artificialmente prima della sua demolizione. Tra i danni inferti alla struttura vi sono cedimenti delle pile, espulsione del calcestruzzo di copriferro, formazione di cerniere di calcestruzzo e rottura di armature di precompressione. I risultati mostrano come non vi sia una diretta correlazione tra danneggiamento e caratteristiche modali poiché, ad esempio, i valori delle frequenze di vibrazione rilevate sperimentalmente non sempre diminuiscono al progredire del danneggiamento.

Nel caso di strutture semplici e con forti ipotesi sulle caratteristiche del danno, è possibile scrivere sistemi di equazioni la cui risoluzione conduce alla individuazione di posizione ed entità del danno. Seguendo questa strada Boltezar et al. [6] hanno analizzato le vibrazioni di una trave di Eulero-Bernoulli a sezione costante con una lesione di intensità e posizione ignota modellata con una molla rotazionale. Le equazioni del moto dei due segmenti di trave collegati dalla molla rotazionale consentono di ottenere un sistema di 8 equazioni differenziali lineari in 8 incognite. Note due o più frequenze proprie di vibrazione sperimentali è possibile, a detta degli Autori, determinare grandezza e posizione del danno.

Utilizzando il metodo della matrice di trasferimento Patil e Maiti [7] hanno formulato una procedura per l'individuazione di fessure multiple in una trave snella alla Eulero-Bernoulli modellando, anche essi, le lesioni con molle rotazionali.

Anche Kim et al. [8] descrivono un metodo per l'individuazione delle lesioni a partire dalle sole frequenze sperimentali con l'ausilio di modelli analitici per stimare le deformate modali della struttura in configurazione non danneggiata. Il loro approccio è basato su un metodo perturbativo del primo ordine che lega la variazione percentuale dell'energia di deformazione modale alla variazione relativa delle frequenze proprie.

Altri metodi di identificazione sono basati sulla sola determinazione delle forme modali. Tra questi i più noti sono senza dubbio il Modal Assurance Criterion [9] (MAC) ed il Coordinate Modal Assurance Criterion [10] (COMAC) che rispetto al primo metodo consente di tener conto di variazioni locali degli spostamenti nel confronto tra due diversi stati della struttura. I due metodi conducono alla determinazione di indici adimensionali mediante le relazioni seguenti:

$$MAC_i = \frac{\left( \mathbf{v}_{iv}^T \mathbf{v}_{id} \right)^2}{\left( \mathbf{v}_{iv}^T \mathbf{v}_{iv} \right) \left( \mathbf{v}_{id}^T \mathbf{v}_{id} \right)} \quad (1)$$

dove  $\mathbf{v}_{iv}$  è l'i-esimo modo naturale di vibrazione nello stato di riferimento  $v$  e  $\mathbf{v}_{id}$  è l'i-esimo modo di vibrazione nello stato danneggiato  $d$ , e

$$COMAC_{(j)} = \frac{\left[ \sum_{j=1}^N \mathbf{v}_{iv}(j) \cdot \mathbf{v}_{id}(j) \right]^2}{\sum_{i=1}^N \mathbf{v}_{iv}(j) \cdot \mathbf{v}_{iv}(j) \cdot \sum_{i=1}^N \mathbf{v}_{id}(j) \cdot \mathbf{v}_{id}(j)} \quad (2)$$

dove  $\mathbf{v}_{iv}(j)$  è lo spostamento dell'i-esimo modo di vibrare dello stato di riferimento  $v$  nel punto  $j$ ,  $\mathbf{v}_{id}(j)$  è lo

spostamento dell'*i*-esimo modo di vibrare dello stato *d* nel punto *j* e *N* è il numero dei modi di vibrazione eccitati. Poiché questi metodi fanno uso esclusivamente delle deformate modali, essi risultano particolarmente utili quando vi siano modi accoppiati. In entrambi i casi gli indici possono variare nel campo 0 - 1; il valore 1 indica che non ci sono differenze, in termini di deformate modali, tra le risposte dei due stati analizzati, mentre valori minori dell'unità indicano differenze di risposta e quindi possibili danneggiamenti.

Fryba et al. [11] descrivono l'impiego del metodo COMAC per il controllo della qualità delle opere di riparazione di un ponte precompresso a tre campate avente lunghezza di 64.4 m. I dati relativi alla struttura in condizioni integre sono stati ricavati da un ponte "gemello", non danneggiato, posizionato a fianco del ponte oggetto dei lavori di riparazione. Gli Autori hanno potuto constatare l'efficacia delle opere di riparazione mediante la osservazione dei coefficienti calcolati con il metodo COMAC, risultati tutti molto prossimi all'unità.

Altri metodi sfruttano la curvatura delle forme modali, parametro ritenuto da alcuni ricercatori più sensibile al danneggiamento di quelli visti in precedenza (frequenze e forme modali). De Roeck [12] partendo dalle frequenze proprie di vibrazione e dalle forme modali determinate sperimentalmente, determina la distribuzione della rigidità flessionale dinamica di una struttura utilizzando le curvature delle deformate modali tramite la relazione:

$$EI = \frac{M}{\frac{d^2 \phi^b}{dx^2}} \quad (3)$$

in cui  $\phi^b$  che rappresenta la deformata flessionale, che lega rigidità flessionale dinamica *EI* ed il momento flettente *M* in ogni sezione attraverso la curvatura.

Una metodologia alternativa a quelle che fanno uso dei parametri modali (frequenze, smorzamenti e forme modali) per l'identificazione strutturale e per l'individuazione del danno è quella basata sulla determinazione dei vettori di Ritz (Sohn e Law [13]). Nel caso in cui un sistema è sollecitato da una forza tempo-variante del tipo  $F(t) = f \cdot u(t)$ , il primo vettore di Ritz,  $\bar{r}_1$ , corrispondente alla deformata statica causata dal vettore di forze *f*, può essere calcolato come  $K\bar{r}_1 = f$ , in cui *K* rappresenta la matrice di rigidità del sistema. Una volta normalizzato rispetto alla matrice delle masse, il primo vettore di Ritz serve come base per calcolare il secondo vettore di Ritz. Ricursivamente i vettori di ordine superiore possono essere calcolati come  $K\bar{r}_s = M\bar{r}_{s-1}$ . È possibile estrarre tali vettori dai dati provenienti da prove dinamiche individuando, così, la matrice di flessibilità *G*, inversa della matrice di rigidità *K*. Dalla matrice di flessibilità può essere calcolato il primo vettore di Ritz,  $\bar{r}_1 = Gf$ , da normalizzare rispetto alla matrice delle masse. I vettori di Ritz successivi sono generati ricursivamente in maniera identica a quanto visto precedentemente.

Algoritmi più complessi fanno uso delle funzioni di trasferimento che contengono informazioni aggiuntive rispetto alle sole informazioni di frequenze e forme modali. Fanning et

al. [14] utilizzano una procedura basata su singole misure dinamiche di input ed output per la determinazione di posizione e intensità del danno. La procedura è basata sulle modifiche apportate alla matrice di reccitanza o funzione di risposta in frequenza del sistema

$$G = [K - M\omega^2 + i\omega c]^{-1} \quad (4)$$

dalla variazione della rigidità di un elemento strutturale danneggiato.

I metodi di rilevazione del danno basati su stime parametriche richiedono, invece, che la struttura venga rappresentata mediante un modello agli elementi finiti descritto da un sufficiente numero di parametri. Il confronto tra risposta del sistema reale e risposta del modello numerico consente di stimare mediante opportuni procedimenti (metodo dei minimi quadrati, delle forze residue o degli spostamenti residui del problemi di vibrazione agli autovalori) i valori dei parametri che descrivono la struttura, evidenziando eventuali disuniformità o punti singolari. Maeck et al. [15] utilizzano una tecnica basata sull'aggiornamento di alcuni parametri fisici con cui è descritta la struttura al fine di minimizzare la differenza tra la risposta prevista con modelli agli elementi finiti e risposta misurata sperimentalmente.

Modelli parametrici per l'individuazione del danneggiamento sono stati sviluppati anche nel dominio del tempo. Hu et al. [16] hanno sviluppato un algoritmo, denominato Matched Damage Processing (MDP) basato sul confronto tra risposta del modello reale e risposta del modello agli elementi finiti in cui sono fatti variare i parametri di rigidità degli elementi costituenti la struttura. I dati di input utilizzati dall'algoritmo sono le storie temporali degli spostamenti misurati in diversi punti della trave ottenuti in conseguenza del passaggio di una forza di intensità costante e velocità nota sulla trave reale. Tale risposta viene confrontata con quelle provenienti da soluzioni numeriche del problema in cui posizione ed intensità del danno sono fatte variare sistematicamente. Tra tutte le possibili configurazioni ottenibili facendo variare posizione ed intensità del danno viene scelta quella che rende minimo il valore:

$$\epsilon^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M [\bar{v}(x_i, t_j) - v(x_i, t_j)]^2 \quad (5)$$

dove *N* rappresenta il numero dei sensori utilizzati, *M* il numero dei passi temporali per ogni segnale, *x<sub>i</sub>* la posizione dell'*i*-esimo sensore e  $\bar{v}$  e *v* rappresentano rispettivamente la risposta misurata sulla struttura reale e la risposta calcolata con il modello numerico.

### 3. CONSIDERAZIONI CRITICHE SULLE LIMITAZIONI DEGLI ATTUALI METODI DINAMICI

Varie e discordanti sono le opinioni circa l'efficacia dei metodi di indagine basati sulla misurazione dei parametri modali per la valutazione del danno. Già Salawu [17], ad esempio, pur riconoscendo che i metodi dinamici basati sulla determinazione delle frequenze proprie di vibrazione presentano una potenziale utilità per la valutazione dell'integrità di opere d'arte mediante ispezioni dinamiche di

routine, ne evidenzia le notevoli difficoltà per una pratica applicazione. Tali difficoltà sono dovute, tra le altre cose, agli effetti delle condizioni ambientali sulle proprietà dinamiche delle strutture ed alla consistenza ed affidabilità delle procedure. Saiawu sottolinea inoltre come tali procedure possano risultare inadeguate nell'analisi delle condizioni di sicurezza di strutture civili di grosse dimensioni, in cui il danneggiamento può manifestarsi in un numero enorme di combinazioni posizione-intensità, per l'elevato tempo di calcolo richiesto dagli algoritmi di identificazione.

Anche Farrar et al. [18] analizzando criticamente i risultati delle prove dinamiche da loro eseguite sul ponte I-40 sul Rio Grande ad Albuquerque (NM) prima della sua completa distruzione, affermano che i parametri dinamici standard (frequenze proprie, forme modali e smorzamenti) sono poco sensibili alla presenza del danneggiamento e sottolineano l'importanza dell'influenza dei fattori ambientali sulla validità della prova dinamica.

Recentemente si è cercato di superare le limitazioni dovute alle condizioni ambientali mediante procedure di correzione. Peeters et al. [19] hanno proposto l'impiego di un modello ARX (autoregressivo ed esogeno) capace di distinguere gli effetti delle variazioni di temperatura sulle frequenze proprie di vibrazione da quelli causati da danneggiamenti veri e propri.

Particolari difficoltà all'applicazione dei metodi dinamici si incontrano quando le strutture da analizzare sono realizzate in c.a.. Ebert e Bucher [20] hanno evidenziato l'influenza delle proprietà stocastiche del calcestruzzo sulle caratteristiche dinamiche delle strutture realizzate con tale materiale. I risultati di ripetuti set di prove sperimentali condotte su travi "nominalmente" identiche hanno mostrato, anche per strutture molto semplici, una elevata variabilità delle frequenze proprie di vibrazione determinate mediante analisi modale. Tale variabilità è stata riscontrata non solo in travi con ugual grado di danneggiamento ma anche in travi integre. Le proprietà stocastiche del calcestruzzo sono risultate fondamentali anche nella evoluzione dello stato di danneggiamento con travi che, soggette a stesse prove di carico di carico, hanno esibito differenti gradi di danneggiamento. Tale aspetto diventa di fondamentale importanza qualora, in assenza di dati sulle caratteristiche dinamiche originarie della struttura, si assumano come "riferimento" i dati provenienti da un'altra struttura nominalmente uguale a quella indagata.

Occorre infine evidenziare che la correlazione tra rigidità e resistenza è generalmente modesta, soprattutto per le strutture di c.a.. Mentre, infatti, la rigidità e le proprietà dinamiche sono caratteristiche che dipendono dalla geometria e dalle caratteristiche elastiche della struttura nel suo complesso, la resistenza è una caratteristica locale da valutare sezione per sezione o elemento per elemento. Inoltre, per le modalità di verifica delle sezioni in c.a., il calcestruzzo viene ipotizzato privo di resistenza a trazione mentre innegabile è l'effetto del calcestruzzo teso sulle proprietà dinamiche delle strutture in servizio.

#### 4. UNA PROCEDURA DINAMICA PER LA VALUTAZIONE DELLO STATO DI FESSURAZIONE

Le strutture di calcestruzzo armato, normale o precompresso, con lesioni che possono alternativamente aprirsi e chiudersi sotto eccitazione dinamica, mostrano

caratteristiche dinamiche peculiari, come è evidenziato dalle prove sperimentali e come anche affermato recentemente da alcuni ricercatori. Zonta [21,22], ad esempio, ha rilevato, durante l'esecuzione di prove sperimentali dinamiche su pannelli in c.a.p., la presenza di uno sdoppiamento delle frequenze proprie di vibrazione, in particolar modo della prima frequenza, nel caso di pannelli lesionati artificialmente.

Una motivazione qualitativa del fenomeno dello sdoppiamento delle frequenze può essere data osservando che la rigidità della zona danneggiata è diversa quando la deformazione provoca la chiusura delle lesioni rispetto a quando provoca la loro apertura.

Le prove sperimentali mostrano inoltre che le ampiezze dei picchi dipendono dallo stato di fessurazione della struttura: nel caso di strutture debolmente fessurate l'ampiezza del picco a frequenza inferiore è minore di quella relativa al picco della frequenza superiore, mentre nel caso in cui vi sia un severo stato di fessurazione i valori dell'ampiezza del picco posto a frequenza inferiore risultano ben più elevati.

Lo stato di fessurazione di strutture in c.a. può quindi essere descritto da un nuovo parametro adimensionale, che possiamo denominare Splitted Frequency Amplitude Ratio (SFAR), rapporto tra l'intensità della Trasformata Discreta di Fourier (DFT) in corrispondenza della frequenza inferiore e l'intensità della stessa funzione in corrispondenza della frequenza superiore (fig. 1):

$$SFAR = \frac{|DFT(f_1)|}{|DFT(f_2)|} \quad (6)$$

Poiché lo sdoppiamento è più evidente per la prima frequenza propria di vibrazione della struttura integra, l'indice SFAR viene definito con riferimento a detta frequenza.

Sulla base della sua definizione, l'indice SFAR vale zero in corrispondenza dello stato non fessurato mentre assume valori positivi in caso di struttura danneggiata. L'indice così definito possiede alcune utili proprietà rispetto ai metodi di valutazione del danneggiamento basati sulla determinazione delle sole frequenze proprie di vibrazione.

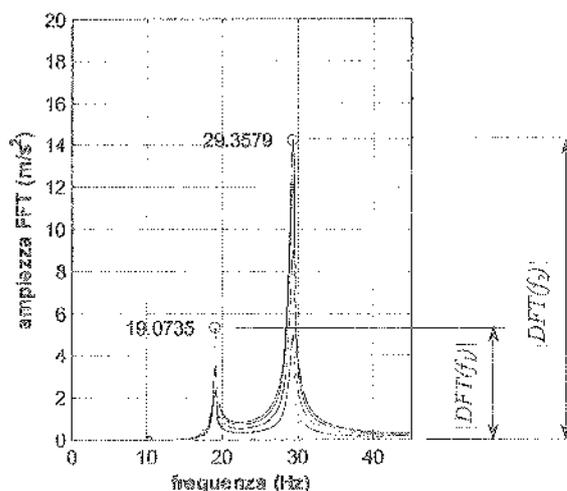


Figura 1 - Definizione dell'indice di danneggiamento SFAR.

L'indice, infatti, essendo un rapporto tra due frequenze, è adimensionale e risulta scarsamente sensibile alle variazioni di temperatura. Inoltre è sempre possibile assumere per le strutture integre il valore di riferimento SFAR = 0, poiché almeno inizialmente, le strutture possono essere ipotizzate non fessurate.

## 5. APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA PROPOSTA AL CASO DI TRAVI DI CEMENTO ARMATO

La procedura proposta è stata applicata a due travi di cemento armato appositamente realizzate.

Su tali travi sono stati prodotti artificialmente due diversi percorsi di danneggiamento progressivo, realizzati mediante la applicazione di carichi di intensità crescente in una prova di flessione su 4 punti e mediante danneggiamenti locali con rimozione del copriferro e tagli parziali delle barre di armatura.

Le travi così danneggiate sono state poi eccitate mediante martello strumentato, acquisendo la risposta strutturale sotto forma di storie di accelerazione in un numero opportuno di punti.

### 5.1 Caratteristiche delle travi di prova

Le travi di c.a. utilizzate nelle indagini dinamiche hanno lunghezza totale pari a 430 cm e luce tra gli appoggi di 400 cm (vedi Figura 2). La loro sezione trasversale è rettangolare con base di 20 cm ed altezza pari a 30 cm. Lo schema statico è quello di trave appoggiata.

Per entrambe le travi sono state utilizzate armature in acciaio tipo FeB 44 k ad aderenza migliorata disponendo all'intradosso 4 barre  $\phi$  12 ed all'estradosso 2 barre  $\phi$  10 con funzione di reggistaffe. L'armatura a taglio è stata realizzata con staffe  $\phi$  6 a due bracci disposte ad interasse di 15 cm in mezzeria e di 10 cm in corrispondenza degli appoggi. Tale armatura è stata progettata in modo da garantire la rottura duttile delle travi, nel senso di consentire la rottura per flessione sotto un carico inferiore a quello che provocherebbe la rottura per taglio e flessione. La trave n. 1 è stata confezionata utilizzando calcestruzzo di resistenza caratteristica pari a 50 N/mm<sup>2</sup> mentre per la trave n. 2 è stato utilizzato un calcestruzzo di classe 35 N/mm<sup>2</sup>.

Allo scopo di realizzare in modo accurato le condizioni di appoggio desiderate (cerniere), sono state incorporate nel getto di calcestruzzo due "coltelli", costituiti da lastre di acciaio dello spessore di 10 mm, opportunamente collegati alle armature longitudinali.

### 5.2 Strumentazione impiegata per l'acquisizione della risposta dinamica

Nella Figura 4 è riportato lo schema della disposizione dei sensori impiegati per l'acquisizione della risposta strutturale. Sono stati utilizzati 7 accelerometri piezoelettrici di tipo sismico, modello PCB 393C, aventi sensibilità di 1 V/g (101.9mV/(m/sec<sup>2</sup>)) collegati ad un alimentatore-convertitore analogico/digitale a 13 bit prodotto dalla Strawberry Tree, modello DataShuttle Express, controllato da un elaboratore elettronico dedicato che si è occupato anche della memorizzazione dei dati acquisiti.

La sensibilità termica degli accelerometri è inferiore allo 0.054%/°C ed è stata quindi trascurata nelle analisi sperimentali.

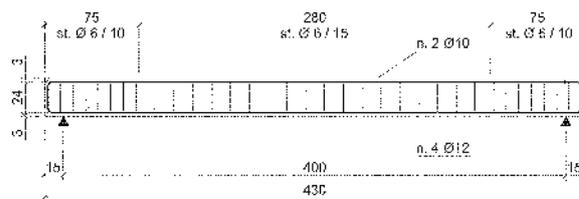


Figura 2 - Carpentoria e armatura delle travi

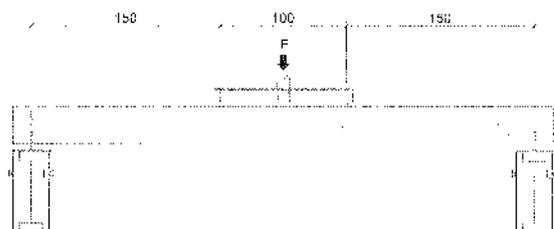


Figura 3 - Schema della prova a flessione su 4 punti

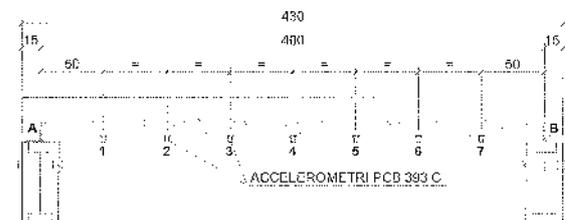


Figura 4 - Disposizione degli accelerometri

Gli accelerometri sono stati disposti ad interasse costante di 50 cm, collegati mediante basette magnetiche a piastre di acciaio incollate con resine all'intradosso delle travi. I segnali accelerometrici e quelli riguardanti la forza impulsiva applicata sono stati acquisiti con una frequenza di campionamento di 2000 Hz, sufficiente per identificare con confidenza i primi tre modi di vibrare della trave nel piano verticale.

### 5.3 Risultati delle prove sperimentali

Le due travi sono state sottoposte a diversi tipi di danneggiamento. La trave n. 1 è stata sottoposta a danneggiamento progressivo per aumento dello stato di fessurazione mediante applicazione di carichi al martinetto d'intensità crescente. Nella Tabella 1 sono elencati i carichi applicati durante i vari step di danneggiamento. Gli ultimi due step, D1 e D2, sono relativi ad uno stesso passo di danneggiamento ma le prove sono state eseguite a distanza di un giorno per investigare gli effetti delle variazioni di temperatura.

Tabella 1 - Carichi al martinetto per la trave n. 1

	Step n.					
	0	A	B	C	D1	D2
Forza al martinetto (kN)	0	23.55	31.40	39.25	49.06	49.06

Per ogni step di danneggiamento sono state eseguite tre prove con eccitazione impulsiva, i cui risultati testimoniano la buona ripetibilità delle prove dinamiche su brevi intervalli temporali. Nella Figura 5 sono rappresentate le ampiezze della DFT nel campo 0-45 Hz, mentre le frequenze dei primi due modi sono riassunte in Tabella 2.

A partire dallo step di danneggiamento A si può notare la comparsa di un picco nella DFT a frequenza inferiore a quella del primo modo. È possibile ipotizzare che la causa di tale comportamento sia la fessurazione della matrice di calcestruzzo conseguente all'applicazione del carico avvenuta proprio allo step di danneggiamento A.

Aumentando il carico applicato nella prova di flessione su quattro punti si nota (vedi Figura 6) come l'indice SFAR aumenti fino a valori pari a circa 0.1 in corrispondenza dello step di danneggiamento C, per poi diminuire leggermente negli step D1 e D2. Nel grafico di Figura 6 sono riportati i valori medi dei rapporti fra le ampiezze dei due picchi sulle tre prove, al variare dello stato di danneggiamento.

Occorre sottolineare che il massimo carico di fessurazione applicato alla trave, pari a 49.06 kN, è ben lontano dal valore teorico che provocherebbe il collasso della trave stessa, stimato in 62.53 kN.

Da notare è inoltre la differenza nei valori delle frequenze proprie di vibrazione riscontrate nelle prove denominate D1 e D2, relative ad uno stesso step di danneggiamento, causata dalle variazioni delle condizioni ambientali (temperatura).

Per la trave n. 2 i primi step di danneggiamento sono consistiti nella rimozione del calcestruzzo di copriferro inferiore, nel taglio parziale della barre disposte all'intradosso e nella rimozione del calcestruzzo di copriferro superiore nelle sezioni disposte a L/2, L/4 e 2L/3, avendo indicato con L la luce di appoggio della trave. Successivamente sono stati applicati in una prova di flessione su 4 punti i carichi progressivi indicati nella Tabella 3. La rottura, ottenuta in corrispondenza della sezione di mezzaria, si è avuta per valori della pressione al martinetto di 195 bar, corrispondenti a 39.25 kN, di poco superiore al carico applicato in corrispondenza dello step di danneggiamento 19F, pari a 34.34 kN.

Anche in questo caso, successivamente ad ogni step di danneggiamento, è stata effettuata una serie di tre rilievi dinamici con eccitazione impulsiva. I risultati delle tre prove testimoniano nuovamente la buona ripetibilità delle prove dinamiche se effettuate a breve intervallo l'una dall'altra.

Analogamente a quanto fatto per la trave n. 1, i risultati delle analisi in frequenza, in termini di ampiezza della DFT, sono graficati in Figura 7 nel campo 0 – 45 Hz in cui ricade la sola prima frequenza propria di vibrazione. È evidente la presenza di due picchi ravvicinati, corrispondenti entrambi alla prima deformata modale, le cui frequenze sono riassunte nella Tabella 4.

È possibile osservare come il picco corrispondente alla frequenza più elevata si sposti progressivamente verso valori di frequenza inferiore all'aumentare del carico di fessurazione applicato. Il picco posto a frequenze inferiori presenta invece una minor variabilità con l'entità dello stato di fessurazione, eccezion fatta per l'ultimo step di danneggiamento in cui la distanza relativa fra i due picchi si riduce notevolmente soprattutto per l'incremento dei valori relativi al picco posto a frequenza inferiore.

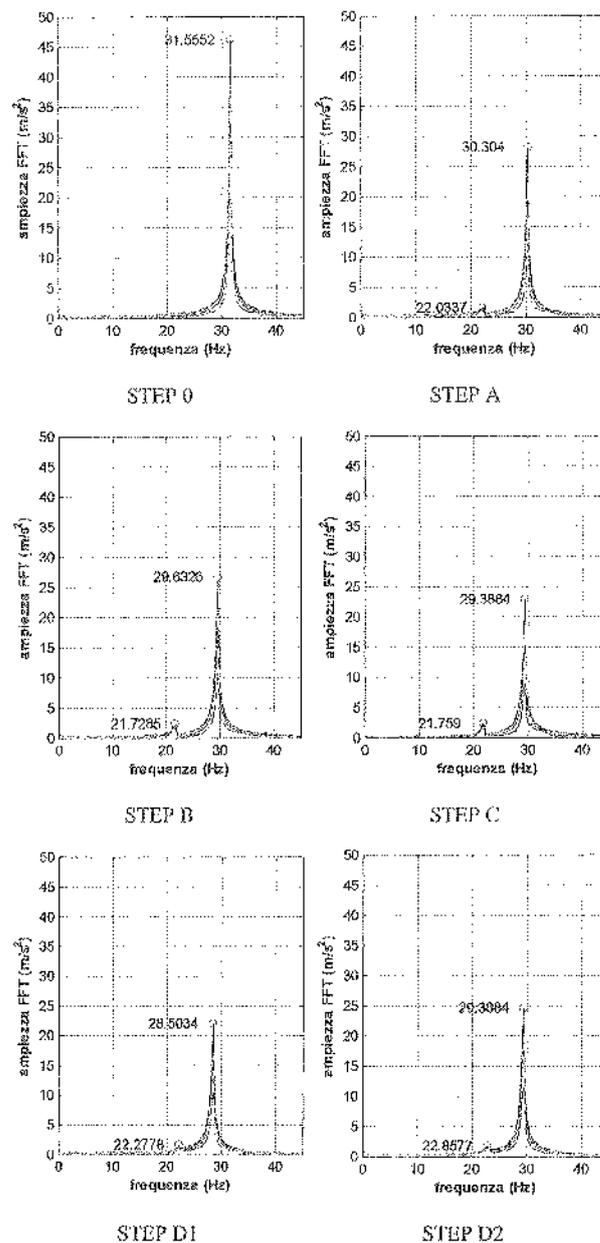


Figura 5 – Sdoppiamento della prima frequenza per la trave n. 1

Tabella 2 – Trave n. 1 – Frequenze dei primi due picchi della DFT

	Step n.					
	0	A	B	C	D1	D2
Frequenza 1° picco (Hz)		22.034	21.728	21.759	22.278	22.858
Frequenza 2° picco (Hz)	31.555	30.304	29.633	29.388	28.503	29.388

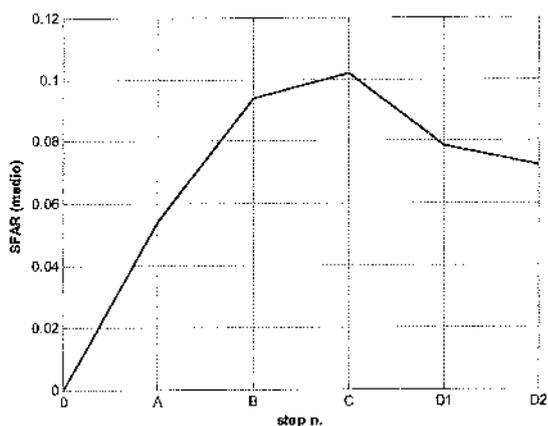


Figura 6 – Trave n. 1 – Indice di danno SFAR

Tabella 3 – Carichi al martinetto per la trave n. 2.

	Step n.						
	19	19A	19B	19C	19D	19E	19F
Forza al martinetto (kN)	0	9.81	14.72	19.62	24.53	29.44	34.34

Con il progredire dello stato di danneggiamento è inoltre evidente come il primo picco della DFT, con frequenza posta nell'intorno di 19 Hz, diventi sempre più importante fino a raggiungere, poco prima del collasso, valori di intensità di poco inferiori a quelli ottenuti in corrispondenza del secondo picco, posto a circa 27 Hz.

Sebbene sia stata registrata una chiara tendenza verso la diminuzione delle frequenze di vibrazione all'aumentare del danneggiamento, si può osservare quanto ridotte siano le variazioni delle frequenze proprie di vibrazione. Ben più sensibile è invece l'indice di danno SFAR, i cui valori per i vari step di danneggiamento sono riportati nella Figura 8. Risulta evidente che il valore di tale rapporto aumenta velocemente per i primi step di fessurazione e continua ad aumentare, anche se più lentamente, man mano che ci si avvicina al collasso della struttura.

## 6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

L'analisi critica delle metodologie più diffuse per la stima del danneggiamento di strutture di c.a. mediante metodi dinamici ha messo in evidenza alcuni problemi che ne rendono difficile l'applicazione.

Innanzitutto la maggior parte di essi richiede la disponibilità delle caratteristiche dinamiche delle strutture considerate prima che sia intervenuto il danneggiamento, dato ben di rado disponibile.

Inoltre la sensibilità ridotta delle varie metodologie può non essere sufficiente per distinguere gli effetti del danneggiamento da quelli indotti dalle variazioni di temperatura che, come è noto, modificano le caratteristiche dinamiche delle strutture. Infine la debole correlazione tra rigidità strutturale e resistenza può, in molti casi, rendere non identificabili condizioni di danno localizzate.

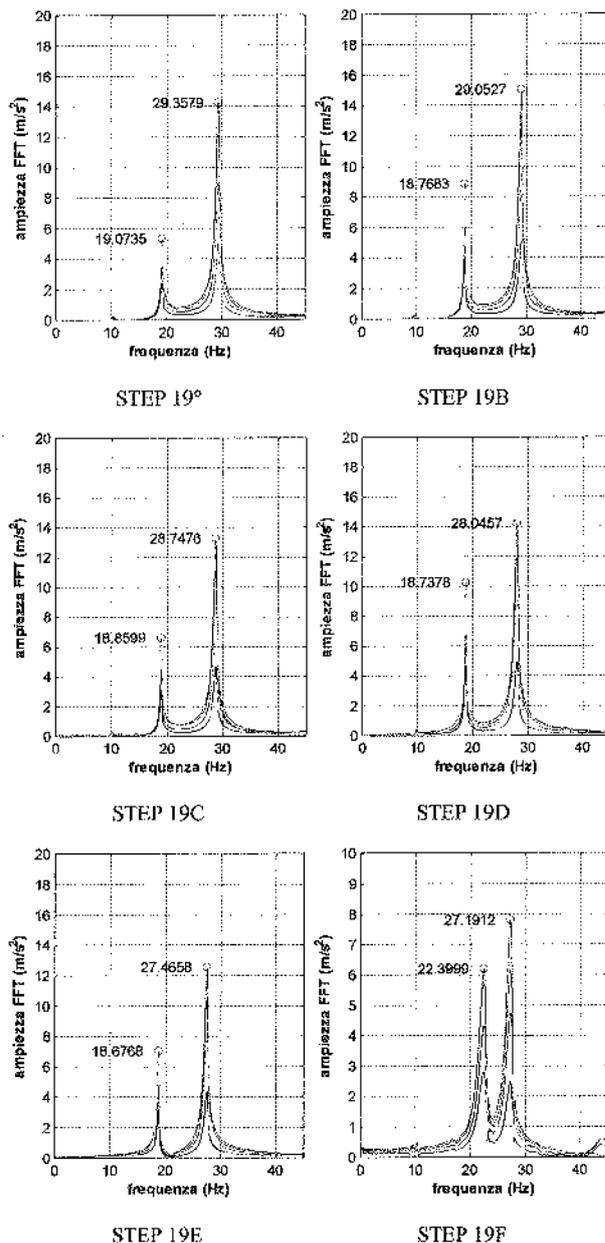


Figura 7 – Sdoppiamento della prima frequenza per la trave n. 2

Tabella 4 – Trave n. 2 – Frequenze dei primi due picchi della DFT

	Step n.					
	19A	19B	19C	19D	19E	19F
Frequenza 1° picco (Hz)	19.084	18.779	18.840	18.748	18.677	22.430
Frequenza 2° picco (Hz)	29.358	29.053	28.666	28.046	27.456	27.222

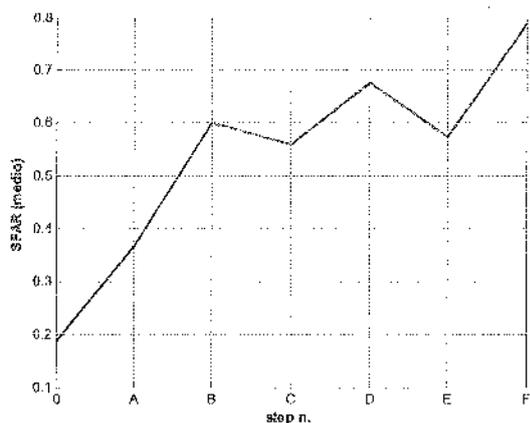


Figura 8 - Trave n. 2 - Indice di danno SFAR

Per superare alcuni di queste limitazioni è stata proposta, nella presente comunicazione, l'adozione di un nuovo indice adimensionale basato sul fenomeno dello sdoppiamento della prima frequenza di vibrazione delle strutture danneggiate, lo SFAR, di cui è stata saggiata l'applicazione nel caso di prove sperimentali mirate.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] TURNER, D. S., 1999, "America's crumbling infrastructures", USA Today (Magazine).
- [2] DOEBLING, S.W., FARRAR, C.R., PRIME, M.B., SHEVITZ, D.W., 1996, "Damage identification and health monitoring of structural and mechanical system from changes in their vibrational characteristic: a literature review", Los Alamos National Laboratories, Report LA-13070-MS, Los Alamos, New Mexico.
- [3] HOON, S., FARRAR, C.R., HEMEZ, F.M., CZARNECKI, J.J., SHUNK, D.D., STINEMATES, D.W., NADLER, B.R., 2003, "A review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001", Los Alamos National Laboratories, Report LA-13976-MS, Los Alamos, New Mexico.
- [4] RYTTER, A., 1993, "Vibration based inspection of civil engineering structures", PhD thesis, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark.
- [5] BRINCKER R., ANDERSEN P., CANTINI R., 2001, "Identification and level I damage detection of the Z24 highway bridges", Experimental techniques.
- [6] BOLTEZAR, M., STRANCAR, B., KUHELJ, A., 1999, "Identification of transverse crack location in flexural vibrations of free-free beams", Journal of Sound and Vibration, 211, pp. 729-734.
- [7] PATH, D.P., MAITI, S.K., 2003, "Detection of multiple cracks using frequency measurements", Engineering Fracture Mechanics, 70, pp. 1553-1572.
- [8] KIM, J.T., STUBBS, N., 2003, "Crack detection in beam-type structures using frequency data", Journal of Sound and Vibration, 259, pp. 145-160.
- [9] ALLEMANG, R.J., BROWN, D.L., 1983, "Correlation coefficient for modal vector analysis", Proc. of the 1<sup>st</sup> International Modal Analysis Conference, pp. 110-116.
- [10] LIEVEN, N.A.J., EWINS, D.J., 1988, "Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (COMAC)", Proc. of the 6<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, pp. 690-695.
- [11] FRÝBA, L., PIRNER, M., 2001, "Load tests and modal analysis of bridges", Engineering Structures, 23, pp. 102-109.
- [12] DE ROECK, D., PEETERS, B., MAECK, J., 2000, "Dynamic monitoring of civil engineering structures", Proc. Computational methods for shell and spatial structures, IASS-IACM 2000, Greece.
- [13] SOHN, H., LAW, K. H., 2001, "Extraction of Ritz vectors from vibration test data", Mechanical System and Signal Processing, 15, pp. 213-226.
- [14] FANNING, P.J., CARDEN E.P., 2003, "Damage detection based on Single-Input-Single-Output Measurements", Journal of Engineering Mechanics, 129, 2, pp. 202-209.
- [15] MAECK, J., ABDEL WAHAB, M., PEETERS, B., DE ROECK, DE VISSCHER, J., DE WILDE, W.P., NDAMBI, J.-M., VANTOMME, J., 2000, "Damage identification in reinforced concrete structures by dynamic stiffness determination", Engineering Structures, 22, pp. 1339-1349.
- [16] HU, S.L.J., HILLIER, T.S., STEPANISHEN, P., 2002, "Data analysis and detection methods for on-line health monitoring of bridge structures", University of Rhode Island Transportation Center.
- [17] SALAWU, O.S., 1997, "Detection of structural damage through changes in frequency: a review", Engineering Structures, 19, pp. 718-723.
- [18] FARRAR, C.R., DOEBLING, S.W., 1997, "Lesson learned from application of vibration-based damage identification methods to a large bridge structures", Proc. Intl. Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford, CA, pp. 351-370.
- [19] PEETERS, B., MAECK, J., DE ROECK, G., 2001, "Vibration-based damage detection in civil engineering: excitation sources and temperature effects", Smart Materials and Structures, 10, pp. 518-527.
- [20] EBERT, M., BUCHER, C., 2002, "Damage effects on the dynamic properties of R/C beams - Experimental and numerical investigation", Proc. Structural Dynamics EURO-DYN 2002, pp. 1433-1438.
- [21] ZONTA, D., 2000, "Structural damage detection and localization by using vibrational measurements", PhD thesis, DISTART, Università degli Studi di Bologna.
- [22] ZONTA, D., MODENA, C., 2001, "Observation on the appearance of dispersive phenomena in damaged structures", Journal of Sound and Vibration, vol. 241, n. 5, pp. 925-933.

# PROPRIETÀ REOLOGICHE DI CILINDRI IN CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE

Claudio Mazzotti<sup>1</sup>, Marco Savoia<sup>2</sup>, Claudio Ceccoli<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Ricercatore, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

<sup>2</sup> Professore Ordinario, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

<sup>3</sup> Professore Ordinario, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

## SOMMARIO

Nella presente memoria vengono descritti i risultati di una campagna sperimentale svolta presso il Laboratorio Prove Strutture dell'Università di Bologna su cilindri in calcestruzzo autocompattante caratterizzate da un resistenza  $f_{cm} = 55$  MPa. Sono state condotte prove di viscosità e ritiro della durata di oltre 13 mesi, in condizioni di temperatura e umidità controllata; parallelamente, su campioni analoghi costituiti dalla stessa miscela è stata valutata la variazione di resistenza e modulo elastico nel tempo. Con i corrispondenti risultati sperimentali si è poi operato un confronto con le indicazioni della Norma Italiana (ove possibile) e più diffusamente con quelle contenute nel Model Code 1990, evidenziando la necessità di ulteriori e più estese indagini per modificare tali leggi, secondo le quali il calcestruzzo è caratterizzato unicamente sulla base della sua resistenza.

## SUMMARY

In this paper, the main results of an experimental study on creep and shrinkage of Self Compacting Concrete (SCC) are reported. Experimental tests have been carried out at Structural Engineering Laboratory of University of Bologna on SCC specimens characterized by  $f_{cm} = 55$  MPa. Strength and elastic modulus variation with time have also been obtained; experimental data have been used to verify the accuracy of provisions given by Italian code and CEB Model Code 90 in terms of delayed deformation. These results confirm that further experimental studies are required in order to properly modify standard provisions.

## 1. INTRODUZIONE

L'impiego di calcestruzzi autocompattanti, partito dal Giappone e dal nord Europa alla fine degli anni ottanta, si sta progressivamente diffondendo anche in Italia grazie alle sue doti di estrema omogeneità, resistenza alla segregazione e capacità di fluire in spazi ristretti senza l'utilizzo di vibrazione; tali caratteristiche ne fanno uno strumento ideale per aumentare la produttività di cantiere migliorando al contempo la finitura delle superfici e la qualità dell'ambiente di lavoro [1].

Queste particolari proprietà vengono sostanzialmente raggiunte grazie all'impiego di sostanze fluidificanti, di agenti viscosizzanti ma soprattutto sostituendo parte degli inerti grossi con materiale finissimo (filler calcarei, ceneri volanti, etc...). Alcune delle proprietà dei calcestruzzi autocompattanti, tuttavia, sono tra loro in antitesi (elevata deformabilità allo stato fresco ed eccellente resistenza alla segregazione interna). Pertanto, il mix-design ed il confezionamento richiedono il rispetto di regole e principi diversi e più complessi rispetto a quelli normalmente impiegati per i calcestruzzi normali [2].

Una parte significativa della attività di ricerca svolta in quest'ambito è rivolta proprio allo studio della miscela, finalizzato alla comprensione del ruolo che ricoprono i vari costituenti nella definizione delle proprietà finali del materiale fresco e indurito [3, 4, 5]. Tra queste, la significativa fluidità dell'impasto fresco, unita alla necessità di valutare il grado di autocompattabilità, hanno richiesto anche di stabilire metodologie sperimentali più idonee per la valutazione di tali proprietà [3, 6].

Per quanto riguarda le proprietà del materiale indurito, uno degli aspetti maggiormente significativi ancora da chiarire è, invece, il comportamento differito sia in termini di ritiro che di deformazioni viscosi. L'elevata quantità di materiale fine presente nei calcestruzzi autocompattanti (cemento + filler), infatti, può contribuire sensibilmente ad accrescere i fenomeni differiti. Le numerose ricerche in tale campo, tuttavia, hanno fornito risultati spesso contrastanti, specialmente nel confronto con corrispondenti risultati forniti da calcestruzzi normali [7, 8]. Analogamente, è di grande interesse comprendere anche se le attuali norme o indicazioni tecniche nazionali ed internazio-

nali (Model Code 90, ad esempio [9]) risultino adeguate per la predizione delle deformazioni differite dei calcestruzzi auto-compattanti o se non sia necessario rivedere le regole di dipendenza dai vari parametri caratterizzanti il fenomeno.

Nella presente memoria vengono descritti i risultati di una campagna sperimentale svolta presso il Laboratorio Prove Strutture dell'Università di Bologna su cilindri in calcestruzzo autocompattante di resistenza  $f_{cm}=55$  MPa. Sono state condotte prove di viscosità e ritiro della durata di oltre 13 mesi, in condizioni di temperatura e umidità controllata; parallelamente, su campioni analoghi costituiti dalla stessa miscela è stata valutata la variazione di resistenza e modulo elastico nel tempo.

Con i corrispondenti risultati sperimentali si è, poi, operato un confronto con le indicazioni della Norma Italiana (ove possibile) e più diffusamente con quelle contenute nel Model Code 90.

## 2. MATERIALE IMPIEGATO

Le prove hanno riguardato un calcestruzzo autocompattante ad elevate prestazioni caratterizzato da un rapporto  $a/c$  di 0.45; per gli autocompattanti, tuttavia, risulta significativo, ai fini della definizione delle proprietà reologiche, la definizione del rapporto  $a/b$  tra l'acqua e tutto il materiale a granulometria fine (cemento e filler). Tale rapporto è pari a 0.36; la completa descrizione della miscela utilizzata è riportata in Tabella 1.

I cilindri impiegati nella sperimentazione sono stati ottenuti da due miscele con eguale mix design (Tabella 1) ma gettate in due giornate distinte; la Miscela A ha presentato un valore di spandimento (*flow cone*) pari a 60 cm mentre la Miscela B di 70 cm. Per entrambe le miscele sono state condotte prove di resistenza e modulo dinamico a scadenza prefissate; le prove di resistenza sono state effettuate su coppie di provini

Materiale	Tipo	Unità di Misura	Quantità
Cemento	52,5 R	kg/mc	400
Vagliata	0-3	kg/mc	675
Naturale	0-12	kg/mc	340
Ghiaia	8-15	kg/mc	800
Fluidificante		lt/mc	4.4
H <sub>2</sub> O totale		lt/mc	180
Filler calcareo		kg/mc	100
Viscosizzante		lt/mc	1

Tabella 1: Mix - design del calcestruzzo autocompattante utilizzato nelle prove.

Tempo	MISCELA A		MISCELA B	
	$R_{cm}$ [MPa]	Densità $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_{cm}$ [MPa]	Densità $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
20 ore	20.7	24.74	21.7	24.70
7 gg	54.0		56.0	
14 gg	58.0		59.0	
28 gg	65.5	24.81	65.0	24.76
37 gg	68.0	24.73	---	
90 gg	80.8		77.1	

Tabella 2: Valori medi di resistenza a compressione e di densità su provini cubici di lato 100 mm.

cubici di lato 10 cm mentre le prove di modulo dinamico su travetti 10x10x40 cm. Dai risultati di resistenza (riportati in Tabella 2) si osserva che le due miscele presentano, in termini di resistenza, una buona omogeneità; lo sviluppo di resistenza nel tempo misurato sperimentalmente è stato messo a confronto, in Figura 1a, con le indicazioni fornite dal CEB Model Code 90 (e riprese anche dall'EC2), secondo l'espressione:

$$R_c(t_0) = R_{c1} e^{s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right)} \quad (1)$$

dove  $t_0$  è l'età del calcestruzzo espressa in giorni,  $s$  è un coefficiente pari a 0.25 per cementi normali e  $R_{c1}$  è la resistenza cubica a 28 giorni. Sebbene la limitatezza dei risultati a disposizione non consenta di trarre conclusioni generali, si osserva che le formule di previsione calibrate per i calcestruzzi normali colgono con buona approssimazione anche la crescita di resistenza di un calcestruzzo autocompattante.

In Figura 1b sono riportati, sempre per entrambe le miscele, i valori del modulo elastico statico valutati in epoche successive. In particolare, è stata effettuata una misurazione diretta di modulo statico solamente a 28 giorni; gli altri valori sono stati ottenuti dividendo i moduli elastici dinamici per 1.15 pari al rapporto tra modulo dinamico e statico a 28 giorni (unica data in cui sono noti entrambi). I risultati sperimentali sono stati poi messi a confronto con le indicazioni CEB per calcestruzzi normali, secondo l'espressione:

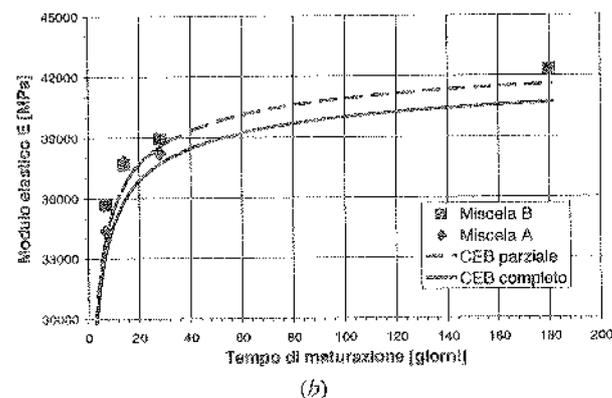
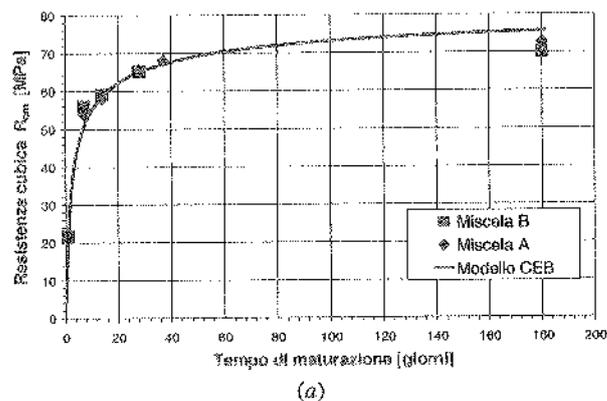


Figura 1: Variazione nel tempo di (a) resistenza valutata su provini cubici e (b) modulo elastico statico, poste a confronto con quanto previsto dal CEB MC90.

$$E_c(t_0) = E_{ci} e^{\sqrt{s} \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)} \quad (2)$$

dove  $t_0$  ed  $s$  hanno lo stesso significato della (1) mentre  $E_{ci}$  è il modulo elastico a 28 giorni. In Figura 1b sono state riportate due curve ottenute dal modello CEB: la prima, denominata "CEB parziale" è stata ottenuta utilizzando come  $E_{ci}$  il valore di modulo secante ottenuto sperimentalmente a 28 giorni; la seconda, denominata "CEB completo", è stata definita impiegando  $E_{ci}$  calcolato secondo l'espressione (calibrata per calce-

struzzi normali):

$$E_{ci} = 21500 \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \quad (3)$$

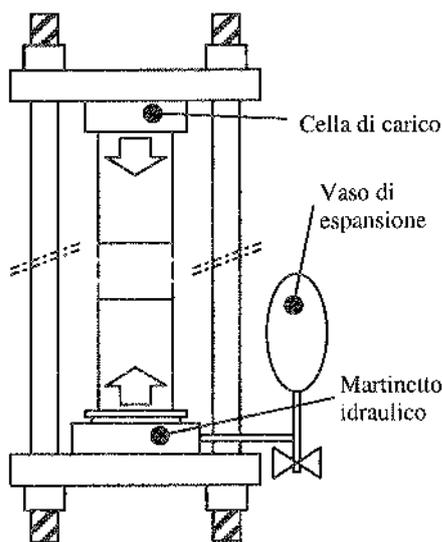
dove  $f_{cm}$  è la resistenza cilindrica a 28 giorni espressa in MPa. Si osservi che nel primo caso, avendo a disposizione il valore del modulo a 28 giorni, è possibile prevedere con ottima attendibilità la variazione nel tempo anche del modulo di calcestruzzi autocompattanti. Utilizzando invece l'espressione (3), proposta dal CEB, si ottiene un valore del modulo più basso di circa il 5-10%.

### 3. PROVE DI LUNGA DURATA SU CILINDRI

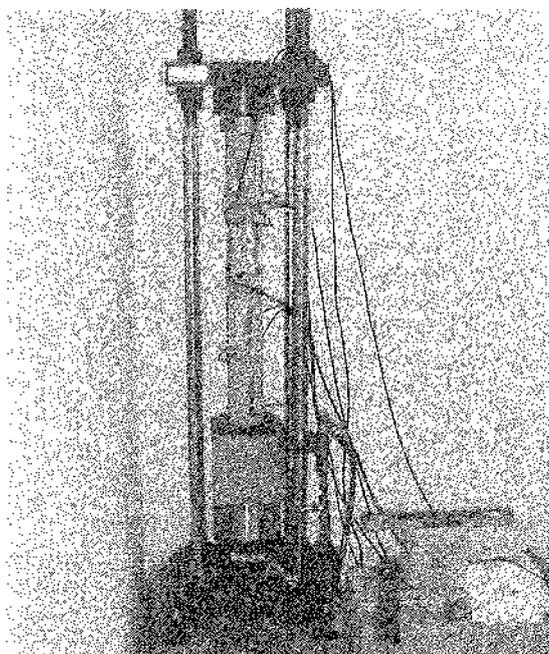
#### 3.1 Provini e sistema di prova

I provini cilindrici, di 100 mm di diametro e 200 mm di altezza, sono stati ottenuti mediante carotaggio da una lastra di dimensioni 120x30x40 cm circa, al fine di assicurare una buona uniformità delle caratteristiche fisico-meccaniche all'interno dei provini. I provini sono stati quindi rettificati per assicurare la planarità ed il parallelismo delle facce. La lastra è stata confezionata con la miscela A. Quattro cilindri sono stati impiegati per prove di viscosità e altri quattro per prove di ritiro. Dopo il carotaggio, avvenuto a 24 ore dal getto, i provini sono stati mantenuti per 15 giorni a 20° C e 90% di umidità relativa; successivamente sono stati collocati nella cella climatica di prova a 20° C e 60% di umidità relativa; le prove sia di viscosità che di ritiro sono cominciate al 37° giorno di maturazione. La fase a carico costante della prova di viscosità è durata 403 giorni e, avvenuto lo scarico, è stata seguita da una fase di monitoraggio delle deformazioni di ulteriori 37 giorni; la prova di ritiro è durata invece 440 giorni.

Per lo svolgimento delle prove di viscosità è stato realizzato un apposito telaio metallico, seguendo le specifiche ASTM C512-87, opportunamente dimensionato per condurre prove su provini di calcestruzzo ad alte prestazioni ( $f_c \geq 65$  MPa). Tale apparato è costituito da 4 tiranti metallici ancorati a 2 piastre di contrasto di spessore 50 mm (vedi Figura 2). È stata disposta una cella di carico in corrispondenza della cerniera sferica superiore per misurare il valore del carico assiale. Per regolare il carico, è stato utilizzato un martinetto oleodinamico, in cor-



(a)



(b)

Figura 2: (a, b) Sistema per l'applicazione del carico per la prova di lunga durata a carico costante.

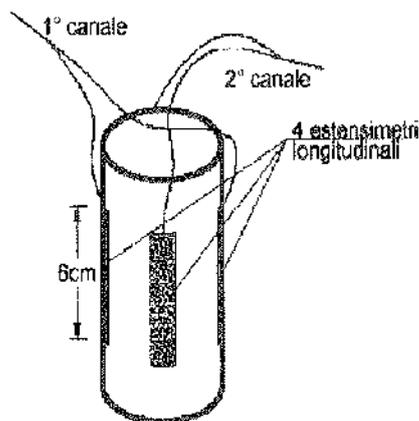


Figura 3: Schema di posizionamento degli estensimetri sui cilindri soggetti a creep e ritiro.

rispondenza della base inferiore, con un opportuno serbatoio di espansione, con valvola di non ritorno (Figura 2), per assicurare una buona costanza del carico, che tenderebbe naturalmente a calare a causa della deformazione viscosa dei provini. Il valore effettivo del carico viene quindi monitorato mediante la cella di carico al fine di provvedere, quando necessario, a regolare la pressione dell'olio e quindi il carico del martinetto.

La prova di viscosità è stata effettuata prescrivendo un carico assiale pari a 140.7 kN, corrispondente ad una tensione normale di 17.9 MPa (26% della tensione di rottura valutata allo stesso tempo di maturazione), cioè in un campo in cui è usuale assumere la validità della teoria della viscoelasticità

lineare.

Lo stato deformativo dei provini è stato misurato disponendo per ogni provino 4 estensimetri in direzione longitudinale. Gli estensimetri sono stati collegati tra loro a due a due a  $\frac{1}{2}$  ponte di Wheatstone al fine di acquisire direttamente la deformazione media del provino stesso. Strumentando 4 provini, si sono ottenute così 8 serie di dati, che sono acquisite singolarmente per consentire anche di effettuare elaborazioni di tipo statistico dei risultati. La disposizione tipica degli estensimetri sui cilindri è riportata in Figura 3.

Un provino è stato anche strumentato con 2 estensimetri che forniscono le deformazioni in direzione trasversale.

Sono stati strumentati e mantenuti nelle stesse condizioni ambientali anche 4 provini non caricati e strumentati con 4 estensimetri in direzione longitudinale su cui rilevare le deformazioni da ritiro. Tali risultati sono necessari anche per depurare da tale componente di deformazione le misure sui provini soggetti a prove di viscosità. Uno dei quattro cilindri è stato sigillato ermeticamente, così da ottenere il valore del ritiro in assenza di scambio di umidità con l'ambiente (ritiro idraulico).

### 3.2 Risultati delle prove

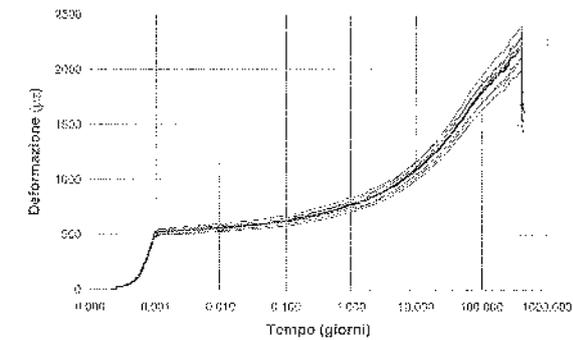
Nella Figura 4a sono riportati gli andamenti della deformazione totale longitudinale in funzione del tempo per i quattro cilindri soggetti a prova di creep; il tempo è stato riportato in scala logaritmica e la parte iniziale delle curve rappresenta la deformazione legata all'applicazione del carico. I vari provini hanno fornito risultati estremamente omogenei; in particolare, è stato calcolato, nell'intervallo 10-403 giorni, un coefficiente di variazione medio della deformazione viscosa pari a  $\sigma=0.088$ . Si osservi inoltre che, dopo circa 90 giorni, l'andamento delle deformazioni assume, in scala logaritmica, una pendenza pressoché costante; ciò corrisponde ad un andamento asintotico delle deformazioni viscoso. La valutazione della pendenza di questo ramo è molto importante per la calibrazione di modelli di previsione.

In Figura 4b sono riportate le deformazioni da ritiro misurate in tutti e quattro i provini oggetto della prova; non è stata riscontrata infatti una significativa differenza tra i risultati forniti dai provini esposti all'aria e quelli forniti dal provino sigillato. Ciò è probabilmente imputabile al fatto che quando il quarto provino è stato sigillato tutti i provini erano ormai pressoché in equilibrio igrometrico con l'atmosfera della cella climatica; è presumibile, quindi, che il fenomeno del ritiro da essiccamento (drying shrinkage) si sia manifestato in gran parte nelle prime settimane successive al getto, quando le deformazioni non venivano misurate. I risultati appaiono maggiormente dispersi rispetto a quelli relativi al creep e infatti sono caratterizzati, nello stesso intervallo temporale precedente, da un coefficiente di variazione medio  $\sigma=0.162$ .

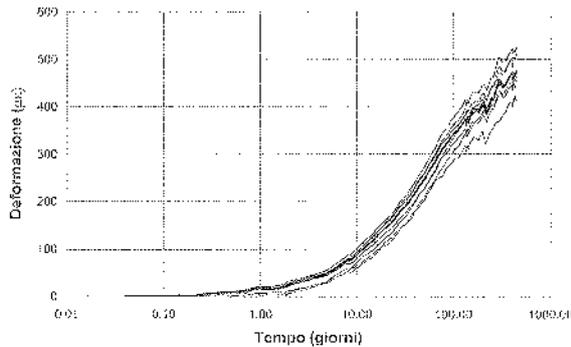
In Figura 4c, infine, è stato riportato l'andamento medio delle sole deformazioni viscoso, ottenuto cioè sottraendo alle deformazioni differite la deformazione media da ritiro.

Secondo la teoria della viscoelasticità lineare, la deformazione totale può essere espressa attraverso la funzione di viscosità  $J(t, t_0)$  secondo l'espressione:

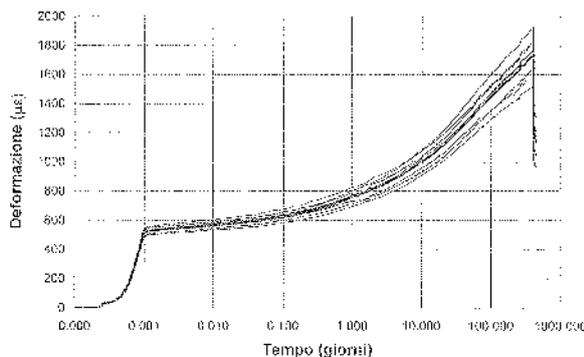
$$\varepsilon(t) = J(t, t_0)\sigma_0 + \varepsilon_r = \frac{\sigma_0}{E(t_0)}(1 + \phi(t, t_0)) + \varepsilon_r \quad (4)$$



(a)



(b)



(c)

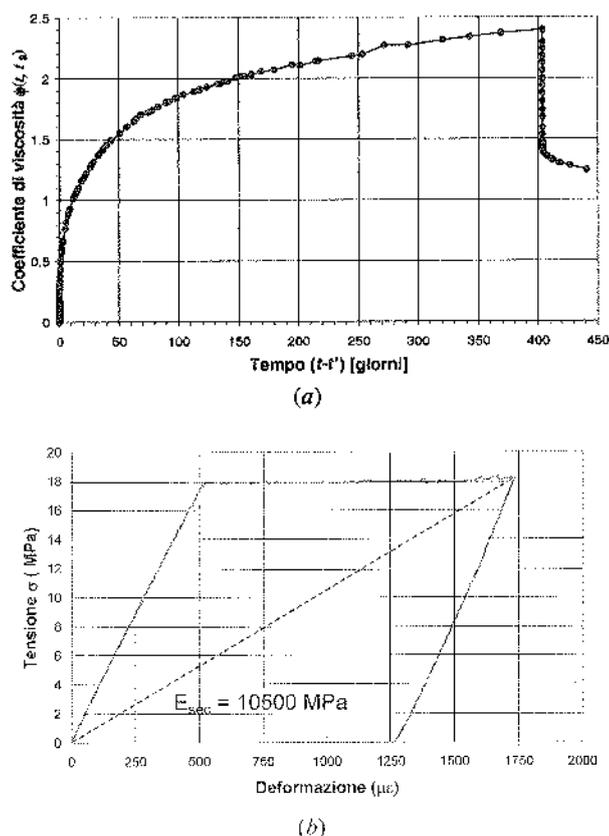
Figura 4: (a) Deformazioni differite totali misurate nei quattro provini sottoposti a prova di creep; (b) deformazioni da ritiro misurate nei quattro provini esposti all'aria; (c) deformazioni viscoso depurate del contributo del ritiro.

in cui è possibile identificare la deformazione viscosa  $\epsilon_v$  nella forma

$$\epsilon_v(t) = \epsilon_{ist} \cdot \phi(t, t_0), \quad (5)$$

dove  $\phi(t, t_0)$  è il coefficiente di viscosità e  $t_0$  è l'istante di caricamento. Avendo misurato sperimentalmente entrambe le deformazioni (istantanea e viscosa) indicate nella Eq. (5), è possibile ottenere il corrispondente andamento nel tempo del coefficiente di viscosità medio (Figura 5a). Il grafico è rappresentato in una scala dei tempi lineare, al fine di apprezzare anche l'andamento del coefficiente di viscosità dopo aver rimosso il carico verticale sui provini. Si osservi che il rapporto tra la deformazione istantanea corrispondente allo scarico e quella all'atto del caricamento vale circa 0.93; parallelamente (Figura 1b), il modulo elastico su provini non caricati ha subito un incremento nel medesimo intervallo temporale, di circa il 10%. Pertanto la rimozione del carico, tenendo in conto tale valore del modulo a 403 giorni, comporterebbe in campo elastico una deformazione pari a circa il 92% di quella iniziale. Il confronto fra questi due risultati conferma, quindi, un comportamento pressoché elastico lineare del materiale allo scarico, così come ci si poteva attendere da questo livello tensionale.

In Figura 5b è riportato l'andamento medio tensione-deformazione dei quattro provini sottoposti a prova di viscosità, nel quale si osserva lo sviluppo della deformazione a carico costante e l'ottima stabilità di quest'ultimo nel tempo. Dal ramo di caricamento istantaneo si è ricavato un modulo elastico



**Figura 5:** (a) Coefficiente di viscosità misurato; (b) legame tensione-deformazione ottenuto durante la prova di creep con indicazione del modulo istantaneo secante.

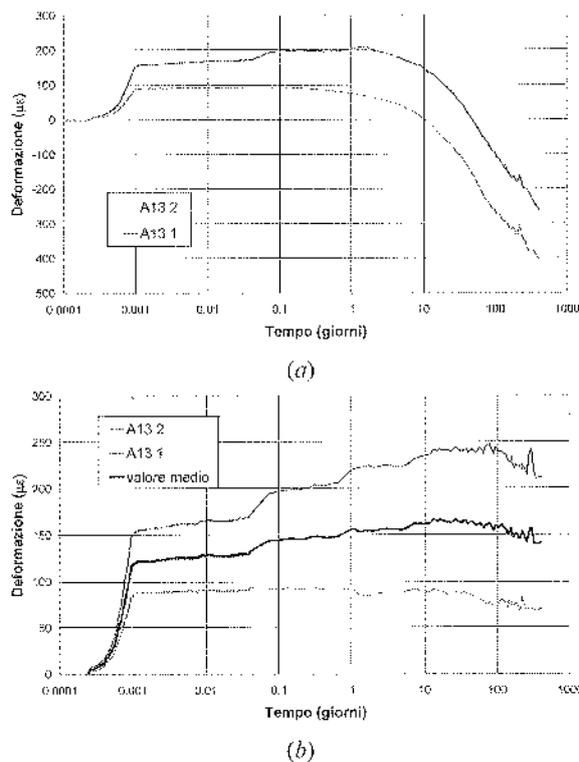
medio pari a circa 35.5 GPa; congiungendo la deformazione dopo 403 giorni con l'origine è stato valutato un modulo secante pari a circa 10.5 GPa. Il ramo di scarico, infine, è caratterizzato da un comportamento lineare da cui si ottiene un modulo elastico analogo a quello iniziale; ciò sottolinea il comportamento ancora elastico-lineare del calcestruzzo e l'assenza di un danneggiamento significativo.

Nella Figura 6a è riportata la variazione nel tempo delle deformazioni trasversali misurate nel cilindro A13. Tali misure riguardano la deformazione complessiva dei provini, ove quindi sono presenti entrambi i contributi viscoso e di ritiro. Per questo motivo si assiste, dopo circa 20 giorni dall'inizio della prova, ad un'inversione di segno della deformazione trasversale: durante il caricamento è prevalente il contributo elastico (che produce una dilatazione trasversale), mentre col passare del tempo diviene prevalente il contributo del ritiro, che produce una contrazione del provino.

In Figura 6b sono state quindi riportate le deformazioni trasversali depurate del contributo da ritiro. Si noti che la variazione nel tempo delle deformazioni trasversali è piccola, soprattutto se confrontata con quella delle deformazioni longitudinali (vedi Figura 4c). Questo fa sì che il corrispondente coefficiente di Poisson, inteso come rapporto tra deformazioni trasversali e longitudinali, sia una quantità decrescente nel tempo.

#### 4. CONFRONTI CON INDICAZIONI NORMATIVE

I risultati sperimentali relativi alle deformazioni longitudinali sono posti a confronto con le previsioni ottenute utilizzando il modello proposto nel Model Code 1990.



**Figura 6:** (a) Deformazioni viscosse trasversali totali misurate in due punti del provino A13 e (b) deformazioni viscosse depurate del contributo del ritiro.

Tale modello prevede una dipendenza delle deformazioni differite (sia per ritiro che per viscosità) da alcune grandezze caratteristiche dei provini (resistenza a compressione, rapporto tra volume e superficie esposta all'aria) e dalle condizioni ambientali (temperatura ed umidità).

In Figura 7a è confrontato l'andamento sperimentale della deformazione viscosa nel tempo ottenuto dalla media dei risultati dei 4 provini con le previsioni del Model Code 1990. Per quest'ultimo sono stati considerati due valori della resistenza del calcestruzzo (valore medio su provini cilindrici), pari rispettivamente a 55 MPa (corrispondente alla effettiva resistenza dei provini così come desunta dalle prove di rottura a 28 giorni) e 37 MPa.

Si può notare come l'andamento sperimentale delle deformazioni viscosi nel tempo sia molto prossimo a quello di un calcestruzzo di resistenza 37 MPa, sia per quanto riguarda il valore della deformazione viscosa durante l'intero intervallo temporale 0-400 giorni, sia per quanto riguarda il gradiente della deformazione a 400 giorni (che fornisce un'indicazione dell'evoluzione futura delle deformazioni stesse). Tali deformazioni sono significativamente superiori a quelle previste per un calcestruzzo di resistenza 55 MPa. Si ricorda che il Model Code 90 prevede come dato per caratterizzare il calcestruzzo la sola resistenza a compressione, e che le leggi utilizzate sono state calibrate con riferimento a calcestruzzi di medio-alte resistenze ma con mix-design molto simili a quelli dei calcestruzzi ad alta resistenza (basso rapporto acqua-cemento, elevata quantità di cemento, presenza di fumo di silice o simili).

I risultati ottenuti indicano quindi che tali leggi non sono

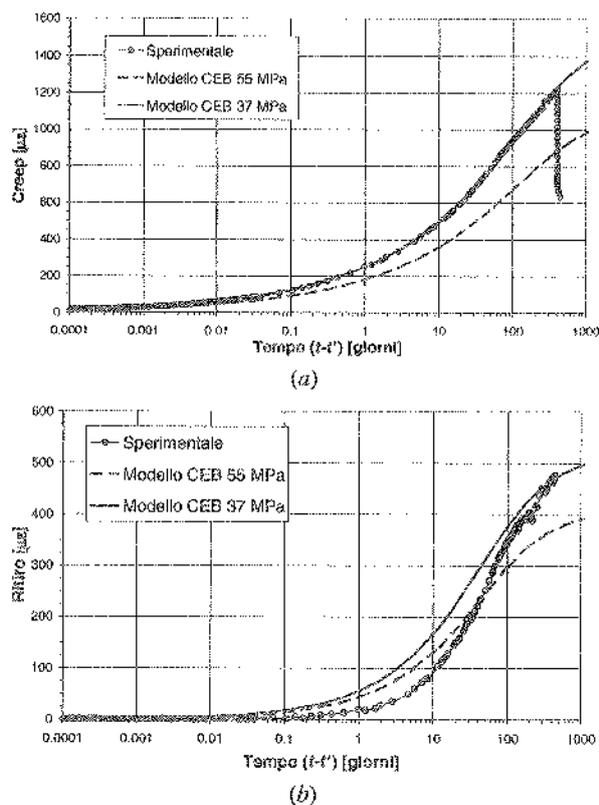


Figura 7: (a) Confronto tra l'andamento sperimentale medio del creep e (b) del ritiro con le previsioni del MC90.

applicabili direttamente a calcestruzzi autocompattanti i quali, per assicurare una elevata fluidità all'atto del getto, manifestano successivamente delle deformazioni viscosi invece analoghe a quelle di calcestruzzi di resistenza ordinaria.

In Figura 7b è confrontato l'andamento sperimentale nel tempo della deformazione da ritiro ottenuto dalla media dei risultati dei 3 provini esposti all'aria con le previsioni del Model Code 1990. Per il Model Code 1990 sono state presi a confronto gli stessi due valori di resistenza del calcestruzzo considerati in Figura 7a.

Il confronto mostra innanzitutto che la deformazione da ritiro è significativamente superiore a quella prevista per un calcestruzzo di analoga resistenza. Anche l'andamento nel tempo è significativamente differente, con deformazioni molto ridotte nei primi 2-3 giorni ed un gradiente ancora molto elevato dopo 400 giorni. Il confronto mostra quindi che la deformazione da ritiro a tempi lunghi sarà probabilmente superiore anche a quella di un calcestruzzo di normale resistenza (37 MPa).

## RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato svolto nell'ambito di una convenzione stipulata con la CTG Italcementi di Bergamo. Lo studio è stato inoltre svolto con il contributo finanziario del MIUR - PRIN 2003 "Proprietà reologiche di calcestruzzi autocompattanti" e dei Fondi ex 60%.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Paris M., Tavano S. e Albero E. - 2002, Self-compacting concrete (SCC): realizzazione del basamento per il mulino della cementeria Unimed di Barletta, 22<sup>a</sup> Giornate AICAP, Bologna, 6-8 giugno 2002, pp. 289-295.
- [2] Collepari M. - 2003, *Il nuovo calcestruzzo*, Ed. Tintoretto, Treviso.
- [3] Skarendahl A. e Petersson O. (Eds.) - 2001, Self-compacting Concrete, *RILEM Report 23*, Rilem Publications Sarl, Cachan, Francia.
- [4] Billberg P. - 2002, Mix Design Model for Self-Consolidating Concrete, *First North America Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, Chicago, USA, pp.65-70.
- [5] A.W. Saak, H.M. Jennings, S.P. Shah - 2001; New Methodology for Designing Self-Compacting Concrete, *ACI Materials Journal*, pp.429-439.
- [6] Geiker M.R., Brandt M., Thrane L.N., Bager D.H., Wallevik O. - 2002; The Effect of Measuring Procedure on the Apparent Rheological Properties of Self-Consolidating Concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, pp. 1791-1795.
- [7] Persson B. - 1999, Creep, shrinkage and elastic modulus of self-compacting concrete, *1<sup>st</sup> Int. RILEM Symposium*, Skarendhal A. e Petersson O. Eds., Proceedings PRO 7, Rilem Publications Sarl, Cachan, Francia., 239-250.
- [8] Klug Y. e Holschemaker K. - 2003, Comparison of the hardened properties of SCC and normal vibrated concrete, *3<sup>rd</sup> Int. RILEM Symposium*, Wallevik O. e Nielsson I. (Eds.), Proceedings PRO 33, Rilem Publications Sarl, Cachan, Francia, 596-605.
- [9] CEB-FIP - 1993, *Model Code 1990*, Thomas Telford, London.

# CURVE DI CORRELAZIONE PER IL CONTROLLO DELL'AFFIDABILITÀ DEI CALCESTRUZZI MEDIANTE INDICE DI RIMBALZO E VELOCITÀ ULTRASONORA

Giovanni Menditto<sup>1</sup>, Stefano Bufarini<sup>2</sup>, Vincenzo D'Aria<sup>2</sup>,  
Michele Massaccesi<sup>3</sup>, Giacinto Porco<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Professore ordinario f.r. di Scienza delle Costruzioni, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università Politecnica delle Marche.

<sup>2</sup> Tecnico sperimentatore, Laboratorio prove materiali e strutture, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università Politecnica delle Marche.

<sup>3</sup> Responsabile tecnico sezione ricerche Eurosit s.r.l., Ancona.

<sup>4</sup> Ricercatore di Scienza delle Costruzioni, Dipartimento di strutture, Università della Calabria.

## SOMMARIO

Un'estesa campagna sperimentale condotta su provini cubici di calcestruzzo da 20 e 15 cm di lato ha consentito di elaborare nuove curve di correlazione tra parametri non distruttivi e resistenza meccanica per il controllo dell'affidabilità dei conglomerati. E' apparsa, altresì, la scarsa influenza sui risultati del fattore dimensionale dei provini.

## SUMMARY

A wide experimental campaign developed on the concrete 20 and 15 side cubic specimens allows to perform a new correlation curve between the non destructive index and compressive mechanical strength for the concreted reliability. The dimensional factors of the specimens have a negligible effect on the results.

## 1. INTRODUZIONE

Le prove non distruttive per il controllo dei calcestruzzi appaiono sempre più utili per gli operatori del settore. Tuttavia, le esigenze dell'ingegneria civile richiedono tecniche non distruttive di facile applicabilità in situ i cui dati siano facilmente interpretabili ed in grado di offrire informazioni affidabili [1], [2], [3], [4], [7].

Le nuove disposizioni normative in tema di controllo dei materiali da costruzione ed in particolare per i calcestruzzi, impongono, oltre alla progettazione delle miscele cementizie, una valutazione delle caratteristiche meccaniche per classi omogenee, più estesa rispetto a quelle ottenibili attraverso la semplice verifica di campioni prelevati durante le fasi di getto.

Valutare oggettivamente i livelli di resistenza dei calcestruzzi, sia in fase di realizzazione di nuove opere che in fase di esercizio, consente di perseguire un'efficace prevenzione nei riguardi di crolli improvvisi o di situazioni di incipiente collasso e consente inoltre al tecnico di ottenere i reali coefficienti di sicurezza dell'opera oggetto di studio.

Per il calcestruzzo la resistenza a compressione rappresenta, senza dubbio, il dato caratterizzante più importante per esprimere giudizi in merito alle prestazioni del materiale, sia per l'importanza intrinseca che questa qualità riveste nelle costruzioni, sia perché tutte le altre proprietà sono ad essa in qualche modo correlate. La determinazione della resistenza a compressione in situ può essere effettuata per via diretta, mediante la prova a compressione su campioni prelevati dalle strutture finite (UNI EN 12504-1:2002), oppure se ne può stimare il suo valore per via indiretta, effettuando la misura di grandezze fisiche correlate e risalendo alla grandezza di interesse attraverso relazioni ricavate empiricamente. Lo svantaggio principale dei metodi indiretti consiste nel non disporre di valide correlazioni fra i valori misurati con gli strumenti e le resistenze effettive. Tali tecniche sono oggi ampiamente utilizzate, malgrado non esistano ancora linee guida e precisi riferimenti normativi che consentano la loro standardizzazione [5], [6]. Ciò anche in

conseguenza del fatto che è impossibile stabilire curve di correlazione aventi carattere del tutto generale tra le grandezze da stimare (resistenza meccanica del materiale) e parametri non distruttivi.

Le correlazioni attualmente disponibili sono ottenute, nella maggior parte dei casi, da esperienze su campioni confezionati ad hoc e pertanto, non è certo che tali correlazioni abbiano validità generale. Numerose esperienze condotte negli ultimi anni, hanno evidenziato la non completa estensione delle "correlazioni standard" a calcestruzzi diversi da quelli utilizzati per correlazioni stesse. Tale incertezza può essere superata attraverso la costruzione di curve di regressione specifiche per ogni tipo di conglomerato di nuova produzione e ricavate attraverso una campagna sperimentale estesa, investigando il materiale sia in termini di indici di rimbalzo che in termini di velocità ultrasonore.

In tale ottica si è sviluppata la campagna sperimentale il cui esito è illustrato in questa nota, con l'obiettivo di mostrare la possibilità di utilizzare le tecniche sclerometriche, ultrasonore ed il metodo combinato come strumenti capaci di stimare, con ridotti margini di errore, lo stato di salute di un elemento strutturale. In particolare, la ricerca presentata nel presente lavoro offre per diverse classi di conglomerato, curve di correlazione sperimentali relative ai tre metodi di indagine sperimentale non distruttiva. Ciò al fine di poter usufruire di un potente mezzo di controllo, che va oltre le usuali procedure richieste dai riferimenti normativi ed in linea con le direttive in materia di controllo e manutenzione delle opere.

## 2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Al fine di verificare l'affidabilità del controllo non distruttivo su classi omogenee di calcestruzzi ordinari, è stata predisposta una campagna di indagine sperimentale su una serie di miscele. Sono stati confezionati 42 provini cubici (di lato 20 cm) e 6 provini cubici (di lato 15 cm) per ciascuna delle 10 classi distinte di conglomerato cementizio oggetto di indagine.

Un breve riepilogo è riportato nelle tabelle 1 e 2.

Tabella 1 – Classi di conglomerato considerate

Classe	N° provini (l = 20 cm)	Classe di resistenza MPa	Categoria calcestruzzo
1	42	C15	Non strutturale
2	42	C20	Ordinario
3	42	C25	
4	42	C30	
5	42	C35	
6	42	C40	
7	42	C45	
8	42	C50	
9	42	C55	
10	42	C60	Alte prestazioni

Tabella 2 – Classi di conglomerato considerate

Classe	N° provini (l = 15 cm)	Classe di resistenza MPa	Categoria calcestruzzo
1	6	C15	Non strutturale
2	6	C20	Ordinario
3	6	C25	
4	6	C30	
5	6	C35	
6	6	C40	
7	6	C45	
8	6	C50	
9	6	C55	
10	6	C60	Alte prestazioni

Prima di eseguire le prove sclerometriche ed ultrasonore si è provveduto a condizionare i campioni con il medesimo trattamento ovvero:

- periodo di maturazione  $\geq 28$ gg;
  - modalità di stagionatura: bagnatura due volte al giorno per i primi 7 giorni;
  - tenore di umidità relativa: costante;
  - verifica dell'omogeneità della qualità del calcestruzzo;
  - verifica di assenza di fenomeni di carbonatazione degli strati superficiali;
  - verifica di assenza di difetti;
- Ciascun provino, a maturazione avvenuta, è stato sottoposto nell'ordine ad:
- un'accurata levigatura, mediante pietra abrasiva a grana media in carburo di silicio, al fine di evitare che le facce

del campione presentassero disomogeneità, scalfitture o tessitura superficiale grossolana. Preventivamente si è controllato che la superficie del provino fosse asciutta in modo da evitare fattori che potessero alterare il risultato della prova

- un accurato controllo dimensionale e relativa pesatura.

Le battute sclerometriche sono state eseguite impiegando uno sclerometro (tipo N, con energia di percussione 2,207 J. Le stesse sono state rese il più possibile indipendenti dall'operatore, impiegando un'attrezzatura (Alfa Test Hammer Robot, brevettata dall'Eurosit s.r.l. di Ancona) che consente l'automatico afferraggio dei provini cubici tra i piatti di una pressa con una sollecitazione di 1 N/mm<sup>2</sup>, in modo da tenerli rigidamente fissati impedendone ogni movimento durante l'impatto (foto 1).

E' stato così possibile realizzare in sequenza nove battute per faccia, rilevandole da un'apposita telecamera e monitor esterno nelle condizioni di inclinazione dello strumento di  $\alpha = -90^\circ$ ,  $0^\circ$  e  $+90^\circ$  (dove  $\alpha$  è l'angolo che l'asse dello sclerometro forma con l'orizzontale).

La prova è stata condotta conformemente alle indicazioni della norma UNI EN 12504-2:2001 [5]. Di ogni provino sono state considerate, ai fini delle misure, le facce libere, escludendo quella di getto.

Complessivamente sono state effettuate 14220 battute sclerometriche (foto 2).

Foto 1

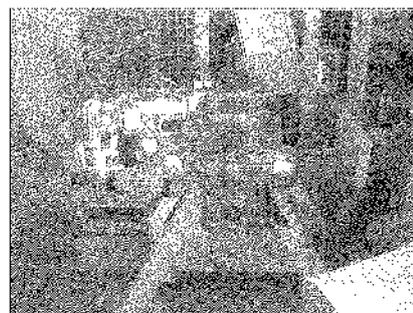


Foto 2



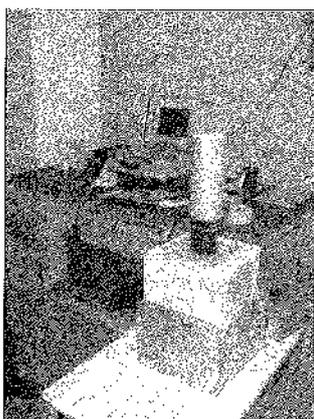
Per quanto attiene le indagini ultrasonore i tempi di transito degli impulsi sono stati rilevati con un apparecchio portatile (foto 3) mediante il metodo di trasmissione diretta, ovvero collocando la sonda emittente (generatore d'impulso)

su una faccia del provino e la sonda ricevente il segnale su quella opposta.

Le sonde ultrasoniche sono state connesse alle superfici dei provini cubici attraverso l'interposizione di grasso sintetico al fine di evitare la presenza di aria la cui impedenza acustica avrebbe provocato un'elevata attenuazione del segnale. Inoltre, per ottenere una lettura stabile del tempo di transito, la sonda emittente e quella ricevente sono state collocate in posizione fissa tramite apposita ditta di accoglimento del provino.

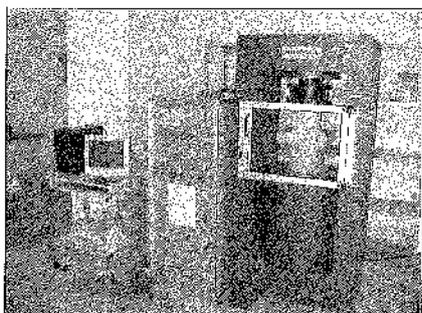
La prova è stata condotta conformemente alle indicazioni delle norme UNI 9524:1989 e UNI 9524 FA-1:1992 [6]. Di ogni provino sono state rilevate due velocità di transito degli impulsi ultrasonori, per un totale di 960 tempi di transito.

Foto 3



Infine, i provini sono stati sottoposti a prove di compressione mediante pressa idraulica (foto 4).

Foto 4



Nei successivi paragrafi, riportate le informazioni quantitative dei componenti base delle singole miscele, vengono illustrati i risultati sperimentali ottenuti e la elaborazione statistica dei dati.

### 3. CARATTERISTICHE DEI COSTITUENTI E TIPOLOGIE DELLE MISCELE TESTATE

Le 10 miscele cementizie, delle quali ne è stata curata la progettazione del mix, sono state confezionate con i seguenti materiali base:

- Inerti di natura calcarea identificabili in quattro classi omogenee:

ghiaia P3 (d= 16÷25 mm), pietrisco P2 (d =8÷16 mm), pietrischetto P1 (d =4÷8 mm) e sabbia (d= 0÷4 mm).

Per quanto attiene alla sabbia è stata utilizzata anche al 60% un quantitativo di sabbia silicea. Nel seguito si riporta l'analisi granulometrica delle cinque pezzature utilizzate (tabelle 3 e 4) e la loro rappresentazione grafica (figura 1) ed infine, la rappresentazione grafica della distribuzione granulometrica della miscela 40 in funzione della curva di Bolomey (figura 2).

Tabella 3 – Analisi granulometrica delle sabbie, del pietrisco e del pietrischetto

SABBIA Calcarea (0-4 mm) massa volumica 2650 Kg/mc						Mod. Fin. SN 3,29	SABBIA Silicea (0-4 mm) massa volumica 2650 Kg/mc						Mod. Fin. SG 2,55
Setacci (mm)	Tratt. Progr. (g)	Tratt. Progr. (%)	Pass. Progr. (%)	Tratt. Parz. (%)	Pass. Parz. (%)		Setacci (mm)	Tratt. Progr. (g)	Tratt. Progr. (%)	Pass. Progr. (%)	Tratt. Parz. (%)	Pass. Parz. (%)	
31,5	0	0,00	100,00	0,00	100,00		31,5	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
25,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00		25,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
20,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00		20,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
16,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00		16,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
12,5	0	0,00	100,00	0,00	100,00		12,5	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
8,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00		8,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
4,0	6	0,71	99,29	0,71	99,29		4,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
2,0	168	19,74	80,26	19,04	80,96		2,0	37	4,34	95,66	4,34	95,66	
1,0	427	50,18	49,82	30,43	69,57		1,0	190	22,27	77,73	17,94	82,06	
0,50	627	73,68	26,32	23,50	76,50		0,50	473	55,45	44,55	33,18	66,82	
0,25	754	88,60	11,40	14,92	85,08		0,25	657	77,02	22,98	21,57	78,43	
0,125	820	96,36	3,64	7,76	92,24		0,125	817	95,78	4,22	18,76	81,24	
0,063	843	99,06	0,94	2,70	97,30		0,063	849	99,53	0,47	3,75	96,25	
FONDO	851	100,00	0,00	0,94	99,06		FONDO	853	100,00	0,00	0,47	99,53	
PIETRISCIETTO P1 (4-8 mm) massa volumica 2690 Kg/mc						Modulo Finezza 5,48	PIETRISCO P2 (8-16 mm) massa volumica 2690 Kg/mc						Modulo Finezza 7,00
Setacci (mm)	Tratt. Progr. (g)	Tratt. Progr. (%)	Pass. Progr. (%)	Tratt. Parz. (%)	Pass. Parz. (%)		Setacci (mm)	Tratt. Progr. (g)	Tratt. Progr. (%)	Pass. Progr. (%)	Tratt. Parz. (%)	Pass. Parz. (%)	
31,5		0,00	100,00	0,00	100,00		31,5	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
25,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00		25,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
20,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00		20,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00	
16,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00		16,0	53	3,08	96,92	3,08	96,92	
12,5	0	0,00	100,00	0,00	100,00		12,5	559	32,48	67,52	29,40	70,60	
8,0	2	0,19	99,81	0,19	99,81		8,0	1677	97,44	2,56	64,96	35,04	
4,0	586	57,06	42,94	56,86	43,14		4,0	1718	99,83	0,17	2,38	97,62	
2,0	946	92,11	7,89	35,05	64,95		2,0	1721	100,00	0,00	0,17	99,83	
1,0	1017	99,03	0,97	6,91	93,09		1,0	1721	100,00	0,00	0,00	100,00	
0,50	1025	99,81	0,19	0,78	99,22		0,50	1721	100,00	0,00	0,00	100,00	
0,25	1027	100,00	0,00	0,19	99,81		0,25	1721	100,00	0,00	0,00	100,00	
0,125	1027	100,00	0,00	0,00	100,00		0,125	1721	100,00	0,00	0,00	100,00	
0,063	1027	100,00	0,00	0,00	100,00		0,063	1721	100,00	0,00	0,00	100,00	
FONDO	1027	100,00	0,00	0,00	100,00		FONDO	1721	100,00	0,00	0,00	100,00	

Tabella 4 – Analisi granulometrica della ghiaia

GHIAIA P3 (16-25 mm) massa volumica 2690 Kg/mc					Modulo Finezza 7,86
Setacci (mm)	Tratt. Progr. (g)	Tratt. Progr. (%)	Pass. Progr. (%)	Tratt. Parz. (%)	Pass. Parz. (%)
31,5	0	0,00	100,00	0,00	100,00
25,0	0	0,00	100,00	0,00	100,00
20,0	755	28,38	71,62	28,38	71,62
16,0	2290	86,09	13,91	57,71	42,29
12,5	2647	99,59	0,41	13,50	86,50
8,0	2660	100,00	0,00	0,41	99,59
4,0	2660	100,00	0,00	0,00	100,00
2,0	2660	100,00	0,00	0,00	100,00
1,0	2660	100,00	0,00	0,00	100,00
0,50	2660	100,00	0,00	0,00	100,00
0,25	2660	100,00	0,00	0,00	100,00
0,125	2660	100,00	0,00	0,00	100,00
0,063	2660	100,00	0,00	0,00	100,00
FONDO	2660	100,00	0,00	0,00	100,00

Figura 1 – Rappresentazione grafica della composizione granulometrica delle singole pezzature

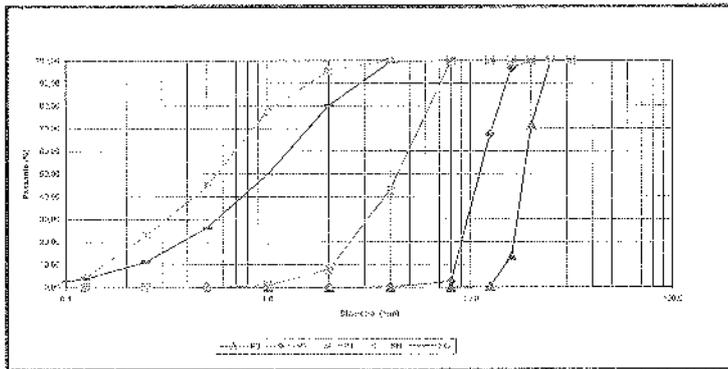
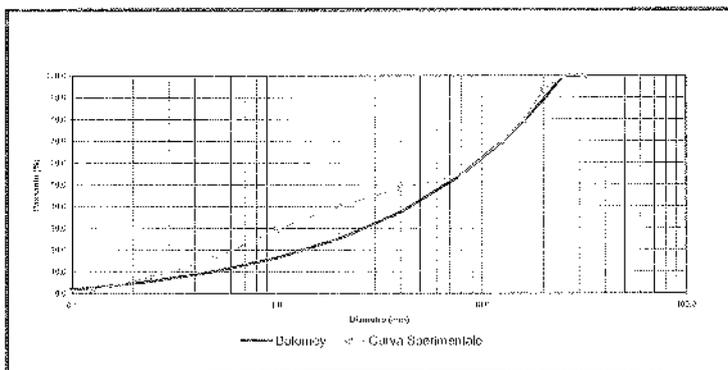


Figura 2 – Rappresentazione grafica della distribuzione granulometrica del mix 40 in funzione della curva di Bolomey



• Legante:

I campioni sono stati confezionati con:  
Cemento CEMENTIR tipo III A (Altoforno) 32.5 R (UNI ENV 197/1)

• Additivi e misure di lavorabilità:

Nella preparazione degli impasti si è utilizzato un additivo a base di polimeri acrilici non solfonati e completamente privo di formaldeide in modo da ridurre sia l'acqua che elevati dosaggi di cemento, garantendo elevate resistenze meccaniche e allo stesso tempo il mantenimento della lavorabilità richiesta -S3- (UNI EN 206-1), per almeno un tempo di 60 min.

Utilizzando la tecnica del mix design per la progettazione e l'ottimizzazione delle singole miscele sono stati prodotti calcestruzzi ordinari C15+C60. In termini generali, le percentuali di inerte utilizzate sono state: sabbia silicea 25%; sabbia calcarea 20%; pietrischetto (P1) 10%; pietrisco (P2) 23%, ghiaia (P3) 22%.

Le indicazioni di carattere generale sulle miscele con le quali sono stati confezionati i provini sono riportate nella tabella 5:

Tabella 5 – Caratteristiche delle miscele

Mix	Rapporto a/c	Acqua	Cemento 32,5R	Sabbia (Calc+sil)	Aggregati (P1+P2+P3)
15	0,77	176 l/m <sup>3</sup>	229 Kg/m <sup>3</sup>	850 Kg/m <sup>3</sup>	1109 Kg/m <sup>3</sup>
20	0,68	176 l/m <sup>3</sup>	259 Kg/m <sup>3</sup>	915 Kg/m <sup>3</sup>	1016 Kg/m <sup>3</sup>
25	0,61	176 l/m <sup>3</sup>	289 Kg/m <sup>3</sup>	902 Kg/m <sup>3</sup>	1003 Kg/m <sup>3</sup>
30	0,54	176 l/m <sup>3</sup>	326 Kg/m <sup>3</sup>	813 Kg/m <sup>3</sup>	1060 Kg/m <sup>3</sup>
35	0,50	176 l/m <sup>3</sup>	352 Kg/m <sup>3</sup>	803 Kg/m <sup>3</sup>	1048 Kg/m <sup>3</sup>
40	0,45	176 l/m <sup>3</sup>	391 Kg/m <sup>3</sup>	788 Kg/m <sup>3</sup>	1028 Kg/m <sup>3</sup>
45	0,40	176 l/m <sup>3</sup>	440 Kg/m <sup>3</sup>	769 Kg/m <sup>3</sup>	1004 Kg/m <sup>3</sup>
50	0,36	176 l/m <sup>3</sup>	489 Kg/m <sup>3</sup>	750 Kg/m <sup>3</sup>	980 Kg/m <sup>3</sup>
55	0,34	176 l/m <sup>3</sup>	518 Kg/m <sup>3</sup>	740 Kg/m <sup>3</sup>	965 Kg/m <sup>3</sup>
60	0,32	176 l/m <sup>3</sup>	550 Kg/m <sup>3</sup>	727 Kg/m <sup>3</sup>	948 Kg/m <sup>3</sup>

#### 4. RISULTATI SPERIMENTALI

La campagna sperimentale ha consentito di raccogliere una serie di dati sufficientemente ampia ed omogenea tale da poterne dedurre risultati significativi. Per ciascun campionamento sono stati rilevati i dati relativi al valore medio dell'indice di rimbalzo (nelle varie condizioni di inclinazione dello strumento), della velocità ultrasonora e della resistenza a compressione necessari per l'elaborazione statistica.

##### 4.1 Curve di correlazione di carattere generale

Per la costruzione delle curve di regressione di carattere generale, sono stati presi in considerazione tutti i provini

appartenenti alle dieci classi di conglomerato cementizio esaminate.

Com'è noto la verifica della validità o bontà di adattamento delle curve di regressione è la fase conclusiva dell'analisi ed è diretta a controllare che la curva di regressione sia realmente in grado di rappresentare in modo soddisfacente l'andamento delle osservazioni. Una misura della validità della curva di regressione è costituita dall'indice di determinazione (i.d.) che assume valori compresi tra 0 e 1. Se i.d.= 1 significa che i singoli valori stimati riproducono esattamente i valori reali e quindi la stima è ottimale; se i.d.=0 vuol dire, invece, che la relazione interpolante utilizzata non è idonea a spiegare la dipendenza tra le grandezze in esame ovvero non vi è correlazione tra di esse.

#### 4.2 Indagine sclerometrica – Valutazione delle curve di correlazione

Al fine di determinare le migliori correlazioni fra le grandezze fisiche misurate, in particolare fra la resistenza cubica alla pressa e le misure non distruttive, viene proposta, per l'indagine sclerometrica, come curva di regressione tra ( $I_s$ ,  $R_c$ ) la:

$$R = a \times b^I$$

Per la stima dei parametri a e b è stato impiegato il metodo dei minimi quadrati, che, com'è noto, rende minima la somma dei quadrati dei residui:

$$\sum_{i=1}^n (R_i - R_{stim})^2 = \min$$

Nel caso in esame sono state ottenute le seguenti relazioni di correlazione, riportate graficamente nella figura 3:

$$R_{cub.} = 1,3906 \times 1,0974^I \quad (\text{MPa})$$

per  $\alpha = -90^\circ$  con un indice di determinazione pari a 0,8662;

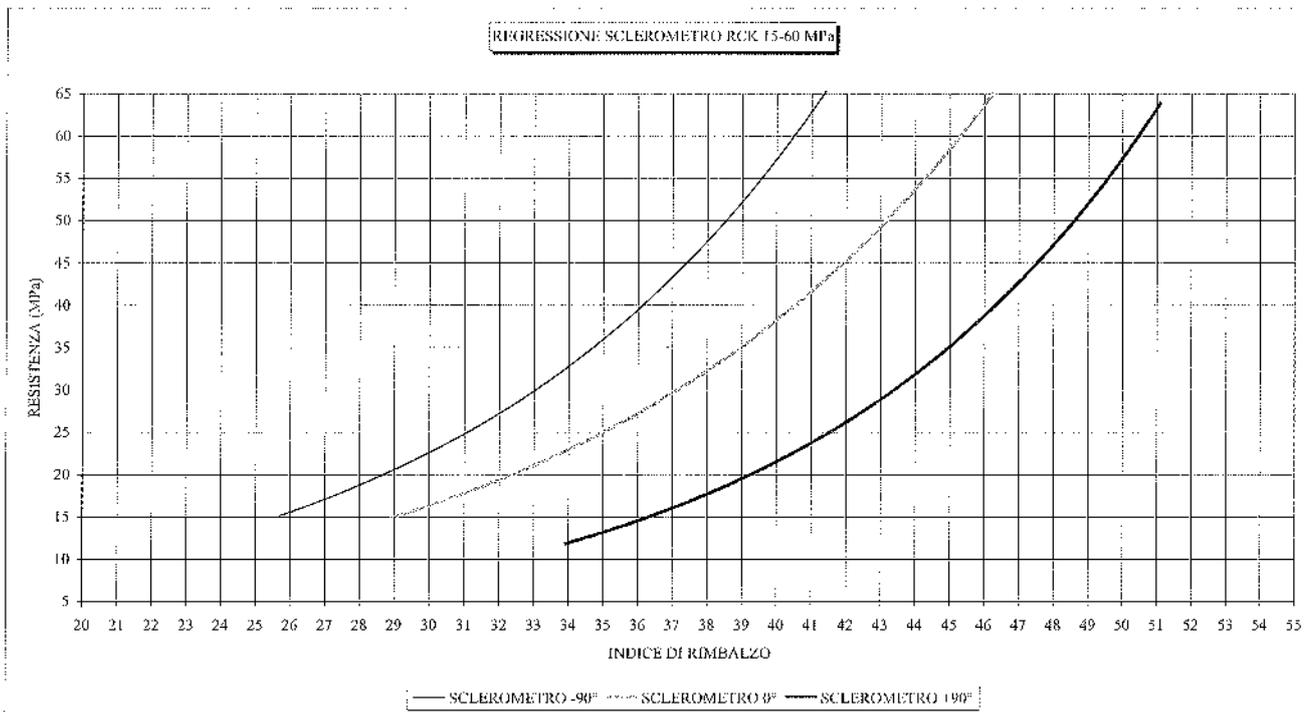
$$R_{cub.} = 1,2762 \times 1,0887^I \quad (\text{MPa})$$

per  $\alpha = 0^\circ$  con un indice di determinazione pari a 0,8409;

$$R_{cub.} = 0,4261 \times 1,1030^I \quad (\text{MPa})$$

per  $\alpha = +90^\circ$  con un indice di determinazione pari a 0,8166.

Figura 3



#### 4.3 Indagine ultrasonora – Valutazione delle curve di correlazione

Al fine di determinare la migliore correlazione fra la resistenza cubica alla pressa e la velocità di transito degli impulsi ultrasonori, viene proposta, come curva di regressione tra ( $V_p$ ,  $R_c$ ) la:

$$R = a \times b^V$$

I valori delle costanti a e b si determinano in modo analogo a quanto già illustrato nel paragrafo precedente.

Nel caso in esame è stata ottenuta la seguente relazione di correlazione, riportata graficamente nella figura 4:

$$R_{cub.} = 0,0189 \times 1,0017^V \quad (\text{MPa})$$

con un indice di determinazione pari a 0,8995.

#### 4.4 Metodo combinato – Valutazione delle curve di correlazione

Com'è noto l'uso di diverse tecniche di indagine non distruttive, integrate fra loro, consente di ottenere risultati più affidabili per la valutazione della resistenza del calcestruzzo portando ad una sensibile riduzione dell'errore di valutazione caratteristico delle metodologie applicate singolarmente.

Le tecniche utilizzate per l'applicazione del metodo combinato sono state la sclerometrica e l'ultrasonora. I vantaggi conseguenti dall'applicazione di queste due tecniche consistono in:

- annullamento dell'influenza dell'umidità e del grado di maturazione del calcestruzzo sui risultati dell'analisi in quanto essi hanno, a parità di effettiva resistenza a rottura, effetto opposto sulle misure della velocità di propagazione degli ultrasuoni e dell'indice di rimbalzo;
- riduzione, rispetto al metodo ultrasonoro, dell'influenza della granulometria dell'inerte, del dosaggio e del tipo di cemento e dell'eventuale additivo utilizzato per il getto del calcestruzzo;
- diminuzione, rispetto al metodo sclerometrico, dell'importanza delle variazioni di qualità tra strati superficiali e strati profondi del calcestruzzo [2].

Il metodo viene applicato determinando per ogni area di saggio una coppia di valori: velocità media di propagazione degli impulsi ultrasonori e indice di rimbalzo medio.

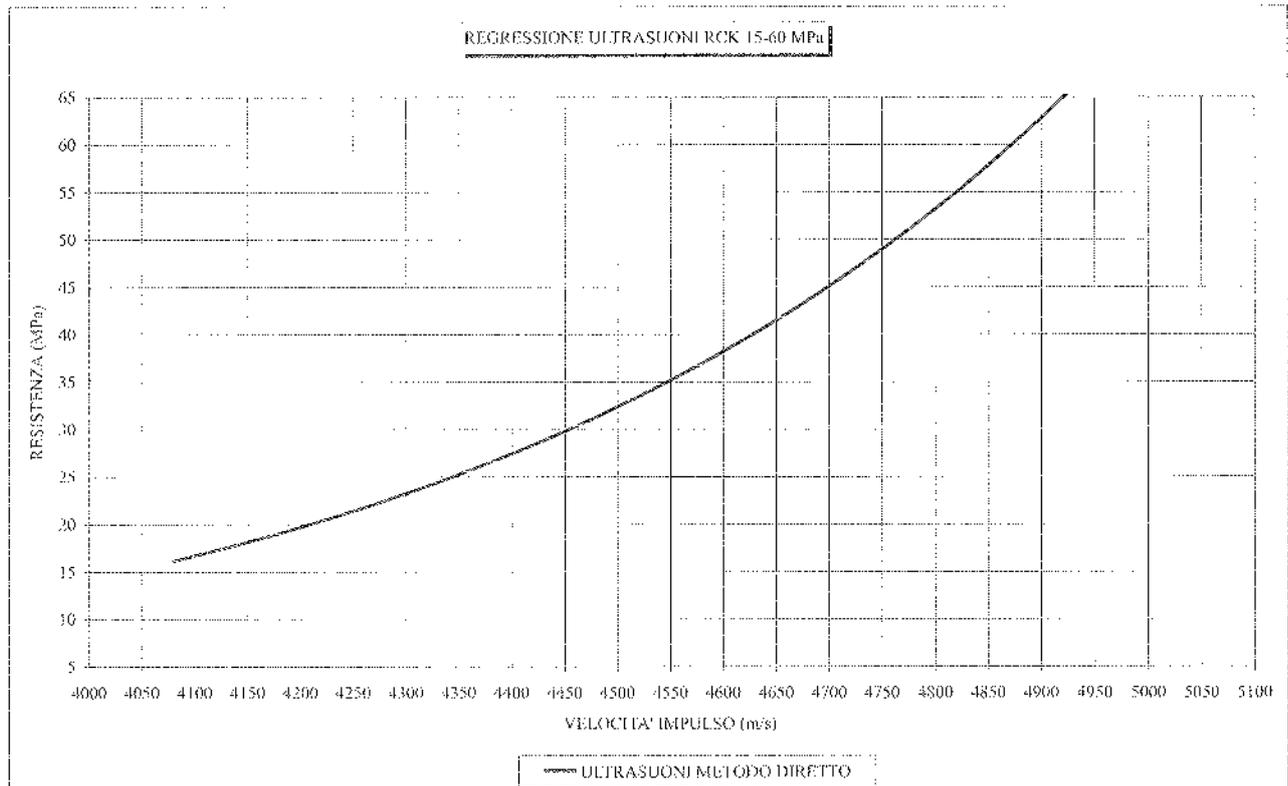
Il trattamento dei valori degli indici di rimbalzo e delle velocità di trasmissione, opportunamente tarati con valori rappresentativi del calcestruzzo, consente di ottenere affidabili riferimenti di resistenza a compressione.

La correlazione assunta per il metodo combinato è stata la seguente:

$$R = a \times b^I \times c^V$$

dove le costanti a, b e c vengono determinate sempre con il metodo dei minimi quadrati.

Figura 4



Nel caso in esame sono state ottenute le seguenti relazioni di correlazione:

$R_{cub.} = 0,0844 \times 1,0430^I \times 1,0010^V$  (MPa)  
per  $\alpha = -90^\circ$  con un indice di determinazione pari a 0,9383;

$R_{cub.} = 0,0651 \times 1,0350^I \times 1,0011^V$  (MPa)  
per  $\alpha = 0^\circ$  con un indice di determinazione pari a 0,9317;

$R_{cub.} = 0,0364 \times 1,0378^I \times 1,0011^V$  (MPa)  
per  $\alpha = +90^\circ$  con un indice di determinazione pari a 0,9304.

### 5. CONFRONTO TRA LE CURVE DI CORRELAZIONE OTTENUTE CON L'INDAGINE SCLEROMETRICA ED ULTRASONORA EFFETTUATA SUI PROVINI CUBICI DI 200 MM DI LATO E DI 150 MM DI LATO

Viene di seguito riportata nelle figure 5 e 6 la comparazione grafica delle curve di correlazioni ottenute con l'indagine sclerometrica ed ultrasonora effettuata sui 42 provini cubici (di lato 20 cm) e sui 6 provini cubici (di lato 15 cm) per ciascuna delle 10 classi distinte di conglomerato cementizio prodotto.

Dal confronto si rileva una buona sovrapposizione delle due curve di correlazione, dimostrando, nel caso in esame, la scarsa influenza del fattore dimensionale del provino sui risultati ottenuti.

### 6. CONCLUSIONI

La valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi in opera costituisce, certamente, uno degli aspetti più delicati da affrontare in un processo di controllo di una struttura in conglomerato cementizio armato.

Attraverso metodi di indagini non distruttivi, opportunamente messi a punto, è possibile ottenere valori delle caratteristiche ultime del calcestruzzo sufficientemente affidabili, a patto però che la stima venga effettuata con riferimento a calcestruzzi omogenei e simili al calcestruzzo che si sta indagando. I metodi non distruttivi presi in considerazione presentano, rispetto alla tradizionale prova a compressione, numerosi vantaggi: semplicità operativa, risultati tempestivi e possibilità di operare sul calcestruzzo effettivamente messo in opera. Grazie a questi metodi è possibile effettuare valutazioni oggettive sullo stato di consistenza delle strutture in c.a. e determinare i reali coefficienti di sicurezza.

Occorre comunque precisare che le curve di correlazione precedentemente riportate, relative a provini cubici, non possono ritenersi rappresentative delle caratteristiche meccaniche dei conglomerati già in opera.

Le correlazioni presentate richiedono infatti apposita taratura da eseguirsi mediante estrazione dagli elementi strutturali da indagare di provini cilindrici (preferibilmente con rapporto altezza/diametro pari a 2) da sottoporre ad indagine sclerometrica (previa eliminazione di eventuali strati carbonatati), ultrasonora ed, infine, di schiacciamento alla pressa.

I risultati conseguiti con la campagna sperimentale effettuata rendono possibile l'utilizzo delle tecniche non distruttive nella fase di costruzione delle nuove opere, offrendo ai tecnici del settore un efficace strumento per il monitoraggio puntuale del materiale messo in opera.

Figura 5

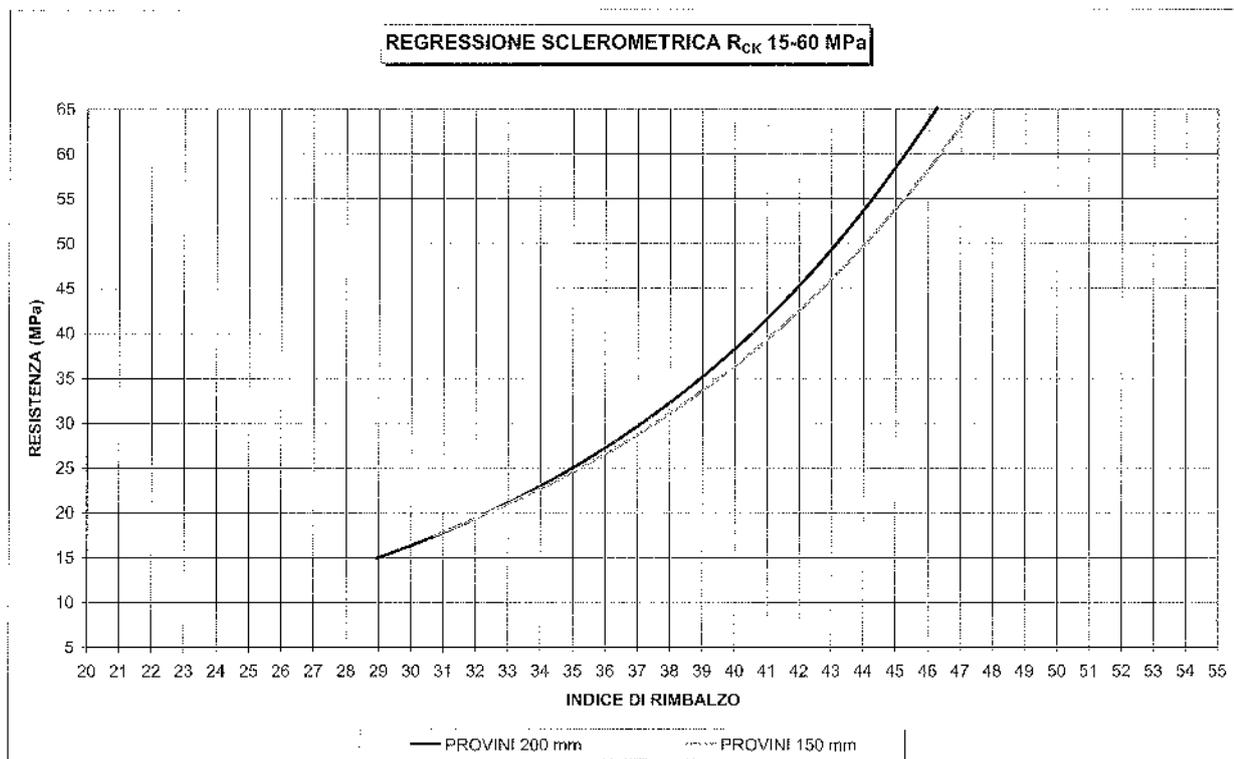
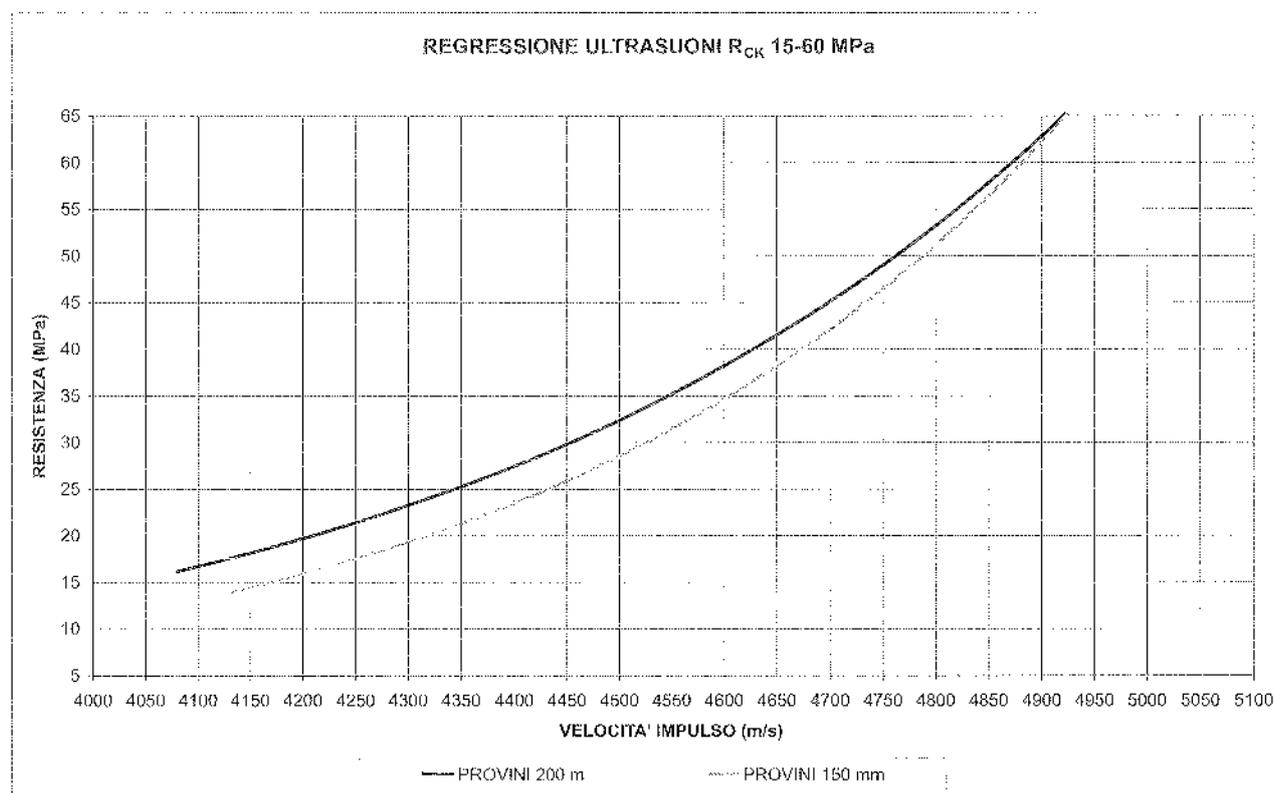


Figura 6



#### BIBLIOGRAFIA

- [1] V.M. Malhotra – 1996 – I controlli non distruttivi. Rassegna dei principali metodi – L'Industria italiana del Cemento, n° 5.
- [2] P. Bocca, Cianfrone – 1983 – Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata – L'Industria italiana del Cemento, n° 6.
- [3] A. Di Leo, G. Pascale – 1981 – La stima della resistenza in situ dei calcestruzzi con i metodi non distruttivi – Inarcos.
- [4] G. Menditto, S. Bufarini, V. D'Aria, M. Massaccesi – 2003 – Modifiche all'attuale sclerometro tipo N e realizzazione di nuove curve di correlazione tra gli indici sclerometrici e la resistenza meccanica a compressione dei conglomerati non strutturali, ordinari, ad alte prestazioni e nuova formulazione del metodo combinato – 10° Congresso Nazionale dell'AIPnD, Ravenna.
- [5] UNI EN 12504-2 – Calcestruzzo indurito. Determinazione dell'indice di rimbalzo.
- [6] UNI 9524:1989 e UNI FA-1:1992 – Calcestruzzo indurito. Rilievi microsismici mediante impulsi di onde vibrazionali ad alta frequenza in campioni o strutture di calcestruzzo semplice, armato o precompresso.
- [7] G. Menditto, S. Bufarini, V. D'Aria, M. Massaccesi – 2003 – Nuove curve di correlazione per lo sclerometro tipo N modificato per gli ultrasuoni e per il metodo combinato – Il Giornale delle Prove non Distruttive - Monitoraggio - Diagnostica, n° 4, 2003, pagg. 31-34.

# VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI AFFIDABILITÀ DI STRUTTURE IN C.A. DEI PRIMI DEL '900: UNA ESPERIENZA DI DIAGNOSTICA APPLICATA AL VIADOTTO DELLE FERROVIE APPULO-LUCANE A BARI

Mauro Mezzina<sup>1</sup>, Francesco Porco<sup>1</sup>, Giacinto Porco<sup>2</sup>, Giuseppina Uva<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento ICAR Politecnico di Bari, Bari.

<sup>2</sup> Dipartimento di Strutture, Università della Calabria, Arcavacata di Rende (CS).

## SOMMARIO

Il lavoro di ricerca presentato è incentrato sulla diagnostica e la riabilitazione di strutture storiche in c.a. e si inquadra nell'ambito di una collaborazione scientifica con le Ferrovie Appulo Lucane finalizzata al monitoraggio dello stato di conservazione del suo patrimonio edilizio. In particolare, si illustra il caso di studio del Viadotto di Corso Italia a Bari.

Obiettivo delle attività svolte è la caratterizzazione dettagliata dell'opera attraverso l'applicazione di un protocollo completo di diagnostica e l'elaborazione, sulla base dei dati raccolti, di curve di correlazione che potessero consentire, in futuro, di monitorare le condizioni di degrado sulla base delle sole indagini non distruttive, limitando costi, tempo ed invasività delle stesse.

## SUMMARY

The research presented is focused on diagnostic and rehabilitation of historical structures in reinforced concrete and it is framed within a scientific collaboration with the Ferrovie Appulo Lucane finalized to the monitoring of the state of maintenance of its building patrimony. Particularly, the case of the Viaduct of Corso Italia in Bari is illustrated.

The objectives of the research are related to a detailed characterization of the structure through the application of a complete protocol of diagnostic, and the elaboration, on the base of experimental data, of curves of correlation that will allow in the future monitoring of the failure conditions on the base of only non destructive test, limiting costs, time and damaging.

## 1. INTRODUZIONE

Il Viadotto di Corso Italia a Bari, costruito nel 1915, fu uno dei primi esempi in Europa di sopraelevazione di una linea ferroviaria mediante l'impiego della nuova tecnologia del calcestruzzo armato. Insieme ad altre opere coeve, tutte facenti parte del patrimonio edilizio delle Ferrovie Appulo Lucane, esso costituisce un'esemplare testimonianza del livello di eccellenza tecnica e formale raggiunto nel campo delle costruzioni in cemento armato agli inizi del '900 (per una descrizione più dettagliata si veda [1-3]). Su tali opere, gli interventi di manutenzione programmata, progettati e diretti dalla proprietà, hanno rivelato un elevato livello di accuratezza in termini di progettazione e di realizzazione dell'opera. La qualità e le prestazioni di questa costruzione, da un punto di vista squisitamente tecnico si possono senz'altro considerare pienamente soddisfacenti: si tratta di uno di quei casi esemplari che testimoniano con la loro esistenza un felice e riuscito uso della tecnologia di un'epoca.

Lo studio presentato scaturisce proprio dall'osservazione che, nel corso dei quasi 100 anni di servizio, i calcestruzzi utilizzati all'epoca hanno mostrato ottime prestazioni non solo da un punto di vista delle caratteristiche meccaniche, ma anche della durabilità, cioè della capacità di conservare nel tempo le caratteristiche funzionali e di resistenza proprie. Grazie alla collaborazione instaurata con le Ferrovie Appulo Lucane, è stato possibile effettuare una caratterizzazione dettagliata delle opere menzionate, applicando un protocollo di diagnostica completo.

Dopo un dettagliato rilievo dello stato di degrado delle strutture esaminate, è stata programmata ed attuata una campagna di prove non distruttive e limitatamente distruttive, finalizzata alla caratterizzazione chimico fisica del calcestruzzo (carbonatazione, contenuto di cloruri); alla valutazione della corrosione delle armature (mappatura di potenziale); alla valutazione della qualità ed omogeneità del calcestruzzo in opera (prove sclerometriche, ultrasuono, carotaggi). Un importante aspetto della ricerca riguarda la validazione delle indagini non distruttive per il c.a. (metodo sclerometrico e ultrasuono) grazie alla messa a punto di curve di correlazione determinate sulle base dei valori di resistenza ottenuti sui provini ricavati dalle carote estratte. Si configura in tal modo la possibilità di rendere disponibile un efficiente protocollo per il monitoraggio e la manutenzione futura dell'opera, che, sulla base dei dati forniti dalle indagini ND, fornisca immediatamente una stima delle caratteristiche del materiale in opera necessarie per le verifiche di sicurezza.

## 2. IL PROTOCOLLO DI INDAGINE

Per individuare i "dati" necessari alla verifica statica di una qualsiasi struttura e delle sue parti, è necessario effettuare una indagine diagnostica attenendosi ad una procedura sistematica e sequenziale [4-6].

In particolare nel caso in esame il processo di diagnosi è stato articolato attraverso la sequenza logico temporale delle seguenti operazioni:

1. *Analisi e conoscenza preliminare.* Raccolta documentazione esistente (disegni, relazioni di calcolo e particolari costruttivi; certificati di prove sui materiali e collaudo statico, progetti di manutenzione ed intervento; report diagnostici precedenti; riferimenti normativi e pratiche costruttive dell'epoca); ricerca storica (notizie sulla costruzione e gli eventi occorsi); rilievo materico, fotografico e metrico (con particolare attenzione ai dettagli strutturali).
2. *Stato dei luoghi - indagini visive e rilievo del degrado e dei dissesti.* Rilievo dei quadri fessurativi (per estensione ed intensità); condizioni del calcestruzzo (degrado, spessore dei copriferri); condizioni delle armature (corrosione).
3. *Programmazione e progettazione della campagna di indagini sperimentali in sito.* Prove distruttive;

estrazione di carote in corrispondenza della trave di collegamento dei pilastri. Prove chimico-fisiche: determinazione della profondità di carbonatazione e del contenuto di cloruri sulle carote estratte. Prove ND: esecuzione di battute sclerometriche e misura della velocità di propagazione delle onde ultrasonore negli stessi punti in cui sono stati realizzati i carotaggi, mappatura del potenziale di corrosione di una campata tipo.

4. *Esecuzione delle prove.*
5. *Elaborazione dei dati e risultati.*

Nei paragrafi successivi viene illustrata l'applicazione dei punti 3-5 del protocollo. Per quanto riguarda le altre fasi, qui omesse per esigenze di sintesi, si rimanda a [3].

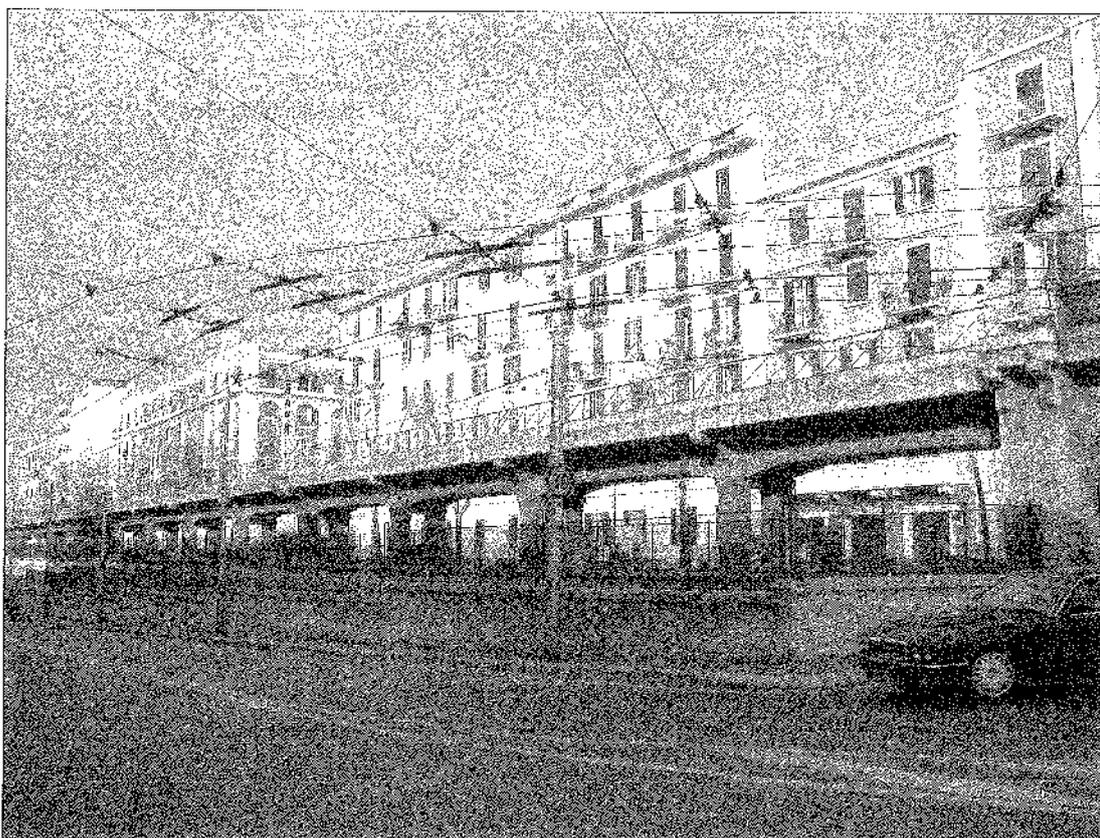


Foto 1 - Vista del viadotto F.A.L.

### 3. CAMPAGNA SPERIMENTALE

#### 3.1 Programma d'indagine.

Nella fase di "progettazione" del piano di indagine sono stati effettuati sopralluoghi preliminari per visionare lo stato dei luoghi, identificare gli elementi resistenti su cui effettuare le indagini e svolgere le operazioni preliminari. Tali ispezioni hanno evidenziato una situazione di degrado dei materiali ricorrente per tutte le campate, in più punti si nota il distacco del calcestruzzo ed uno stato avanzato di corrosione delle

barre (soprattutto per le travi) che ha prodotto l'espulsione ed il distacco del copriferro. L'indagine visiva condotta ha quindi permesso la messa a punto del piano di indagine:

1. Caratterizzazione meccanica del cis attraverso prelievo di carote.
2. Determinazione del profilo di carbonatazione sulle carote estratte.
3. Esecuzione di prove sclerometriche ed ultrasonore e loro correlazione ai valori dei campioni prelevati.

4. Mappatura del potenziale di corrosione per una campata tipo (trave-pilastro).

Dopo aver individuato gli elementi da sottoporre ad indagini, si è proceduto alla verifica, rispetto agli elaborati originali di progetto, della posizione e distribuzione delle barre di armatura presenti all'interno dei pilastri e delle travi con indagine magnetometrica, tecnica che consente di determinare distribuzione, dimensione delle barre e copriferro senza asportare il calcestruzzo che le ricopre. Ciò è

indispensabile per poter individuare non solo le zone in cui poter effettuare il carotaggio, ma anche le porzioni da sottoporre alle indagini sclerometriche ed ultrasonore, dal momento che le barre di armatura presenti all'interno degli elementi indagati potrebbero alterare l'esito delle prove. A questo punto sono state preparate le superfici da sottoporre a prove di tipo ND, asportando l'intonaco (figura 2).

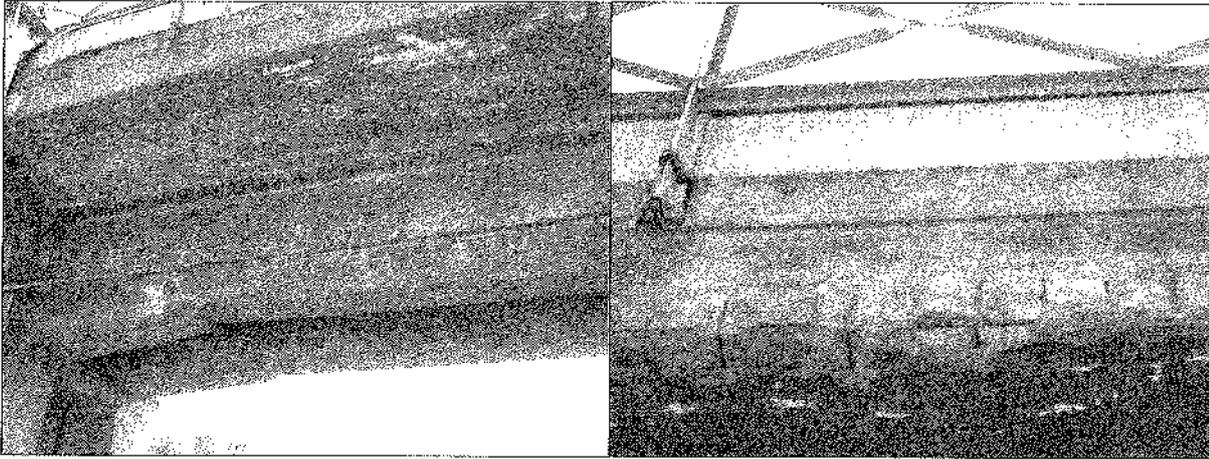


Foto 2 – Ispezione visiva: degrado dei materiali in opera.

Le indagini ND effettuate consentono di dare una valutazione di tipo meccanico e di tipo chimico dei materiali in opera. Con le prove sclerometriche e ultrasonore è possibile stabilire il grado di omogeneità del calcestruzzo in opera ed ottenere valori di riferimento sulle resistenze a rottura. Per quanto attiene invece le prove di carbonatazione, esse consentono di valutare il livello di conservazione del calcestruzzo, l'interazione avuta con l'ambiente circostante e quindi il livello di protezione attuale delle armature in esso contenute.

Mediante l'esecuzione delle mappature di potenziale è possibile invece stabilire le zone di armatura che sono interessate da fenomeni di corrosione, senza mettere a nudo tutta la maglia dell'acciaio. Le prove a compressione sulle carote estratte, infine, hanno consentito di identificarne la resistenza a compressione, ed avere dei dati sperimentali con cui costruire "ad hoc" curve di correlazione che legano i valori ottenuti dalle indagini non distruttive alle resistenze del materiale in opera.

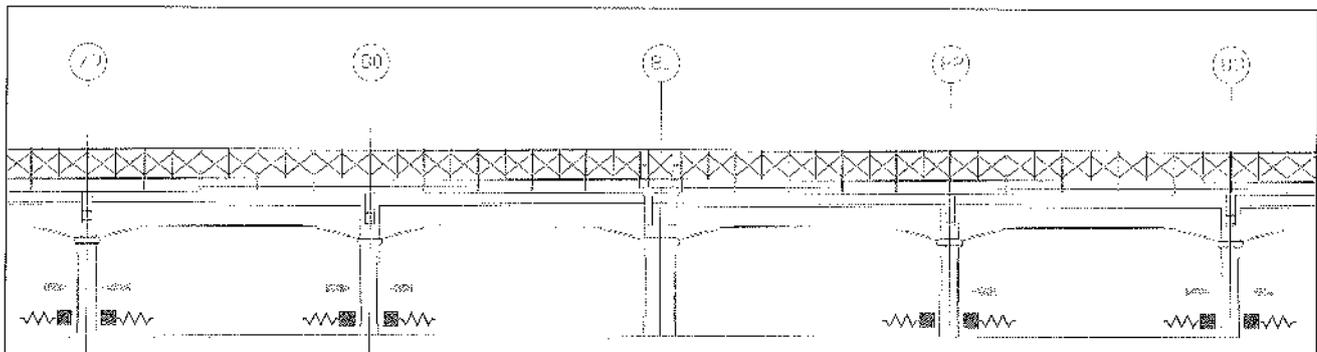


Figura 1 - Localizzazione delle indagini sclerometriche ed ultrasonore, ubicazione dei punti di prelievo dei campioni.

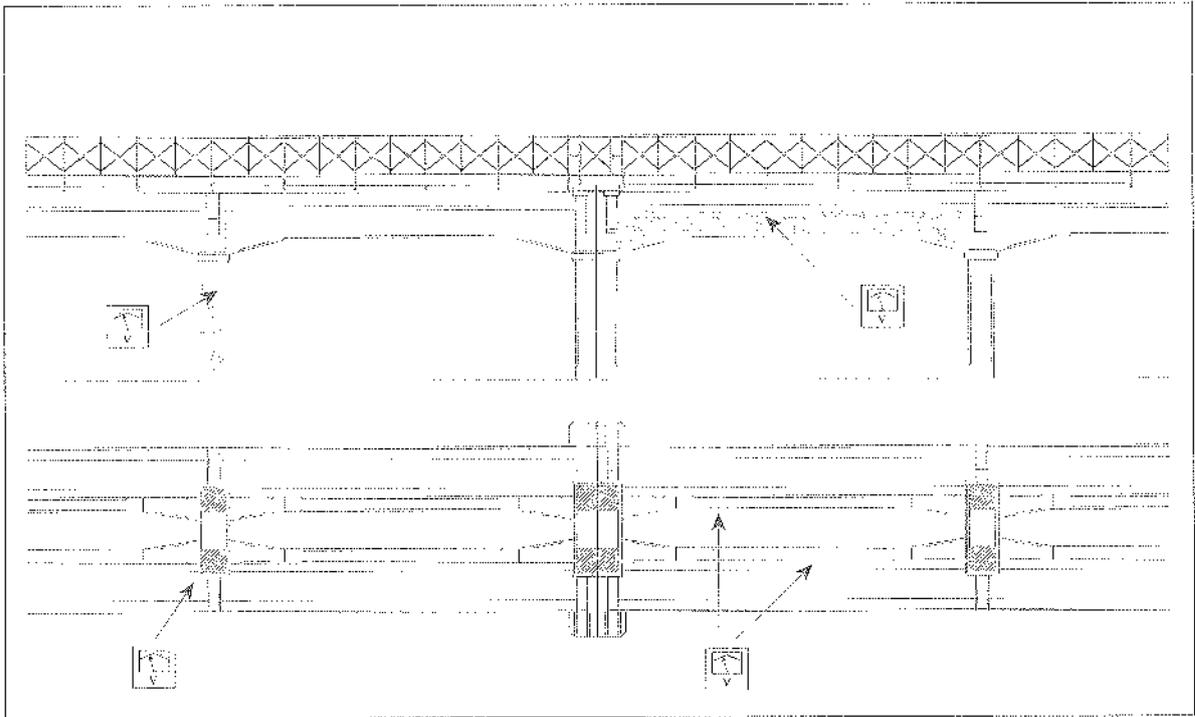


Figura 2 - Ubicazione degli elementi strutturali su cui si è effettuata la mappatura di potenziale.

### 3.2 Elaborazione dei risultati

Per quel che riguarda le indagini mirate a verificare lo stato di degrado dei materiali in opera, i risultati forniti dalle mappature di potenziale hanno confermato sostanzialmente le impressioni delle prime ispezioni visive, ed hanno allo stesso tempo permesso di circoscrivere il problema. Infatti il fenomeno corrosivo, favorito dai valori elevati della profondità di carbonatazione che in tutti i punti ispezionati ha superato il valore del copriferro (Tab. 1), interessa in maniera particolare le armature delle travi (Fig. 3-4), mentre è quasi inesistente nei pilastri. Ciò probabilmente è dovuto alla diversa esposizione delle parti strutturali. Infatti i pilastri, al contrario dell'impalcato, risultano sostanzialmente protetti dall'azione delle acque meteoriche e quindi in una condizione di umidità tale che la velocità di corrosione resta praticamente trascurabile.

Per quel che riguarda la determinazione delle caratteristiche dei calcestruzzi in opera, dai risultati ottenuti con le prove sclerometriche si è rilevato un certo grado di disomogeneità del calcestruzzo in opera. Si nota, infatti (cfr. tabella in figura 5), che per gli elementi indagati l'indice di rimbalzo oscilla tra valori abbastanza distanti (44-56). Ciò è dovuto sostanzialmente a due diversi motivi:

- l'assortimento granulometrico del calcestruzzo, comprende inerti di pezzatura molto grossa (dell'ordine anche di 6-8 cm), ed estremamente duri (si tratta di ciottoli di natura silicea, provenienti dal nord della Puglia, come si è potuto evincere dall'esame di alcuni carteggi conservati nell'Archivio Porcheddu);

- la presenza di uno strato di calcestruzzo carbonatato che in alcuni punti arriva anche a 5cm; pertanto il valore dell'indice di rimbalzo è risultato estremamente variabile a seconda dei punti di battuta e per tale motivo tali valori non sono stati correlati ai valori delle resistenze dei campioni prelevati.

Per quel che riguarda le prove ultrasuone, i risultati mostrano una omogeneità maggiore rispetto agli indici di rimbalzo (Tab. 2). La misura della velocità di propagazione delle onde ultrasuone è stata effettuata anche sulle carote estratte, e le velocità riscontrate sono risultate paragonabili a quelle rilevate in situ. Pertanto, si può ritenere che le operazioni di carotaggio non abbiano arrecato alle stesse disturbi significativi, e che le carote siano rappresentative del calcestruzzo in opera.

Per stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato è indispensabile fare riferimento alle prove a compressione distruttive su carote prelevate in situ, anche se il loro numero è necessariamente limitato. Le sole tecniche diagnostiche non distruttive o le sole indagini distruttive, non consentono di effettuare una valutazione affidabile delle resistenze meccaniche in opera, necessaria ai fini di una verifica di sicurezza. Per ovviare a questo inconveniente, sulla base dei diversi dati raccolti durante l'indagine sperimentale effettuata, sono state messe a punto delle curve di correlazione, che legano i valori della velocità di propagazione degli ultrasuoni con i valori della resistenza a compressione determinata con le prove a schiacciamento delle carote prelevate. Ciò consente di ottenere una valutazione affidabile dell'effettiva resistenza del materiale in opera sulla base delle misure non distruttive.

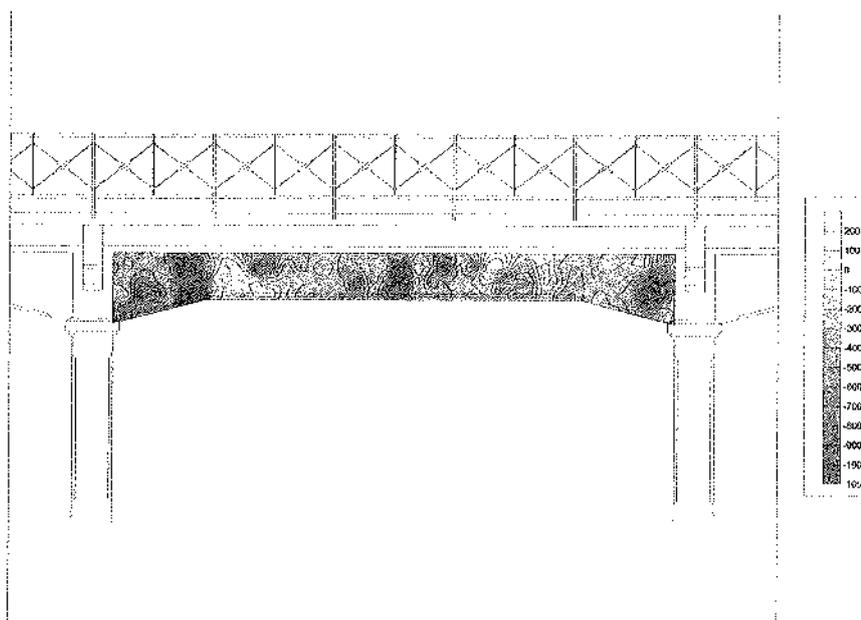


Figura 3 - Mappatura di potenziale su una trave oggetto d'indagine.

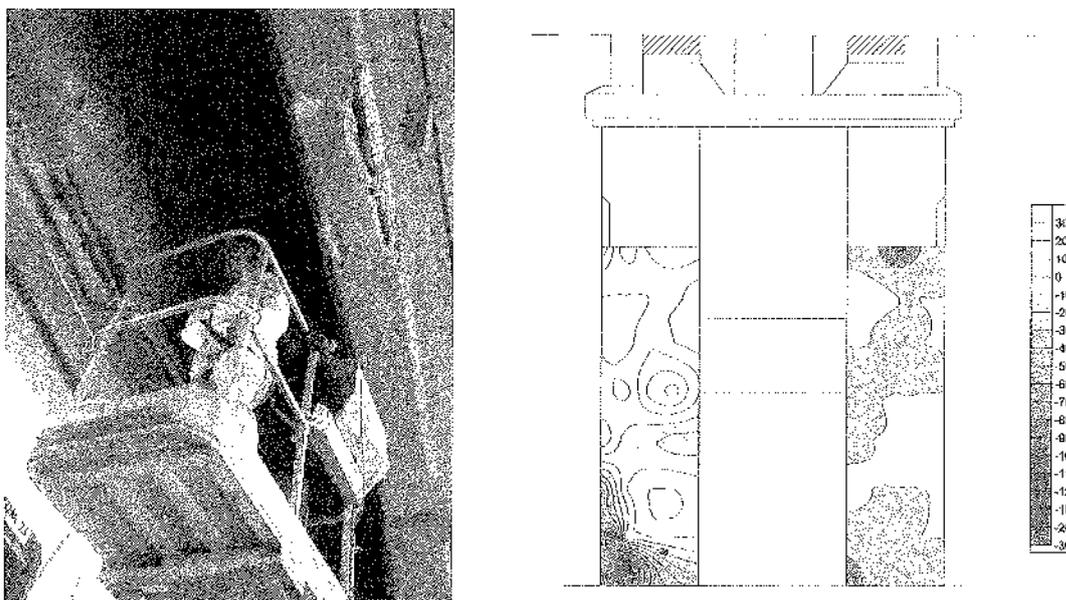


Figura 4 - Mappatura di potenziale su un pilastro oggetto d'indagine.

Campione	Aspetto Calcestruzzo	Profondità di carbonatazione	Distribuzione
C1	Legg.poroso; presenza di inerte di grossa pezzatura	>45 mm	Uniforme
C2	Legg.poroso; presenza di inerte di grossa pezzatura	>50 mm	Uniforme
C3	Legg.poroso; presenza di inerte di grossa pezzatura	>50 mm	Non Uniforme
CN1	Legg.poroso; Presenza di inerte di grossa pezzatura	>45 mm	Uniforme
CN2	Legg.poroso; Presenza di inerte di grossa pezzatura	>40 mm	Uniforme
CN3	Legg.poroso; Presenza di inerte di grossa pezzatura	>50 mm	Uniforme

Tabella 1 – Valori della profondità di carbonatazione del calcestruzzo sulle carote estratte.

### 3.3 Curva di correlazione

I risultati delle indagini ultrasonore sono stati correlati alle resistenze dei campioni, prelevati negli stessi punti, valutate attraverso le indagini di laboratorio.

Questa correlazione può essere ottenuta con una elaborazione statistica dei dati sperimentali, applicando il metodo dei minimi quadrati per individuare la migliore interpolante [9]. Tale procedimento è stato effettuato per il solo metodo ultrasonoro in quanto come già accennato i valori degli indici di rimbalzo sono stati ritenuti poco attendibili a causa della granulometria degli inerti del calcestruzzo e dell'esteso fenomeno di carbonatazione rilevato dall'indagine effettuata sulle carote estratte.

In particolare per la determinazione della curva di correlazione tra i valori di velocità e le resistenze dei campioni prelevati è stata utilizzata una regressione logaritmica:

$$R = A \times B^V$$

con:

R : resistenza del calcestruzzo;

A,B: costanti da determinare in base ai valori sperimentali;

V: velocità rilevata nell'indagine ultrasonora.

La curva di regressione ricavata sulla base delle misure di velocità e riportata in Figura 6. Tale curva, seppure è stata ricavata sulla base di un campione di dati sperimentali poco numerosi, rappresenta uno strumento di indagine molto utile. Infatti permetterà un monitoraggio nel tempo dell'eventuale decadimento delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo attraverso la sola misurazione delle velocità di propagazione degli ultrasuoni, quindi senza alcuna invasività nei confronti dell'opera.

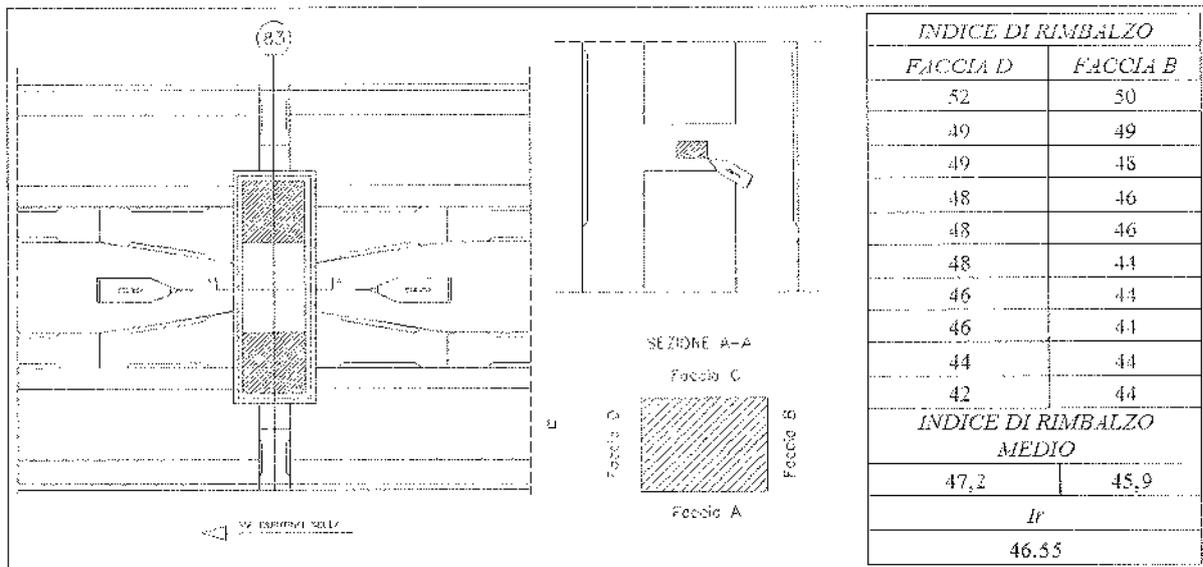


Figura 5 - Posizione delle battute e valori degli indici di rimbalzo rilevati su delle membrature investigate.

	Dimensioni	Direzione trasmissione	Tempo	Velocità
	cmxcm	cm	s	M/s
E78 - Trasversale	63x48	63	196	3214
E79 - Trasversale	63x46	63	161	3913
E80 - Verticale SX	60x58	60	191	3141
E82 - Verticale DX	63x58	63	194	3247
E83 - Trasversale	62x47	62	193	3212

Tabella 2 - Tempi di trasmissione e relative velocità su alcuni degli elementi indagati.

## Indagine Ultrasonora

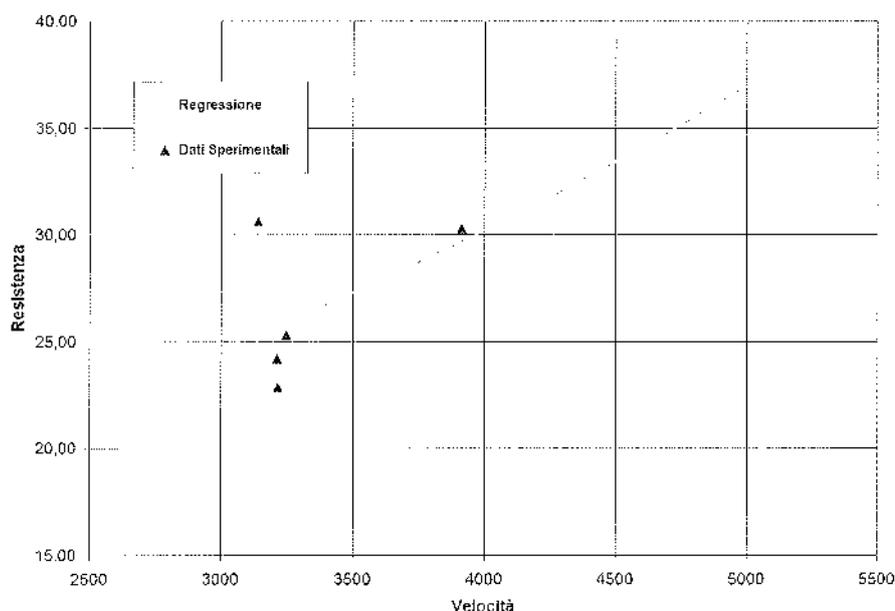


Figura 6 – Curve di correlazione per l'indagine sclerometrica e l'indagine ultrasonora

#### 4. CONCLUSIONI

Gli obiettivi del lavoro erano nello specifico: la caratterizzazione dettagliata dell'opera attraverso l'applicazione di un protocollo completo di diagnostica (comprendente indagini distruttive e non distruttive); l'elaborazione, sulla base dei dati raccolti, di curve di correlazione che consentissero nel futuro di monitorare le condizioni di degrado sulla base delle sole indagini ND, limitando costi, tempo ed invasività delle indagini (esigenze queste fondamentali, soprattutto nel caso di infrastrutture pubbliche). Sono stati illustrati alcuni risultati parziali della ricerca, che è attualmente ancora in corso.

Le indagini hanno evidenziato sostanzialmente che alcune parti dell'opera sono in un avanzato stato di degrado. In particolare le mappature del potenziale di corrosione e la determinazione del profilo di carbonatazione unite all'ispezione visiva sul campo mostrano come il calcestruzzo (in opera da circa 100 anni) non abbia più un'azione protettiva nei confronti delle barre d'armatura. Ciò comporta che laddove le condizioni ambientali di umidità sono meno favorevoli il processo corrosivo interessa in maniera estesa l'armatura. A causa della diversa esposizione le travi risultano molto più compromesse dei pilastri nei quali il processo corrosivo procede con velocità trascurabili. Per le travi urge il progetto e l'esecuzione di un intervento che tenga conto di uno scenario in cui la carbonatazione ha ormai superato la profondità a cui si trovano le armature e la propagazione della corrosione ha portato ad un diffuso danneggiamento del copriferro. Si potrebbe ricorrere alla tecnica tradizionale che prevede la rimozione del calcestruzzo carbonatato e la sua sostituzione con una malta alcalina, opportunamente progettata, che porti le armature di nuovo nelle condizioni di passività. Per garantire un'accettabile

vita di servizio dell'intervento di recupero, sarà necessario rimuovere ingenti quantità di calcestruzzo carbonatato, anche in zone in cui la sua resistenza meccanica non è ancora stata compromessa [10].

Per quel che riguarda il calcestruzzo, le indagini non distruttive hanno evidenziato un certo grado di omogeneità nelle diverse parti strutturali. Poco attendibili sono stati considerati i valori degli indici di rimbalzo ottenuti dall'indagine sclerometrica. Probabilmente la granulometria e l'elevato fronte di carbonatazione rilevato rendono tali indici poco rappresentativi, per tale motivo nella elaborazione delle curve di correlazione non sono stati tenuti in conto.

Diverso è il caso delle velocità rilevate nell'indagine ultrasonora. I valori risultano più attendibili e sono stati correlati attraverso una curva di regressione alle resistenze rilevate in laboratorio sui campioni prelevati in sito. La curva ottenuta può essere utilizzata per un controllo nel tempo della resistenza dei calcestruzzi in opera, attraverso la sola esecuzione di indagini non invasive. Infatti se al momento i valori di resistenza rilevati sui campioni prelevati sono tali da garantire coefficienti di sicurezza elevati nei confronti delle azioni sollecitanti, vista l'importanza dell'opera è auspicabile un costante monitoraggio della stessa.

Al fine di completare la valutazione dello stato di conservazione e della sicurezza dell'opera sono in corso analisi fisico-chimiche sui provini prelevati, in particolare, saranno effettuate analisi granulometriche, diffrattometriche, SEM (microscopio a scansione elettronica) con EDAX e analisi termiche per determinare la composizione mineralogica e petrografia del calcestruzzo e permettere la progettazione di miscele compatibili per gli interventi di ripristino.

### *Ringraziamenti*

Si ringraziano per il materiale fornito e la disponibilità concessa le Ferrovie Appulo-Lucane, e in particolare gli Ingg. Nicola Aulicino e Michele Mastrodonato: il lavoro di ricerca degli autori è stato possibile soprattutto grazie al loro interesse e sensibilità al tema.

### **5. BIBLIOGRAFIA**

- [1] M.MEZZINA, G.UVA - Aprile 2003, Degrado e riabilitazione strutturale delle architetture in cemento armato: la crisi della modernità?, in *d'Architettura*, Federico Motta Editore.
- [2] M.MEZZINA, G.UVA, M.MASTRODONATO, January 2003, Historical Examples of Early Reinforced Concrete Structures. The Viaduct of Corso Italia in Bari: a Hypothesis for the Reuse, *Proc. I International Conference on Construction History Madrid*, vol. II, pp. 1427-1437.
- [3] C.DENTAMARO, F.PORCO, G.PORCO, G.UVA, 16-17 Ottobre 2003, Un sistema informativo per la manutenzione ed il recupero del patrimonio storico in calcestruzzo armato delle Ferrovie Appulo Lucane a Bari, *Il Convegno Scientifico Nazionale sulla Sicurezza nei Sistemi Complessi*, Bari.
- [4] I.JURINA, 1989, La Diagnosi del Sistema Strutturale, in *Tecnologia del Recupero edilizio*, a cura di G. Caterina, UTET.
- [5] G.PORCO, 22 Novembre 2001, Monitoraggio e Diagnostica su edifici in stato di dissesto, Relazione su invito, Giornata di Studio AICAP-AIPND Roma.
- [6] F.MINIACI, G.PORCO, Monitoraggio e diagnosi su edifici in stato di dissesto, *Report n.217* Dipartimento di Strutture, Università degli Studi della Calabria.
- [7] G.PORCO, C.VIZZA, Valutazione dei livelli prestazionali dei calcestruzzi in opera mediante tecniche non invasive, *Report n.216*, Dipartimento di Strutture Università della Calabria, January 2001.
- [8] P. PEDEFERRI, L. BERTOLINI, La Durabilità del Calcestruzzo Armato, McGraw-Hill Italia.
- [9] A.DILEO, G.PASCALIE, Gennaio 1981, La stima della resistenza in situ dei calcestruzzi con i metodi non distruttivi, Inarcos.
- [10] L. BERTOLINI, M.GASTALDI, Aprile 2003, Ispezione e diagnosi della corrosione delle armature nel calcestruzzo: l'ex istituto Marchiondi a Milano, 10° Congresso AIPND.

# QUALITÀ E SOSTENIBILITÀ NELL'INDUSTRIA DELLE COSTRUZIONI: L'IMPIEGO DI CALCESTRUZZI AUTOCOMPATTANTI

Giacomo Moriconi<sup>1</sup>, Valeria Corinaldesi<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Professore Ordinario di Scienza e Tecnologia dei Materiali. Direttore del Dipartimento di Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche, Ancona.

<sup>2</sup> Ingegnere Civile, Dipartimento di Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche, Ancona.

## SOMMARIO

Lo sviluppo dei calcestruzzi autocompattanti è considerato una pietra miliare nella tecnologia del calcestruzzo perché consente di ottenere numerosi vantaggi prestazionali e di migliorarne la sostenibilità. Nell'ambito del presente lavoro, sono state messe a punto alcune miscele di calcestruzzo autocompattante impiegando un superfluidificante a base acrilica ed utilizzando come aggiunte minerali alternativamente un filler calcareo, una cenere volante ed una polvere di riciclo, ottenuta mediante opportuno trattamento dei rifiuti da demolizione di edifici civili. In alcuni casi, sono stati impiegati aggregati riciclati in sostituzione dell'inerte naturale. Sono state quindi valutate alcune importanti prestazioni del calcestruzzo fresco ed indurito.

## SUMMARY

The development of self-compacting concrete is considered as a milestone achievement in concrete technology due to several performance advantages and to an improved sustainability. In this work, some self-compacting concrete mixtures were prepared by adding an acrylic based superplasticizer. Either limestone powder or fly ash or rubble powder, obtained by suitably treating rubble from building demolition, were used as mineral addition. In some cases, recycled instead of natural aggregates were used. Therefore, some important properties, related to both fresh and hardened concrete, were evaluated.

## 1. INTRODUZIONE

Già negli anni '70 si era compresa l'importanza della fluidità del calcestruzzo nella realizzazione di strutture affidabili [1]. Il calcestruzzo definito "reoplastico" [2, 3] era in grado di garantire allo stesso tempo resistenza alla segregazione e capacità autolivellante. Tuttavia, l'odierna disponibilità di additivi superfluidificanti a base acrilica [4] ha reso più facilmente accessibili gli elevati livelli di fluidità richiesti dal requisito dell'autocompattazione. Con il termine di calcestruzzo autocompattante, correntemente SCC (acronimo del termine inglese Self-Compacting Concrete), si intende un conglomerato cementizio capace di occupare completamente la cassaforma in cui viene gettato senza l'ausilio di alcun sistema di compattazione. Tale calcestruzzo deve possedere una elevata mobilità allo stato fresco, cioè una elevata capacità di raggiungere zone distanti dal punto in cui viene effettuato il getto, nonché di riempire completamente zone ad elevata congestione di armatura. Accanto ad una

elevata fluidità, il calcestruzzo SCC deve possedere una elevata resistenza alla segregazione durante tutte le fasi di realizzazione dell'opera. Proprietà come l'elevata deformabilità allo stato fresco e la resistenza alla segregazione sono spesso antitetiche e non è facile conseguirle contemporaneamente se non ricorrendo ad un adeguato proporzionamento della miscela secondo criteri nuovi rispetto alla tradizionale tecnologia del calcestruzzo.

Oltre al vantaggio fondamentale di rendere la qualità del calcestruzzo posto in opera praticamente indipendente dalla manodopera disponibile e dai sistemi di compattazione e di posa in opera, l'impiego del calcestruzzo SCC consente di ridurre i tempi di esecuzione delle strutture, di eliminare i rischi per la salute dei lavoratori connessi con le rumorose operazioni di vibrazione, di migliorare l'aspetto delle superfici in faccia a vista degli elementi strutturali.

Inoltre, poiché alcune proprietà del calcestruzzo SCC, particolarmente allo stato fresco, dipendono dall'aggiunta alla miscela di filler a granulometria molto fine, questo materiale

offre ottime opportunità per un utile smaltimento di materiali non meglio impiegabili in altre applicazioni, consentendo in questo modo di migliorare la sostenibilità ambientale del calcestruzzo ed al contempo anche le sue prestazioni [5-9]. In particolare, in questo lavoro è stata valutata l'efficacia di tre differenti tipi di aggiunta minerale, tutti originati come sottoprodotti di processi industriali, altrimenti destinati ad un collocamento in discarica.

Solitamente, al fine di assicurare una sufficiente coesività all'impasto, nella tecnologia del calcestruzzo autocompattante si usa far ricorso ad agenti modificatori di viscosità [10, 11]. Se tale additivo non venisse impiegato sarebbe necessario un maggior volume di filler per fornire la necessaria stabilità all'impasto [12]; conseguentemente si dovrebbe far ricorso ad un alto contenuto di materiale finissimo (passante al setaccio ASTM n° 100 di 150 µm). In questo lavoro, i calcestruzzi autocompattanti sono stati sempre preparati senza agenti modificatori di viscosità, facendo ricorso alle varie aggiunte minerali, appunto per sfruttarne l'effetto fillerizzante.

La prima parte del lavoro ha riguardato lo studio del comportamento reologico, condotto su paste cementizie opportunamente preparate, poi sono state valutate le prestazioni dei calcestruzzi autocompattanti sia allo stato fresco sia allo stato indurito.

## 2. MATERIALI

### 2.1 Cemento

È stato impiegato un cemento Portland al calcare tipo CEM II/A-L 42.5 R secondo la EN-197/1. Sono state valutate la massa volumica del cemento, pari a 3050 kg/m<sup>3</sup>, e la finezza ottenuta con il metodo Blaine, pari a 0,41 m<sup>2</sup>/g. La composizione chimica del cemento è riportata in Tabella 1.

Tabella 1 - Composizione chimica dei materiali finissimi.

Ossidi (%)	Cemento	Cenere Volante	Filler Calcareo	Polvere di Riciclo
SiO <sub>2</sub>	29,67	59,94	6,40	84,99
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,74	22,87	0,11	4,47
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,80	4,67	0,06	3,91
TiO <sub>2</sub>	0,09	0,94	0,01	0,11
CaO	59,25	3,08	18,60	2,94
MgO	1,15	1,55	0,04	1,10
SO <sub>3</sub>	3,25	0,35	1,20	1,30
K <sub>2</sub> O	0,79	2,19	0,72	0,77
Na <sub>2</sub> O	0,26	0,62	0,36	0,41
P.a.F. <sup>(1)</sup>	11,62	3,34	72,50	26,57

(1) Perdita al Fuoco.

### 2.2 Aggiunte minerali

Sono state impiegate in alternative tre aggiunte minerali: una cenere volante (CV), un filler calcareo (FC) ed una polvere di riciclo (PR). Le loro composizioni chimiche sono riportate in Tabella 1.

La cenere volante impiegata ha un basso contenuto di calcio (Classe F secondo le indicazioni della ASTM C 618). La sua finezza Blaine è risultata pari a 0,52 m<sup>2</sup>/g ed la sua massa volumica di 2250 kg/m<sup>3</sup>.

Il filler prevalentemente calcareo impiegato è stato ottenuto come sottoprodotto della lavorazione del marmo. La sua finezza Blaine è risultata pari a 0,59 m<sup>2</sup>/g e la sua massa volumica di 2650 kg/m<sup>3</sup>.

Infine, è stata impiegata come filler un materiale finissimo ottenuto dopo opportuno trattamento della frazione fine prodotta dalla macinazione dei rifiuti da demolizione di edifici civili, che in questo lavoro viene indicato come polvere di riciclo. La sua finezza Blaine è risultata pari a 0,99 m<sup>2</sup>/g e la sua massa volumica di 2150 kg/m<sup>3</sup>.

### 2.3 Aggregati

Come inerte naturale sono state impiegate due diverse frazioni granulometriche: un ghiaietto di frantumazione (diametro massimo di 15 mm) ed una sabbia naturale (diametro massimo di 6 mm). Le curve granulometriche di tali frazioni sono riportate in Fig. 1 ed alcune informazioni relative alle loro proprietà fisiche in Tabella 2.

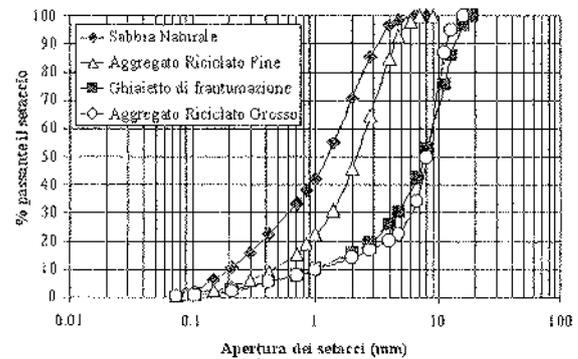


Fig. 1 - Curve granulometriche delle frazioni di aggregato.

Quando l'inerte naturale è stato sostituito con aggregato riciclato, sono state impiegate due frazioni di aggregato provenienti da un reale impianto di trattamento delle macerie di demolizione di opere civili, sito a Villa Musone (AN). Si tratta di una frazione grossa (diametro massimo di 15 mm), indicata come "RicG" e di una frazione fine (diametro massimo di 6 mm), indicata come "RicF". Le relative curve granulometriche sono riportate in Fig. 1 ed alcune informazioni relative alle loro proprietà fisiche in Tabella 2.

Tabella 2 - Alcune proprietà fisiche delle frazioni di aggregato.

Frazioni	Massa volumica (s.s.a.), kg/m <sup>3</sup>	Assorbimento d'acqua, %
Sabbia Naturale	2620	3
Ghiaietto di frantumazione	2680	2
Aggregato Riciclato Fine (RicF)	2150	10
Aggregato Riciclato Grosso (RicG)	2370	6

## 2.4 Additivi

Un additivo superfluidificante a base acrilica (con sostanza secca pari al 30%) è stato aggiunto in ognuno degli impasti preparati per garantire un adeguato livello di fluidità.

## 3. COMPORTAMENTO REOLOGICO DELLE PASTE

Lo studio del comportamento reologico delle paste cementizie è risultato un passo essenziale verso l'ottimizzazione della produzione di calcestruzzo autocompattante [13-21]. A questo scopo, sono state preparate quattro diverse paste cementizie: le composizioni, riportate in Tabella 3, sono state studiate tenendo conto del proporzionamento delle miscele di calcestruzzo autocompattante riportate in Tabella 4.

Tabella 3 - Composizione delle paste.

Miscele	Cem	Cem+CV	Cem+FC	Cem+PR
Δ/C	0,45	0,45	0,45	0,45
Fluidità (s)	16	18	25	24
Dosaggi, g				
Acqua	200	200	200	200
Cemento	440	440	440	440
Superfluidificante	4,4	4,4	4,4	5,3
Cenere Volante	-	100	-	-
Filler Calcareo	-	-	120	-
Polvere di Riciclo	-	-	-	100

Il dosaggio dell'additivo superfluidificante è stato mantenuto pari all'1 % sul peso del cemento per ogni pasta ad eccezione di quella contenente la polvere di riciclo in cui il dosaggio è stato aumentato fino all'1,2 % per ottenere una fluidità simile a quella delle altre paste. In Tabella 3 è riportata anche una stima della fluidità iniziale delle paste, ottenuta misurando (in secondi) il tempo trascorso per il completo deflusso di 500 ml di pasta dal cono di Marsh (con un diametro interno pari a 8 mm).

Il comportamento reologico delle quattro paste è stato valutato dopo diversi intervalli di tempo, rispettivamente 10, 35 e 60 minuti, dalla loro preparazione. È stato impiegato un reometro a cilindri coassiali rotanti con un gradiente di scorrimento (D) che è stato fatto variare lentamente da 1 a 100 s<sup>-1</sup>. In effetti, Bui [22] stabilì che il valore più idoneo del gradiente di scorrimento per modellare il comportamento reologico dei calcestruzzi autocompattanti oscilla tra 1 e 100 s<sup>-1</sup>, mentre velocità di rotazione maggiori sarebbero eccessive e quindi non rappresentative del comportamento reale.

Per la prova sono stati impiegati cilindri concentrici con pareti leggermente corrugate (e non perfettamente lisce) in modo da ridurre, se non completamente eliminare, i fenomeni di 'slip' ovvero lo svilupparsi di strati ricchi in acqua nella zona adiacente al cilindro interno rotante con conseguente effetto lubrificante che comprometterebbe l'attendibilità della prova [23, 24].

Il comportamento reologico rilevato sperimentalmente è stato interpretato facendo riferimento al modello di Bingham

(Fig. 2), adatto a descrivere il comportamento di fluidi plastici come la pasta cementizia:

$$\tau = \tau_y + \eta \cdot D$$

dove  $\tau$  è lo sforzo di taglio [Pa],  $\tau_y$  è il limite di scorrimento [Pa],  $\eta$  è la viscosità plastica [Pa·s] e D è il gradiente di scorrimento [s<sup>-1</sup>].

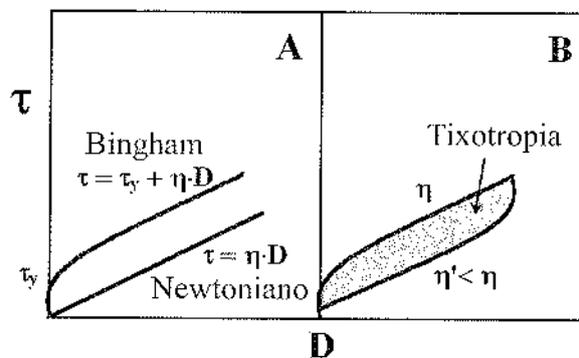


Fig. 2 - Sforzo di taglio ( $\tau$ ) in funzione del gradiente di scorrimento (D) per fluidi Newtoniani o di Bingham (A); misura della tixotropia dall'area di isteresi (B).

La pendenza della curva inferiore (ottenuta durante la fase decrescente del gradiente di scorrimento) è stata impiegata per calcolare i valori della viscosità plastica, mentre l'intercetta a zero dello sforzo di taglio è stata usata per calcolare i valori del limite di scorrimento.

In Fig. 3 sono riportati i valori del limite di scorrimento misurati a tempi diversi e relativi alle quattro miscele riportate in Tabella 3. Risulta abbastanza evidente che la pasta contenente la polvere di riciclo (Cem+PR) ha fornito i valori più alti di limite di scorrimento durante tutto il periodo di osservazione e particolarmente per tempi di attesa crescenti. D'altra parte, quando sono stati impiegati il filler calcareo o la cenere volante non sono state notate particolari variazioni rispetto al comportamento della pasta di riferimento (Cem) che ha in sospensione soltanto le particelle di cemento.

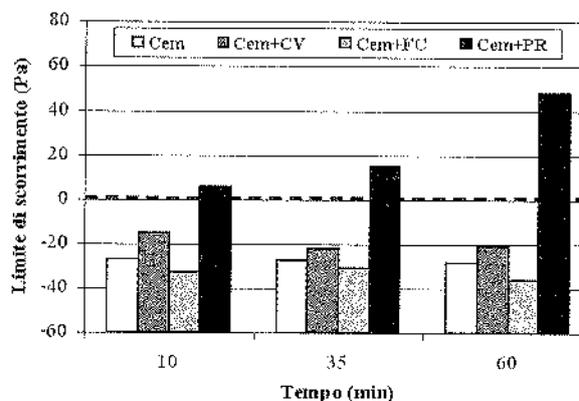


Fig. 3 - Valori del limite di scorrimento.

In Fig. 4, i valori della viscosità plastica misurati per le quattro paste sono stati riportati in funzione del tempo. Paragonando l'influenza del tipo di aggiunta minerale, si può

notare come due paste, ovvero quelle indicate con 'Cem+PR' e 'Cem+FC', forniscano dei valori di viscosità plastica abbondantemente superiori ad 1 Pa·s.

Affinché sia massima la resistenza alla segregazione, il limite di scorrimento delle paste dovrebbe essere elevato [13-16] e la differenza tra le masse volumiche di pasta ed aggregato dovrebbe essere minima. Se la massa volumica dell'aggregato è maggiore di quello della pasta cementizia che lo avvolge, così come accade in tutti i calcestruzzi contenenti inerti naturali, una pur minima segregazione è inevitabile. Comunque, se la viscosità plastica è sufficientemente elevata, la velocità con cui la particella di aggregato pesante procede verso il basso è così lenta che la segregazione dell'impasto risulta trascurabile [16].

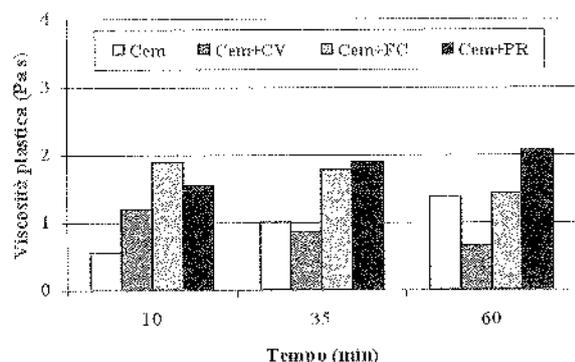


Fig. 4 - Valori della viscosità plastica.

Sulla base dei risultati riportati in Fig. 3 e Fig. 4, si può prevedere che in presenza di polvere di riciclo (PR) non si verificherà alcun fenomeno di segregazione nel calcestruzzo autocompattante, in particolare quando verrà impiegato un aggregato più leggero, come ad esempio quello riciclato. Con riferimento alle altre aggiunte minerali, la presenza di cenere volante (CV) sarà probabilmente meno efficace del filler calcareo (FC) nel contrastare la segregazione di flusso del calcestruzzo autocompattante poiché la pasta preparata con cenere volante ha denotato valori di viscosità plastica inferiori.

Un ultimo parametro reologico di fondamentale importanza è la tixotropia, ovvero la proprietà che hanno alcuni gel di presentare una maggiore fluidità quando sono in movimento e di diventare più viscosi quando sono a riposo. La tixotropia viene generalmente ascritta al fatto che a riposo si stabiliscono tra le particelle in sospensione dei legami elettrostatici, ed anche interazioni fisiche fra le fibre di silicati di calcio idrati, che vengono distrutti dall'agitazione della soluzione con conseguente aumento della sua fluidità.

In Fig. 5, sono riportati i valori di tixotropia misurati in funzione del tempo che sono stati ottenuti calcolando l'area di isteresi compresa tra le curve ascendente e discendente. Questa misura può fornire una stima dell'energia necessaria a movimentare il calcestruzzo autocompattante ed anche a stimare la pressione laterale che il calcestruzzo eserciterà sulle pareti dei casseri, essendo tale pressione tanto minore quanto maggiore sarà il valore della tixotropia [25-28].

Comunque, tenendo presente che il requisito fondamentale di questi calcestruzzi è la facilità di movimentazione del materiale, che risulta maggiore quanto minore è la tixotropia,

ancora una volta il miglior risultato è stato ottenuto per la pasta preparata con polvere di riciclo (Cem+PR), che mostra una netta tendenza nel tempo ad assumere bassi valori di tixotropia.

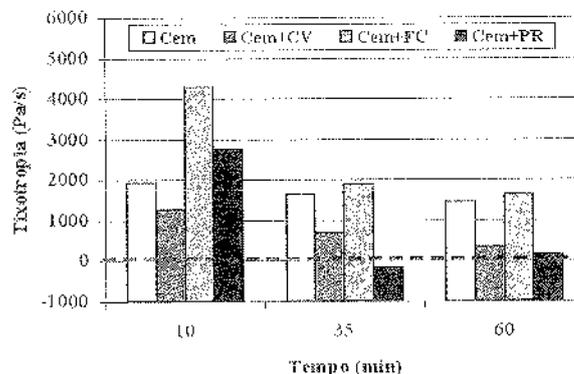


Fig. 5 - Valori della tixotropia

#### 4. PROPORZIONAMENTO DEI CALCESTRUZZI

Le proporzioni delle cinque miscele di calcestruzzo autocompattante preparate sono riportate in Tabella 4. Tutti i calcestruzzi sono caratterizzati da un rapporto acqua/cemento pari a 0,45.

Allo scopo di ottimizzare la distribuzione granulometrica delle particelle solide nel calcestruzzo, le frazioni fine e grossa di aggregato sono state opportunamente combinate, tenendo conto anche dei suggerimenti riportati in letteratura che riguardano il corretto proporzionamento dei calcestruzzi autocompattanti ed in particolare il dosaggio di aggregato grosso, che dovrebbe risultare inferiore a 340 l/m<sup>3</sup> [29, 30].

Tabella 4 - Proporzionamento delle miscele di calcestruzzo.

Miscela	Nat+CV	Nat+FC	Nat+PR	RicF+PR	RicG+PR
A/C	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A/L	0,37	0,35	0,37	0,37	0,37
Dosaggi, kg/m <sup>3</sup>					
Acqua	200	200	200	200	200
Cemento	440	440	440	440	440
Cenere Volante	100	-	-	-	-
Filler Calcareo	-	120	-	-	-
Polvere Riciclata	-	-	100	100	100
Sabbia	1110	1110	1110	-	1110
Ghiaietto	430	430	430	430	-
Aggr. Ric. Fine	-	-	-	890	-
Aggr. Ric. Grosso	-	-	-	-	380
Superfluid.	4,4	4,4	5,3	8,8	5,3

Al fine di ottenere un volume di materiale finissimo compreso tra 170 e 200 l/m<sup>3</sup>, accanto al cemento è stato necessario impiegare alternativamente le varie aggiunte minerali, ad un dosaggio pari a 100 kg (per cenere volante e polvere di riciclo) o 120 kg (filler calcareo), in funzione della loro diversa massa volumica. In questo modo, si è ottenuto un rapporto acqua/legante compreso tra 0,35 e 0,37.

In tutti i calcestruzzi, per assicurare uno spandimento pari a 700÷750 mm (vedere Tabella 5), è stato impiegato un additivo superfluidificante a base acrilica con dosaggi differenti in percentuale rispetto al peso del cemento. In particolare, è stato dosato all'1,0 % nei casi in cui sono stati impiegati il filler calcareo e la cenere volante ed all'1,2 % quando è stata aggiunta la polvere di riciclo, in virtù della sua maggiore finezza Blaine.

Inoltre, per il calcestruzzo in cui la sabbia naturale è stata completamente sostituita con la frazione fine di aggregato riciclato (indicato come 'RicF+PR'), tale dosaggio è stato aumentato fino al 2,0 % in modo da garantire comunque un valore dello spandimento pari ad almeno 700 mm (vedi Tabella 5).

## 5. PREPARAZIONE E STAGIONATURA DEI PROVINI

Per le prove di resistenza meccanica a compressione sono stati preparati provini cubici, con lato di 100 mm, in accordo con la Norma UNI 6130-72 Parte I; tali provini sono stati gettati in casseforme di polistirolo e stagionati in ambiente umido a 20°C (coerentemente con le indicazioni della Norma UNI 6130-72 Parte II).

Per valutare la resistenza alla segregazione degli impasti, sono stati preparati dei provini prismatici allungati a sezione quadrata (80 x 80 x 1000 mm), che sono stati riempiti dall'alto mantenendo verticale il cassero durante la fase di getto in modo da accentuare eventuali fenomeni di segregazione.

## 6. RISULTATI E DISCUSSIONE

### 6.1 Prova di spandimento

Sono state effettuate misure di spandimento (*slump flow*, Fig. 6), ovvero è stato calcolato il diametro medio della focaccia di calcestruzzo ottenuta dopo avere rimosso il cono di Abrams, indicato come  $\Phi_{fin}$  in Tabella 5.

Contemporaneamente, è stato misurato il tempo impiegato dal calcestruzzo per raggiungere un diametro medio di 500 mm, indicato come  $t_{500}$  ed infine è stato misurato il tempo necessario all'arresto del conglomerato, indicato come  $t_{fin}$ .

Tabella 5. Risultati della prova di spandimento.

Miscela	$\Phi_{fin}$ (mm)	$t_{500}$ (s)	$t_{fin}$ (s)
Nat+CV	800	1	3
Nat+FC	750	1	2
Nat+PR	700	3	10
RicF+PR	700	1	6
RicG+PR	750	1	3



Fig. 6 – Misura dello spandimento.

Ad un primo esame visivo, soltanto nel caso dei due calcestruzzi più fluidi, ovvero 'Nat+CV' e 'Nat+FC', si è notato un leggero fenomeno di essudazione con la formazione di un'aureola di pasta cementizia fluida attorno alla focaccia di calcestruzzo.

Per quanto riguarda la viscosità degli impasti, correlabile con il valore di  $t_{fin}$ , i calcestruzzi preparati con la polvere di riciclo sono stati quelli che hanno impiegato più tempo ad arrestarsi completamente; in particolare, il calcestruzzo 'Nat+PR' è sembrato piuttosto viscoso.

### 6.2 Prova con la scatola ad L con barre orizzontali

Per valutare la capacità di riempimento di elementi strutturali fortemente armati sono state condotte delle prove con la scatola ad L con armature orizzontali (vedere Fig. 7), riempita fino ad un'altezza di 400 mm. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 6.

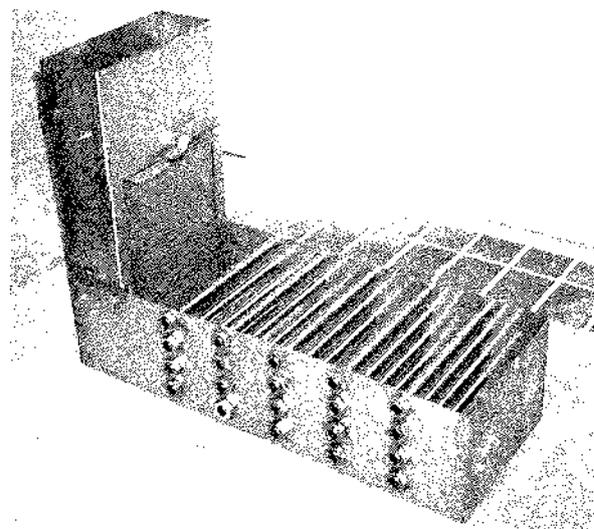


Fig. 7 – Scatola a L con barre orizzontali.

Tutti i calcestruzzi hanno fornito risultati soddisfacenti, in alcuni casi addirittura eccellenti, in termini di mobilità in spazi ristretti, ad eccezione del calcestruzzo preparato con la frazione fine di aggregato riciclato 'RicF+PR'. Infatti, il dislivello massimo del calcestruzzo all'interno della scatola a fine prova è sempre risultato abbastanza contenuto tranne che

nel caso del calcestruzzo 'RicF+PR', in seguito ad una insufficiente capacità di fluire. Al contrario, eccellente è sembrato il risultato ottenuto per la miscela preparata con la frazione grossa di aggregato riciclato 'RicG+PR'.

Tabella 6 - Risultati della prova con la scatola ad L (L-box) a barre orizzontali.

Miscela	$\Delta H_{fin}^{(1)}$ (mm)	$t_{sponda}^{(2)}$ (s)	$t_{fin}^{(3)}$ (s)
Nat+CV	36	2	10
Nat+FC	30	5	12
Nat+PR	65	1	6
RicF+PR	90	7	9
RicG+PR	20	4	10

- (1) dislivello massimo del calcestruzzo nella scatola;  
 (2) tempo per il raggiungimento della sponda opposta;  
 (3) tempo di arresto.

Inoltre, per quanto riguarda la segregazione di flusso, nel caso del calcestruzzo più fluido, ovvero quello contenente cenere volante indicato come 'Nat+CV', è stata osservata visivamente una certa separazione tra le particelle di aggregato grosso e la pasta cementizia circostante.

### 6.3 Resistenza a compressione

Per valutare le prestazioni meccaniche dei calcestruzzi allo stato indurito sono state condotte delle prove di resistenza a compressione secondo la Norma UNI 6132-72 a vari tempi di stagionatura: 1, 3, 7, 14 e 28 giorni. I risultati ottenuti sono riportati in Fig. 8.

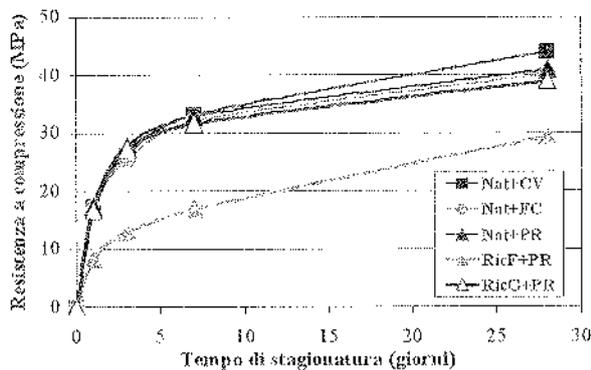


Fig. 8 - Sviluppo temporale della resistenza a compressione.

Tutti i calcestruzzi contenenti inerte naturali hanno fornito prestazioni simili in termini di resistenza a compressione con valori a 28 giorni di circa 40 MPa. In particolare, in presenza di cenere volante si è avuto un certo incremento di resistenza passando da 7 a 28 giorni, conseguente alla sua attività pozzolanica.

Quando è stata impiegata la frazione grossa di aggregato riciclato 'RicG+PR' al posto del ghiaietto di frantumazione, la resistenza a compressione si è praticamente mantenuta allo stesso livello mentre l'introduzione dell'aggregato riciclato fine al posto della sabbia è risultata particolarmente dannosa

producendo una perdita di resistenza pari al 30%. Il motivo principale risiede nell'elevato assorbimento d'acqua delle particelle fini di aggregato riciclato (vedere Tabella 2).

### 6.4 Resistenza alla segregazione

Dopo 28 giorni di stagionatura sono state eseguite misure di velocità dell'impulso ultrasonico attraverso la sezione trasversale (80 x 80 mm) dei provini prismatici di lunghezza 1000 mm (Fig. 9) ad intervalli costanti di 20 mm. I risultati sono riportati in Fig. 10.

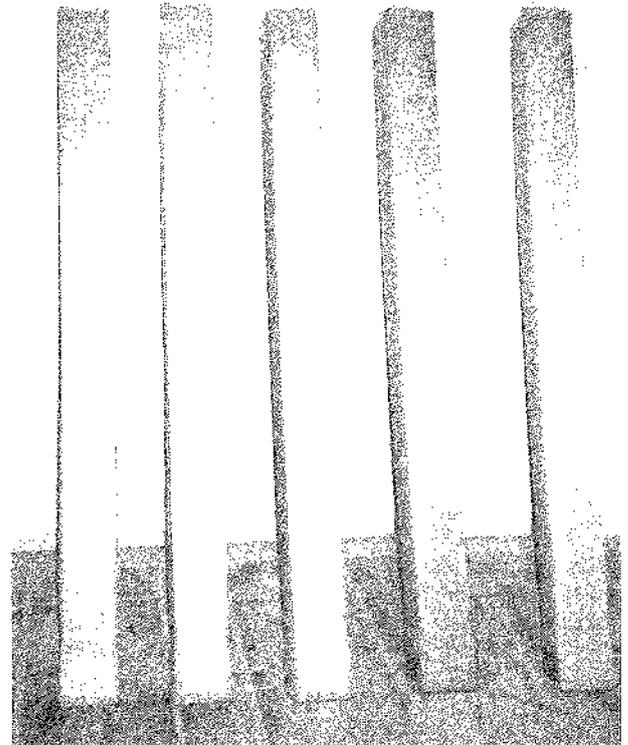


Fig. 9 - Provini prismatici utilizzati per valutare la segregazione delle varie miscele.

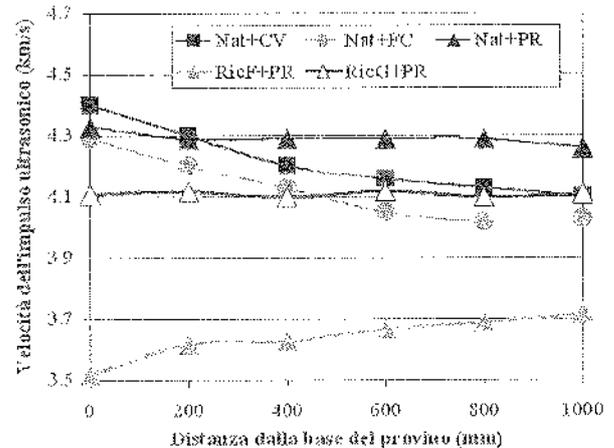


Fig. 10 - Andamento dei valori della velocità dell'impulso ultrasonico lungo il provino.

Osservando i dati ottenuti si nota come i calcestruzzi preparati con cenere volante e filler calcareo mostrino una certa segregazione. Infatti, in questi due casi la velocità dell'impulso ultrasonico, che è strettamente correlata alla densità del materiale attraversato, diminuisce all'aumentare della distanza dalla base del provino, indicando quindi una minore massa volumica del calcestruzzo appartenente alla porzione superiore del provino. Invece, i calcestruzzi preparati con polvere di riciclo non hanno mostrato alcun fenomeno di segregazione; infatti la variazione della velocità dell'impulso lungo il provino è appena percettibile. Questo fatto è coerente con i risultati ottenuti dallo studio reologico su paste. In particolare, il miglior risultato in assoluto è stato quello ottenuto per il calcestruzzo 'RicG+PR' in cui si è impiegato un aggregato grosso leggero.

## 7. CONCLUSIONI

Sulla base delle prove reologiche su paste, la polvere di riciclo è sembrata l'aggiunta minerale più efficace per la preparazione di calcestruzzi autocompattanti. Tale previsione è stata poi confermata dai risultati ottenuti sui calcestruzzi sia allo stato fresco che indurito.

In termini di resistenza meccanica il miglior comportamento è stato ottenuto con l'impiego della cenere volante. In ogni caso, i risultati sono stati soddisfacenti anche quando è stato impiegato l'aggregato grosso riciclato al posto del ghiaietto di frantumazione.

In conclusione, preparando calcestruzzi con materiali di scarto e, in particolare, con la polvere di riciclo in qualità di filler e con l'aggregato riciclato in qualità di inerte grosso è stato possibile aumentare le prestazioni allo stato fresco ed indurito del calcestruzzo, migliorandone al contempo la sostenibilità.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] COLLEPARDI, M., CORRADI, M., MORICONI, G., 1978, *Calcestruzzi ultraresistenti ed affidabili per strutture antisismiche*, La Prefabbricazione, **14**(4), pp. 195-204.
- [2] COLLEPARDI, M., 1975, *"Rheoplastic" Concrete*, Il Cemento, pp. 195-204.
- [3] COLLEPARDI, M., 1976, *Assessment of the "Rheoplasticity" of Concretes*, Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 401-408.
- [4] COLLEPARDI, M., COPPOLA, L., CERULLI, T., FERRARI, G., PISTOLESI, C., ZAFFARONI, P., QUECK, F., 1993, *Zero Slump-Loss Superplasticized Concrete*, Proceedings of the 18<sup>th</sup> Conference on "Our World in Concrete and Structures", Singapore, Vol. XII, pp. 73-80.
- [5] CORINALDESI, V., ORLANDI, G., MORICONI, G., 2002, *Self-Compacting Concrete Incorporating Recycled Aggregate*, in "Innovations and Developments in Concrete Materials and Construction", Proceedings of the International Conference "Challenges of Concrete Construction", Dundee, Scotland, U.K., 2002, Ed. by R.K. Dhir, P.C. Hewlett and L.J. Csetenyi, Thomas Telford, London, U.K., pp. 455-464.
- [6] CORINALDESI, V., MORICONI, G., 2003, *The Use of Recycled Aggregates from Building Demolition in Self-Compacting Concrete*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagneux, France, pp. 251-260.
- [7] CORINALDESI, V., MORICONI, G., 2003, *The Influence of Mineral Additions on the Rheology of Self-Compacting Concrete*, in "Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete", Proceedings of the Seventh CANMET/ACI International Conference, Berlin, Germany, 2003, Ed. by V.M.Malhotra, Publication SP-217, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, U.S.A., SP 217-15, pp. 227-240.
- [8] CORINALDESI, V., MORICONI, G., 2004, *Durable Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete*, *Cement & Concrete Research*, **34**(2), pp. 249-254.
- [9] LACHEMI, M., HOSSAIN, K.M.A., LAMBROS, V., BOUZOUBAË, N., 2003, *Development of Cost-Effective Self-Consolidating Concrete Incorporating Fly Ash, Slag Cement, or Viscosity-Modifying Admixtures*, *ACI Materials Journal*, **100**(5), pp. 419-425.
- [10] KHAYAT, K.H., GUIZANI, Z., 1997, *Use of Viscosity-Modifying Admixture to Enhance Stability of Fluid Concrete*, *ACI Materials Journal*, **94**(4), pp. 332-340.
- [11] KHAYAT, K.H., 1997, *Use of Viscosity-Modifying Admixture to Reduce Top-Bar Effect of Anchored Bars Cast with Fluid Concrete*, *ACI Materials Journal*, **94**(4), pp. 332-340.
- [12] KHAYAT, K.H., 1999, *Workability, Testing and Performance of Self-Consolidating Concrete*, *ACI Materials Journal*, **96**(3), pp. 346-353.
- [13] BILLBERG, P., 1999, *Fine mortar rheology in mix design of SCC*, Proceeding of the First International RILEM Symposium on "Self-Compacting Concrete", Eds. A. Skarendahl & O. Petersson, Stockholm, Sweden, pp. 47-58.
- [14] EMBORG, M., 1999, *Rheology Tests for Self-Compacting concrete – How Useful are they for the Design of Concrete Mix for Full Scale Production?*, Proceeding of the First International RILEM Symposium on "Self-Compacting Concrete", Eds. A. Skarendahl & O. Petersson, Stockholm, Sweden, pp. 95-105.
- [15] SAAK, A.W., JENNINGS, H.M., SHAH, S.P., 1999, *Characterization of the Rheological Properties of Cement Paste for Use in Self-Compacting Concrete*, Proceeding of the First International RILEM Symposium on "Self-Compacting Concrete", Eds. A. Skarendahl & O. Petersson, Stockholm, Sweden, pp. 83-93.
- [16] SAAK, A.W., JENNINGS, H.M., SHAH, S.P., 2001, *New Methodology for Designing Self-Compacting Concrete*, *ACI Materials Journal*, **98**(6), pp. 429-439.
- [17] BUI, V.K., AKKAYA, Y., SHAH, S.P., 2002, *Rheological Model for Self-Consolidating Concrete*, *ACI Materials Journal*, **99**(6), pp. 549-559.
- [18] WALLEVIK, O.H., 2003, *Rheology – A Scientific Approach to Develop Self-Compacting Concrete*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagneux, France, pp. 23-31.
- [19] NIELSSON, I., WALLEVIK, O.H., 2003, *Rheological Evaluation of Some Empirical Test Methods – Preliminary Results*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of

- the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagnaux, France, pp. 59-68.
- [20] GHEZAL, A.F., KHAYAT, K.H., 2003, *Pseudoplastic and Thixotropic Properties of SCC Equivalent Mortar Made with Various Admixtures*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagnaux, France, pp. 69-83.
- [21] PEDERSEN, B., SMEPLASS, S., 2003, *The Relationship between the Rheological Properties of SCC and the Corresponding Matrix Phase*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagnaux, France, pp. 106-116.
- [22] BUI, V.K., AKKAYA, Y., SHAH, S.P., 2002, *Rheological Model for Self-Consolidating Concrete*, ACI Materials Journal, **99**(6), pp. 549-559.
- [23] SAAK, A.W., JENNINGS, H.M., SHAH, S.P., 2001, *The influence of Wall Slip on Yield Stress and Viscoelastic Measurements of Cement Paste*, Cement and Concrete Research, **31**, pp. 205-212.
- [24] RAHMAN, M.A., NEHDI, M., 2003, *Effect of Geometry, Gap, and Surface Friction of Test Accessory on Measured Rheological Properties of Cement Paste*, ACI Materials Journal, **100**(4), pp. 331-339.
- [25] ASSAAD, J., KHAYAT, K.H., MESBAH, H., 2003, *Variation of Formwork Pressure with Thixotropy of Self-Consolidating Concrete*, ACI Materials Journal, **100**(1), pp. 29-37.
- [26] BILLBERG, P., 2003, *Form Pressure Generated by Self-Compacting Concrete*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagnaux, France, pp. 271-280.
- [27] BRAMESHUBER, W., UEBACHS, S., 2003, *Investigations on the Formwork Pressure Using Self-Compacting Concrete*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagnaux, France, pp. 281-287.
- [28] LEEMANN, A., HOFFMANN, C., 2003, *Pressure of Self-Compacting Concrete on the Formwork*, in "Self-Compacting Concrete", Proceedings of the 3rd International RILEM Symposium, Reykjavik, Iceland, 2003, Ed. by O.Wallevik and I.Nielsson, RILEM Publication s.a.r.l., Bagnaux, France, pp. 288-295.
- [29] BUI, V.K., MONTGOMERY, D., 1999, *Mixture Proportioning Method for Self-compacting High Performance Concrete with Minimum Paste Volume*, Proceeding of the First International RILEM Symposium on "Self-Compacting Concrete", Eds. A. Skarendahl & O. Petersson, Stockholm, Sweden, pp. 373-384.
- [30] JACOBS, F., HUNKELER, F., 1999, *Design of self-compacting concrete for durable concrete structures*, Proceeding of the First International RILEM Symposium on "Self-Compacting Concrete", Eds. A. Skarendahl & O. Petersson, Stockholm, Sweden, pp. 397-407.

## PROGETTO DI RICERCA PER VALUTAZIONE DELLA MANCANZA DI ADERENZA DEI FERRI D'ARMATURA DELLE TRAVI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Giuseppe Nardoni <sup>1</sup>, Pietro Nardoni <sup>1</sup>, V. Bilov <sup>2</sup>, M. Podleskikh <sup>3</sup>

<sup>1</sup> I&T Nardoni Institute, Servizi e Diagnostica, Brescia.

<sup>2</sup> ELTEST Inc. Acoustic Emission, Mosca, Russia.

<sup>3</sup> Professore. Accademia delle Scienze, Mosca, Russia.

### Sommari

La relazione presenta i primi risultati di un progetto di ricerca finalizzato alla valutazione dello stato di aderenza delle di barre armatura del calcestruzzo.

Il metodo impiegato è l'emissione acustica.

I risultati della prima fase sono molto significativi ed affidabili, e motivano a proseguire nella ricerca con prove dirette in campo.

### Summary

*The paper present the first result of the research project with the scope to detect the corrosion of reinforced bar.*

*The method applied is Acoustic Emission.*

*The results are very affordable.*

*The research will continue on tests in field.*

### Introduzione

La valutazione dello stato di corrosione delle barre d'armatura dei grandi viadotti è stato ed è attualmente uno dei problemi di maggiore interesse la cui soluzione è fonte di continue ricerche.

Tentativi di visualizzare la corrosione mediante controlli radiografici sono stati effettuati con l'utilizzo di acceleratori lineari che a fronte di altissimi costi e problemi di sicurezza non hanno fornito i risultati attesi.

Altre tipologie di controllo sono state applicate e sono in corso di utilizzo nel tentativo di ricavare elementi che permettano una valutazione anche approssimata dello stato della corrosione.

Il problema è aperto e stimola la ricerca di metodi non distruttivi in grado di fornire risposte più affidabili.

E' in questa luce di "provare tutto il possibile" che è maturata l'ipotesi di applicare il metodo della Emissione Acustica e verificare con "immediatezza" se il metodo possiede le potenzialità atte a fornire dati significativi tra barra corrosa e barra integra.

### Emissione Acustica

Il metodo dell'Emissione Acustica è una tecnica che ha trovato una larga applicazione nel controllo di strutture in acciaio, calcestruzzo e nei corpi a pressione sia nella fase costruttiva che durante il

monitoraggio in servizio.

Il principio si basa su una rete di sensori che applicati sulla struttura sono in grado di rilevare impulsi di energia acustica emessi dai difetti, che sotto sforzo, per deformazione plastica e/o per propagazione di rottura rilasciano impulsi di energia acustica.

L'applicazione dell'Emissione Acustica al controllo delle corrosioni di barre d'acciaio si discosta dalla condizione sopraccitata e anziché rilevare eventuali segnali emessi dai difetti, rileva gli impulsi inviati da un trasduttore che immette nella barra energia acustica.

### Modello d'ipotesi

L'ipotesi di applicare il metodo dell'emissione acustica al rilievo della corrosione dei ferri d'armatura si basa sulla possibilità di valutare la trasmissione di energia acustica dalla barra al calcestruzzo.

Nell'ipotesi applicativa si è assunto che barre non corrose e quindi solidamente aderenti trasmettono più energia al calcestruzzo rispetto a barre corrose.

La corrosione altera il grado di aderenza delle barre, il ferro corroso diventa "cattivo" trasmettitore dell'energia acustica al calcestruzzo creando interfacce miste di ossido e aria.

### Principio del metodo

L'intensità della diffusione dipende dal tipo di materiale adiacente alla barra, dalla pressione di aderenza, dalla costituzione dell'interfaccia ferro-calcestruzzo.

Nel caso di buona aderenza l'interfaccia è costituita da acciaio-calcestruzzo; nel caso di corrosione, l'interfaccia è composta da acciaio-strati di ossido-aria-calcestruzzo.

Nella sperimentazione eseguita l'interfaccia era composta da acciaio - plastica - calcestruzzo.

### Teoria del metodo

Il coefficiente di trasmissione dell'energia acustica fra due mezzi dipende dalla impedenza acustica dei materiali costituenti l'interfaccia.

L'impedenza acustica è espressa dalla seguente relazione:

$$Z = d \cdot v$$

dove  $d$  rappresenta la densità del materiale e  $v$  la velocità delle onde acustiche nel materiale.

Il coefficiente di trasmissione dipende dai valori delle impedenze acustiche dei due materiali ( $Z_A$  e  $Z_B$ ) costituenti l'interfaccia ed è espresso dalla seguente relazione:

$$T_{AB} = \frac{2Z_B}{Z_B + Z_A}$$

I valori dei coefficienti di trasmissione relativi ai tre casi sopraccitati sono di seguito riportati:

Coeff. di trasmissione Ferro-Calcestruzzo

$$T_{Acc-CA} = \frac{2Z_{CA}}{Z_{CA} + Z_{Acc}} =$$

Sostituendo si ottiene

$$T_{Acc-CA} = 26 \times 10^6 \text{ kgm}^{-2} \text{ sec}^{-1}$$

Coeff. di trasmissione Ferro-Aria

$$T_{Acc-Aria} = \frac{2Z_{Aria}}{Z_{Aria} + Z_{Acc}} =$$

Sostituendo si ottiene

$$T_{Acc-Aria} = 0,00025 \times 10^6 \text{ kgm}^{-2} \text{ sec}^{-1}$$

Coeff. di trasmissione Ferro-Plastica

$$T_{Acc-Pls} = \frac{2Z_{Pls}}{Z_{Pls} + Z_{Acc}} =$$

Sostituendo si ottiene

$$T_{Acc-Plastica} = 4 \times 10^6 \text{ kgm}^{-2} \text{ sec}^{-1}$$

Dai valori sopra calcolati è possibile constatare come nella condizione di barre corrose dove l'aria si interpone fra barre e calcestruzzo il coefficiente di trasmissione diventi estremamente basso con conseguente attenuazione del segnale.

### Sperimentazione

La sperimentazione è stata effettuata su blocchi con zone bene aderenti al calcestruzzo e zone con aderenza ridotta con l'interposizione di manicotti di plastica.

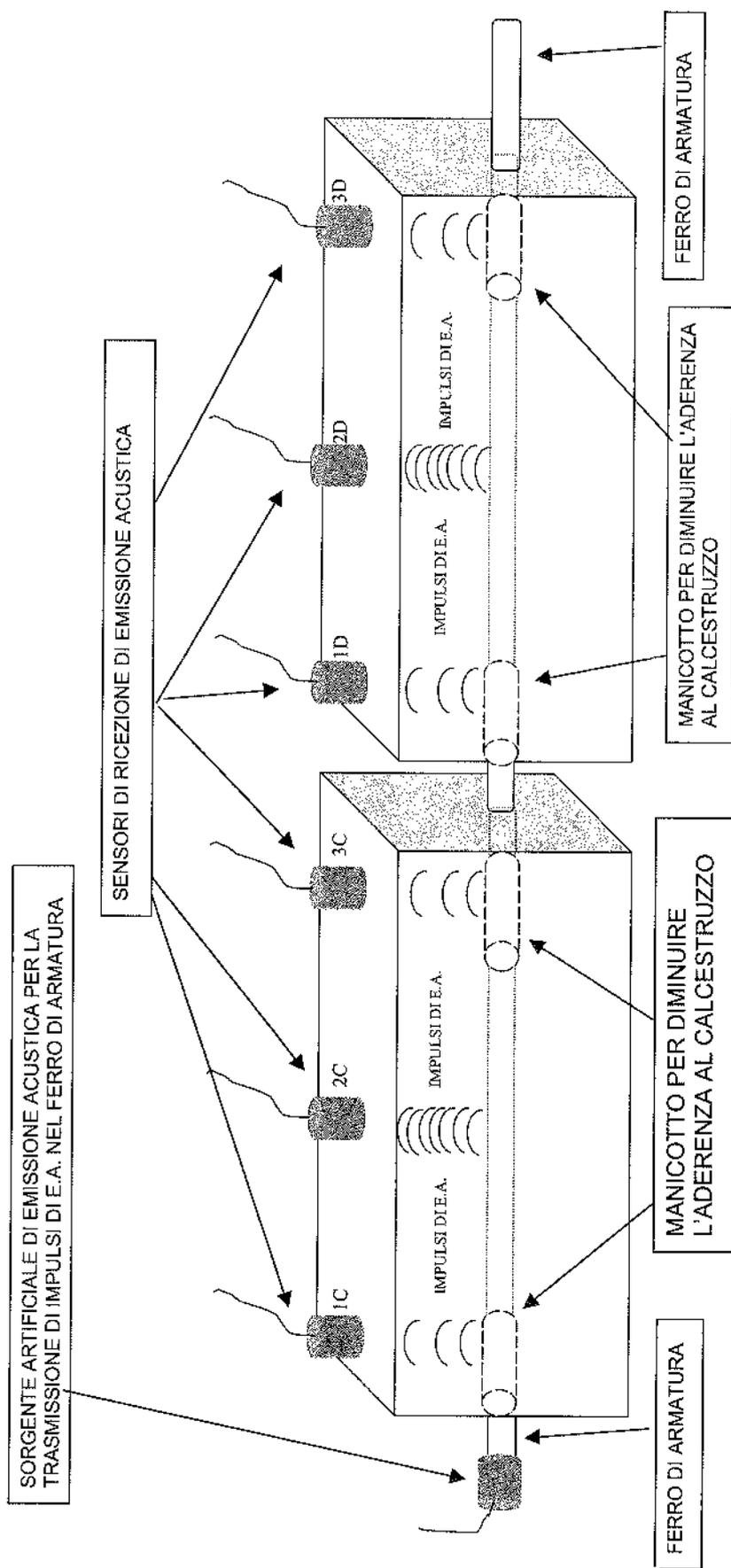


Figura 1 - Rappresentazione schematica della prova con emissione acustica per la valutazione del grado di aderenza dei ferri di armatura nel calcestruzzo

DURANTE LA PROVA SI E' RILEVATO CHE L'INTENSITA' DELL'EMISSIONE ACUSTICA IN CORRISPONDENZA DEI SENSORI 2C-2D CORRISPONDENTI ALLE ZONE DI MASSIMA ADERENZA DEL CALCESTRUZZO ERA NOTEVOLMENTE SUPERIORE (+40-60%) RISPETTO AGLI IMPULSI RILEVATI IN CORRISPONDENZA DEI SENSORI 1C-3C-1D-3D DOVE L'ADERENZA E' STATA RIDOTTA ARTIFICIALMENTE.

Nella Fig. 1 è rappresentato la disposizione dei sensori per la sperimentazione.

Sulla estremità della barra è stato posizionato il trasduttore emittente; nella posizione 1C; 2C; 3C; 1D; 2D; 3D; sono stati posizionati i sensori riceventi.

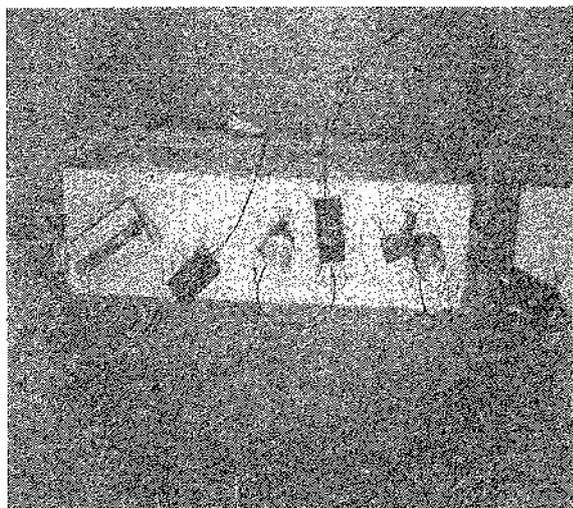


Figura 2 - Particolare dei sensori e preamplificatori sul blocco di calcestruzzo marca (d)

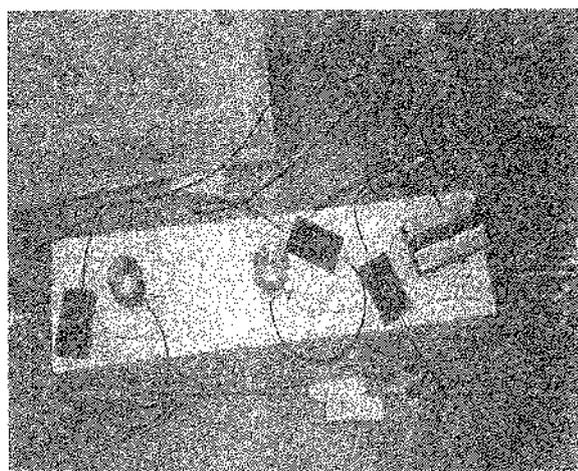


Figura 3 - Particolare dei sensori e preamplificatori sul blocco di calcestruzzo marca (c)

Le posizioni 2C e 2D riguardavano le zone di buona aderenza, le rimanenti riguardavano zone con ridotta aderenza.

Lo schema a blocchi della strumentazione impiegata è quello indicato nella Fig. 5.

La catena di ciascun sensore era composta dal sensore, il preamplificatore (40 dB), l'amplificatore di canale (60 dB), il microprocessore per il trattamento del segnale (signal processing).

I seguenti parametri del segnale sono stati valutati: ampiezza, numero di impulsi (Hits), energia dell'impulso (MARSE), durata tempo di arrivo (rise time).

Nella Fig. 6 è rappresentato un tipico impulso di emissione acustica.

Nella Fig. 4 sono rappresentati alcune fasi della sperimentazione.

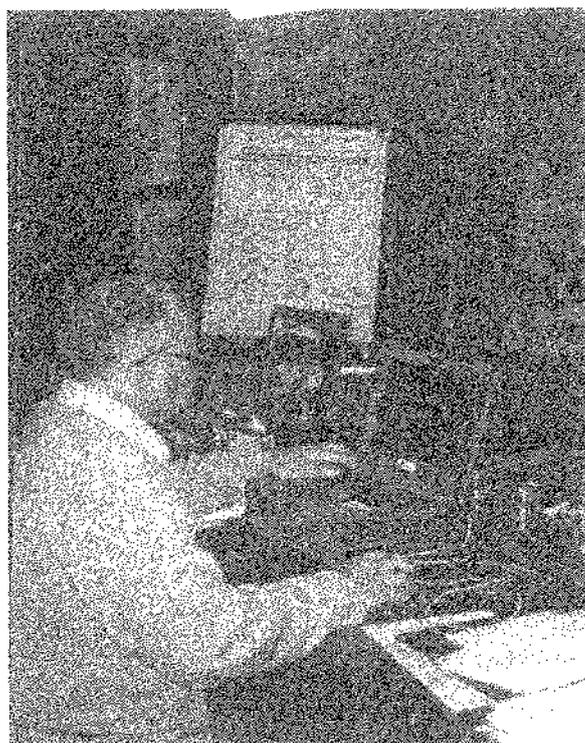


Figura 4 - Microprocessore di conteggio analisi e rappresentazione dei segnali

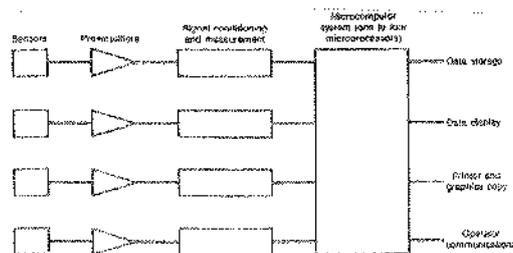


Figura 5 - Diagramma a blocchi di un sistema di emissione acustica a 4 canali

## Risultati

I risultati sono stati altamente significativi; motivo di entusiasmo per continuare su questa strada.

Nei diagrammi delle Figure 7 e 9 sono riportate le ampiezze dei segnali provenienti dalle zone aderenti e limitatamente aderenti.

L'ampiezza delle zone aderenti è risultata decisamente superiore alle altre zone; 58 dB sulle zone 2C e 74 dB sulla zona 2D.

Le zone con aderenza ridotta hanno dato valori compresi fra 42 e 52 dB.

Le prove ripetute su altri blocchi simili hanno confermato le differenze.

Le modalità operative sono semplici; la tecnica si è dimostrata affidabile oggettiva e poco influenzata da fattori quali il contatto la posizione del sensore.

## Proseguo della sperimentazione

La sperimentazione su campioni più rappresentativi di zone realmente corrose è in corso.

Anche l'ottimizzazione dei parametri acustici è parte della ricerca.

## Possibilità di applicazione pratica

Sul costruito è possibile trasmettere energia acustica nelle barre mediante semplici guide d'onda metalliche inserite tramite fori nel calcestruzzo e portate a contatto con la barra d'armatura.

Sul costruendo è possibile inserire direttamente le guide d'onda in fase di getto.

Periodicamente ci sarà la possibilità di effettuare le misurazioni.

Molto importante, come già avviene nel campo dei corpi a pressione è la prova effettuata sul costruito ed il confronto nel tempo.

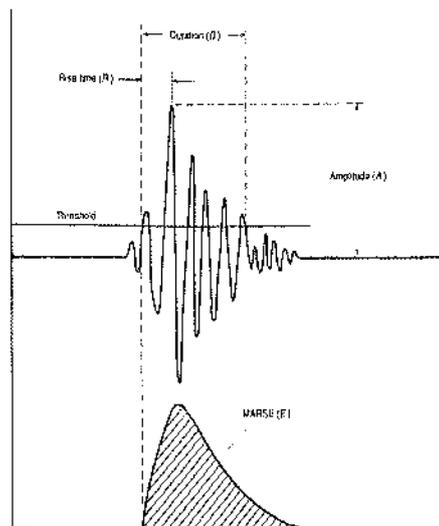


Figura 6 - Rappresentazione di un impulso di emissione acustica e relativi parametri che vengono misurati

## Ringraziamenti

Si ringrazia l'Università di Brescia ed in particolare il Dipartimento di Ingegneria civile per la disponibilità e collaborazione all'effettuazione delle prove.

## Bibliografia

- Emissione Acustica - Corso per operatori di Livello 2 e 3 - I&T Nardoni Institute;
- Atti conferenza mondiale AIPND - Roma - 2000;
- Atti conferenza Asia-Pacific Committee - Corea 2003;
- Non Destructive Testing Handbook - Acoustic Emission - ASNT
- Vibration an Sound - P. Morse - McGRAW-HILL;
- Annual Book of ASTM standard - 2003;
- Asme Code Sect.V - Art. 12 - 2003;
- The fifth international Acoustic Emission Symposium - Tokio 1998.

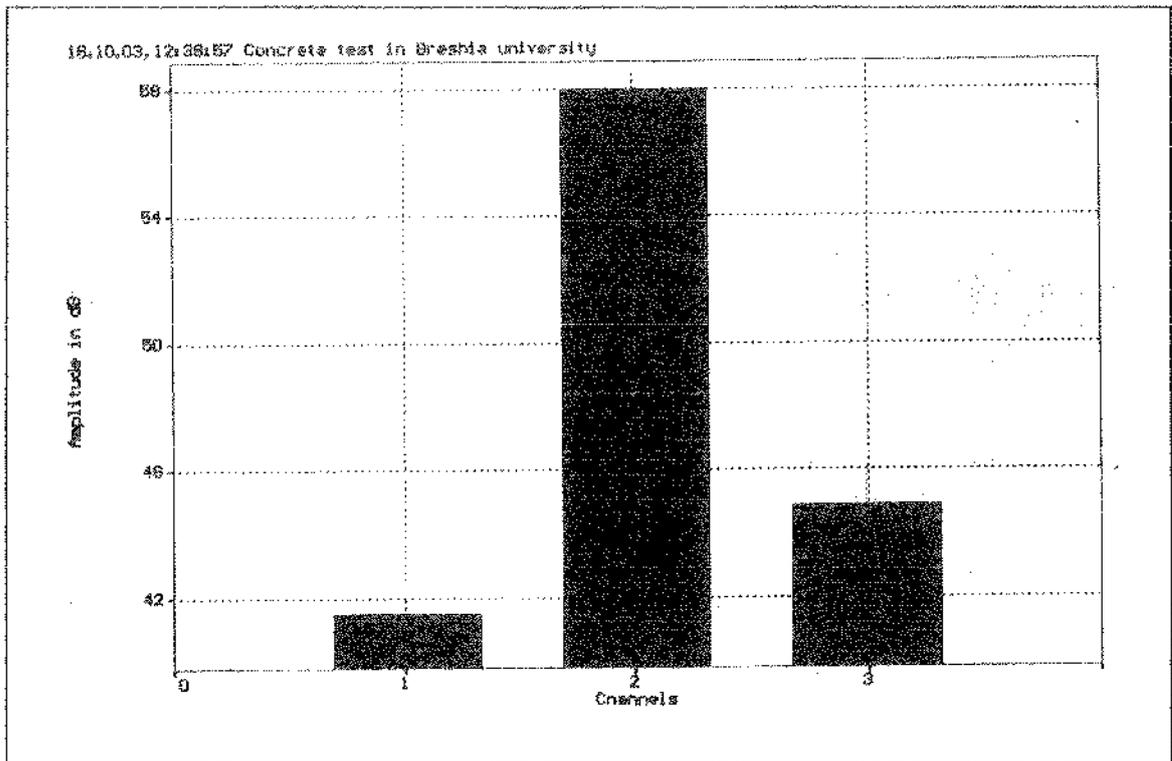


Figura 7 - BLOCCO MARCA (C) Particolare delle ampiezze degli impulsi di Emissione Acustica rilevati dai sensori in corrispondenza della zona di massima aderenza (istogramma 2) e di aderenza ridotta (istogramma 1-3)

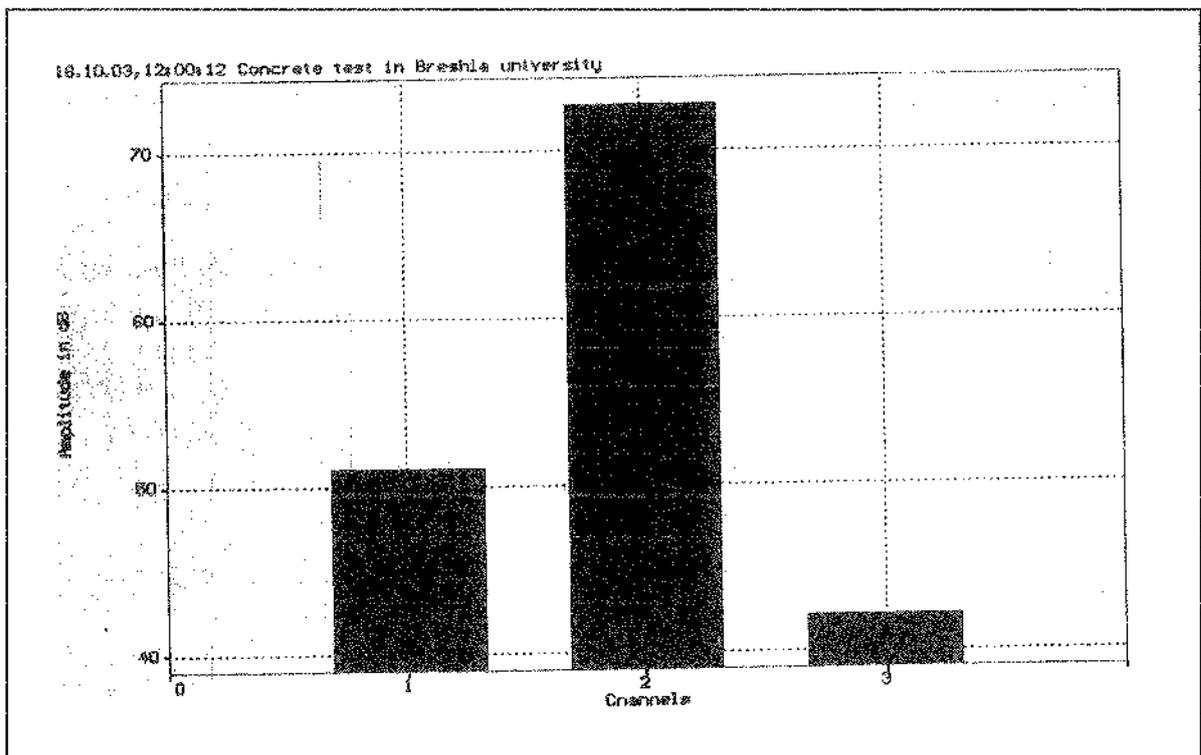


Figura 8 - BLOCCO MARCA (D) Particolare delle ampiezze degli impulsi di Emissione Acustica rilevati dai sensori in corrispondenza della zona di massima aderenza ( istogramma 2 ) e di aderenza ridotta (istogramma 1-3)

# INFLUENZA DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI SULLE PRESTAZIONI DI CALCESTRUZZI COMMERCIALI CONFEZIONATI NELLA STAGIONE ESTIVA NEL SUD SARDEGNA

Zaira Odoni<sup>1</sup>, Luisa Pani<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Professore associato, Università di Cagliari.

<sup>2</sup> Ricercatore confermato, Università di Cagliari.

## SOMMARIO

Nei mesi di Luglio – Agosto del 2002 in uno stabilimento che fornisce calcestruzzi preconfezionati a *prestazione garantita*, situato nel Sud della Sardegna, è stata effettuata una campagna sperimentale su un calcestruzzo commerciale ( $R_{ck}$  25) per controllare se le sue prestazioni, compreso il controllo di accettazione, possano essere influenzate in maniera significativa dalle condizioni termoigrometriche non ottimali della maturazione del conglomerato.

Sono state eseguite le prove al cono di Abrams a 0', 30', 60' 90' sugli impasti freschi e sui provini cubici (162), maturati parte secondo norma e parte all'aperto senza alcuna protezione, sono state eseguite prove di compressione a 3, 7 e 28 giorni.

## SUMMARY

During the months of July-August, 2002, in a plant producing concrete with guaranteed performance, placed in the South of Sardinia (Italy), we have made an experimental study above a commercial concrete ( $R_{ck}$  25) to check if its performances, included acceptance tests, can be influenced significantly by no good environmental conditions of concrete curing.

We have made the slump test, at 0', 30', 60' and 90' on fresh concrete, and compressive test, at 3, 7 and 28 days, on cubes (162), which have been stored: one hand in water at 20 °C and the other hand in the open air without protection.

## 1. PREMESSA

Il calcestruzzo è un materiale estremamente sensibile a tutti i parametri che entrano in gioco nella sua produzione a partire dalla composizione sino alla stagionatura.

Da una pluriennale collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria strutturale e l'UNICAL sede di Cagliari ed altre aziende del settore è stato possibile valutare taluni aspetti, particolarmente significativi, sulle prestazioni di calcestruzzi commerciali in funzione dei componenti la miscela.

Per completare l'indagine, la ricerca in oggetto tende a stabilire quanta e quale influenza abbiano le condizioni ambientali (in particolare quelle del Sud Sardegna) sulle prestazioni del calcestruzzo, in termini di lavorabilità e resistenza, sia all'atto del confezionamento che durante e dopo la stagionatura.

Durante il periodo di stagionatura una struttura deve essere protetta da forti gradienti di evaporazione come è fortemente consigliato sia dalle norme italiane sia da quelle europee [1], [2], [3], [4] che forniscono i tempi di maturazione in funzione delle condizioni climatiche dell'ambiente in cui la stessa viene a trovarsi. Solo per strutture di una certa importanza economica e sociale il Capitolato d'appalto è redatto, a questo proposito in forma precisa e puntuale. Nella maggior parte dei casi tutte le operazioni relative alla stagionatura sono affidate alla buona volontà del proprietario e del costruttore ed al buon senso ed all'autorità del direttore dei lavori.

In questo lavoro sono illustrati i risultati di una campagna sperimentale effettuata nei mesi di Luglio – Agosto 2002 nello stabilimento di preconfezionamento "Sulcis Calcestruzzi" ubicato nel Sud della Sardegna. Poiché le Ditte di

preconfezionamento forniscono calcestruzzi a *prestazione garantita* si è voluto controllare se le prestazioni del calcestruzzo possano essere influenzate in modo significativo dalle condizioni termoigrometriche non ottimali della maturazione del calcestruzzo (nei mesi estivi, nel Sud della Sardegna, la temperatura può raggiungere valori molto elevati, l'umidità relativa variare notevolmente e la presenza di vento è la norma e non l'eccezione). Si è ritenuto inoltre indispensabile verificare se in tali condizioni un calcestruzzo commerciale  $R_{ck}$  25 e pompabile, che copre l'85% delle richieste degli utenti, mantenesse caratteristiche tali da rispettare il controllo di accettazione [5], [6], [7], [8].

## 2. LA SPERIMENTAZIONE

In questo lavoro, allo scopo di stabilire l'influenza delle condizioni ambientali della stagionatura sulle prestazioni a 28 giorni del calcestruzzo sono stati tenuti costanti il tipo e le quantità dei componenti. Si è scelto di realizzare la miscela maggiormente richiesta dagli utenti, per cui il dosaggio del cemento, degli aggregati e il rapporto a/c sono stati fissati con l'obiettivo di ottenere, con l'utilizzo di un additivo superfluidificante, un calcestruzzo commerciale  $R_{ck}$  25 pompabile [9].

Sono stati effettuati 9 getti di conglomerato, in giorni diversi, da ognuno dei quali sono stati ricavati 18 provini per un totale di 162. Per ogni getto, 9 provini sono stati stagionati all'interno di un contenitore protetto con sabbia tenuta costantemente umida, all'interno del quale la temperatura è risultata pressoché costante e compresa tra 18° e 22° e l'umidità relativa superiore al 90%. Gli altri 9 sono stati posti

temperatura ed umidità in base alle condizioni atmosferiche giornaliere. La resistenza del calcestruzzo è stato controllata, su gruppi di 3 provini cubici, con scadenze a 3, 7 e 28 giorni.

Per ogni getto è stata determinata la massa volumica ed è stato controllato il rapporto a/c valutando preventivamente l'umidità degli inerti.

Per la verifica delle proprietà reologiche su ogni miscela è stato eseguito lo slump test [10], [11] sia immediatamente dopo il confezionamento del calcestruzzo (0') che a 30', 60' e 90', al fine di verificare quale influenza abbiano le condizioni climatiche sul mantenimento nel tempo della lavorabilità.

Durante tutto il periodo del programma di prove (dal 30 - 07 al 07 - 10 del 2002) sono stati registrati giornalmente tutti i parametri necessari per avere un quadro particolareggiato della situazione ambientale (temperatura e umidità relativa massima e minima, velocità massima del vento, ecc.) in cui il calcestruzzo è stato confezionato e stagionato.

### 2.1 La miscela

Per tutti i 9 getti gli impasti sono stati effettuati con lo stesso tipo di inerti e la curva granulometrica, interna al fuso di Boloney relativo a  $\phi_{max}$  30 mm, è quella abitualmente utilizzata dallo stabilimento ospite [12], [13], [14]. Nella Tabella 1 sono riportate le percentuali di utilizzo dei singoli inerti con la relativa percentuale d'acqua mediamente in essi contenuta.

Inerte	%	Contenuto d'acqua
Sabbia fine ( $\phi_{max} = 1$ mm)	15	11,86%
Sabbia grossa ( $\phi_{max} = 6$ mm)	40	8,23%
Graniglia ( $\phi_{max} = 16$ mm)	20	1,63%
Mezzanella ( $\phi_{max} = 25$ mm)	25	0,40%

Tabella 1 - Inerti

Per tutti gli impasti si è utilizzato cemento tipo TECNO-CEM A-LI 42,5 R Portland Italcementi ad alta resistenza normalizzata ed a resistenza iniziale elevata, prodotto in località Samatzai, con un dosaggio pari a 330 Kg/m<sup>3</sup> per una quantità d'acqua di 150 l/m<sup>3</sup> ed il superfluidificante SUPERFLUX AS, additivo normalmente utilizzato dalla ditta ospite, con un dosaggio pari a 3,0 l/m<sup>3</sup> [15].

La massa volumica e l'effettivo rapporto a/c sono riportati nelle Figure 1 e 2.

### 2.2 Le prove

Si è fatto in modo che la fine del confezionamento, per ogni impasto, avvenisse sempre alla stessa ora (11:30 h) e si è preso nota delle condizioni atmosferiche (temperatura, umidità relativa, vento) come riportato in Tabella 2.

Data	T (C°)	Um. Rel.	Vento	Cielo
30/07/02	30,8	46%	Brezza tesa	Sereno
02/08/02	31,6	63%	Brezza tesa	Coperto
05/08/02	33,1	41%	Brezza leg.	Velato
06/08/02	34,7	38%	Brezza tesa	Parz. Nuv.
20/08/02	29,9	44%	Brezza tesa	Sereno
23/08/02	29,7	67%	Moderato	Cop./piog.
27/08/02	26,5	52%	Brezza leg.	Sereno
02/09/02	28,8	64%	Bava vento	Parz. Nuv.
09/09/02	30,8	71%	Bava vento	Nuvoloso

Tabella 2 - Condizioni atmosferiche

Anche le prove di rottura a compressione sono state eseguite sempre alla stessa ora (15:00 h) dopo avere preventivamente controllato che sia per i provini stagionati secondo la norma ma soprattutto per quelli stagionati all'aperto non si fossero verificate anomalie nelle dimensioni e nel peso; le prove sono state eseguite, come già detto, a 3, 7 e 28 giorni [16], [17], [19], [20].

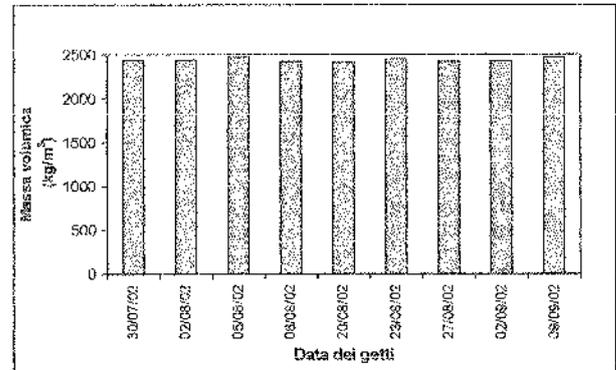


Fig. 1 - Massa volumica

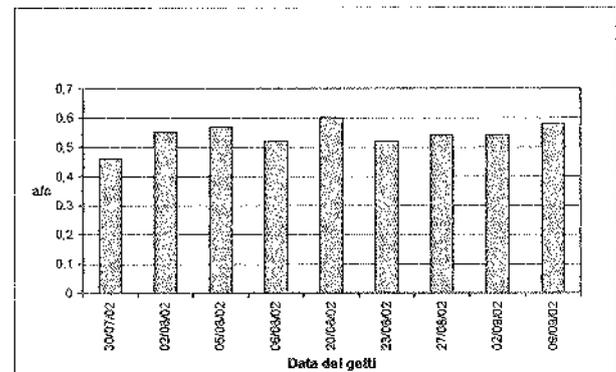


Fig. 2 - Rapporto a/c

## 3. RISULTATI

### 3.1 Lo slump test

Nella Tabella 3 sono riportati i risultati, in cm, delle letture al cono di Abrams relativi ai 9 getti eseguiti

Data	0'	30'	60'	90'
30/07/02	18,5	9	7	3,5
02/08/02	19,5	10	7	4
05/08/02	19,5	10	5,5	3,5
06/08/02	18	9	6	4
20/08/02	21	8	5	3,5
23/08/02	20	9,5	7	4
27/08/02	17	8	7	4
02/09/02	18	10	5	5
09/09/02	19	8	6	4

Tabella 3 - Slump test

Si nota subito che tutti i getti, al momento del confezionamento, presentano una classe di consistenza S4 (o superiore), mentre già dopo 30' solo 3 getti riescono ad averla S3. Dato che le norme raccomandano che, al momento della posa

in opera, la consistenza del calcestruzzo sia uguale alla classe di abbassamento al cono di Abrams S3, salvo adottare altre misure, è evidente la necessità che il cantiere in cui questo calcestruzzo dovrà essere utilizzato non può essere molto distante dallo stabilimento di preconfezionamento, oppure il superfluidificante deve essere dosato in opportuna quantità.

Per analizzare l'influenza delle condizioni atmosferiche sulla prova dello slump test nelle Figure 3 e 4 vengono riportati i valori delle prove in funzione della temperatura e dell'umidità relativa con le relative linee di tendenza, rispettivamente (del vento, alle ore 11:30 dei giorni di getto, non si conosce la velocità). Al crescere della temperatura si nota una leggerissima tendenza all'aumento del valore dello slump nei primi 30', mentre la variazione dell'umidità non influenza il test.

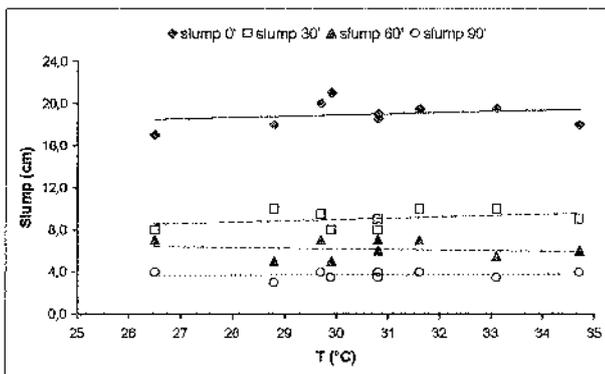


Fig. 3 - Slump test/Temperatura

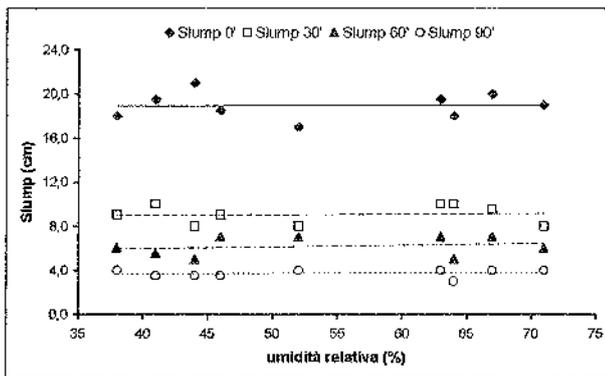


Fig. 4 - Slump test/Umidità relativa

È noto che, a parità di temperatura misurata, la sensazione di calore percepita dall'uomo è maggiore se il clima è umido. In un cantiere la decisione di eseguire un getto è presa in base alle condizioni atmosferiche percepite e non misurate, e quindi con facili errori di valutazione. In base a queste considerazioni, per tenere conto contemporaneamente della temperatura e dell'umidità, si è pensato di mutare il concetto di temperatura percepita, che valuta appunto il benessere climatico dell'uomo in relazione all'umidità e alla temperatura. La temperatura percepita viene determinata, per l'uomo, tramite l'indice HUMIDEX ( $H$ ) [21], [22], fornito da una relazione empirica che tiene conto contemporaneamente dei due parametri:

$$H = T + [(5/9) \times (e - 10)]$$

dove  $T$  è la temperatura dell'aria in  $^{\circ}\text{C}$  ed  $e$  la pressione di vapore che, in funzione dell'umidità relativa  $U_R$  e di  $T$ , risulta espressa da

$$e = 6,112 \times 10^{7,5 \times T / (237,7 + T)} \times U_R / 100$$

Per applicare l'indice HUMIDEX al calcestruzzo si è analizzata l'espressione di  $H$  notando che la temperatura dell'aria aumenta per effetto dell'umidità, che quindi provoca un effetto non benefico, invece per il calcestruzzo la presenza dell'umidità è benefica. Si è quindi pensato di modificare la relazione in modo che la temperatura diminuisca, cioè si è sottratta la parte tra le parentesi quadre

$$H = T - [(5/9) \times (e - 10)]$$

Le temperature percepite relative ai giorni e all'ora in cui sono state eseguite le prove di slump sono riportate in Tabella 4.

Data	T (°C)	Um. Rel.	Temp. Perc.
30/07/02	30,8	46%	25,0
02/08/02	31,6	63%	20,9
05/08/02	33,1	41%	27,2
06/08/02	34,7	38%	28,6
20/08/02	29,9	44%	25,2
23/08/02	29,7	67%	19,8
27/08/02	26,5	52%	22,0
02/09/02	28,8	64%	20,3
09/09/02	30,8	71%	18,9

Tabella 4 - Temperatura percepita

Nella Figura 5 sono riportati i valori degli slump in funzione della temperatura percepita e le relative linee di tendenza, si può notare che il tenere conto contemporaneamente della temperatura e dell'umidità non evidenzia alcuna dipendenza da queste due grandezze, quindi si può concludere che la lavorabilità degli impasti non dipende dalle condizioni atmosferiche in cui questi sono eseguiti.

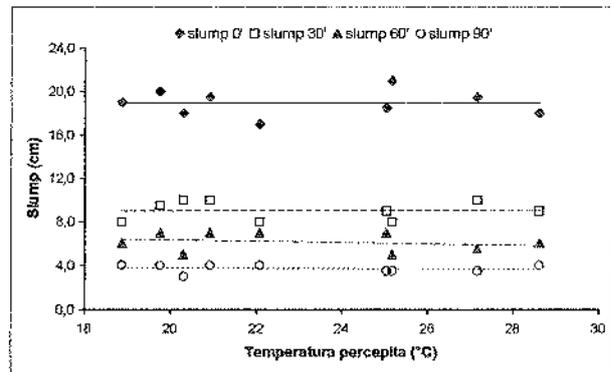


Fig. 5 - Slump test/temperatura percepita

### 3.2 Le prove di compressione

Nella Tabella 5 sono riportati i valori delle resistenze rilevate a 3, 7 e 28 giorni per i provini stagionati secondo la norma (n) e quelli stagionati all'aperto (g).

In Figura 6 sono riportati gli scarti percentuali tra le resistenze trovate per i provini stagionati all'aperto e quelli stagionati secondo norma. Questi scarti sono casualmente di segno alterno per le stagionature a 3 e 7 giorni mentre sono sempre negativi per le resistenze a 28 giorni.

Data getti	Resistenze (N/mm <sup>2</sup> )					
	3 giorni		7 giorni		28 giorni	
	n	g	n	g	n	g
30/07/02	21,7	22,0	25,7	25,4	31,3	28,8
02/08/02	21,7	21,8	26,4	25,7	31,8	29,3
05/08/02	21,6	21,8	25,6	25,7	31,4	29,1
06/08/02	22,5	21,7	26,6	25,5	32,3	29,4
20/08/02	21,5	21,1	24,8	25,7	31,1	29,1
23/08/02	20,5	20,5	25,8	25,7	32,1	29,2
27/08/02	21,8	22,9	27,6	26,4	34,0	31,0
02/09/02	22,4	21,4	26,2	25,8	33,7	29,8
09/09/02	24,6	22,5	27,5	27,8	35,2	33,3

Tabella 5 – Resistenze

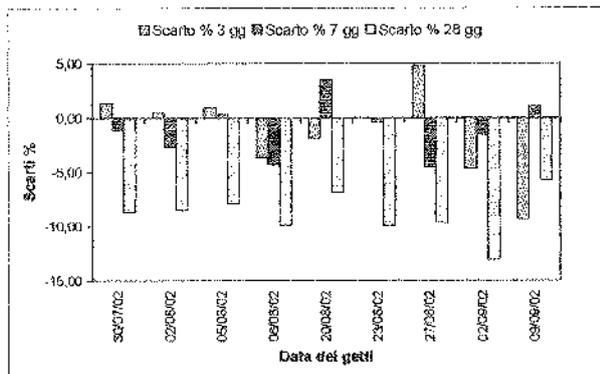


Figura 6 – Scarti tra le resistenze

Per poter analizzare l'influenza delle condizioni atmosferiche sui risultati delle prove di compressione a 28 giorni, si avevano a disposizione i dati giornalieri relativi alla temperatura (massima e minima), all'umidità (massima e minima) e alla velocità del vento di tutto il periodo di durata della sperimentazione. Per ottenere un valore medio, caratteristico di ciascun impasto, di ognuno di questi parametri si è fatta la media dei loro valori sui 28 giorni di competenza di ciascun impasto; i valori così calcolati sono riportati in Tabella 6.

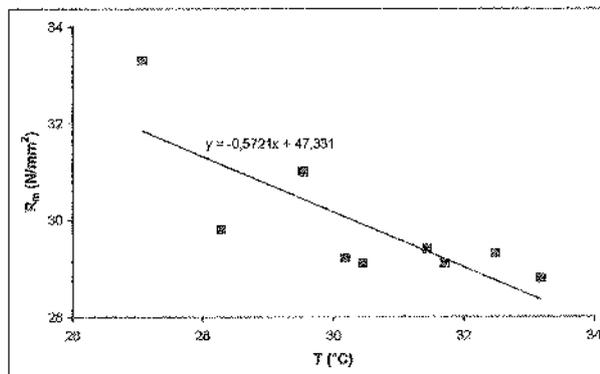


Figura 7 – Resistenze a 28gg/temperatura

Nelle Figure 7 ÷ 9 vengono riportati i valori delle resistenze dei provini stagionati all'aperto in funzione della temperatura, dell'umidità relativa e della velocità del vento con le relative linee di tendenza, da queste si nota come le resistenze decrescono sia all'aumentare della temperatura che della velocità del vento più o meno con la stessa pendenza, mentre per quel che riguarda l'umidità relativa tendono a crescere ma con una pendenza decisamente inferiore.

Data getti	T (°C)	Umid. rel. (%)	Vel. vento (Km/h)
30/07/02	33,2	76	25
02/08/02	32,5	79	26
05/08/02	31,7	80	27
06/08/02	31,4	81	27
20/08/02	30,5	81	24
23/08/02	30,2	82	24
27/08/02	29,5	83	24
02/09/02	28,3	81	24
09/09/02	27,1	81	24

Tabella 6 – Valori climatici medi

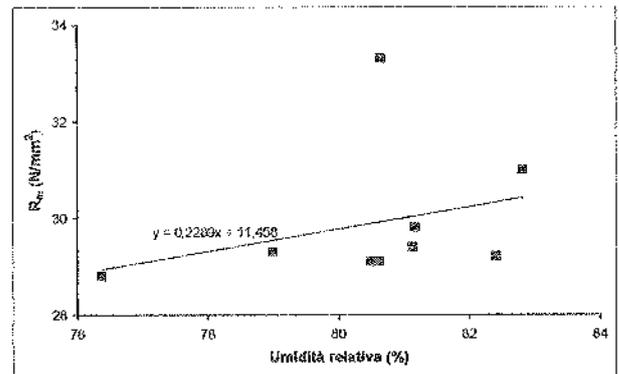


Figura 8 – Resistenze a 28gg/Umidità relativa

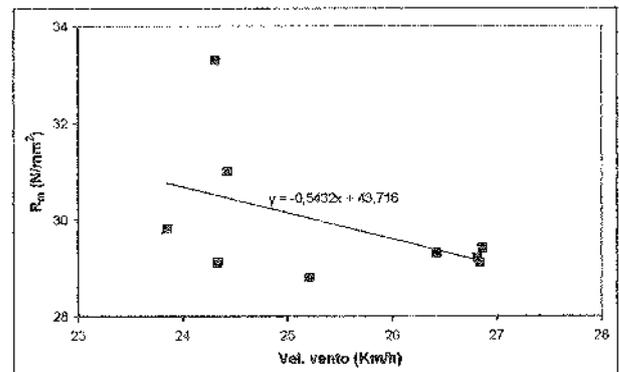


Figura 9 – Resistenze a 28gg/Velocità del vento

Nelle Figure 10 ÷ 12 sono riportati, ancora in funzione dei tre parametri rispettivamente, gli scarti percentuali a 28 giorni tra le resistenze trovate per i provini stagionati all'aperto e quelli stagionati secondo norma.

Si nota, dalle linee di tendenza riportate, come gli scarti non varino all'aumentare della temperatura e della velocità del vento, mentre diminuiscono con l'aumentare dell'umidità relativa.

In questo caso si è cercato di valutare l'effetto contemporaneo oltre che della temperatura e dell'umidità anche della velocità del vento. Per tenere conto contemporaneamente dei tre parametri, dopo aver calcolato la temperatura percepita con la formula già utilizzata nel caso dello slump, si è ancora una volta mutuato un concetto di meteorologia e cioè l'indice di raffreddamento (Wind chill), vale a dire di quanto il vento possa modificare nell'uomo la sensazione di freddo (in questo caso di caldo). La relazione che tenendo conto contemporaneamente

amente della temperatura e della velocità del vento fornisce un nuovo valore della temperatura è la seguente [23], [24]

$$T_{wc} = 13,12 + 0,6215 \times T - 11,37 \times V_w^{0,16} + 0,3965 \times T \times V_w^{0,16}$$

dove T è la temperatura dell'aria in °C (in questo caso si è utilizzata la temperatura percepita calcolata precedentemente) e  $V_w$  è la velocità del vento in Km/h.

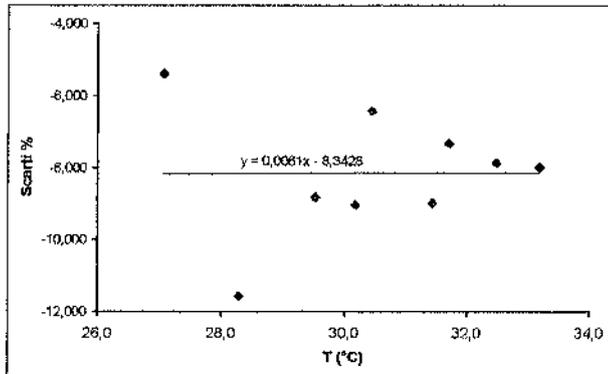


Figura 10 – Scarti a 28gg/ Temperatura

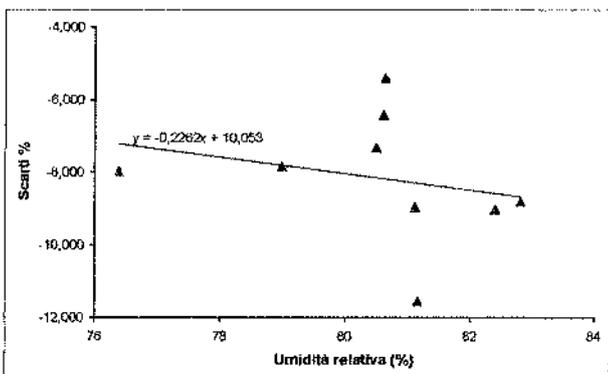


Figura 11 – Scarti e a 28gg /Umidità relativa

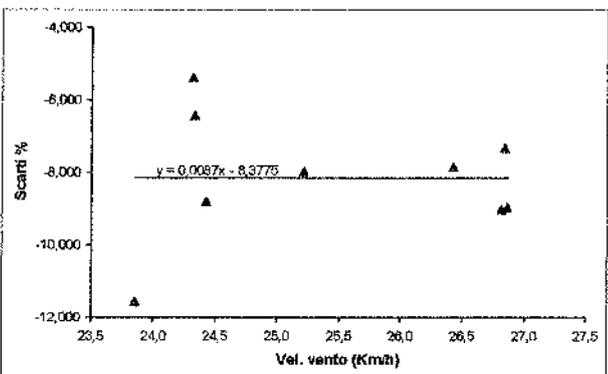


Figura 12 – Scarti a 28gg /Velocità del vento

Per applicare la formula precedente si considera come temperatura dell'aria la temperatura percepita media relativa ai 28 giorni di competenza di ciascun impasto.

In Tabella 7 sono riportate la temperatura, l'umidità relativa, la velocità del vento e la corrispondente temperatura di Wind chill.

Data getti	$T_{media}$ (°C)	Umid. rel. (%) media	$T_{perc}$ (°C) media	Vel. vento (Km/h)	$T_{wc}$ (°C) media
30/07/02	33,2	76	17,4	25	16,5
02/08/02	32,5	79	17,1	26	16,0
05/08/02	31,7	80	16,9	27	15,7
06/08/02	31,4	81	16,7	27	15,5
20/08/02	30,5	81	16,3	24	15,2
23/08/02	30,2	82	16,0	24	14,8
27/08/02	29,5	83	15,9	24	14,6
02/09/02	28,3	81	15,6	24	14,2
09/09/02	27,1	81	15,3	24	13,9

Tabella 7 – Valori climatici

In Figura 13 sono riportate le resistenze dei provini stagionati all'aperto in funzione della temperatura Wind chill. La linea di tendenza del grafico, molto più ripida dei singoli casi, fa pensare che l'aumento dell'umidità relativa, benefico ai valori della resistenza, non controbilanci l'effetto negativo dell'aumento della temperatura e della presenza del vento.

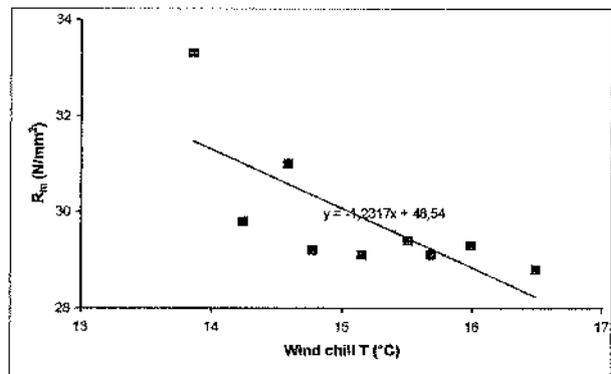


Figura 13 – Resistenze a 28gg/Wind chill

In Figura 14 sono riportati gli scarti percentuali a 28 giorni sempre in funzione della temperatura Wind chill. La linea di tendenza riportata in figura conferma che l'effetto benefico dell'umidità sui valori delle resistenze è vanificato dall'aumento della temperatura e dalla presenza del vento.

### 3.3 Il controllo di accettazione

Il controllo di accettazione risulta positivo se per un calcestruzzo  $R_{ck}$  25 sono contemporaneamente verificate le seguenti disuguaglianze

$$R_m \geq R_{ck} + 3,5 = 25 + 3,5 = 28,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_1 \geq R_{ck} - 3,5 = 25 - 3,5 = 21,5 \text{ N/mm}^2$$

dove  $R_m$  è la media delle resistenze di prelievo su almeno 3 prelievi e  $R_1$  è la minima tra queste. I prelievi eseguiti sono relativi a nove getti, per cui si farà la media su nove valori di resistenza facendo riferimento alla Tabella 5.

Il valore di  $R_m$  per gli impasti stagionati secondo norma risulta essere pari a 32,5 N/mm<sup>2</sup> e quindi superiore del 14% del valore richiesto mentre quello relativo agli impasti stagionati all'aperto è pari a 29,9 N/mm<sup>2</sup> e quindi superiore solo del 5% del valore richiesto.

Dalla Tabella 5 si ricava che il valore minimo tra i 9 valori di resistenza per gli impasti maturati secondo norma è  $R_1 = 31,1 \text{ N/mm}^2$  mentre l'analogo per quelli maturati all'aperto è  $R_1 = 28,8 \text{ N/mm}^2$ , per cui rispetto ai valori richiesti sono superiori rispettivamente del 45% e 34%.

Si può quindi concludere che nonostante la resistenza a 28 giorni dei provini stagionati in condizioni climatiche sfavorevoli sia risultata inferiore a quella dei provini stagionati in laboratorio, il calcestruzzo utilizzato per la sperimentazione ha dimostrato caratteristiche tali da rispettare comunque il controllo di accettazione.

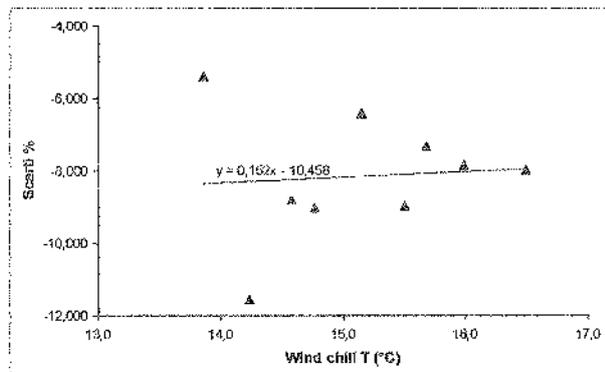


Figura 14 – Scarti a 28gg/Wind chill

#### 4. CONCLUSIONI

La sperimentazione condotta ha messo in evidenza come il confezionamento di calcestruzzo a prestazione garantita in condizioni climatiche non ottimali (periodo estivo) non influisca la sua lavorabilità, mentre la stagionatura in climi caldi pur facendo diminuire le resistenze non compromette i controlli di accettazione. Si può comunque osservare che gli effetti non benefici dovuti alle alte temperature e alla presenza del vento non sono controbilanciati dall'aumento dell'umidità. Inoltre il periodo in cui si è svolta la sperimentazione (estate 2002) non è stato particolarmente caldo, ma ha tuttavia influenzato i valori della resistenze arrivando a scarti anche del 13%, per cui si può pensare che in estati molto più calde gli scarti possano anche maggiori e quindi compromettere i controlli di accettazione se nella progettazione della miscela non si tiene conto delle condizioni climatiche in cui avverrà la stagionatura.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-FIP, 1991, Model Code 1990, Final Draft, Bulletins d'Information N° 203 - 204 - 205.
- [2] ACI 318-99 318R-99, 1999, Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99).
- [3] UNI ENV 1992-1, 1993, Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Building?
- [4] D.M. 09.01.1996, G.U. n. 29 del 05.02.1996, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in calcestruzzo armato e precompresso e delle strutture metalliche.
- [5] DE NICOLO B., 1998, Materiali da costruzione, sperimentazione e normativa, Franco Angeli.
- [6] KOVLER K., SCHAMBAN I., IGARASHI S., BENTUR A., 2000, Influence of mixture proportions and curing conditions on compressive strength of high-performance concrete, ACI Materials journal Vol. 97, N. 1.
- [7] ALMUSALLAM A. A., 2001, Effect of environmental conditions on the properties of fresh and hardened concrete, Cement & Concrete Composites Vol. 23 N. 4/5.
- [8] FOLLARD K. J., DU L., TREJO D., 2003, Effect of curing conditions on strength development of controlled low-strength material, ACI Materials journal Vol. 100, N. 1.
- [9] UNI 9858, 1991, Calcestruzzo: prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.
- [10] UNI 9417, 1989, Calcestruzzo fresco. Classificazione della consistenza.
- [11] UNI 9418, 1998, Calcestruzzo fresco. Determinazione della consistenza. Prova di abbassamento al cono.
- [12] UNI EN 933-1, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Analisi granulometrica per staccatura.
- [13] UNI EN 933-2, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Stacci di controllo, dimensioni nominali delle aperture.
- [14] UNI EN 932-1, 1998, Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati. Metodi di campionamento.
- [15] EN 197, 2001, Cement, specifications and conformity criteria. Common cement.
- [16] UNI 6130-2, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Casseforone.
- [17] UNI 6127, 1998, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza. Preparazione e stagionatura.
- [18] UNI 6132, 1972, Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di compressione.
- [19] UNI 6130-1, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Forme e dimensioni.
- [20] EN 206, 2001, Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria.
- [21] Masterton J. M., Richardson F. A., 1979: Humidex, a method of quantifying human discomfort due to excessive heat and humidity, CLI 1 - 79. Environment Canada, Atmospheric Environment Service, Downsview, Ontario
- [22] Steadman, R. G., 1984: A universal scale of apparent temperature. J. Climate Appl. Meteor., 23, 1674 - 1687.
- [23] Siple P. A., Passel C. F., 1945: Measurement of dry atmospheric cooling in subfreezing temperatures, Proc. Amer. Phil. Soc., 86, 177-199.
- [24] Oscewski R., Bluestein M., 2001: Meeting JAG/TI Toronto, [www.nws.noaa.org](http://www.nws.noaa.org).

# SULLA EVOLUZIONE NEL TEMPO DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO AL VARIARE DELLA TEMPERATURA

Luisa Pani<sup>1</sup>, Barbara De Nicolo<sup>2</sup>, Antonio Monagheddu<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Ricercatore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Facoltà di Ingegneria, Università di Cagliari.

<sup>2</sup> Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Facoltà di Ingegneria, Università di Cagliari.

## SOMMARIO

I codici nazionali ed internazionali definiscono dei tempi minimi di stagionatura e prevedono, per la determinazione della resistenza caratteristica  $R_{ck}$ , prove a compressione eseguite su provini standard stagionati per 28 giorni in acqua alla temperatura di 20 °C. Le usuali condizioni di stagionatura sono generalmente diverse ed è quindi importante valutare le eventuali modifiche prestazionali del conglomerato.

In questo lavoro è stato esaminato il comportamento di un calcestruzzo commerciale di classe di resistenza  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , stagionato in acqua, a due temperature distinte: 20 °C e circa 7 °C. L'effetto della temperatura di stagionatura ha influenzato in modo significativo sia la resistenza a compressione, sia la sua evoluzione nel tempo.

## SUMMARY

The national and international codes define minimum age of curing and in order to determine the  $R_{ck}$  characteristic strength provide compressive strength of specimens cured in 20 °C water for 28 days. The usual curing conditions are generally different so that it is important to know the possible performance modifications of concrete.

In this work, we have examined commercial concrete behaviour of strength  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  cured in water at two different temperatures: 20 °C and about 7 °C. The effect of curing temperature has influenced significantly both the compression strength and its development in time.

## 1. PREMESSE

Le condizioni termoigrometriche durante la stagionatura giocano un ruolo fondamentale sulle prestazioni del calcestruzzo e sulla loro evoluzione nel tempo, sia in relazione alla durabilità che alla resistenza meccanica. Per questo i codici nazionali ed internazionali [1], [2], [3], [4] definiscono dei tempi minimi di stagionatura in funzione delle condizioni ambientali; inoltre, per la determinazione della resistenza caratteristica  $R_{ck}$ , definita in progetto, prevedono che le prove a compressione siano eseguite su provini di dimensioni standard stagionati per 28 giorni alla temperatura di 20 °C e umidità relativa del 90%.

Le usuali condizioni di stagionatura sono assai diverse da quelle standard ed è quindi importante poter valutare il range di variazione delle prestazioni nel conglomerato in funzione delle condizioni termoigrometriche, della composizione e del tempo di maturazione [5], [6], [7], [8].

In questo lavoro è stato esaminato il comportamento di un calcestruzzo commerciale di classe di resistenza  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , stagionato in acqua, a due temperature distinte: 20 °C e circa 7 °C.

Sono state confezionate 10 miscele per le quali, a parità di rapporto acqua cemento, assortimento granulometrico, qualità e quantità di inerti, dosaggio e tipo di cemento, sono stati utilizzati 10 tipi di additivi fluidificanti, comunemente in commercio, impiegati per il confezionamento di calcestruzzi pompabili.

Per ogni miscela è stata valutata la classe di consistenza e la densità; sono state sottoposte a prova di compressione coppie di provini cubici a 3, 7, 14, 28, 56 e 90 giorni di stagionatura: in totale 200 provini.

## 2. LA SPERIMENTAZIONE

### 2.1 Caratteristiche delle miscele

Sono state realizzate 10 miscele di calcestruzzo [9] (Tabella 1) confezionate con:

- cemento Portland al calcare tipo II ad alta resistenza normalizzata ed a resistenza iniziale elevata (CEM II/A-LL 42,5 R) [10], in dosaggio costante pari a  $300 \text{ kg/m}^3$ ,

- inerti di tipo normale con densità testata per le diverse classi granulometriche, in condizioni di saturazione a superficie asciutta, compresa fra 2300 e 2400 kg/m<sup>3</sup>, così distribuiti: sabbia fine 500 kg/m<sup>3</sup>, sabbia grossa 500 kg/m<sup>3</sup>, risone 370 kg/m<sup>3</sup> e graniglia 430 kg/m<sup>3</sup>. In figura 1 è riportata la curva granulometrica adottata per tutta la campagna sperimentale ed il relativo fuso granulometrico per diametro massimo  $D_{max} = 30$  mm [11], [12], [13],
- acqua in quantità costante pari a 160 kg/m<sup>3</sup>,
- cenere volante, provenienti dalla centrale ENEL di Portovesme (Cagliari), in quantità costante pari a 50 kg/m<sup>3</sup>,
- rapporto acqua cemento costante pari a 0,6.

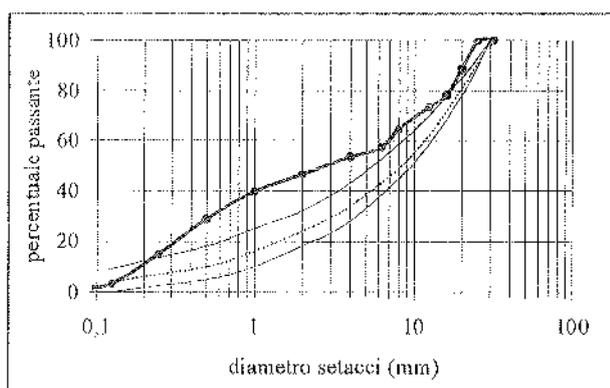


Figura 1 - Curva granulometrica adottata per tutte le miscele

Si è assunto come variabile il tipo di additivo superfluidificante, immesso nella miscela in quantità costante pari a circa l'1% del peso del cemento più le ceneri volanti.

Tabella 1

Miscela	Additivo fluidificante
A	Superfluidificante: tipo 1
B	Superfluidificante: tipo 2
C	Superfluidificanti: tipo 2 + tipo 3
D	Superfluidificante: tipo 4
E	Superfluidificante: tipo 5
F	Superfluidificante: tipo 6
G	Superfluidificante: tipo 7
H	Superfluidificante: tipo 8
I	Superfluidificante: tipo 9
L	Superfluidificante: tipo 10

## 2.2 Prove sul calcestruzzo fresco

Al fine di determinare la consistenza della miscela ed il suo mantenimento nel tempo, è stata eseguita per tutte le miscele la prova di consistenza [14], [15]. È stato misurato l'abbassamento al cono di Abrams al tempo  $t = 0$ , cioè al termine dell'impasto, e a 10, 20, 30, 40 e 50 minuti. Il campione, fra gli intervalli di tempo considerati, è reintrodotta nella betoniera e miscelato per alcuni secondi. La misura dello slump viene interrotta se l'abbassamento al cono rivela una perdita di 10 cm rispetto al valore iniziale. Nella Tabella 2 sono riportati i valori della densità del calcestruzzo fresco (MV) in kg/m<sup>3</sup> e gli abbassamenti al cono di Abrams (Slump) in cm.

Tabella 2

Miscela	MV kg/m <sup>3</sup>	Slump in cm					
		0 min	10 min	20 min	30 min	40 min	50 min
A	2276	20	19	17	15	12	10
B	2300	16	13	13	10	9	9
C	2306	17	14	14	14	11	11
D	2290	9	-	-	-	-	-
E	2300	22	20	20	20	18	18
F	2298	18	16	11	11	11	10
G	2280	18	16	16	13	12	12
H	2272	22	21	20	20	18	18
I	2290	15	14	13	12	11	10
L	2300	8	-	-	-	-	-

## 2.3 Prove sul calcestruzzo indurito

I provini sono stati pesati e quindi sottoposti alle prove di rottura a compressione a 7, 14, 28, 56 e 90 giorni [16], [17], [18], [19], [20]. Riportiamo nella Tabella 3 le densità ottenute e nella Tabella 4 i risultati delle prove di rottura a compressione. I provini cubici, di dimensioni standard, sono stagionati sia alla temperatura controllata di 20 °C e sia all'esterno, ad una temperatura oscillante nell'arco della giornata compresa fra 5 °C e 8 °C (temperatura media considerata 7 °C). Per entrambe le stagionature, al fine di mantenere una condizione igrometrica costante, i provini sono mantenuti in acqua. I campioni da testare sono stati rimossi dalla vasca di maturazione 24 ore prima della prova al fine di eliminare l'acqua in eccesso.

### 3 ANALISI DEI RISULTATI

#### 3.1 Il calcestruzzo fresco

Le miscele di calcestruzzo hanno comportamento omogeneo: presentano densità praticamente costante (Fig. 2) e la classe di consistenza è compresa fra S3 e S4 (Fig. 3).

Tale consistenza è inoltre mantenuta anche dopo 50 minuti e lo slump non è mai inferiore a 9 cm.

Sono invece da considerarsi anomali gli slump delle miscele D ed L, evidenziati in grigio nel diagramma (Fig. 3).

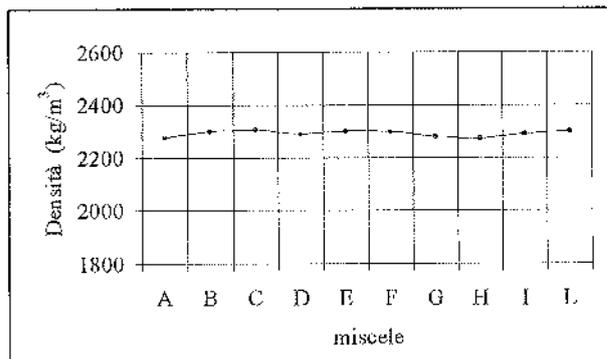


Figura 2 - Densità del calcestruzzo fresco delle miscele confezionate

Tabella 3

mix	T °C	Densità kg/m <sup>3</sup>									
		7 gg		14 gg		28 gg		56 gg		90 gg	
A	7	2319	2319	2316	2312	2299	2325	2310	2310	2299	2291
	20	2309	2309	2322	2322	2321	2320	2295	2318	2308	2281
B	7	2347	2354	2347	2345	2372	2332	2329	2329	2311	2364
	20	2328	2318	2337	2332	2340	2363	2350	2330	2312	2315
C	7	2325	2340	2343	2341	2333	2334	2338	2338	0	0
	20	2334	2335	2319	2320	2330	2337	2327	2327	0	0
D	7	2323	2323	2318	2328	2312	2296	2334	2334	2311	2326
	20	2300	2310	2270	2316	2295	2315	2319	2293	2315	2306
E	7	2367	2322	2370	2367	2368	2378	2351	2351	2388	2359
	20	2338	2355	2361	2364	2318	2348	2369	2369	2334	2327
F	7	2330	2330	2335	2335	2345	2343	2338	2338	2329	2328
	20	2348	2329	2316	2317	2337	2345	2349	2332	2305	2306
G	7	2311	2308	2336	2335	2317	2307	2324	2324	2282	2291
	20	2290	2313	2300	2300	2312	2322	2321	2311	2269	2302
H	7	2323	2334	2338	2328	2306	2354	2329	2329	2322	2340
	20	2311	2323	2321	2322	2322	2328	2312	2318	2305	2311
I	7	2312	2340	2331	2329	2356	2338	2308	2308	2350	2343
	20	2324	2315	2322	2318	2337	2318	2316	2300	2302	2312
L	7	2335	2338	2346	2341	2342	2339	2327	2327	2358	2356
	20	2313	2345	2348	2360	2340	2341	2347	2327	2318	2300

Tabella 4

mix	T °C	Resistenza a compressione N/mm <sup>2</sup>									
		7 gg		14 gg		28 gg		56 gg		90 gg	
A	7	24,59	23,73	29,19	29,63	32,68	33,99	40,52	40,96	46,19	47,49
	20	28,32	27,45	34,42	34,86	39,22	39,65	42,27	46,62	49,24	50,11
B	7	24,59	23,73	31,81	31,37	33,12	32,68	39,22	39,65	46,62	44,44
	20	26,58	26,58	31,81	31,81	38,78	38,78	44,44	47,06	52,29	51,85
C	7	25,02	25,02	30,07	30,5	31,81	31,37	41,83	41,39	0	0
	20	28,76	28,32	31,81	31,81	38,78	38,78	46,62	45,75	0	0
D	7	25,02	25,45	31,81	30,5	31,81	33,99	39,65	40,09	46,62	46,62
	20	27,89	27,89	32,24	31,37	42,27	39,22	49,24	47,93	51,42	56,21
E	7	24,16	24,16	27,89	27,45	35,29	35,73	41,39	40,96	47,06	47,06
	20	30,07	29,63	33,99	33,12	40,52	40,09	50,54	47,06	53,59	54,03
F	7	25,02	25,02	30,07	30,5	31,37	32,24	41,83	41,39	47,06	46,62
	20	30,07	30,07	35,29	35,73	38,78	39,65	49,22	50,24	53,16	52,29
G	7	24,59	24,59	27,45	27,89	32,24	30,94	41,39	40,52	46,19	47,49
	20	29,19	27,45	32,68	33,12	37,47	37,04	47,93	45,32	51,42	49,21
H	7	22,86	22,43	27,02	27,89	33,55	33,55	36,6	37,04	44,88	43,57
	20	27,89	26,58	34,42	34,86	38,78	37,91	44,44	44,01	47,49	48,37
I	7	22,43	22,86	27,89	27,45	31,81	32,68	40,52	40,09	44,44	44,44
	20	26,16	26,14	31,81	31,37	36,6	37,04	44,88	44,88	48,8	48,8
L	7	24,16	26,16	29,19	29,63	33,12	32,24	39,65	38,78	42,27	42,27
	20	27,02	27,02	32,24	32,24	36,65	40,52	46,19	45,32	50,54	52,72

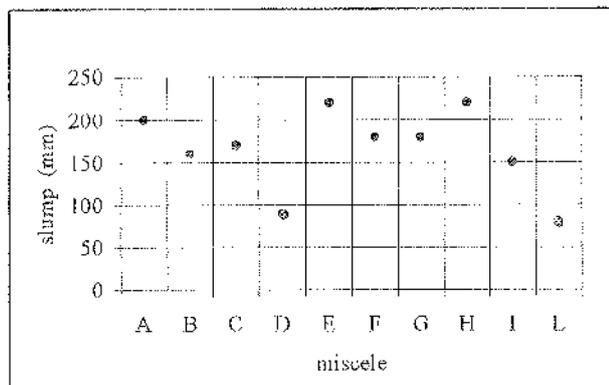


Figura 3 - Abbassamenti iniziali al cono di Abrams in cm per le 10 miscele confezionate

### 3.2 Il calcestruzzo indurito

#### 3.2.1 Densità

Nella Figura 4 è riportato il diagramma relativo alla densità delle varie miscele, determinata mediante pesate dei provini, per differenti età e modalità di stagionatura. Sebbene sia difficoltoso discernere chiaramente un trend di comportamento valido per tutte le miscele, è evidente che la densità è indipendente dall'età di stagionatura e dalla temperatura e varia fra 2250 e 2400 kg/m<sup>3</sup>, con range di variazione massimo del 4%, sia alla temperatura di stagionatura di 7 °C (Fig. 4 a) sia a 20 °C (Fig. 4 b)

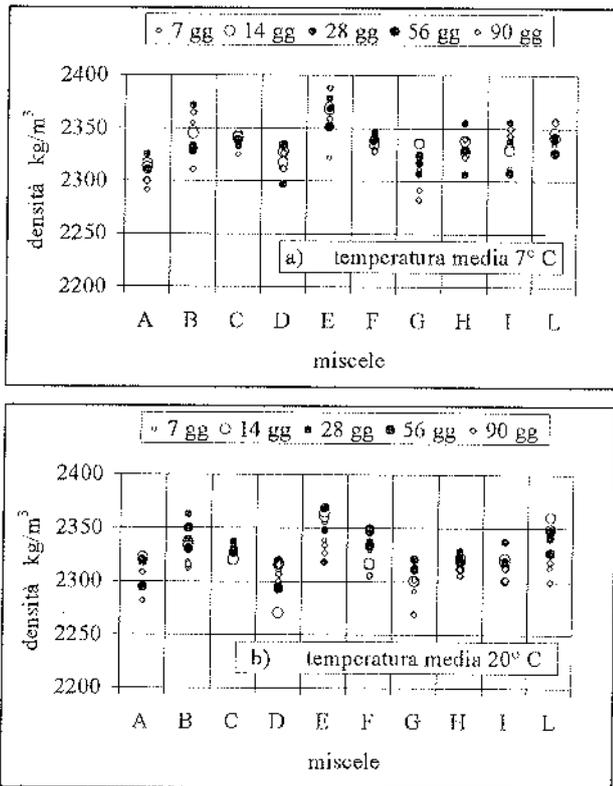


Figura 4 - Densità del calcestruzzo indurito

### 3.2.2 Resistenza a compressione

Le prove a compressione sono state eseguite a 7, 14, 28, 56 e 90 giorni, i provini sono stati prelevati dalla vasca 24 h prima della prova e fatti asciugare all'aria.

Nel diagramma di Figura 5 si osserva:

- una non trascurabile variabilità delle resistenze a parità di età e temperatura di stagionatura,
- forte influenza dell'età del calcestruzzo sulla resistenza a compressione,
- resistenze inferiori per i provini stagionati a 7 °C rispetto a quelli stagionati a 20 °C, a tutte le scadenze.

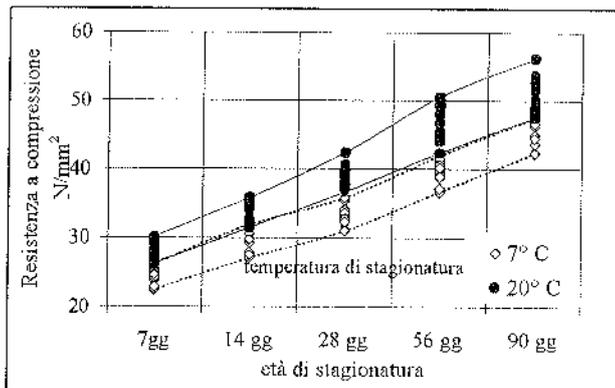


Figura 5 - Resistenza a compressione dei provini cubici

Nella Figura 6 è riportata, per differenti età di stagionatura, la differenza percentuale fra il valore massimo e minimo delle resistenze per le miscele stagionate alle due temperature.

Si rilevano differenze pressoché costanti, mediamente del 14%, per qualsiasi età di stagionatura sia a 7 °C che a 20 °C. Ciò porta a concludere che la variabilità delle resistenze ottenute per le diverse miscele (ricordiamo che l'unico parametro variabile della composizione è l'additivo), non è connessa né all'età di stagionatura né alla temperatura.

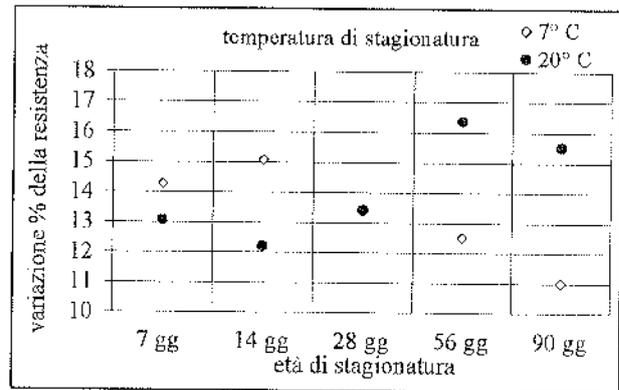


Figura 6 - Variazioni percentuali medie della resistenza in funzione dell'età e della temperatura di stagionatura

Nei diagrammi di Figura 7 si può osservare il trend di crescita delle resistenze per i provini stagionati a 7 °C e a 20 °C, all'aumentare dell'età. L'incremento di resistenza, e lo si legge con maggior chiarezza nelle linee di tendenza riportate, è leggermente superiore a tempi brevi per i calcestruzzi stagionati in condizioni standard.

In ogni caso (Fig. 8) le resistenze rilevate nei provini stagionati in acqua a circa 7 °C sono inferiori rispetto a quelli stagionati a 20 °C, anche del 26%.

Ciò sta ad indicare che il calcestruzzo gettato e stagionato a temperature inferiori rispetto a quelle standard, può avere resistenza effettiva inferiore anche del 23% rispetto a quella prevista, seppure i controlli di accettazione risultino positivi.

Dalle prove eseguite appare evidente che la resistenza continua ad aumentare significativamente anche dopo i 28 giorni (vedi Fig. 7), e pertanto qualora si operi con temperature basse è opportuno che il disarmo avvenga dopo tale data, in modo tale che il calcestruzzo possa raggiungere la medesima resistenza.

Nell'esempio della Figura 9, relativo alla miscela D, si osserva che in condizioni standard la resistenza media a 28 giorni è di 38 N/mm², valore che viene raggiunto per stagionature a 7 °C a circa 50 giorni.

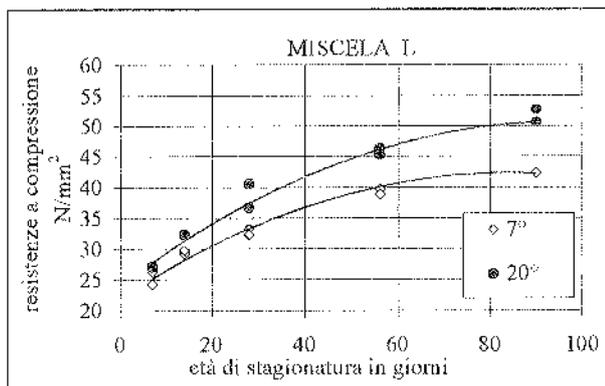
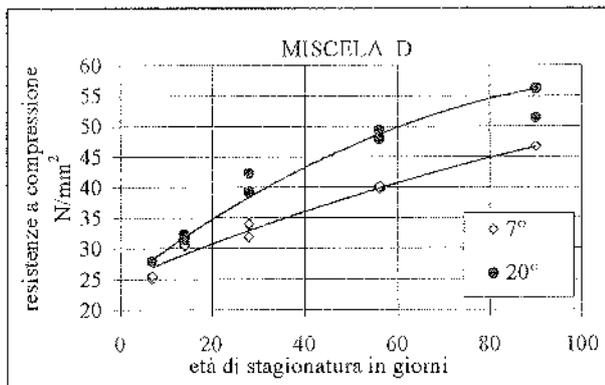
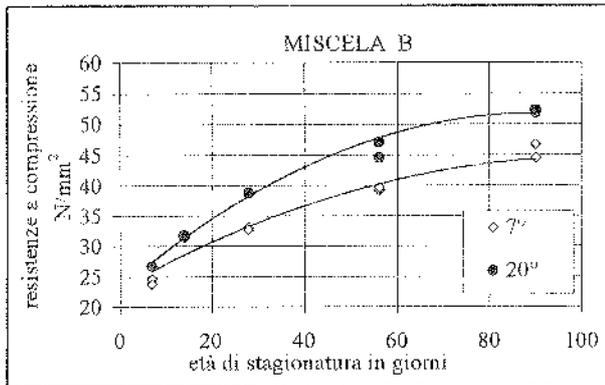
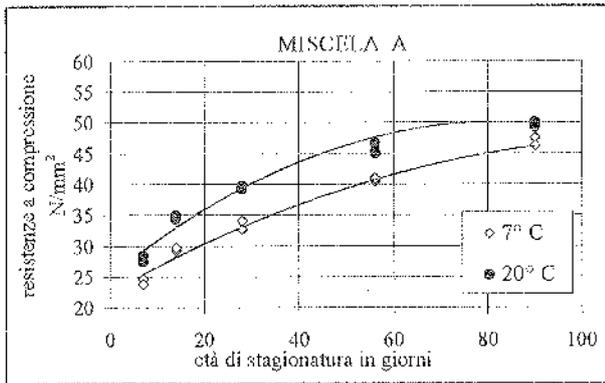


Figura 7 - Resistenze a compressione al variare dell'età di stagionatura relativi alle miscele A, B, D ed L

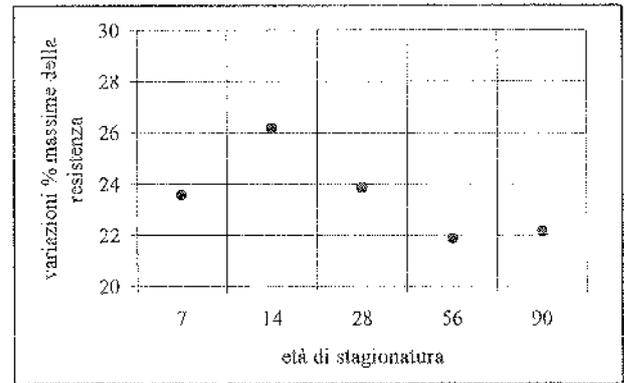


Figura 8 - Variazione percentuale massima della resistenza per stagionature a 7 °C e 20 °C alle diverse età di stagionatura

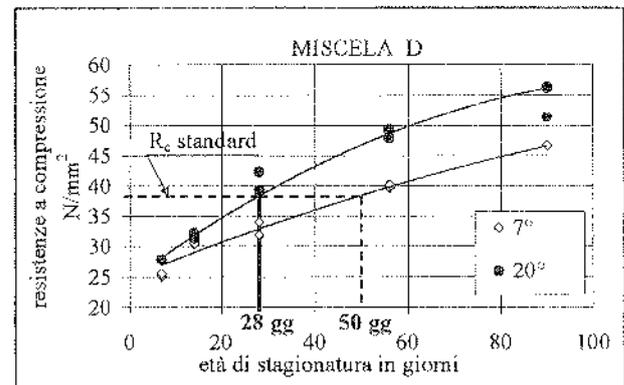


Figura 9 - Resistenza a 28 giorni in condizioni standard ed età di stagionatura nella quale viene raggiunta la medesima resistenza per temperature di stagionatura di 7 °C

Applicando analoghe considerazioni alle altre miscele testate, per ottenere la resistenza relativa alle condizioni standard è necessario attendere mediamente 45 giorni (Fig.10).

#### 4 CONCLUSIONI

Questo lavoro ha esaminato l'influenza delle condizioni di stagionatura (temperatura variabile e umidità relativa costante) sullo sviluppo della resistenza.

Per determinare la resistenza del calcestruzzo, i codici impongono di stagionare i provini per 28 giorni alla temperatura di 20 °C e umidità relativa al 90%; anche se nelle costruzioni reali queste condizioni non si riscontrano, è tuttavia necessario seguire una procedura standard per ottenere risultati ripetibili e confrontabili. E' comunque importante prevedere e controllare se le condizioni termoisometriche abbiano influenza sulla resistenza.

Premesso che i risultati ottenuti sono specifici dei calcestruzzi nelle condizioni di stagionatura usate in questa indagine e che sarebbe inopportuno considerarli validi per tutti i tipi di calcestruzzo con differenti proporzioni delle miscele, l'analisi ha comunque evidenziato con chiarezza che:

- i provini stagionati a 7 °C hanno resistenze inferiori rispetto a quelli stagionati a 20 °C, per qualsiasi età di stagionatura, con differenze anche del 23%;
- l'incremento di resistenza a tempi brevi è leggermente superiore per i calcestruzzi stagionati in condizioni standard;
- la stagionatura in condizioni standard può sovrastimare ampiamente la resistenza effettiva di provini stagionati a temperature inferiori;
- per la sicurezza strutturale l'età del disarmo dovrebbe tener conto delle condizioni termoigrometriche.

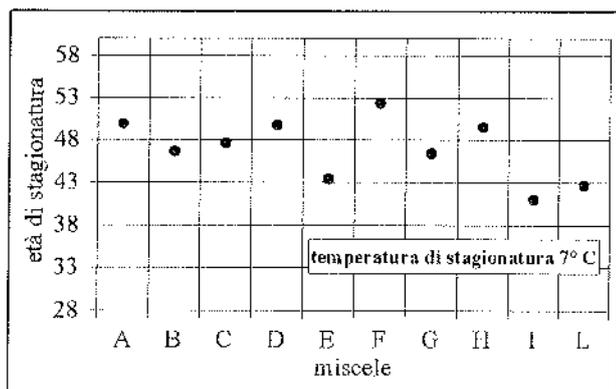


Figura 10 - Età di stagionatura al disarmo per le diverse miscele, per temperatura di stagionatura di 7 °C

## 5 BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-FIP, 1991, Model Code 1990, Final Draft, Bulletins d'Information N° 203 - 204 - 205.
- [2] ACI 318-99 318R-99, 1999, Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99).
- [3] UNI ENV 1992-1, 1993, Design of Concrete Structures, Part. 1: General Rules and Rules for Building".
- [4] D.M. 09.01.1996, G.U. n. 29 del 05.02.1996, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in calcestruzzo armato e precompresso e delle strutture metalliche.
- [5] FOLLIARD K. J., DU L., TREJO D., 2003, Effect of curing conditions on strength development of controlled low-strength material, ACI Materials journal Vol. 100, N. 1.
- [6] ALMUSALLAM A. A., 2001, Effect of environmental conditions on the properties of fresh and hardened concrete, Cement & Concrete Composites Vol. 23 N. 4/5.
- [7] KOVLER K., SCHAMBAN I., IGARASHI S., BENTUR A., 2000, Influence of mixture proportions and curing conditions on compressive strength of high-performance concrete, ACI Materials journal Vol. 97, N. 1.
- [8] DE NICOLO B., 1998, Materiali da costruzione, sperimentazione e normativa, Franco Angeli.
- [9] UNI 9858, 1991, Calcestruzzo: prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.
- [10] EN 197, 2001, Cement, specifications and conformity criteria. Common cement.
- [11] UNI EN 933-1, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Analisi granulometrica per staccatura.
- [12] UNI EN 933-2, 1997, Prove per determinare le caratteristiche degli aggregati. Determinazione della distribuzione granulometrica. Stacci di controllo, dimensioni nominali delle aperture.
- [13] UNI EN 932-1, 1998, Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati. Metodi di campionamento.
- [14] UNI 9417, 1989, Calcestruzzo fresco. Classificazione della consistenza.
- [15] UNI 9418, 1998, Calcestruzzo fresco. Determinazione della consistenza. Prova di abbassamento al cono.
- [16] UNI 6130-2, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Casseforme.
- [17] UNI 6127, 1998, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza. Preparazione e stagionatura.
- [18] UNI 6132, 1972, Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di compressione.
- [19] UNI 6130-1, 1980, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Forme e dimensioni.

- [20] EN 206, 2001, Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria.

# I CALCESTRUZZI LEGGERI STRUTTURALI

Livio Pascali<sup>1</sup>, Sergio Vivaldi<sup>2</sup>, Ettore Carone<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Consulente Colabeton.

<sup>2</sup> Servizio Tecnologico Colabeton.

## Sommario

Il lavoro si propone di introdurre e valutare la tecnologia del calcestruzzo autocompattante (Self-Compacting Concrete: SCC) per la progettazione della miscela ed il controllo di produzione del calcestruzzo leggero strutturale. In particolare si vogliono definire i parametri che caratterizzano il calcestruzzo leggero strutturale allo stato fluido in funzione delle modalità di messa in opera tramite i test ed i limiti di accettazione già normalizzati nell'SCC.

## Summary

This document introduces and evaluate the technology of the Self-compacting concrete (SCC) related to the mixture designs and controlled production of structural light concrete and define the carateristics of this kind of structures on fluid state through standard compliance tests.

## 1. Premessa

Da molti anni ormai il recupero del patrimonio edilizio ed il suo adeguamento strutturale è in fortissima crescita tanto da superare in molte regioni d'Italia, in termini di investimento, le nuove realizzazioni.

Negli interventi sull'esistente è spesso richiesto al calcestruzzo, oltre le sue normali prestazioni, di contenere l'apporto di nuova massa che vada ad incidere sul peso proprio della struttura.

Il calcestruzzo leggero strutturale con argilla espansa è il prodotto che meglio risponde a queste esigenze e la sua produzione è realizzabile in tutto il territorio nazionale grazie alla reperibilità dell'argilla espansa.

Un altro elemento che caratterizza l'evoluzione tecnologica dei calcestruzzi per strutture in c.a. è la richiesta da parte del mercato di prodotti che sempre meno richiedono impegno e maestranze specializzate per la messa in opera e nel contempo garantiscano affidabilità, omogeneità e brillanti prestazioni meccaniche. È infatti aumentata la richiesta di calcestruzzi ad elevate fluidità e coesività che negli ultimi anni ha portato allo sviluppo dei calcestruzzi autocompattanti (SCC).

Alle due considerazioni iniziali si deve aggiungere che gli interventi di recupero strutturale si effettuano sempre più in condizioni disagiate per l'esiguità degli spazi di cantiere necessari per il trasporto e la messa in opera del prodotto (Foto 1).

Questo lavoro vuole valutare la produzione ed il controllo del calcestruzzo leggero strutturale con argilla espansa tramite l'utilizzo della tecnologia del calcestruzzo autocompattante e verificare entro quali parametri è possibile fornire un SCC confezionato con conglomerato cementizio leggero.

Prima di caratterizzare il prodotto allo stato fluido verrà analizzato il quadro normativo che negli ultimi anni ha subito una forte trasformazione con l'introduzione di nuove norme e metodi di prova che consentono valutazioni più appropriate sulle proprietà del prodotto.

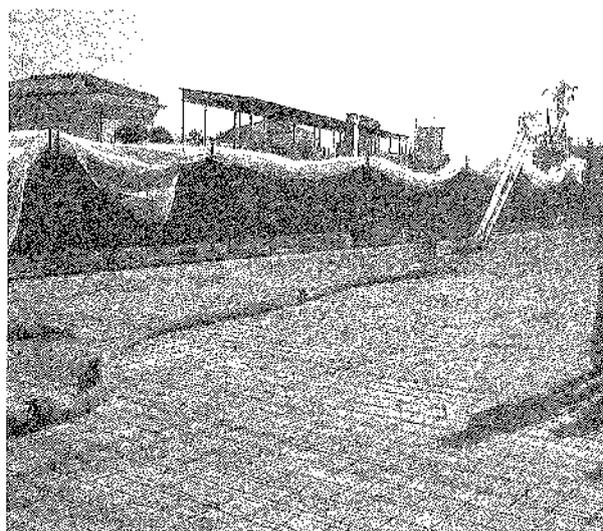


Foto 1 – Esempio di getto con pompa in condizioni disagiate

## 2. Normativa Italiana ed Europea

Per gli aggregati normali è di riferimento la UNI EN 12620 (Ottobre 2003) - *Aggregati per calcestruzzo* - mentre per gli aggregati leggeri la UNI EN 13055-1 (Aprile 2003) - *Aggregati leggeri per calcestruzzo, malta e malta da iniezione*.

La norma di riferimento italiana per i calcestruzzi strutturali è attualmente la UNI EN 206-1 (Ottobre 2001) *Specificazione, prestazione, produzione e conformità*.

In essa sono richiamati i calcestruzzi leggeri strutturali classificati in funzione della massa volumica e della resistenza a compressione. Per quanto riguarda la massa volumica si hanno 6 classi di appartenenza, il simbolo identificativo di tale caratteristica è la lettera D seguita da un numero (ad es. D1,0). La stessa cosa accade per la resistenza a compressione: le classi di appartenenza sono 14, il simbolo identificativo è LC seguito da un numero (ad es. LC 30/33). Quest'ultima modalità di classificazione risulta diversa da quella adottata per i calcestruzzi ordinari dove troviamo per esempio la dicitura C 30/37.

Non vi è differenza tra calcestruzzi leggeri e ordinari, nella UNI EN 206, per i controlli di conformità dei prodotti stessi.

Le modalità di calcolo della struttura sono invece demandate alle leggi e norme tecniche nazionali.

La Legge N. 1086 del 5 novembre 1971 ed i successivi Decreti Ministeriali regolano l'utilizzo ed il controllo dei materiali da costruzione per strutture in c.a. fornendo criteri e correlazioni per la valutazione delle prestazioni del calcestruzzo indurito, da utilizzare nel calcolo della struttura, in funzione della sua resistenza a 28 gg.

In particolare il D.M. del 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e delle strutture metalliche" e la successiva Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 15 ottobre 1996 forniscono precise indicazioni per il calcolo delle strutture dei conglomerati cementizi confezionati con argilla espansa.

Per quanto riguarda il campo dei calcestruzzi autocompattanti è stata emanata una norma nazionale, la UNI 11040 (Marzo 2003) che ne definisce le specifiche, le caratteristiche ed i controlli, e una serie di norme UNI 11041-5 che ne definiscono la verifica delle prestazioni allo stato fresco tramite specifici strumenti di prova (Tab.1).

La UNI 11040 non prevede, ma allo stesso tempo non esclude, per il confezionamento del calcestruzzo autocompattante una parziale sostituzione dell'aggregato tradizionale con quello leggero.

Per i calcestruzzi autocompattanti non vi sono attualmente, a livello normativo, delle variazioni per quanto riguarda il calcolo della struttura rispetto ad un calcestruzzo tradizionale; non si riscontrano infatti sensibili scostamenti delle caratteristiche del prodotto indurito rispetto ai calcestruzzi tradizionali.

## 3. Progettazione della miscela

Nella fase preliminare del lavoro si è verificata una miscela tradizionale di un calcestruzzo alleggerito strutturale pompabile di classe di resistenza C30, lavorabilità S4 e massa volumica a 28 gg compresa fra 1600 e 1800 kg/m<sup>3</sup>. Questa miscela è stata verificata con due sabbie diverse tra loro, una sabbia silicea naturale 0-4 mm ed una sabbia frantumata calcarea 0-6 mm, provenienti rispettivamente dalla Lombardia e dalla Puglia (Tab.2).

Come aggregato leggero è stata usata dell'argilla espansa Leca Strutturale 0-15 prodotta dagli stabilimenti della Laterlite di Lentella e di Parma.

Tutte le miscele sono state verificate utilizzando argilla espansa con le seguenti percentuali d'umidità assoluta:

1. Aggregato leggero umidità 16 %
2. Aggregato leggero umidità 7 %
3. Aggregato leggero umidità 3 %

La modalità di miscelazione è sempre stata quella di pre-imbibire l'argilla con il 50% dell'acqua totale d'impasto e completare successivamente il carico con l'immissione dell'additivo (quindi come ultimo componente).

Il tempo minimo di miscelazione dell'argilla con parte dell'acqua d'impasto è stato stabilito in 15 minuti, tempo necessario per portare l'umidità dell'argilla dal 3% al 7% (condizione di aggregato saturo a superficie asciutta).

Un'umidità assoluta dell'argilla del 3% si avvicina molto, nel periodo estivo, alle reali condizioni operative di un'impianto di betonaggio che deposita l'argilla in cumulo all'aperto (foto 2). Il volume della sabbia nella miscela è pari al 45% dell'intero volume degli aggregati ed il rimanente 55% è in carico all'aggregato leggero.

L'additivo è dosato all'1% sul peso del cemento. Nelle successive prove in presenza di filler l'additivo è calcolato, sempre all'1% ma sulla somma del cemento e filler.

Nel seguito si è riportata una tabella con le specifiche di alcune materie prime usate nelle miscele (Tab.3).

La Tab.4 mostra invece le quantità usate per ogni tipo di miscela.

UNI 11040	Specifiche, caratteristiche e controlli	Limiti di accettazione
UNI 11041	Determinazione dello spandimento e del tempo di spandimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 600 mm</li> <li>• <math>\leq 12</math> s per D = 500mm</li> </ul>
UNI 11042	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Determinazione del tempo di efflusso dall'imbuto</li> <li>- Stabilità alla sedimentazione (efflusso dall'imbuto dopo 5 min)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• (4-12) s</li> <li>• Valore Iniziale + 3s</li> </ul>
UNI 11043	Determinazione dello scorrimento confinato mediante scatola ad L	• $h_2/h_1 > 0.80$
UNI 11044	Determinazione dello scorrimento confinato mediante scatola ad U	• $\Delta h \leq 30$ mm
UNI 11045	Determinazione dello scorrimento confinato mediante scatola a J	• $\Delta \varnothing \leq 50$ mm rispetto allo scorrimento senza anello

Tab. 1 - Elenco norme UNI sulle caratteristiche del calcestruzzo allo stato fresco.

Serie 2 UNI EN 12620	Aggregato	Sabbia Calcareo 0/6 mm	Sabbia Silicea 0/4 mm	Leca Strutturale 0/15 mm
	Passante in peso percentuale (%)			
31,5	100,0	100,0	100,0	
25	100,0	100,0	100,0	
20	100,0	100,0	100,0	
16	100,0	100,0	100,0	
14	100,0	100,0	99,4	
12,5	100,0	100,0	98,0	
10	100,0	100,0	89,0	
8	100,0	100,0	78,4	
6,3	100,0	100,0	66,0	
4	99,0	100,0	44,0	
2	80,4	95,1	16,8	
1	54,2	88,0	5,2	
0,250	27,4	9,4	1,8	
0,063	16,2	0,6	1,4	
<b>Massa Volumica</b>	<b>2560 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>2620 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>1390 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	

Tab. 2 – Analisi granulometrica dei materiali



Foto 2 – Deposito di argilla espansa strutturale

In queste miscele sono stati usati dei normali additivi superfluidificanti senza l'utilizzo di coesivizzanti o fini. È stata effettuata una valutazione del prodotto tramite l'utilizzo del V-Funnel e L-Box ma i risultati avuti non sono stati significativi per il mancato deflusso del materiale sia nel V-Funnel che nel L-Box.

Questi dati confermano le reali difficoltà riscontrate spesso in cantiere. I calcestruzzi confezionati con argilla espansa dimostrano limiti quando è richiesta una bassa lavorabilità, in classe di consistenza S3 il prodotto presenta infatti difficoltà di messa in opera tramite pompa, o se si richiede l'innesto di alcuni metri di prolunga alla pompa e quindi lavorabilità di partenza molto elevate.

In questo caso si verifica una segregazione della miscela: l'aggregato leggero si separa dal resto della malta.

Questi fenomeni sono molto più accentuati nella miscela M1 dove la sabbia silicea naturale, anche se di un Dmax inferiore, è carente di finissimi rispetto al secondo tipo di sabbia, un calcare frantumato della provincia di Lecce.

In tutti e due i casi si innescano dei fenomeni di segregazione all'interno delle tubazioni del sistema pompante.

Per un corretto utilizzo di queste materie prime è bene seguire i seguenti accorgimenti:

- buona lavorabilità, si ha in corrispondenza di valori di abbassamento al cono compresi tra 16 e 20 cm
- massa volumica non inferiore a 1850 kg/m<sup>3</sup>.

Componente	Descrizione	Produttore
Cemento	Classe 42.5 Tipo II/A-L	Colacem
Additivo 1	Superfluidificante	Mapei- Mapefluid N200
Additivo 2	Superfluidificante	Mapei- Dynamon SR1
Additivo 3	Coesivizzante	Mapei- Viscofluid Sika - Visco I100
Additivo 4	Aerante	Mapei- PT1
Argilla Espansa	0 -15 mm Strutturale	Laterlite
Filler Calcareo	0 - 200 µm	Vinci - Lombardia Longo Cave - Puglia

Tab. 3 – Materie prime usate nelle miscele

Materiali (kg/m <sup>3</sup> )	Miscele								
	M1	P1	M2	P2	P3	M3	P4	P5	P6
Cemento	400	380	350	350	350	380	380	380	380
Acqua	185	192	190	195	190	185	190	185	185
Filler			80	80	80	150	150	180	180
Leca Strutturale	491	490	470	467	470	441	437	430	
Sabbia Calcareo 0-6		736		700	706		618	646	933
Pietrischetto 8-16									522
Sabbia Silicea 0-4	757		725			680		196	
Fluidificante	3,8	3,8	4,3	4,3					
Superfluidificante					4,3	5,3	5,3	5,6	5,6
Viscosizzante				0,2				0,15	0,15
Aerante								0,45	
Rapporto a/c	0,46	0,51	0,54	0,56	0,54	0,49	0,50	0,49	0,49
Rapporto a/finissimi	0,46	0,51	0,44	0,45	0,44	0,35	0,36	0,33	0,33
Massa Volumica	1836	1802	1820	1796	1801	1842	1780	2023	2205

Tab. 4 – Composizione delle miscele

Gli inconvenienti sopra elencati sono stati eliminati negli ultimi anni con l'utilizzo nelle miscele di finissimi quali cenere, pozzolana e calcare che hanno reso possibile la messa in opera del prodotto anche in condizioni di lavorabilità e massa volumica più severe.

L'additivazione di questi prodotti è quella tradizionale per quanto riguarda i superfluidificanti ma in alcuni casi sono stati utilizzati, in aggiunta, dei coesivizzanti.

Le miscele M2, P2 e P3 rappresentano calcestruzzi leggeri strutturali progettati con contenuti di finissimi maggiori di 450 Kg/m<sup>3</sup> ma al di sotto dei 550 kg/m<sup>3</sup> richiesto per l'SCC.

Questi calcestruzzi, utilizzati in alcuni lavori effettuati negli ultimi anni (Foto 3 - 4), sono stati testati con i metodi di prova delle UNI 1141/5 ed i dati sono riportati nella Tab.5 .



Foto 3 – Solaio realizzato in unico getto di calcestruzzo strutturale leggero LC 30/33 (220 m<sup>3</sup>) - Milano



Foto 4 – Adeguamento strutturale di volte in pietra. Con cappa di calcestruzzo strutturale leggero LC 30/33

Dai dati è evidente che calcestruzzi leggeri strutturali con quantità di finissimi compresi tra 450 e 500 kg/m<sup>3</sup> sono verificabili con le metodologie dei calcestruzzi autocompattanti (Tab. 5) pur senza soddisfare i limiti di accettazione degli SCC secondo la UNI 11040.

Si nota inoltre che i parametri si allontanano dai limiti di accettazione al diminuire della massa volumica del materiale. Aumentando la lavorabilità di queste miscele, con dosaggi di additivo compresi tra 1.2 e 1.4 si possono raggiungere valori di spandimento (Slump-Flow) superiori a 65 cm ma diventano evidenti i fenomeni di segregazione e bleeding del prodotto (Foto 5).

Miscela	Prove su Calcestruzzo Fresco					
	Rapporto a/c	Slump Test (cm)	Slump Flow (cm)	Slump Flow dopo 30' (cm)	V-Funnel (sec)	L-Box (%)
M1	0,46	20				
P1	0,51	18			6	
M2	0,54		55	48		
P2	0,56		53	48		70
P3	0,54		60	50		73
M3	0,49		70	70	12	88
P4	0,5		70	71	10	97
P5	0,49		72	70	9	95
P6	0,49		75	73	7	98

Tab. 5 – Risultati Sperimentali

Per questa famiglia di calcestruzzi leggeri strutturali, con contenuti di finissimi compresi tra i 450 e i 500 kg/m<sup>3</sup>, è utile testare la lavorabilità con un Flow-Test compreso tra 400 e 500 mm di spandimento ed un V-Funnel con tempi compresi tra 10 e 15 secondi.



Foto 5 – Formazione di Bleeding

La realizzazione di diversi cantieri, nei quali è stata utilizzata la verifica in oggetto, ha evidenziato che il prodotto, se verifica i parametri sopra indicati in fase di qualifica e di verifica in produzione, è più stabile nella fase fluida anche in condizioni climatiche o di messa in opera difficili senza presentare fenomeni di segregazione per la separazione dell'aggregato leggero.

Si è potuto associare la valutazione della pompabilità della miscela alle prove su calcestruzzo autocompattante sia in fase di progettazione della miscela stessa che durante la produzione migliorando in modo sostanziale la costanza del prodotto che in questa maniera non necessita più delle aggiunte d'acqua spesso effettuate allo scarico in cantiere. Significativi sono stati i cantieri della Gadola a Milano con solai di 220 m<sup>3</sup> l'uno, realizzati in unico getto con calcestruzzo leggero strutturale LC 30/33, a quote di 50 m d'altezza (Foto 3) e le solette strutturali LC 25/28 realizzate per l'adeguamento statico del Musei Vaticani (Foto 1).

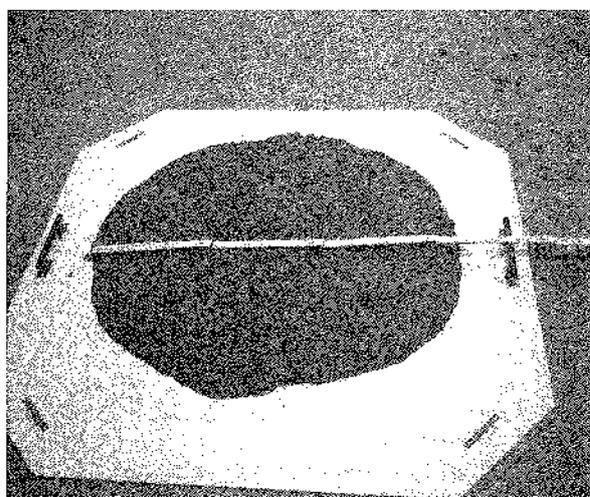


Foto 6 – Spandimento

Le prove M3 e P4 rappresentano la produzione di un reale calcestruzzo leggero autocompattante verificato in tutti i suoi limiti di accettazione secondo la UNI 11040.

Si osserva che non si hanno grossi problemi a raggiungere spandimenti superiori a 650 mm e valori di L-Box conformi alla norma. Maggiori indicazioni vengono fornite dal V-Funnel (UNI 11042); si registra un'aumento dei tempi di svuotamento del V-Funnel per miscele più leggere o maggiormente coesivizzate.

L'utilizzo del coesivizzante non è determinante; ciò è dovuto alla presenza di filler ed al peso proprio del prodotto che essendo più leggero imprime minore velocità e quindi minor rischio di segregazione.

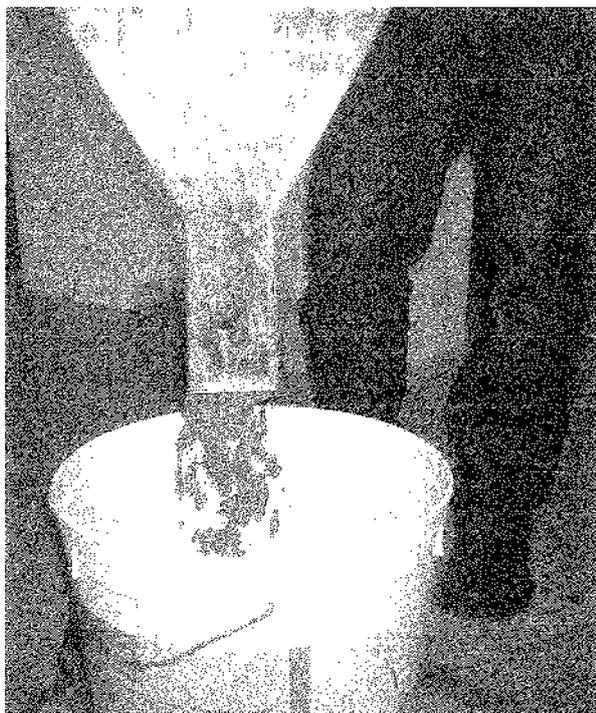


Foto 7 – Efflusso del calcestruzzo dall'imbuto a V.

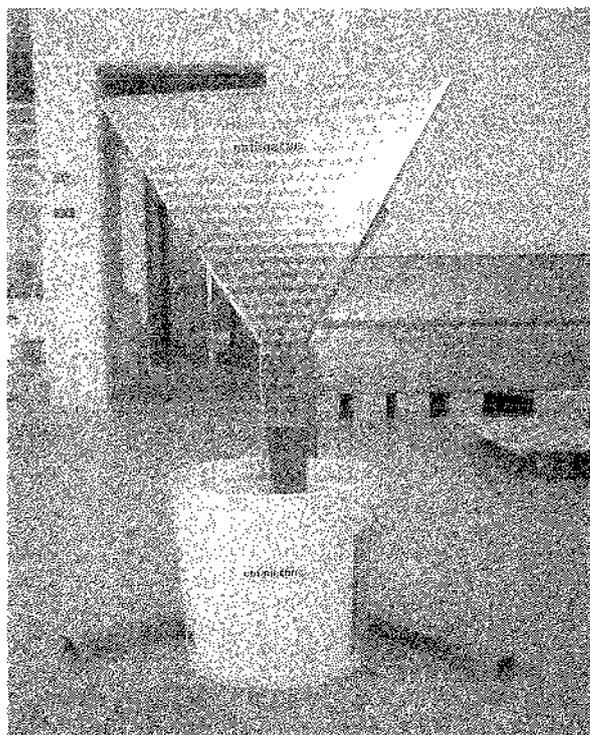


Foto 8 - Efflusso del calcestruzzo dall'imbuto a V.

Importante risulta in tutte le prove la valutazione visiva del comportamento del prodotto nella fase fluida, sia con il prodotto in movimento (Foto 7-8) che in quiete (Foto 6).

Nella miscela P5 è stata valutata l'introduzione dell'acrante per verificare il comportamento del calcestruzzo nelle classi d'esposizione XF.

L'aria complessiva presente nella miscela è stata del 7% ed ha portato un notevole miglioramento del prodotto allo stato fluido in termini di resistenza alla segregazione.

In ultimo è stata effettuata una prova (Miscela P6) su un calcestruzzo autocompattante non alleggerito per avere un'utile raffronto con le miscele precedenti. L'argilla espansa è stata sostituita con un pietrischetto di dimensioni 8-16 mm utilizzato in ragione del 35% del complessivo volume degli aggregati ed è stato utilizzato un coesivizzante.

Le prove per valutare le resistenze a compressione sono state effettuate secondo la UNI 12390; un'eccezione è stata fatta per le miscele P1 e M1 dove i provini non sono stati costipati tramite vibrazioni meccaniche.

I valori di resistenza a compressione dei calcestruzzi autocompattanti leggeri (Grafico 1) sono risultati inferiori, rispetto ad analoghi, di circa un 14% rispetto alla miscela dell'SCC ordinario (Miscela P6).

Non si hanno differenze a compressione nei calcestruzzi leggeri tra la miscela P1, calcestruzzo leggero senza utilizzo di filler, e l'SCC leggero (Miscela P4).

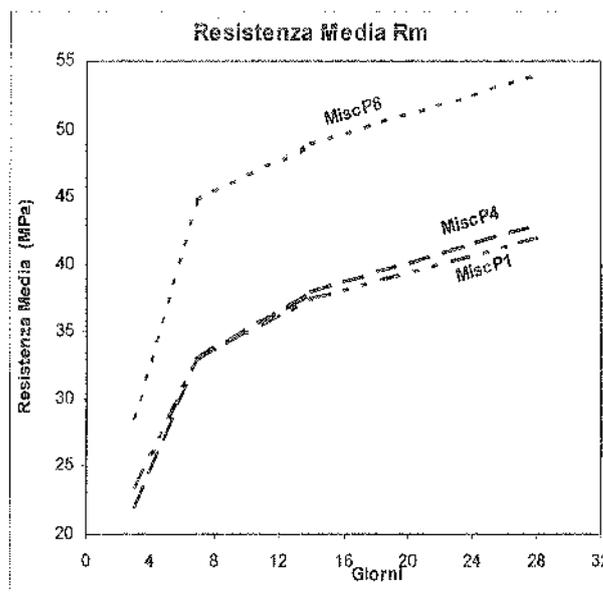


Grafico 1 – Confronto resistenza a compressione tra miscele

#### 4. Osservazioni conclusive

I calcestruzzi progettati con aggiunte di filler (ceneri volanti o calcare) offrono ampie garanzie di affidabilità nelle prestazioni e nelle modalità di messa in opera anche se utilizzati con lavorabilità molto elevata o basse.

Dai test effettuati in questo lavoro è emerso che:

- È possibile realizzare un calcestruzzo leggero strutturale autocompattante conforme ai parametri indicati nella UNI 11040 con una massa volumica non inferiore a  $1750 \text{ kg/m}^3$  dopo i 28 gg.
- Calcestruzzi leggeri strutturali progettati con quantitativi di finissimi compresi tra  $450\text{-}500 \text{ kg/m}^3$  possono essere verificati sia in fase di qualifica che durante la loro produzione tramite i metodi di prova dei calcestruzzi autocompattanti UNI 11041-5. Questi calcestruzzi presentano dei range d'utilizzo in termini di lavorabilità molto ampi, elevata affidabilità e resistenza alla segregazione anche in difficili condizioni di messa in opera.
- Il mantenimento della lavorabilità, se l'aggregato leggero è stato sufficientemente imbibito e dunque portato in condizione satura a superficie asciutta (umidità 7%), è in funzione dell'additivo e delle caratteristiche del cemento utilizzato.
- La resistenza meccanica dei calcestruzzi leggeri autocompattanti è inferiore a calcestruzzi autocompattanti normali di circa un 14%.
- A parità di rapporto a/c e di massa volumica, nei calcestruzzi leggeri strutturali non si riscontrano sostanziali differenze nelle resistenze a compressione tra le miscele tradizionali e quelle nelle quali è stato utilizzato filler di calcare.

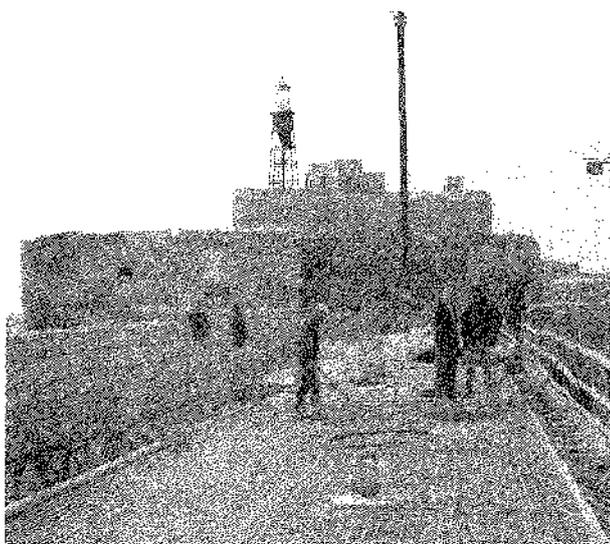


Foto 10- Adeguamento strutturale con soletta realizzata con calcestruzzo leggero autocompattante ( $2500 \text{ m}^3$ ). Castello Alfonsino-Brindisi

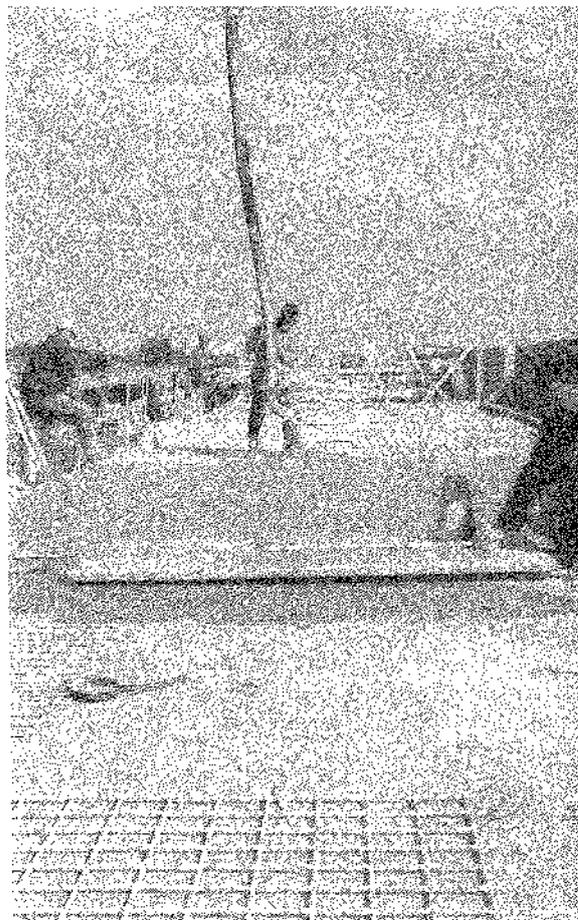


Foto 11 – Castello Alfonsino. Brindisi

## **Bibliografia**

- [1] S. Short, W. Kinniburgh – London 1978, “Lightweight Concrete”, Applied Science Publisher.
- [2] M. Collepari e L. Coppola – Spresiano 1992, “Materiali innovativi per calcestruzzi speciali”, Ed. Enco.
- [3] M. Collepari – 2001, “Il nuovo calcestruzzo”, Ed. Tintoretto.
- [4] J.L. Clarke, Blackie Academic & Professionals – London 1993, “Structural lightweight aggregate concrete”, Ed. J.L. Clarke, Blackie Academic & Professionals.
- [5] Vito Alunno Rossetti – 1999, “Il calcestruzzo: materiali e tecnologia”, Ed. McGraw-Hill.
- [6] A. Skarendal e O. Peterson – 2000, “Self-Compacting Concrete”, N.23, Rilem.
- [7] D.M. 9 gennaio 1996 – 1996, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”, Gazzetta Ufficiale n.29.
- [8] D.M. 14 febbraio 1992 – 1992, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”, Gazzetta Ufficiale n.65.
- [9] Circolare n.252 AA.GG./S.T.C. – Gazzetta Ufficiale 26 novembre 1996.
- [10] Circolare n.37406/STC del 24.06.1993 – Gazzetta Ufficiale 16 agosto 1993.
- [11] ENV 1992-1-1 - “Eurocodice 2- Progettazione delle strutture di calcestruzzo, parte 1-1, regole generali e regole per gli edifici”, Ed. UNI.
- [12] ENV 1992-1-4 - “Eurocodice 2- Progettazione delle strutture di calcestruzzo, parte 1-4, regole generali- calcestruzzi di aggregati leggeri a struttura chiusa”, Ed. UNI.
- [13] ACI 211.2-91 – 1991, “Standard practice for selecting proportions for Structural Lightweight Concrete”, Ed. American Concrete Institute-USA.

# PROGETTARE PER LA SOSTENIBILITÀ: IL CONTRIBUTO DELLA TECNOLOGIA DEL CALCESTRUZZO

Michele Valente<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Ingegnere civile, Amministratore Delegato Betonrossi S.p.A., Piacenza.

## SOMMARIO

Lo sviluppo mondiale è caratterizzato dall'aumento della richiesta di infrastrutture e dall'incremento della domanda di un migliore utilizzo delle risorse naturali nel rispetto dell'ambiente e quindi della sostenibilità del sistema [2] [3] [4]. L'industria del calcestruzzo, il materiale più usato nelle costruzioni, può contribuire al miglioramento della sostenibilità del sistema, riducendo il consumo di risorse naturali e di energia, l'emissione di anidride carbonica e aumentando la Durabilità e la Durata della Vita di Servizio delle costruzioni. Questo richiede un Approccio Globale (Holistic) al Processo Costruttivo [4], che coinvolge la Ricerca, la Progettazione, la Realizzazione ed i Controlli.

## SUMMARY

World development is characterised by increasing Demand for Infrastructures and a better use of the World Resources [2] [3] [4] in line with the sustainability of world development. Concrete industry shall contribute to improving Sustainability in terms of reduction of natural resources and energy consumption, CO<sub>2</sub> emission, along with an increase in durability and serviceability life of the structures. To this end a Holistic (Global) Approach is necessary [4] which should involve the entire construction process, including the owners, the engineers, the architects, the contractors and the supervising body.

## 1. SVILUPPO SOSTENIBILE

### 1.1 Introduzione

Agli inizi del 1990 il summit delle Nazioni Unite sullo stato della terra (Rio de Janeiro 1992) mise in guardia sulle conseguenze dell'uso indiscriminato delle risorse naturali da parte dell'uomo. Vennero individuati quattro motivi principali: la rapida crescita della popolazione, lo spreco di risorse naturali e delle riserve di combustibile, il declino della qualità dell'aria, dell'acqua e del terreno e il volume di rifiuti generato [1].

Infatti la popolazione mondiale è passata da 1,5 miliardi nel 1990 a 6 miliardi nel 2000.

Le riserve di petrolio si calcola che si esauriranno in 50 anni, quelle di gas naturali in 20, e quelle di carbone in 190.

Il declino della qualità dell'aria e dell'acqua, specialmente nelle aree urbane o nelle nazioni industrializzate, sta danneggiando la salute.

I rifiuti generati, stanno ammassandosi nelle città e nelle campagne, inquinando il terreno, con risultati disastrosi per l'agricoltura e la qualità del cibo prodotto.

Il fenomeno del riscaldamento globale confermato dalla seconda conferenza dell'ONU sui mutamenti climatici (Ginevra 1996) (effetto serra) ha comportato, nell'ultimo secolo, un innalzamento della temperatura stimato in 0,3-0,6°C, con innalzamento del livello del mare di circa 15-25 cm.

Si è avuto un aumento della concentrazione nell'atmosfera del CO<sub>2</sub> (che viene considerata come la maggiore causa dell'effetto serra, 60%) che è cresciuta del 30% dal 1750, data che corrisponde all'inizio dell'era industriale. Altri gas contribuiscono all'effetto serra, oltre alla CO<sub>2</sub> che viene scaricata in atmosfera in quantità maggiore di

21 miliardi di t/anno. Questi, anche collegati alle attività umane, sono il metano (CH<sub>4</sub>), l'ossido di azoto (N<sub>2</sub>O), il clorofluorocarbonio (CFC<sub>2</sub>) e suoi derivati.

### 1.2 Definizione

Il Club di Roma (fondato nel 1968) nel suo ormai famoso rapporto del 1972 sui "Limiti di crescita" (che indicava che lo sviluppo economico deve essere combinato con la protezione ambientale), la conferenza UN di Stoccolma dello stesso anno e il summit di Rio hanno basato il concetto di sviluppo sostenibile su 3 concetti:

- La considerazione dell'intero "ciclo di vita" (Life Cycle - LC) dei materiali;
- La riduzione dell'uso di materie prime naturali a favore delle risorse rinnovabili;
- La riduzione dell'impiego di materiali e di energia nell'estrazione delle materie prime, nell'uso dei prodotti e nella loro distruzione, e la riduzione dei rifiuti mediante riciclo.

A queste è seguito il protocollo di Kyoto (1996) che ha richiesto alle nazioni industrializzate di ridurre il consumo di energia, di sostituire l'energia proveniente dalle riserve fossili con quelle rinnovabili e di risparmiare nell'uso del carbone, riducendo le emissioni di gas in atmosfera (CO<sub>2</sub> e NO<sub>x</sub> principalmente, che causano l'effetto serra) portandole al livello del 1990 in un periodo compreso fra il 2008-2012. Queste indicazioni però non sono state accettate dai maggiori paesi (USA, Russia e Cina), che hanno preferito seguire le ulteriori indicazioni elaborate da un nuovo rapporto del "Club di Roma" che fa riferimento a un "fattore 4". Il rapporto sostiene che si può quadruplicare la produttività delle risorse, raddoppiando la ricchezza ed usando la metà delle risorse, così migliorando sensibilmente la qualità della vita.

Più impegnativo è l'obiettivo del cosiddetto "Factor Ten Club" (1994), che ritiene possibile raggiungere in una generazione un miglioramento dell'uso delle risorse attraverso una riduzione del 90% dell'uso di energia. Per far questo viene ipotizzata una ottimizzazione delle tecnologie esistenti, la limitazione degli sprechi, una riduzione dei consumi sia nei trasporti che nelle costruzioni [3].

## 2. L'IMPLICAZIONE NEL MONDO DELLE COSTRUZIONI

L'industria delle costruzioni in Europa consuma il 50% di tutte le risorse naturali impiegate, il 40% dell'energia e il 16% dell'acqua. Le costruzioni e le demolizioni producono più rifiuti che il volume generato da tutte le abitazioni.

In Francia, dove l'energia è prodotta dalle centrali nucleari, l'industria delle costruzioni causa il 12,5 % dell'emissione di CO<sub>2</sub> e il 26,5% del totale dei gas che causano l'effetto serra.

In Germania la produzione di CO<sub>2</sub> proveniente dall'industria delle costruzioni nella città di Friburgo è del 30% maggiore di quella proveniente dai mezzi di trasporto e dalle altre industrie combinate.

L'applicazione quindi dei principi dello sviluppo sostenibile all'industria delle costruzioni è una delle risposte più efficaci per ridurre l'impatto sull'ambiente e la riduzione dell'effetto serra.

## 3. SOSTENIBILITÀ E INDUSTRIA DEL CALCESTRUZZO

**3.1 Il calcestruzzo è il materiale preferito dall'industria delle costruzioni, ed è considerato uno degli elementi che sono alla base del progresso mondiale.**

Il calcestruzzo mostra anche un buon potenziale [3] per qualità sostenibili, come lunga durata con minima manutenzione, miglioramento dei livelli di vita (salute, sicurezza, svago e mobilità), alta possibilità di riciclo sia allo stato fresco che indurito, uso di materiali del luogo (il che riduce i trasporti) con betoniere e pompe che rappresentano efficaci mezzi di consegna e di messa in opera per costi e qualità.

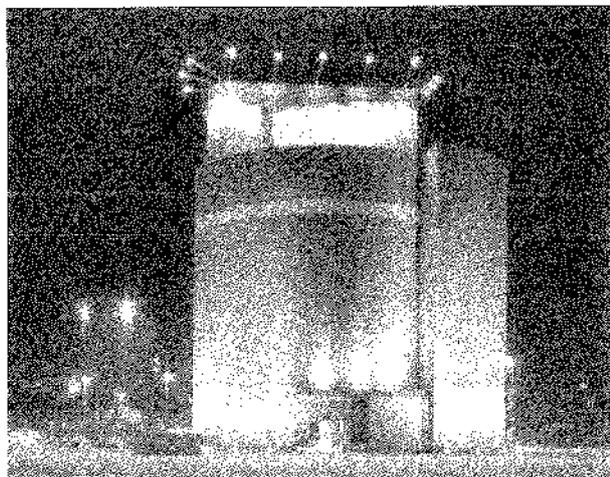


Fig. 1 - Impianto verticale a 2 punti di carico e premescolatore

Se confrontata [4] con altri materiali da costruzione come acciaio, polimeri o vetro, la produzione di calcestruzzo richiede meno energia e minore quantità di materie prime, anche se in ogni caso esso è un prodotto ad alto uso di energia e di risorse naturali.

Un metro/cubo di calcestruzzo è costituito all'incirca di 300 kg di cemento, 1900 kg di aggregati, 180 kg di acqua e 1-3 kg di additivi.

La produzione di ogni tonnellata di cemento portland richiede circa 1,5 ton di materie prime, da 4000 a 7500 MJ di energia, e rilascia nell'ambiente da 1 a 1,2 ton di anidride carbonica. L'energia elettrica richiesta per produrre un metro cubo di calcestruzzo (Includendo la produzione di aggregati, la pesatura e la miscelazione delle materie prime del calcestruzzo) è di circa 1,64 kWh.

La percezione non favorevole che il calcestruzzo suscita in relazione alla sostenibilità (cioè all'uso di risorse naturali e di energia) è perciò dovuta al consumo di energia e alla produzione di anidride carbonica del suo componente legante, e al consumo su larga scala per il calcestruzzo stesso di risorse naturali quali aggregati, acqua e per il legante delle materie prime relative.

A questo noi dovremmo aggiungere che il calcestruzzo si deteriora in tempo più breve di quello programmato, per motivi dipendenti dalla maggiore aggressività ambientale, dovuta anche all'effetto serra dell'anidride carbonica emessa, da non adeguata attenzione alla durabilità in fase di progettazione ed al cambiamento della composizione chimica del cemento (alto C3S), per meglio rispondere alla richiesta di alte resistenze alle brevi stagionature per accelerare la realizzazione dei progetti.

I maggiori elementi che influenzano la sostenibilità del calcestruzzo sono riassunti in tabella 1.

Sostenibilità	
▪	Richiesta di energia (legante)
▪	Consumo di materie prime (inerti, acqua)
▪	Emissione di anidride carbonica
Durabilità	
▪	Ritiro o tensioni termiche o di trazione
▪	Protezione delle armature
▪	Attacco di agenti aggressivi come cloruri e solfati
Stabilità strutturale	
▪	Azione combinata del carico esterno e del deterioramento del calcestruzzo
▪	Limitata utilizzabilità

Tab 1: fattori che influenzano la sostenibilità del calcestruzzo

Ma noi sappiamo che il calcestruzzo può essere un "materiale verde" [5] e che questa analisi non deve portarci alla conclusione che si deve evitare di realizzare le infrastrutture in calcestruzzo di cui il mondo ha bisogno, fermando il progresso.

Piuttosto dobbiamo usare un nuovo approccio globale al costruire in calcestruzzo, usando come ha sempre fatto l'umanità, la conoscenza e l'esperienza acquisita.

**3.2 L'Architetto e l'Ingegnere dovrebbero progettare per la durabilità e per la sostenibilità** [4] [6] con un approccio globale (olistico) e quindi con appropriate specifiche relative alla struttura in calcestruzzo, ai materiali, alle tecniche costruttive e al controllo in cantiere, prescrivendo per esempio, di:

- usare cementi compositi (UNI 197) con aggiunte di materiali pozzolanici, quali le ceneri volanti, loppe di alto forno, fumi di silice, allo scopo di ridurre il consumo di energia, di materie prime e di riciclare materiale di scarto.
- usare materiali cementizi supplementari anche nella composizione del calcestruzzo.
- progettare miscele per calcestruzzo ad alta lavorabilità e senza segregazione come il Calcestruzzo Autocompattante (SCC).
- proteggere le armature con adeguato copriferro e in caso di strutture situate in difficili condizioni ambientali prevedere anche l'utilizzo di vernici polimeriche o di armature in acciaio inossidabile.
- mettere in opera e stagionare correttamente il calcestruzzo.
- progettare in funzione del Ciclo di Vita e di Servizio della costruzione.
- progettare tenendo conto dei limiti di fessurazione.
- progettare per la stabilità dei materiali e l'integrità strutturale.

A completamento di questo approccio globale alla sostenibilità, Mehta [3] suggerisce tre aree di azione:

- uso di inerti da demolizioni di costruzione opportunamente trattati, come sostituti degli aggregati.
- utilizzo dell'acqua di riciclo come acqua di miscela per il calcestruzzo.
- uso di cemento Portland di miscela contenente ceneri volanti o loppe.

Malhoira ed altri autori hanno dimostrato [7] [8] [9] che è possibile produrre calcestruzzo ad alta prestazione utilizzando dal 50 al 60 % di ceneri volanti come materiali cementizi.

Anche Collepardi [10] indica l'opportunità di utilizzare le ceneri volanti e gli aggregati da riciclo, e ribadisce l'importanza della completa compattazione e dell'appropriata stagionatura del calcestruzzo.

### 3.3 I regolamenti e le sperimentazioni attuali

#### 3.3.1 I regolamenti

Le leggi dovrebbero anche permettere l'utilizzo nel calcestruzzo di prodotti di riciclo sicuri [11].

Per esempio, attualmente in Europa le ceneri volanti (F.A.) sono regolamentate da norme che ne consentono l'uso in stretti limiti di composizione (EN 450 specifica perdita al fuoco inferiore al 5 %) e di dosaggio (EN 206 modifica del documento di Attuazione Nazionale).

La Norma Europea EN 206 stabilisce le condizioni per le quali le F.A. possono essere considerate nella composizione del calcestruzzo come sostituto del legante in relazione al rapporto acqua/materiale cementizio. Viene definita una costante di valore  $k$  che permette l'utilizzo delle ceneri volanti nel calcestruzzo secondo il rapporto: acqua/(cemento +  $k$  x F.A.), e si stabiliscono una serie di altre limitazioni che devono

essere soddisfatte, qualora si voglia ridurre il contenuto minimo di cemento prescritto dalla norma.

I valori di  $k$  e gli altri limiti sono di seguito indicati.

- Valori di  $k$  per calcestruzzi contenenti Cementi di tipo I sono:

- CEM I 32,5  $k = 0,2$
- CEM I 42,5  $k = 0,4$

- Il minimo contenuto di cemento richiesto per varie classi di esposizione può essere ridotto al massimo di  $k \times$  (minimo contenuto di cemento - 200)  $\text{kg/m}^3$

- La somma di (cemento + F.A.) non può essere minore del contenuto minimo di cemento richiesto dalla norma

- La quantità massima di F.A. da prendere in considerazione per il valore  $k$  considerato dovrà soddisfare il seguente requisito  $\text{F.A./cemento} \leq 0,33$  in massa

- Solo con il cemento di tipo I le F.A. possono essere considerate come materiale cementizio supplementare usando il valore  $k$  considerato. Con tutti gli altri cementi l'utilizzo delle F.A. come materiale cementizio supplementare dovrà essere verificato, diversamente le F.A. saranno considerate solo come aggiunta di aggregato fine.

Sulla base della FN 206 ogni Paese Europeo elabora il Documento Nazionale di Applicazione (NAD) che può portare aggiustamenti ai requisiti della norma, sulla base delle conoscenze e prassi locali.

Per esempio per il NAD italiano si sta discutendo l'opportunità di incrementare il minimo contenuto di cemento per le varie classi di esposizione. Considerando queste regolamentazioni (norma FN 206 e l'attuale versione del NAD italiano in discussione) abbiamo calcolato, per due tipiche classi di esposizione, il massimo quantitativo permesso di F.A. come materiale cementizio supplementare e quindi il nuovo contenuto minimo di cemento.

Classe di esposizione XC3: Corrosione indotta dalla carbonatazione			Cemento
Norme di riferimento	Max w/c	Rck (Mpa)	Min. dosaggio ( $\text{kg/m}^3$ )
EN 206	0,55	37	280
NAD Italiano (proposta)	0,55	35	320

Tab. 2a - EN 206 e NAD Italiano (in discussione)

Per un calcestruzzo di esposizione classe XC3 (Tab. 2a e Tab. 2b), cui corrisponde la corrosione indotta dalla carbonatazione (è il caso del calcestruzzo per esterni esposto alla pioggia), secondo la EN 206 l'uso delle F.A. dovrebbe portare il contenuto minimo di cemento (quando si utilizza la classe 32,5 per il cemento di tipo I) da 280  $\text{kg/m}^3$  a 264  $\text{kg/m}^3$  + 80  $\text{kg/m}^3$  di F.A. per un totale di materiale cementizio di 344  $\text{kg/m}^3$ , mentre secondo il NAD (Documento di Attuazione Nazionale) italiano (attualmente in discussione) da 320  $\text{kg/m}^3$  a 299  $\text{kg/m}^3$  + 106  $\text{kg/m}^3$  per un totale di materiale cementizio di 405  $\text{kg/m}^3$ .

Classe di esposizione XC3: Cemento + FA				
Min. dosaggio (kg / m <sup>3</sup> )				
Norme di riferimento	Cem. Class I	Dosaggio di cemento	FA dosaggio	CEM + FA TOTALE
EN 206	32,5	264	80	344
	42,5	248	80	324
NAD Italiano (proposta)	32,5	299	106	405
	42,5	278	106	384

Tab. 2b - EN 206 e NAD Italiano (in discussione)  
Uso delle ceneri volanti.

Similmente, per la classe di esposizione XS3, corrispondente alla corrosione dovuta ai cloruri (è il caso del calcestruzzo in acqua marina), l'uso delle F.A. dovrebbe portare il contenuto minimo di cemento, secondo la EN 206 (usando la classe 32,5, cemento di tipo I) da 340 kg/m<sup>3</sup> a 318 kg/m<sup>3</sup> + 112 kg/m<sup>3</sup> di F.A. per un totale di 454 kg/m<sup>3</sup> di materiale cementizio (Tab. 3a e Tab. 3b).

Classe di esposizione XS3: Corrosione indotta dalla carbonatazione				Cemento
Norme di riferimento	Max w/c	Rck (Mpa)	Min. dosaggio (kg / m <sup>3</sup> )	
EN 206	0,45	45	340	
NAD Italiano (proposta)	0,45	45	360	

Tab. 3a - EN 206 e NAD Italiano (in discussione)

Classe di esposizione XS3: Cemento + FA				
Min. dosaggio (kg / m <sup>3</sup> )				
Norme di riferimento	Cem. Class I	Dosaggio di cemento	FA dosaggio	CEM + FA TOTALE
EN 206	32,5	318	112	430
	42,5	296	112	408
NAD Italiano (proposta)	32,5	336	118	454
	42,5	312	118	430

Tab. 3b - EN 206 e NAD Italiano (in discussione)  
Uso delle ceneri volanti.

Anche l'uso di materiali di scarto provenienti da demolizioni di costruzioni, non viene regolamentato e quindi non ne è permesso l'utilizzo. Questo dovrebbe però essere

previsto nel nuovo D.M. ex lege 1086, in fase di definitiva approvazione.

### 3.3.2 ISO STANDARD sulla sostenibilità applicata alle costruzioni

L'organizzazione internazionale per la standardizzazione (ISO) sta preparando delle norme internazionali sulla sostenibilità negli edifici e nelle costruzioni che riguardano la progettazione e la scelta dei materiali da costruzione.

Al punto attuale della bozza, la norma richiede ai progettisti, ai pianificatori ed ai costruttori di ottimizzare l'uso di materiali a base biologica e con contenuto di prodotti riciclati, oltre che mantenere un "approccio precauzionale" nelle scelte progettuali.

Prodotti che contengono materiali riciclati vengono descritti come prodotti che contengono materiali post-industriali o post-consumati come parte totale o parziale della loro materia prima, e per "approccio precauzionale" si intende quello che mira a prevenire serio o irreversibile degrado ambientale.

I materiali devono essere usati in maniera efficiente e gli scarti devono essere ridotti al minimo durante le operazioni di costruzione.

La bozza della norma copre anche la progettazione per la demolizione, oltre che le fasi di costruzione e di utilizzazione.

I materiali, gli edifici e le costruzioni devono essere progettate in modo tale da poter essere recuperate, conservate e riutilizzate nella più ampia maniera possibili (da Erobief 113 - May 2003).

### 3.3.3 Le sperimentazioni: riciclo inerti da demolizione

In Europa la quantità totale di macerie derivate dalle costruzioni è stimata in circa 175 milioni di t/a, con una tendenza ad aumentare. La maggior parte proviene dalle demolizioni.

Questo materiale viene portato a discarica o è usato come sottofondo nella costruzione di strade.

Per risparmiare risorse naturali (gli inerti) questo materiale può essere usato nella produzione di calcestruzzo.

A questo proposito l'Unione Europea ha finanziato un progetto (B/E-Project BE 2145) che ha dimostrato, secondo quanto riportato da V. Meinhold et al [12] che si possono ottenere calcestruzzi di elevata qualità > 35 Mpa, con w/c 0,53 (effettivi) e lavorabilità S3-S4, anche utilizzando aggregati di riciclo.

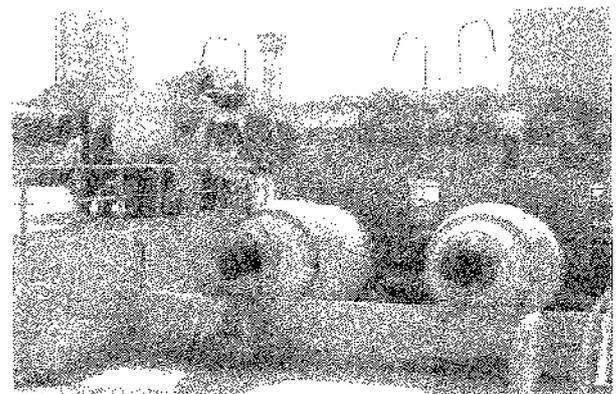


Fig. 2 - Doppio impianto riciclo dell'acqua e del calcestruzzo di ritorno

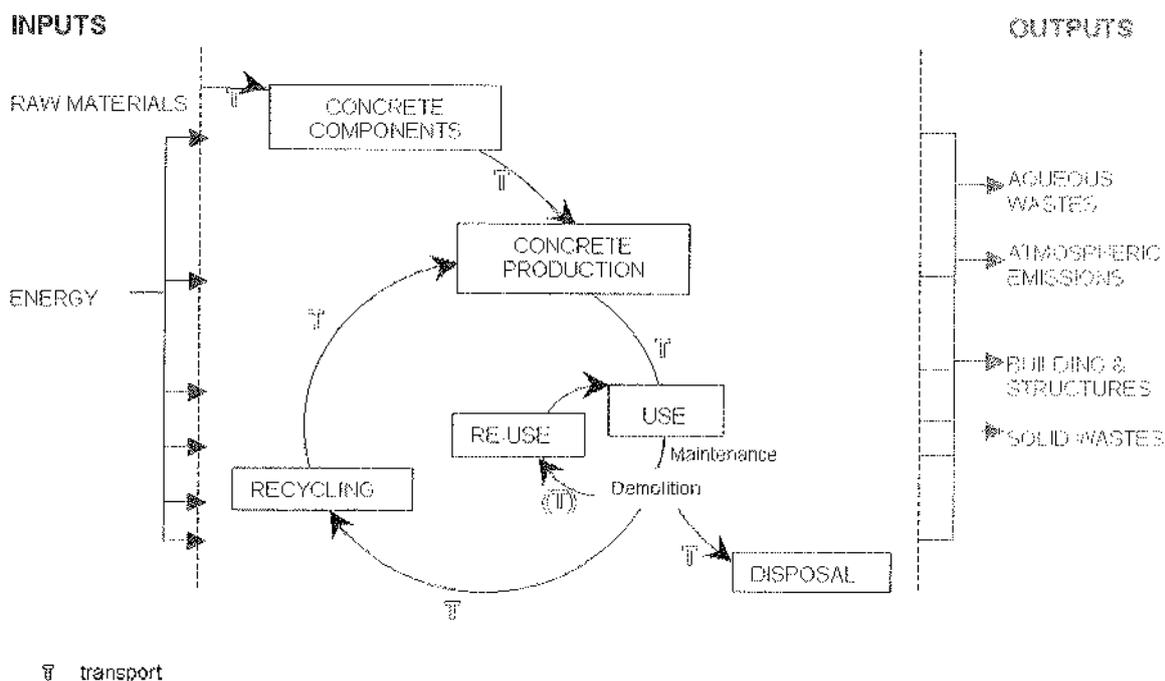


Fig. 3 - Life Cycle Assessment [14] e Life Cycle Inventory [15]

Questi aggregati provenienti da macerie, di dimensioni 2-32 mm, comprendono sostanzialmente (88-95%) calcestruzzo indurito e frantumato, inerti e malte, con % trascurabili (1-4%) di mattoni e (2-6%) di asfalto, e un 1% di altro materiale. Lo sviluppo delle resistenze e delle altre caratteristiche del calcestruzzo fatto con questi materiali dipende molto dalla porosità del materiale di riciclo, che se è < 15% non crea problemi. Se questo limite è rispettato, non vi sono problemi neanche per mantenere la deformazione lenta nel tempo e il ritiro nei limiti del calcestruzzo ordinario. Il modulo elastico risulta invece ridotto.

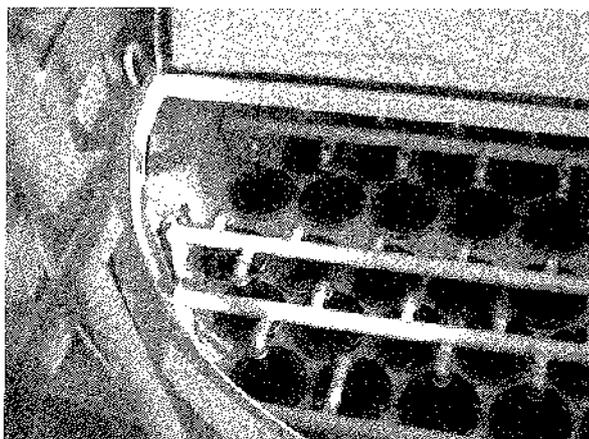


Fig. 4 - Filtro polveri su silos materie prime

La resistenza al gelo e disgelo, con l'aggiunta di sali non può essere messa in relazione solo con gli aggregati riciclati, ma dipende anche dal legante. Si ha infine un leggero aumento

della carbonatazione, che però non è considerato pericoloso. Questi risultati risultano confermati anche da altre sperimentazioni, vedi per esempio T. Yen et al [13].

#### 4. LA SOSTENIBILITÀ E LA TECNOLOGIA DEL CALCESTRUZZO

##### 4.1 Analisi del ciclo di vita (Life Cycle Assessment - LCA)

Per valutare la sostenibilità di un prodotto occorre tenere presente l'impatto totale che esso ha sull'ambiente, considerando l'intero Ciclo di Vita (Life Cycle) del prodotto, dall'estrazione delle materie prime che lo compongono alla collocazione finale dei suoi componenti.

A livello internazionale [14] strumento che si utilizza è l'Analisi del Ciclo di Vita (Life Cycle Assessment - LCA). Per compiere questa analisi si parte dal cosiddetto Inventario del Ciclo di Vita (Life Cycle Inventory - LCI) che comporta la raccolta dei dati sulle materie prime, sui composti costituenti, sul prodotto finito e sulla collocazione finale di tutti questi, che servono ad eseguire il calcolo dell'impatto sull'ambiente del Ciclo di Vita del prodotto.

Il Ciclo di Vita del calcestruzzo può essere descritto [14] come indicato in figura 3.

In relazione all'analisi del suo ciclo di vita, un buon calcestruzzo manifesta caratteristiche di sostenibilità quando:

- ha lunga durata con bassa manutenzione;
- migliora la qualità di vita nell'ambiente (salute, sicurezza, mobilità e svago);
- presenta alta possibilità di riciclo sia allo stato fresco che in quello indurito;
- utilizza materie prime locali con produzione e consegna locale, il che riduce l'impatto del trasporto;

\* si serve di autobetoniere e pompe che costituiscono un sistema efficiente di trasporto, consegna e messa in opera.

L'inventario del Ciclo di Vita (Life Cycle Inventory) [15] riguarda la raccolta dei dati e l'elaborazione delle procedure di calcolo necessarie per qualificare gli "impianti" e gli "output" rilevanti per un prodotto (fig. 3).

#### 4.2 L'innovazione

Le aziende sono sempre più consapevoli delle pressioni sociali e ambientali che influiscono sulla loro attività. Quelle che sono più avanzate fanno dell'innovazione in questo campo uno dei principali strumenti attraverso i quali assicurare la sostenibilità.

Nel caso del calcestruzzo preconfezionato la strategia seguita riguarda sostanzialmente 4 aspetti:

1. quello ambientale con le relative emissioni;
2. quello tecnico che comprende le macchine e l'automazione;
3. quello tecnologico (miscele con ottimizzazione dell'utilizzazione del cemento, delle ceneri di carbonc, ecc.);
4. quello estetico che fa riferimento all'impatto di inserimento ambientale.

Per l'aspetto relativo alle emissioni, un impianto che voglia tenere in conto gli aspetti di sostenibilità deve ridurre al minimo, anzi eliminare ogni tipo di emissione. In questo caso si tratta di emissioni in atmosfera (soprattutto polveri, nel terreno, soprattutto acqua, nell'ambiente circostante, rumore) e deve riciclare completamente il calcestruzzo di ritorno. Vanno inoltre previste attrezzature mobili di pulizia del piazzale ed eliminazione delle polveri.



Fig. 5 - Impianto a 3 punti di carico con premix, per calcestruzzi a prestazione e speciali

Per l'aspetto tecnico le innovazioni riguardano soprattutto la possibilità di produrre con sempre maggior accuratezza ed affidabilità calcestruzzi a prestazione e durabilità e calcestruzzi con caratteristiche speciali, quali calcestruzzi fibrinforzati, calcestruzzi a ritiro compensato, calcestruzzi leggeri od altro.

Queste innovazioni portano quindi ad una miglior qualità con cui si produce il calcestruzzo preconfezionato, mediante l'utilizzo di premescolatori e l'applicazione di sistemi di automazione integrati. Vanno anche segnalate innovazioni relative a nuove macchine per movimentare le materie prime quali elevatori a tazze, che consentono la riduzione degli

ingombri e la ottimizzazione del sistema di movimentazione delle materie prime.



Fig. 6 - Cabina di comando

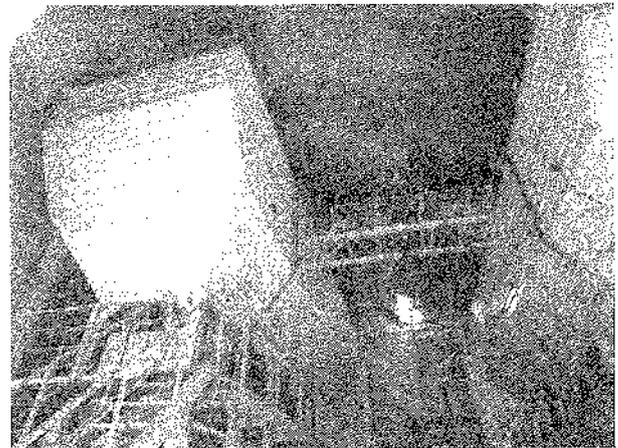


Fig. 7 - Due impianti affiancati + premix



Fig. 8 - Tramogge coperte esterne per inerti

Per l'aspetto tecnologico, l'innovazione a vantaggio della sostenibilità riguarda lo studio accurato delle miscele che ottimizzino l'impiego delle materie prime e che comprenda l'uso di additivi ed aggiunte con caratteristiche pozzolaniche o di filler. Inoltre, a sostegno del risparmio energetico delle costruzioni, la formulazione e produzione di calcestruzzi leggeri strutturali e non.

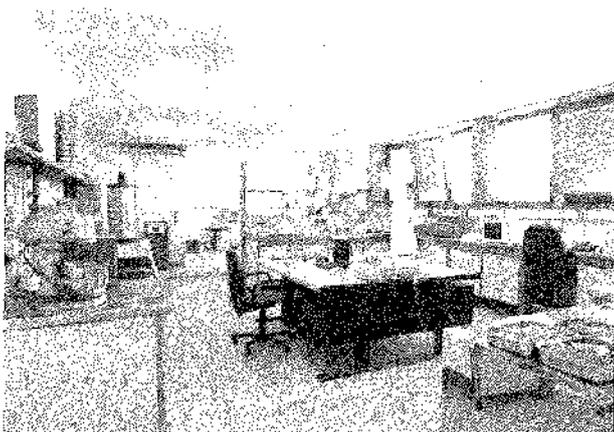


Fig. 9 - Laboratorio tecnologico

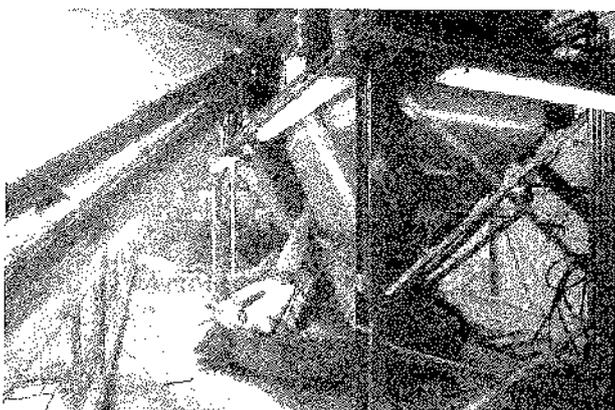


Fig. 10 - Vista dei 2 premescolatori

Per l'aspetto estetico l'innovazione riguarda l'inserimento dell'impianto nel paesaggio circostante. La concezione dell'involucro dell'impianto viene allora concepita come un vero e proprio "vestito dell'impianto". Inoltre la superficie esterna sarà rivestita con materiale di caratteristiche estetiche e funzionali tali da essere congruenti con l'effetto di sostenibilità desiderata.

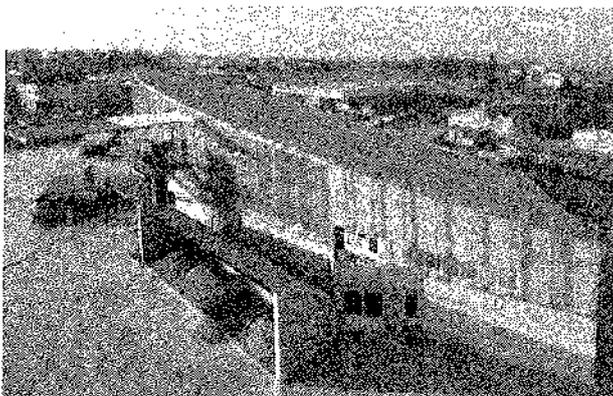


Fig. 11 - Impianto a 2 punti di carico - vista generale

#### 4.3 Impianto tipo

Un impianto che risponda alle aspettative di sostenibilità, deve quindi mostrare caratteristiche avanzate basate su innovazione tecnologica, sostenibilità ambientale e rispetto del paesaggio.



Fig. 12 - Impianto a 2 punti di carico

In genere questo impianto è costituito da più punti di carico con premescolatore planetario, altrettante linee di produzione con sistemi di tramogge, movimentazione, lavorazione e pesatura dei materiali omologati CE e un sistema generale di gestione e controllo automatico di tutte le fasi della produzione. La capacità produttiva è di 2x75-80 mc/ora di calcestruzzo reso premescolato per punto di carico (Tab. 4).

<b>Inerti</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ tramogge a terra 4x25 m<sup>3</sup></li> <li>▪ caricamento: elevatore a tramogge 216 m<sup>3</sup>/h</li> <li>▪ tramogge impianto: 3+3, 250 m<sup>3</sup> totale</li> <li>▪ dosaggio: sistema automatico</li> <li>▪ misurazione umidità: sonde a micro onde</li> </ul>
<b>Cemento/Aggiunte/Acqua</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ silos: 6; tot. 282 m<sup>3</sup></li> <li>▪ ceneri: 4 silos; tot. 188 m<sup>3</sup></li> <li>▪ agg. leggere: 3; tot. 141 m<sup>3</sup></li> <li>▪ dosaggio: automatico</li> <li>▪ sonda radar: det. livello</li> <li>▪ acqua e additivi: dosaggio volumetrico e induzione magnetica</li> <li>▪ additivi: 4+4 sistemi</li> </ul>
<b>Mescolazione/Controllo</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ 2 prem.: 3 x 3 m<sup>3</sup></li> <li>▪ lavaggio automatico</li> <li>▪ cabina comando remota</li> <li>▪ quadro gestione automatico inerti</li> <li>▪ doppio sistema controllo impianti</li> <li>▪ controllo remoto video, visione on line</li> <li>▪ laboratorio tecnologico</li> </ul>

Tab. 4: caratteristiche tecniche di impianto moderno

L'impianto deve essere un "no waste plant" (Tab. 5), vale a dire un impianto ad "emissione zero", con riciclo totale di acqua, polveri, inerti e calcestruzzi di ritorno. Anche l'aspetto estetico deve essere considerato, con inserimento in una costruzione che è un vero e proprio vestito su misura, che coniughi la duplice esigenza ambientale e produttiva.

<b>Polveri</b>
▪ filtri su silos, bilance e premiscolatori
▪ filtri sui punti di carico
▪ depolverizzazione continua piazzale
<b>Inerti, acqua e calcestruzzo di ritorno</b>
▪ copertura vasche a terra
▪ captazione acque piazzale
▪ lavaggio e riciclaggio acque sporche e calcestruzzo di ritorno
<b>Rumore/Estetica</b>
▪ contenimento integrale impianto in fabbricati insonorizzati
▪ studio architettonico inserimento ambientale

Tab. 5: dispositivi di tutela ambientale

Nelle figure 1, 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 e 12 sono raffigurati impianti che rispondono alle caratteristiche indicate.

#### 4. CONCLUSIONI

Lo sviluppo mondiale è caratterizzato dall'aumento della popolazione, dalla rivoluzione Industriale, dalla produzione di rifiuti e dall'inquinamento [1] [2] [3]. Questo aumenta la richiesta di infrastrutture, di una più equa distribuzione delle risorse mondiali e di una loro migliore utilizzazione.

L'industria del cemento e del calcestruzzo ha dato il maggior contributo alle costruzioni del mondo moderno. Entrando nel 21° secolo essa ha una straordinaria opportunità di contribuire al miglioramento dell'ambiente e alla durabilità delle opere, riducendo il consumo di energia e di materie prime che essa utilizza. Essa può quindi favorire lo sviluppo sostenibile del nostro pianeta e realizzare un miglioramento dell'ambiente e contemporaneamente migliorare la propria redditività.

Questo approccio dovrebbe avere il contributo di tutte le parti interessate al risultato finale: il Committente, l'Ingegnere e l'Architetto, l'Impresa, il Produttore di calcestruzzo e il Legislatore per la società. Sul lato pratico, Mehta identifica [2] tre aree di azioni prioritarie: l'uso di materiali da demolizione opportunamente trattati in sostituzione degli aggregati, utilizzo di acque di riciclo come acqua di miscela e l'aumento dell'uso di materiali cementizi supplementari. Come egli spiega "dobbiamo iniziare a praticare l'ecologia industriale per uno sviluppo industriale sostenibile."

In pratica l'ecologia industriale implica il riciclo di materiali di scarto prodotti da un'industria, sostituendo le materie prime vergini di un'altra industria, riducendo perciò l'impatto ambientale di entrambe.

Con una visione a lungo termine Swamy [4] indica gli elementi chiave per un approccio globale per progettare la sostenibilità, e dichiara che: "la sostenibilità implica che i

bisogni dell'attuale generazione vengano soddisfatti senza causare perdite, inquinamenti o danneggiamenti /distruzioni dell'ambiente, e senza compromettere la possibilità per le generazioni future di soddisfare le loro necessità."

Gli elementi che stanno alla base di questi risultati sono quindi per il calcestruzzo, l'ottimizzazione dell'uso del legante attraverso l'impiego di leganti di miscela, l'aggiunta di materie prime con caratteristiche di pozzolanicità (fly ash, loppa d'altoforno, pozzolane, silice fume), l'impiego di inerti di riciclo (provenienti da demolizione di vecchi fabbricati), l'evoluzione della progettazione e delle costruzioni verso la sostenibilità e l'attenzione, nella produzione, a tutti i problemi ambientali (impianti a zero emissioni).

Questo è alla portata di tutti gli operatori del settore. Solo chi saprà adeguarsi, dimostrerà di avere una corretta visione strategica e trarrà i benefici che questo sviluppo comporterà.

La responsabilità del normatore è particolarmente rilevante poiché la realizzazione pratica di molte raccomandazioni per fare del calcestruzzo un materiale verde dipende dall'approvazione delle norme relative.

#### Riferimenti bibliografici

1. Dominique Gautin-Miller, 2002, "Sustainable architecture and urbanism, Edition du Moniteur, Paris (12-15)"
2. Mehta, P.K., 1999, "Concrete Technology for Sustainable Development", Concrete International, V.21, No 11
3. Mehta, P.K., 2002, "Greening Concrete Industry for Sustainable Development", Concrete International, V.24, No 7
4. Swamy, R.N., 2003, "Holistic Design: Key to Sustainability in Concrete Construction", Sustainable development in cement & concrete business, Milan Seminar
5. Malhotra, V.M., 2002, "Introduction: Sustainable Development and Concrete Technology", Concrete International, V.24, No 7
6. Holland, T.C., 2002, "Sustainability of the Concrete Industry-What Should Be ACI's Role?", Concrete International, V.24, No 7
7. Bisailon, A.; Livest, M.; and Malhotra V.M., 1994, "Performance of High Volume Fly Ash Concrete in Large Experimental Monolith", ACI Materials Journal, V.19, No 2
8. Bouzoubaa, N.; Zhang, M.H.; Bilodeau, A.; and Malhotra, V.M. "Mechanical Properties and Durability of Concrete Made with High Volume Fly Ash Blended Cements", SP-178, ACI
9. Malhotra, V.M., 1999, "Making Concrete Greener" With Fly Ash", Concrete International, V.21, No 5
10. Collepardi, M., 2002, "Comment to Sustainability", Concrete International V.24, No 12
11. Valente M., 2003, "Sustainable development in RMC Industry", Milan Seminar
12. Meinhold V. et al, 2001, "Performance of High grade concrete ...", third CANMET/ACI Symposium, Ed. M. Malhotra
13. Yen T. et al, 2001, "Use of Recycled Concrete Aggregates", third CANMET/ACI Symposium, Ed. M. Malhotra
14. ERMCO Report 2000 n. 2. (Doc. R/00/17), European Association of RMCO
15. ERMCO 2003: Ready Mixed Concrete, A Natural Choice, (Internal Report) European Association of RMCO