

La stima della resistenza del calcestruzzo in-situ: impostazione delle indagini ed elaborazione dei risultati

A. Masi¹, M. Vona² ■

Sommario

La stima della resistenza del calcestruzzo di strutture esistenti può essere effettuata adottando prove distruttive (carotaggi) e non distruttive eseguite sia in-situ che in laboratorio. Nel lavoro vengono evidenziati i fattori che maggiormente condizionano la resistenza del calcestruzzo in-situ allo scopo di individuare metodi e criteri per una efficiente impostazione del programma delle indagini e per una stima affidabile della resistenza da adottare nelle verifiche di sicurezza. Dopo la definizione dei criteri per la scelta dei metodi di indagine, vengono fornite

indicazioni operative per il programma di campionamento (tipo, numero e ubicazione delle misure) e viene fornita una procedura per l'elaborazione dei dati sperimentali tratti da indagini distruttive e non distruttive, particolarmente utile nel caso di calcestruzzi di qualità medio-bassa. Le modalità per la definizione del programma di campionamento e per l'applicazione della procedura sono descritte avvalendosi anche di alcuni esempi numerici basati sui risultati di vaste campagne di indagini su strutture esistenti in c.a. svolte negli ultimi anni presso l'Università della Basilicata.

1. Introduzione

Stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in-situ è operazione tanto complessa quanto importante e delicata. Nella valutazione di una struttura esistente in c.a., essa ha un ruolo fondamentale sia sulla capacità portante attuale che sulla vita utile della struttura. Peraltro, altre rilevanti proprietà del calcestruzzo, come il modulo elastico e la resistenza a trazione, possono essere ricavate dalla resistenza a compressione.

Inoltre, l'esecuzione di tale stima è richiesta e svolta sempre più frequentemente. Infatti, negli ultimi anni, a seguito della emanazione della OPCM 3274 (2003), è stata avviata ed è in corso di svolgimento una vasta campagna di valutazione della vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio strategico ed a rischio rilevante in caso di collasso. In Italia sono presenti circa 75000 edifici pubblici privi di protezione sismica (Dolce et al., 2007) in larga parte costituiti, ancor più se analizzati in termini volumetrici, da strutture in c.a. L'OPCM 3362 (2004), emanata in applicazione dell'art. 2 della OPCM 3274, ha messo a disposizione centinaia di milioni di euro consentendo di valutare la vulnerabi-

lità sismica di migliaia di edifici in tutte le regioni italiane. Elemento cardine di tali verifiche, e per certi versi innovativo rispetto ad una deprecabile prassi del passato, sono le indagini per conoscere le strutture che hanno portato, in particolare, all'esecuzione di migliaia di prove, in-situ ed in laboratorio, sul calcestruzzo. Data l'entità delle verifiche e delle relative indagini, nelle operazioni sono stati spesso coinvolti, e presumibilmente lo saranno anche in futuro, professionisti che non hanno competenze specialistiche nel campo delle prove sui materiali e ciò conferisce ancora maggiore delicatezza al tema.

Appare in tal senso importante disporre di metodi di indagine e di criteri di elaborazione dei relativi risultati che siano semplici, affidabili e numericamente robusti. Il presente lavoro intende fornire un contributo in tale direzione proponendo una serie di indicazioni frutto essenzialmente di una ventennale attività di ricerca ed esperienza nel campo, con l'intento di affrontare il tema in modo equilibrato tra le esigenze di rigore ed accuratezza e le oggettive difficoltà e limiti di ordine pratico che, inevitabilmente, si incontrano nella esecuzione delle indagini in-situ.

¹ DiSGG, Università della Basilicata, Potenza - ✉ angelo.masi@unibas.it

² DiSGG, Università della Basilicata, Potenza - ✉ marco.vona@unibas.it

La variabilità delle proprietà meccaniche che il calcestruzzo può presentare è estremamente ampia, come conseguenza della sua intrinseca disomogeneità e delle vicende cui è sottoposto durante le fasi di getto e stagionatura, nonché delle vicende (degrado ambientale, eventi accidentali, ecc.) cui è sottoposto durante la vita della struttura a cui appartiene. Per la stima delle proprietà meccaniche sono disponibili numerosi metodi di indagine e di elaborazione dei relativi risultati, basati su studi sperimentali condotti in tutto il mondo. Di particolare rilievo sono gli studi condotti negli anni '80 da Facaoaru in Europa (es. 1984) e successivamente da Bartlett e McGregor negli Stati Uniti (es. 1996, 1997), i cui risultati, di sicuro interesse sul piano metodologico, possono essere operativamente poco applicabili alla realtà costruttiva italiana, date le forti differenze con quella dei paesi dove tali studi sono stati effettuati. Anche in Italia è presente una vasta letteratura tecnica sull'argomento a partire dagli anni '80 (es. Bocca & Cianfrone, 1983), '90 (es. Braga et al., 1992; Di Leo & Pascale, 1994) e più recentemente (es. Del Monte et al., 2004; Masi, 2005; Masi et al., 2007).

Con la sempre più diffusa consapevolezza che le indagini debbano costituire un elemento imprescindibile per una corretta valutazione della resistenza sismica delle strutture esistenti, da alcuni anni sono disponibili, a livello nazionale ed internazionale, norme e codici di pratica che affrontano il problema nei suoi diversi aspetti, fornendo indicazioni molto importanti sul tema specifico della stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in-situ. Nell'affrontare il problema è molto importante aver chiari, tra gli altri, due aspetti:

- a) quando e quanto serve stimare la resistenza del calcestruzzo in-situ;
- b) cosa è necessario o utile che sappia fare il

tecnico incaricato della valutazione.

Per quanto riguarda il punto b) esso verrà ampiamente trattato nel seguito, laddove verranno dettagliatamente descritti metodi di indagine e criteri di analisi dei risultati, mentre, riguardo al punto a) alcune cose sono state già dette, ma vale la pena evidenziare ulteriormente l'impatto economico e sociale delle scelte tecniche (Masi, 2005). La scarsa attenzione rivolta in passato al problema ha frequentemente determinato, da un lato, assunzioni molto conservative, inaccettabili in una strategia globale di mitigazione del rischio sismico condizionata dalla estrema limitatezza delle risorse disponibili, dall'altro lato, per fortuna meno frequentemente, ha determinato assunzioni non conservative con conseguenze potenzialmente gravi sulla sicurezza. In tal senso molto lavoro è ancora necessario per favorire un approccio culturalmente e tecnicamente corretto al problema anche se molto è stato già fatto in questi ultimi anni. Infatti, le norme più recenti (es. OPCM, 3274) hanno superato la sostanziale omologazione del passato tra criteri di progettazione del nuovo e di valutazione dell'esistente ad esempio consentendo di assumere, nelle verifiche di sicurezza, resistenze di calcolo dei materiali crescenti con il livello di conoscenza acquisito. Il professionista possiede ora più opportunità ma è, al tempo stesso, maggiormente responsabilizzato dalla possibilità di decidere se investire più risorse nelle indagini per la conoscenza e valutazione della struttura, risorse ampiamente recuperabili mettendo in atto interventi più mirati ed efficaci. Stante il grande deficit di protezione sismica che si è accumulato nel nostro paese, tale aspetto appare importante in termini generali ed ancor più se ci si riferisce al patrimonio edilizio pubblico costituito in larga parte da edifici non o parzialmente protetti dal sisma.

2. Il quadro normativo

Il tema della valutazione e dell'adeguamento sismico degli edifici esistenti viene trattato in norme specifiche emanate in molti paesi, come le FEMA 356 (2000) negli Stati Uniti e le raccomandazioni del 2006 (NZSEE, 2006) in Nuova Zelanda.

In Europa il tema è trattato nell'Eurocodice 8, parte 3, *Assessment and retrofitting of buildings* (CEN, 2004). L'impostazione dell'EC8-3 ricalca sostanzialmente quanto previsto nelle norme tecniche allegata alla OPCM 3431 (2005) e riprese in larga misura nella Circolare

ed Appendici (in fase di pubblicazione) alle recenti Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC, 2008). In particolare, per quanto riguarda l'individuazione delle caratteristiche della struttura (schema strutturale, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali), nell'EC8-3 vengono definiti tre livelli di conoscenza LC (limitata LC1, estesa LC2 ed esaustiva LC3) che determinano il valore del fattore di confidenza FC da adottare nella valutazione. La resistenza di calcolo da utilizzare nelle verifiche di sicurezza dipende dal valore della resistenza media in-situ ottenuta dalle indagini, ridotta in base al

valore di FC. La stima della resistenza in-situ deve essere basata su carote estratte dalla struttura, eventualmente con l'integrazione di prove non distruttive (PND) con l'obiettivo di giungere a stime più rappresentative delle proprietà del calcestruzzo dell'intera struttura, pur limitando danni e costi. In questo caso l'aspetto critico è la definizione di relazioni affidabili tra i risultati delle PND e la resistenza. L'approccio previsto nella gran parte delle normative (oltre a quelle citate si veda ad es. la ACI 228 del 1998) è di correlare i risultati ottenuti dalle PND ai corrispondenti valori delle resistenze fornite dalle carote estratte negli stessi punti. La correlazione ottenuta potrà poi essere estesa anche ad altri punti in cui sono disponibili solo risultati delle PND, in modo da limitare al minimo il numero di carotaggi.

In Italia sono state recentemente pubblicate le NTC 2008 che, al capitolo 8, trattano specificamente il tema delle costruzioni esistenti. Dopo aver sottolineato che *"la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali in-situ è un elemento essenziale per la definizione del modello strutturale da adoperare per la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti"*, viene evidenziato che *"tale conoscenza non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse"*.

Il paragrafo 8.5.3 è specificamente dedicato alla caratterizzazione meccanica dei materiali. È previsto che *"per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali"*. Opportunamente

viene anche precisato che *"I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni."*

Il tema delle indagini in-situ è presente anche al Cap. 9 – Collaudo statico, nel quale si prevede che il Collaudatore *"può richiedere, nell'ambito della sua discrezionalità, che siano eseguite prove sui materiali messi in opera, anche mediante metodi non distruttivi"*.

Il controllo della resistenza del calcestruzzo in opera è trattato anche al paragrafo 11.2.6 nel quale si prevede la possibilità di avvalersi di prove sia distruttive che non distruttive. Molto importante appare l'indicazione che *"Il valor medio della resistenza del calcestruzzo in opera (definita come resistenza strutturale) è in genere inferiore al valor medio della resistenza dei prelievi in fase di getto maturati in condizioni di laboratorio (definita come resistenza potenziale). È accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto"*. Ancora, al par. 11.2.6 è indicato che per la determinazione della resistenza strutturale si potrà fare utile riferimento ad alcune norme UNI EN, tra le quali la 12504-1:2002 (carotaggi), la 12504-2:2001 (prove sclerometriche) e la 12504-4:2005 (prove ultrasoniche) che verranno descritte nel prossimo paragrafo, nonché alle Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (STC-CSLP, 2008).

Infine, indicazioni operative molto dettagliate sono fornite nella Circolare alle NTC 2008 e nelle Appendici, approvate dal CSLP ed in fase di pubblicazione.

3. I metodi di indagine

In termini generali le proprietà del calcestruzzo in-situ possono essere determinate sulla base delle seguenti fonti di informazione:

- valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca;
- specifiche originali di progetto o certificati di prova originali;
- prove in-situ ed in laboratorio.

In realtà, l'affidabilità delle informazioni relative ai punti a) e b) appare quantomeno discutibile: i valori riportati hanno in genere scarsa affidabilità nel caso del calcestruzzo di edifici esistenti. Oltre che per le "fisiologiche" diffe-

renze tra resistenza standard e resistenza in-situ che verranno commentate nel seguito, l'esperienza mostra generalmente una "patologica" distanza tra valori nominali, dichiarati e/o "certificati", e valori effettivamente ottenuti dalle prove in-situ ed in laboratorio. In assenza di documentazione originale può essere di qualche aiuto la conoscenza dei dati storici, ossia delle proprietà previste dalle norme tecniche vigenti all'epoca della costruzione e/o della qualità dei materiali usualmente adottati nei diversi periodi e nelle diverse regioni, come ricavabile dalla manualistica (ad es. Santarella, 1956; Pagano, 1968) o dalle consuetu-

dini progettuali e costruttive. Una descrizione delle tipiche resistenze dei calcestruzzi italiani negli ultimi 50-60 anni è riportata nel Manuale sulla valutazione di edifici esistenti in c.a. (Manfredi et al., 2007).

Sulla base di quanto detto è da ritenere necessario, in via esclusiva o quantomeno prevalente, stimare la resistenza mediante prove in-situ ed in laboratorio basate su metodi distruttivi e non distruttivi. I metodi più diffusi, utilizzati in genere in modo combinato, sono quelli basati sull'estrazione di carote e sui risultati delle prove sclerometriche ed ultrasoniche (Prove Non Distruttive, PND). Il prelievo e successivo schiacciamento di carote è eseguito frequentemente nella pratica professionale in quanto è il metodo più diretto ed affidabile per stimare le proprietà meccaniche del calcestruzzo di strutture esistenti. Le specifiche per l'esecuzione del carotaggio sono contenute nella norma UNI EN 12504-1 (2002). Nell'esecuzione dei carotaggi vanno seguite alcune regole, tra le quali:

- il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati cercando di prelevare, ove possibile, carote di diametro non inferiore a 100 mm;
- le carote non dovrebbero contenere ferri d'armatura, e vanno comunque scartati i provini contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse;
- il rapporto lunghezza/diametro dei provini deve essere possibilmente uguale a 2, o comunque compreso fra 1 e 2.

Molta attenzione e cura devono essere adoperate nell'eseguire il carotaggio con particolare riferimento alle operazioni di fissaggio della carotatrice a corona diamantata. Tale operazione, se non eseguita correttamente, può fortemente condizionare l'ottenimento di provini indisturbati, dunque l'esito della prova.

Specifiche per applicare il metodo sclerometrico sul calcestruzzo sono fornite nella UNI EN 12504-2 (2001). Il metodo, di semplice esecuzione e relativamente economico, consiste nel misurare l'entità del rimbalzo di una massa spinta da una molla contro la superficie dell'elemento da provare. Poiché il test interessa solo lo strato superficiale il risultato può non essere rappresentativo del calcestruzzo interno all'elemento strutturale. Ad esempio, il processo di carbonatazione tipico dei calcestruzzi stagionati influisce significativamente sui valori di rimbalzo fornendo valori elevati che possono non corrispondere

a resistenze altrettanto elevate. Nonostante tali limiti lo sclerometro è usato frequentemente nella pratica professionale per stimare la resistenza del calcestruzzo, in genere basandosi su curve di correlazione fornite nel manuale dello strumento o in altri riferimenti (es. CEB, 1989). Al contrario, considerando le sue modalità d'uso più corrette, la UNI EN precisa che lo sclerometro può essere utilizzato per valutare l'uniformità del calcestruzzo in situ e per individuare e delimitare zone in cui sia di scarsa qualità o deteriorato.

Specifiche per applicare il metodo della velocità ultrasonica sono contenute nella UNI EN 12504-4 (2004). La prova richiede la misura della velocità di propagazione di onde ultrasoniche nell'elemento in esame utilizzando due trasduttori, uno trasmittente e l'altro ricevente, collocati a distanza nota. Tale velocità è poi correlata alle proprietà meccaniche del calcestruzzo mediante curve in dotazione allo strumento o fornite in altri riferimenti (es. CEB, 1989). Le misure possono essere effettuate collocando i due trasduttori su facce contrapposte (trasmissione diretta o per trasparenza, figura 1a), su facce adiacenti (trasmissione semidiretta o d'angolo, figure 1b-1c), o sulla stessa faccia (trasmissione indiretta o per superficie, figure 1d-1e). Quando possibile è opportuno effettuare misure dirette data la maggiore affidabilità. Dalla fisica della propagazione di onde elastiche, la velocità ultrasonica V è proporzionale alla radice quadrata del modulo elastico E . Assumendo che nel calcestruzzo E sia proporzionale alla radice quadrata della resistenza a compressione f_c , come suggerito dall'EC2 (CEN, 2004), si ottiene che V è proporzionale alla radice quarta di f_c . In realtà la relazione è molto più complessa ed incerta in quanto il calcestruzzo non è un materiale elastico, omogeneo ed isotropo. Inoltre, il legame risulta dipendente da numerosi fattori tra i quali il rapporto acqua/cemento, il contenuto di umidità, la presenza di armature, l'età, ecc., fattori che possono determinare resistenze diverse a parità di velocità e viceversa. Pertanto non può essere proposta una relazione velocità-resistenza di validità generale ma vanno considerate le caratteristiche e condizioni specifiche del calcestruzzo in esame, come raccomandato in tutte le norme internazionali, ad es. la ACI standard 228.2R-98 (1998). Al contrario, il metodo ultrasonico è particolarmente idoneo per valutare l'uniformità del calcestruzzo in-situ, per individuare zone di calcestruzzo di scarsa qualità e l'eventuale presenza di difetti locali (vuoti, fessure, ecc.) utilizzando in particolare la misura per superficie.

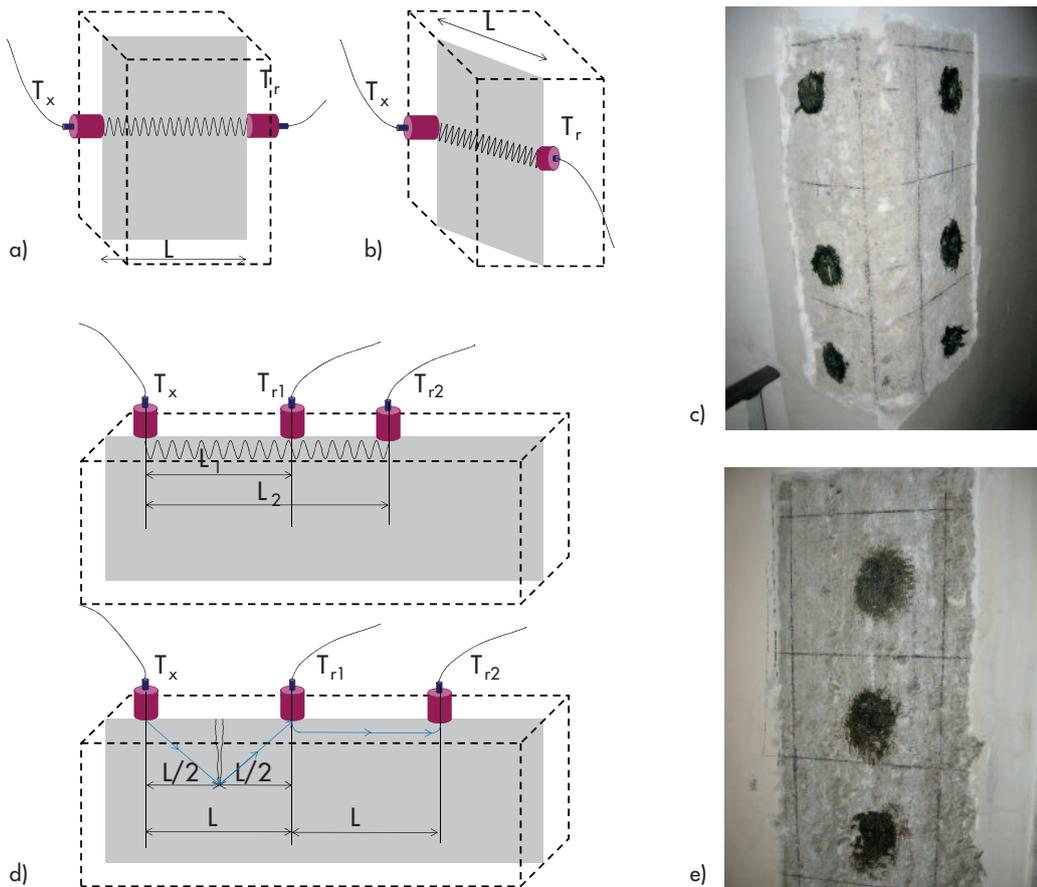


Fig. 1
 Letture ultrasoniche per trasparenza (a), diagonali o d'angolo (b, c) e superficiali (d, e).

La stima della resistenza a compressione mediante PND può essere basata anche su metodi combinati, per il cui utilizzo non esistono attualmente norme UNI EN, ma specifiche in merito sono contenute nella norma RILEM NDT4 (1993). I metodi combinati, ampiamente utilizzati in Italia ed Europa, mirano ad aumentare l'accuratezza della stima rispetto ai singoli metodi. Tra essi quello più conosciuto è il metodo SONREB, basato sulla combinazione delle misure di velocità ultrasonica V e di indice di rimbalzo S . Il concetto alla base del metodo è che le due misure sono influenzate in modo divergente da alcuni fattori, pertanto il loro uso combinato tende a bilanciarne gli effetti nella stima della resistenza. Infatti, V aumenta con il contenuto di umidità e tende a decrescere in calcestruzzi vecchi, mentre il contrario accade per S . Utilizzando i valori di V e S può essere stimata la resistenza f_c adoperando una espressione del tipo:

$$f_c = a \cdot S^b \cdot V^c \quad (1)$$

Correlazioni di questo tipo sono fornite nella citata norma RILEM con riferimento ad un calcestruzzo di caratteristiche standard e da altri

autori in letteratura (Gasparik, 1992; Di Leo & Pascale, 1994; Del Monte, 2004).

In realtà, anche in questo caso, non può essere proposta una relazione di validità generale, ma l'applicazione corretta del metodo richiederebbe la determinazione di alcuni coefficienti correttivi che tengano conto delle caratteristiche e condizioni effettive del calcestruzzo in esame rispetto a quello standard (contenuto e tipo di cemento, tipo e dimensione degli inerti, presenza di additivi, ecc.). In pratica la determinazione o conoscenza di tali coefficienti è generalmente impossibile per calcestruzzi di strutture esistenti per cui è necessario individuare un coefficiente di influenza totale utilizzando i risultati di alcuni carotaggi, come proposto nella RILEM, oppure ricavare un'espressione (1) valida specificamente per il calcestruzzo in esame.

In termini generali deve essere detto che le PND non possono essere utilizzate in alternativa al carotaggio ma, con una opportuna correlazione, possono contribuire alla stima della resistenza in-situ. Inoltre, esse possono essere utilizzate da sole per valutare l'uniformità del materiale all'interno della struttura. D'altronde deve essere ricordato

che, anche per quanto riguarda i carotaggi, la fisiologica variabilità dei risultati nell'ambito di un edificio, di uno stesso impalcato o, addirittura, di uno stesso elemento (Masi et al., 2007) ne consiglia l'impiego in modo non

esclusivo ma combinato con le PND. In tal modo è possibile sia ottimizzare le risorse che migliorare la stima della resistenza del calcestruzzo grazie ai vantaggi complementari dei metodi distruttivi e non distruttivi.

4. L'impostazione del programma di indagini

Nel progettare il programma di indagini sui materiali alcuni aspetti appaiono particolarmente rilevanti e strettamente connessi alla responsabilità ed alle competenze tecniche richieste al professionista incaricato della valutazione. In particolare, deve essere stabilito quale o quali metodi di indagine adoperare e quante indagini effettuare. Molto importante è anche definire come vanno elaborati ed interpretati i risultati delle indagini eseguite, aspetto che verrà ampiamente trattato nel prossimo paragrafo.

Rispetto alla valutazione in termini generali, ed alle indagini in particolare, è utile ricordare un concetto contenuto nella OPCM 3431, ossia che negli edifici esistenti le situazioni riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche e dettagliate per tutti i casi. Pertanto le indicazioni metodologiche che possono essere fornite vanno sempre viste come un riferimento di carattere generale che va integrato, caso per caso, da scelte specifiche ed anche alternative da parte del tecnico.

L'impostazione dell'indagine conoscitiva parte dalla scelta del metodo o dei metodi di prova più idonei al caso in esame, seguito dalla localizzazione e quantificazione delle misure necessarie per valutare, con un grado di accuratezza e rappresentatività sufficienti, le caratteristiche del materiale in-situ.

Per quanto riguarda la scelta tra i diversi metodi di indagine disponibili è utile avvalersi di strutture o laboratori esperti nel settore ma è importante, da parte del professionista, la piena consapevolezza della loro affidabilità e dei limiti di applicabilità. Esistono diverse prove che consentono di acquisire lo stesso tipo di informazione: la scelta della metodologia deriva da un opportuno equilibrio tra costi sostenibili, danni arrecabili all'edificio, tempi di esecuzione e, soprattutto, precisione connessa a ciascun tipo di prova rispetto a quella richiesta dall'indagine (Masi, 1991; Manfredi et al., 2007).

In riferimento ai metodi più diffusi per la stima della resistenza del calcestruzzo, descritti al

paragrafo precedente, si può dire che i metodi non distruttivi appaiono molto utili ed efficienti per finalità comparative. Essi possono essere applicati in modo ampio in conseguenza della rapidità con cui si eseguono le misurazioni, nonché del danno strutturale nullo che determinano. Va però considerato che, per quanto riguarda i costi complessivi conseguenti alla esecuzione di PND, le superfici da scoprire e poi ripristinare (tamponature, intonaco, tinteggiatura) non sono in genere piccole per cui il danno arrecato, ancorché non strutturale, può essere piuttosto oneroso sul piano economico da renderlo paragonabile a quello determinato dai carotaggi. Inoltre, va sottolineato che, come già detto in precedenza, le PND non consentono di stimare la resistenza in modo diretto, ma è sempre necessario procedere ad una operazione di calibrazione, ossia a collegare il risultato della misura (ad es., nel caso degli ultrasuoni, la velocità di propagazione dunque la compattezza del materiale) alla resistenza o ad altra caratteristica oggetto dell'indagine (ad es. il modulo elastico).

La scelta dei punti di indagine va fatta in maniera casuale senza privilegiare zone particolari in modo tale da poter ritenere i risultati ottenuti statisticamente rappresentativi delle proprietà del calcestruzzo nell'intera struttura. Qualora si ritenesse necessario privilegiare zone particolari, ad esempio laddove il calcestruzzo appare degradato o di scarsa qualità, si dovrebbero individuare diversi ambiti omogenei, mantenendo separati tra loro i risultati relativi alle diverse zone. Per quanto riguarda il numero dei punti di misura, l'entità è chiaramente diversa per le PND ed i carotaggi. Riguardo ai carotaggi si tenga conto che nella Circolare alle NTC 2008, al punto C11.2.6, si indica che per ottenere la stima attendibile della resistenza di un'area di prova devono essere prelevate e provate almeno tre carote. È da ritenere che per "area di prova" sia da intendersi un ambito omogeneo per il calcestruzzo in situ, per la cui individuazione è opportuno eseguire preventivamente PND. Nel caso degli edifici, in virtù delle caratteristiche degli ele-

menti e delle modalità di getto del calcestruzzo, è opportuno riferirsi inizialmente ai singoli piani eventualmente separando i pilastri dalle travi. Per ogni piano vanno previste un numero sufficiente di PND in funzione delle informazioni raccolte durante le indagini preliminari (esame della documentazione tecnica disponibile e della "storia" dell'edificio, esito dei sopralluoghi, ecc.), numero che dovrebbe essere non inferiore al 15-20% degli elementi strutturali primari.

Altre indicazioni sul numero minimo di carotaggi sono fornite nell'Appendice C8A della Circolare alle NTC 2008. In particolare la Tabella C8A.3a indica almeno un numero di carotaggi per piano dell'edificio compreso tra 2 e 6, in funzione del livello di conoscenza che si intende conseguire. Inoltre nelle note esplicative si precisa che *"Il numero di provini riportato nella Tabella C8A.3a potrà esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei"*. Con riferimento all'utilizzo integrato di carotaggi e PND viene poi detto che *"Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive"*.

In termini generali il numero "giusto", oltre che dipendere dai fattori summenzionati (precisione richiesta, omogeneità del materiale, ...), scaturisce dal compromesso tra risorse e tempi disponibili, danni arrecabili, importanza dell'edificio in esame (ad es. edificio strategico o ordinario), pertanto non può che essere valutato caso per caso in base alle esigenze speci-

fiche. Spesso le scelte da operare in questa fase risultano fortemente condizionate da problemi logistici, come la possibilità di accedere ai punti prescelti o di arrecare i danni che, inevitabilmente, le prove ed i prelievi comportano. Appare in ogni caso opportuno prelevare non meno di 3 carote dall'intera struttura, anche per poter disporre di una base minima per effettuare l'operazione di taratura delle eventuali PND.

Nel programmare l'estrazione delle carote si deve tener presente che la resistenza del calcestruzzo dipende anche dalla posizione o giacitura del getto. Infatti, nei pilastri le modalità di posa in opera determinano generalmente una variazione della resistenza lungo l'altezza degli elementi strutturali (ciò accadeva ancor più in passato per l'assenza di idonee operazioni di vibrazione del getto): per tale ragione può verificarsi una riduzione del 20-30% passando dalla base alla sommità, zona nella quale la qualità inferiore del calcestruzzo ne sconsiglia il prelievo. Pertanto, nei pilastri la zona di prelievo ideale è la mezzera dell'elemento, laddove, peraltro, le sollecitazioni flessionali sono ridotte. Infine, particolare attenzione deve essere posta nel selezionare i pilastri da sottoporre a carotaggio, tenendo conto dello stato degli elementi (degradato, danneggiato, ecc.) nonché dei tassi di lavoro per carichi verticali dovuti alle condizioni di normale esercizio dell'edificio. Con la stessa logica si procederà per le travi realizzando il prelievo sul fianco delle stesse, nel caso di travi emergenti rispetto al solaio, tra 1/4 ed 1/5 della luce netta ed all'incirca a metà altezza. Nel caso di travi in spessore di solaio il prelievo dovrà essere effettuato in direzione verticale e richiederà quindi la rimozione di una zona di pavimento, massetto e quant'altro presente sulla superficie del calcestruzzo strutturale. Infine, l'estrazione delle carote richiede, nelle zone di prelievo, che si proceda a preventive ed accurate rilevazioni pacometriche in modo da individuare ed evitare le barre di armatura.

5. La stima della resistenza del calcestruzzo in-situ

Vi sono numerosi fattori che possono differenziare la resistenza ottenuta dai carotaggi dalla effettiva resistenza in situ, tra i quali:

- dimensioni delle carote;
- direzione di estrazione;
- presenza di barre o di altre inclusioni;

- possibile rimaneggiamento conseguente all'estrazione.

Inoltre, la resistenza in-situ è diversa da quella standard misurata su provini prelevati durante il getto a causa della differente età e stagionatura. Infatti, come già segnalato, nel paragrafo 11.2.6 delle NTC 2008 si precisa che la resistenza del calcestruzzo in opera

(definita resistenza strutturale) è in genere inferiore alla resistenza standard (definita resistenza potenziale), tant'è che si ritiene accettabile un valore medio della resistenza strutturale non inferiore all'85% del valore medio prescelto in fase di progetto. Le norme americane ACI 228 (1998) forniscono criteri analoghi per l'accettazione della resistenza in una struttura esistente basata su carotaggi. Confrontando la resistenza ottenuta dalle carote f_{car} con quella standard $f_{c,st}$ la norma prevede che il calcestruzzo messo in opera possa essere considerato accettabile se: $f_{car,med} > 0.85 f_{c,st}$, e $f_{car,min} > 0.75 f_{c,st}$. Pertanto se ne potrebbe dedurre che, nell'attribuire la resistenza f_c da considerare nelle verifiche, si possa assumere $f_c = \min(f_{car,med}/0.85, f_{car,min}/0.75)$.

Quando la stima della resistenza del calcestruzzo è funzionale alla valutazione di un edificio esistente in c.a. non appare utile, o quantomeno necessario, riferirsi alla resistenza standard, ma va considerata quella attuale in-situ. Per convertire la resistenza ottenuta sulle carote f_{car} nella corrispondente resistenza in-situ f_c può essere adoperata la seguente relazione (Masi 2005):

$$f_c = (C_{H/D} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) \cdot f_{car} \quad (2)$$

dove:

- $C_{H/D}$ = coefficiente correttivo per rapporti tra altezza e diametro H/D diversi da 2, pari a $C_{H/D} = 2/(1.5 + D/H)$;
- C_{dia} = coefficiente correttivo per diametri D diversi da 100 mm, pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per D, rispettivamente, uguale a 50, 100 e 150 mm;
- C_a = coefficiente correttivo per tenere conto di eventuali barre d'acciaio presenti e disposte ortogonalmente all'asse della carota, pari ad 1 in assenza di barre e variabile da 1.03 per piccoli diametri (ϕ 10) a 1.13 per diametri grandi (ϕ 20);
- C_d = coefficiente correttivo per tenere conto del rimaneggiamento dovuto all'estrazione. Nella letteratura tecnica è usualmente indicato un valore costante di C_d (es. $C_d = 1.06$ in ACI, 2003) purchè il prelievo sia condotto accuratamente da operatori esperti. Tuttavia, tenuto conto che il rimaneggiamento conseguente all'estrazione è tanto maggiore quanto minore era la resistenza in-situ del calcestruzzo, si ritiene più corretto assumere $C_d = 1.20$ per $f_{car} < 20$ MPa, e $C_d = 1.10$ per $f_{car} > 20$ MPa (Collepari, 2002).

Definito come deve essere "corretta" la resistenza ottenuta dalle carote, va affrontato il problema di come correlare tale resistenza ai risultati delle eventuali PND, effettuate in modo più diffuso sulla struttura, in modo da pervenire a stime affidabili ed al tempo stesso più rappresentative della variabilità delle caratteristiche del calcestruzzo nella struttura. Le norme RILEM (1993) forniscono una procedura basata sulla determinazione di un coefficiente di influenza totale per correlare i risultati delle PND eseguite alle resistenze "vere" ottenute dai carotaggi. In alternativa può essere adottata una procedura che mira a correlare i risultati delle PND ad alcuni valori della resistenza f_c in modo da ottenere l'espressione in cui i coefficienti a , b e c sono ricavati con riferimento allo specifico calcestruzzo in esame.

Il primo passo è l'esecuzione di una campagna di PND per valutare la variabilità del calcestruzzo e delimitare zone o porzioni di struttura con caratteristiche sufficientemente omogenee. Considerando N_{PND} punti di misura all'interno di una zona omogenea, in un numero limitato di punti $N_{car} \subset N_{PND}$, selezionati in modo casuale, vengono estratte e sottoposte a prova di compressione alcune carote per valutarne le resistenze f_{car} , poi convertite tramite la (2) nei corrispondenti valori in-situ f_c . Viene poi eseguita una regressione non lineare (implementabile con un foglio elettronico) per determinare i valori dei coefficienti a , b e c che forniscono la migliore correlazione tra risultati delle PND e carotaggi, ossia l'espressione (1) specificamente applicabile al calcestruzzo in esame. Applicando tale espressione possono essere calcolate le resistenze f_c anche nei punti ($N_{PND} - N_{car}$) dove erano state effettuate solo PND in modo da ampliare la quantità di valori sulla base dei quali determinare la resistenza di calcolo da adoperare nelle verifiche di sicurezza. Va segnalato che, per una corretta applicazione della procedura, per le terne di valori (f_c , S, V) utilizzate per ricavare l'espressione (1) va preventivamente verificata l'esistenza di un legame di proporzionalità diretta tra i valori di f_c ed i corrispondenti valori S e V ottenuti dalle PND. Inoltre, va verificato che i coefficienti a , b e c della espressione Sonreb ricavata non siano negativi. Qualora questo accadesse vanno individuate altre terne di valori (f_c , S, V) con le quali ricavare l'espressione Sonreb, se disponibili, o in caso contrario vanno effettuate ulteriori prove in-situ che soddisfino le condizioni citate.

5.1 Un esempio di applicazione della procedura per il calcolo di f_c

Si riporta di seguito un esempio di applicazione della procedura descritta al paragrafo precedente per la stima della resistenza in-situ f_c mediante il metodo combinato Sonreb, allo scopo di mostrarne la migliore capacità predittiva rispetto ad alcune classiche espressioni riportate in letteratura. A tal fine vengono adoperati i risultati di una ampia campagna sperimentale, già descritta in precedenti lavori (Masi et al., 2007; Masi & Vona, 2007), relativa ad alcuni elementi trave (di seguito denominati EL1, EL2 e EL3) messi a disposizione dalla Regione Toscana ed estratti da un edificio in c.a. progettato negli anni '70 per soli carichi verticali. Le PND, sclerometriche ed ultrasoniche, e i carotaggi sono stati eseguiti presso il Laboratorio di Strutture dell'Università di Basilicata dopo accurata preparazione degli elementi strutturali considerati. Il prelievo delle carote è stato eseguito sempre in corrispondenza di punti nei quali

erano già state eseguite le PND. La possibilità di verificare la migliore capacità predittiva dell'espressione (1) è resa possibile dalla disponibilità di un numero elevato di PND e di corrispondenti carote in modo che ricavata l'espressione (1), considerando una parte di tali misure, questa è stata poi applicata e verificata con le altre resistenze f_c disponibili, operazione chiaramente non possibile nella pratica professionale.

L'analisi dei risultati delle PND mostra una buona omogeneità del calcestruzzo con differenze piuttosto limitate tra i valori medi di S e V rilevati sulle tre travi (Tab. 1). Inoltre, anche i valori del coefficiente di variazione CV delle misure eseguite sui singoli elementi sono molto bassi evidenziando anche una limitata variabilità all'interno degli stessi elementi. È da notare che i valori delle resistenze f_c in-situ ottenute dalle carote e corrette mediante l'espressione (2) mostrano una variabilità maggiore all'interno e tra gli elementi rispetto alle PND.

Tabella 1 - Valori medi e variabilità dei risultati delle PND e dei carotaggi eseguiti

	Elemento	Punti di misura/prelievo	Media	Dev.St	CV (%)
Sclerometro S	EL1	40	34	1	3.2
	EL2	54	35	3	7.4
	EL3	38	32	2	5.6
	Totale	132			
Ultrasuoni (Trasp.) V [m/s]	EL1	20	3930	180	4.7
	EL2	27	3890	80	2.1
	EL3	37	3780	80	1.7
	Totale	84			
Carotaggi f_c [MPa]	EL1	6	40.6	7.8	16.7
	EL2	10	33.6	4.0	10.3
	EL3	5	29.8	2.2	6.6
	Totale	21			

Tenuto conto che, come mostrato in tabella 1, sono disponibili ben 21 carotaggi, è stata applicata la procedura per correlare alcuni valori delle resistenze f_c ai risultati delle corrispondenti PND selezionando in modo casuale tre terne di valori (S, V, f_c), una per ognuno degli elementi EL1, EL2 e EL3 (Tab. 2). Prima di effettuare la regressione è stata controllata

l'esistenza di un legame di proporzionalità diretta tra i valori di resistenza f_c ed i corrispondenti valori S e V delle tre terne pre-scelte.

Eseguendo la regressione non lineare sono stati determinati i coefficienti a , b e c ($a = 1.88E^{-12}$, $b = 2.256$, $c = 2.737$) dell'espressione Sonreb riferita al calcestruzzo in esame,

Tabella 2 - Valori di S, V e f_c nei 3 punti selezionati per la costruzione della regressione

Trave	S	V [m/s]	f_c [MPa]
EL1	35	3810	36.8
EL2	33	3710	28.2
EL3	32	3780	27.8

considerati validi in quanto non negativi:

$$f_c = 1.88E^{-12} \cdot S^{2.256} \cdot V^{2.737} \quad (3)$$

L'espressione (3) è stata quindi applicata per calcolare la resistenza del calcestruzzo negli altri punti in cui si avevano a disposizione sia le PND che i carotaggi. In particolare, sono stati considerati per ciascun elemento strutturale un set di quattro punti, selezionati tra tutte

le prove eseguite, collocati ad un interasse pressoché costante pari circa ad 1/4 - 1/5 della luce. I risultati ottenuti applicando l'espressione (3) sono stati confrontati, per valutarne la eventuale migliore capacità predittiva, con le resistenze ottenute considerando alcune classiche espressioni di letteratura per l'applicazione del metodo Sonreb (Gasparik, 1992; Di Leo e Pascale, 1994; RILEM, 1993; Del Monte et al., 2004).

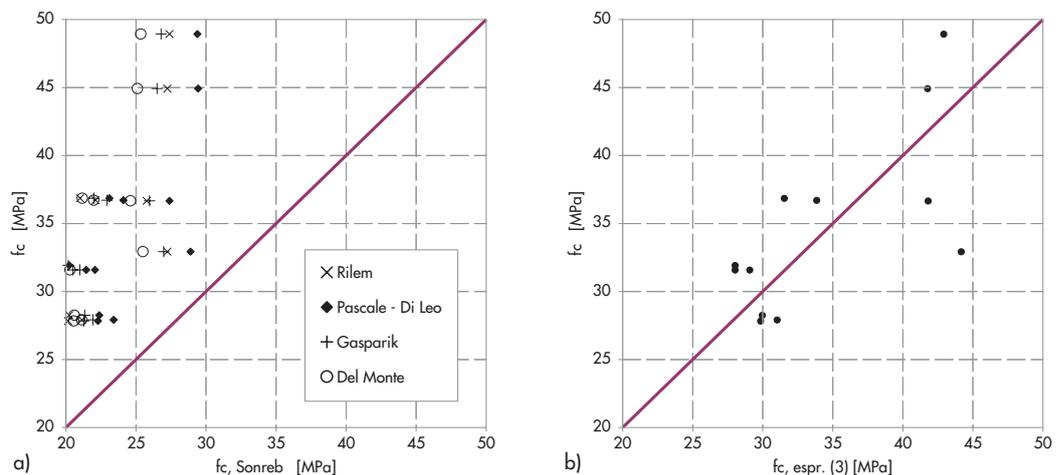
Tabella 3 - Confronto tra le resistenze ottenute dalle carote e dal metodo combinato Sonreb adottando l'espressione (3) e alcune espressioni di letteratura

	EL1		EL2		EL3		Media Totale [MPa]	Scarto (%)
	Media [MPa]	CV (%)	Media [MPa]	CV (%)	Media [MPa]	CV (%)		
f_c (carote)	40.6	19.2	33.6	11.9	29.8	7.5	34.7	-
f_c con espr. (3)	36.4	16.6	35.6	18.6	29.0	5.0	33.7	-2.9
f_c (Rilem)	23.9	16.7	23.8	13.5	19.7	5.9	22.5	-35.2
f_c (Gasparik)	24.0	12.5	24.3	10.8	21.0	3.8	23.1	-33.4
f_c (Pascale)	26.0	15.2	25.7	11.6	21.8	6.1	24.5	-29.3
f_c (Del Monte)	23.0	11.4	23.2	9.8	20.3	3.5	22.1	-36.2

I risultati, riportati in tabella 3 in termini di medie e coefficienti di variazione CV, mostrano che le resistenze ottenute con l'espressione (3) stimano nettamente meglio la resistenza in situ rispetto alle espressioni di letteratura. Confrontando le resistenze medie fornite dalle diverse espressioni con i valori ottenuti dalle carote emerge che tutte le espressioni di letteratura sottostimano significativamente la resistenza. Al contrario, valori molto prossimi a quelli delle carote si ottengono con l'espressione calibrata anche se, nel caso dell'elemento EL2 l'errore sarebbe in eccesso, dunque a svantaggio di sicurezza. In

realtà il valore significativo è costituito dalla media totale sulla base della quale va ricavata la resistenza di calcolo. È da notare come per tale valore l'errore commesso con l'espressione calibrata sarebbe modesto (-2.9%) mentre considerando le altre espressioni si otterrebbero errori molto maggiori (da un minimo di -29.3% con l'espressione fornita da Di Leo e Pascale, ad un massimo di -36.2% con l'espressione di Del Monte et al.). Nei grafici in figura 2 le differenze vengono ulteriormente evidenziate considerando i singoli valori stimati rispetto alle rispettive resistenze f_c ottenute dalle carote.

Fig. 2
Confronto tra valori di f_c stimati con diverse espressioni Sonreb e le resistenze ottenute dai carotaggi.



6. Un caso reale: indagini ed elaborazioni

Viene esaminato un edificio progettato per soli carichi verticali e realizzato nella seconda metà degli anni '70, avente struttura intelaiata in c.a. con 5 impalcati fuori terra e pianta rettangolare con dimensioni massime pari a 21.80 m e 11.90 m. L'altezza di interpiano, costante, è pari a 3.00 m. La struttura del corpo scala è realizzata con solette rampanti in c.a., di sezione 145 x 21 cm, che poggiano su travi di dimensione 25 x 50 cm a livello di piano e di interpiano.

L'esame degli elaborati progettuali disponibili mostra che travi e pilastri hanno dimensioni costanti lungo l'altezza dell'edificio mentre, limitatamente ai pilastri, vi sono piccole differenze nei quantitativi di armatura. I pilastri hanno dimensione 25 x 50 cm, ad eccezione di quelli centrali del piano terra in cui le dimensioni sono pari a 30x50 cm. L'armatura longitudinale è costituita, rispettivamente, da 6 barre $\phi 14$ e 6 barre $\phi 16$, con staffe $\phi 6$ disposte con passo 20 cm. In direzione longitudinale le travi perimetrali portanti sono emergenti con sezione 30 x 50 cm, mentre le travi interne portanti sono tutte a spessore con sezione 80 x 21 cm. Le travi che non portano solaio, sia perimetrali che interne, sono a spessore con dimensioni molto limitate (50 x 21 cm). Lo spessore dei solai, realizzati mediante travetti in c.a.p., è di 21 cm. Per quanto riguarda i materiali, il progetto prevedeva calcestruzzo di classe R_{ck} 250. L'acciaio previsto era ad aderenza migliorata del tipo FeB44k, fatta eccezione per le staffe dei pilastri in cui era previsto acciaio liscio del tipo FeB32k.

Prima della impostazione delle indagini sul

calcestruzzo è stato effettuato un esame accurato della struttura per verificare che posizione e dimensioni geometriche degli elementi strutturali confermassero le informazioni contenute negli elaborati progettuali.

La collocazione dei punti di misura sulla superficie del piano tipo è stata condotta in modo da poter indagare elementi, sia pilastri che travi, con differenti funzioni strutturali e posizioni (Fig. 3). Nella selezione dei pilastri da indagare è stata considerata la loro posizione e ruolo nel sistema strutturale, in funzione del carico desunto dall'area di influenza. Sono stati così selezionati ad ogni piano almeno 7 pilastri (sui 24 totali), di cui due in posizione centrale, tre esterni, uno d'angolo ed uno in corrispondenza del vano scala. Per quanto riguarda le travi è stato possibile effettuare un numero decisamente più limitato di prove, in virtù delle difficoltà legate alla presenza diffusa di travi in spessore di solaio ed alla presenza delle tamponature. Le indagini sono state svolte in misura di tre per ogni impalcato tutte sulle travi emergenti portanti collocate sul perimetro dove, a causa della difficoltà di accedere a due facce contrapposte, le prove ultrasoniche sono state eseguite con il metodo per superficie, mentre per i pilastri è stato sempre possibile effettuare misure per trasparenza. La modalità di lettura per superficie, di per sé meno affidabile ai fini della stima della resistenza del calcestruzzo, rende i risultati delle prove ultrasoniche condotte sulle travi non direttamente confrontabili con quelli ottenuti sui pilastri, pertanto nel seguito le elaborazioni saranno condotte separatamente per travi e pilastri. Infine, i punti di misura sono stati scelti in modo da

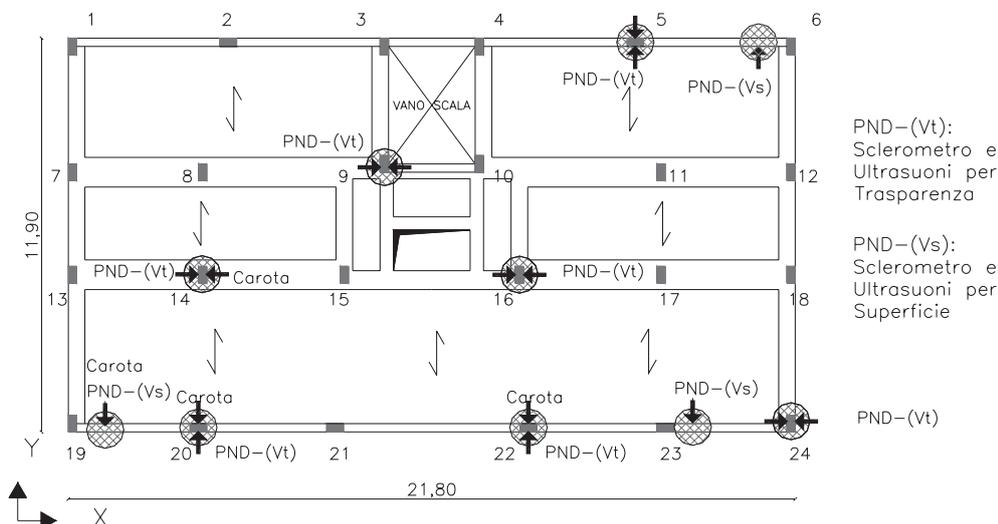


Fig. 3
 Posizione delle PND e dei carotaggi al I piano.

ridurre al minimo gli inconvenienti ed i disagi arrecati agli occupanti dell'edificio.

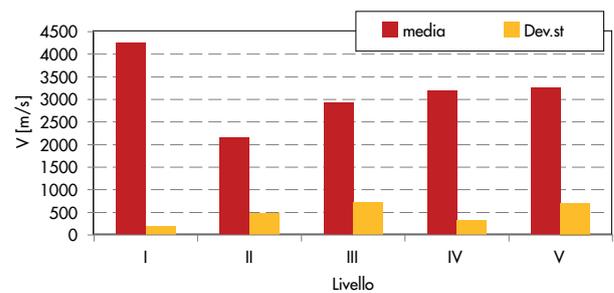
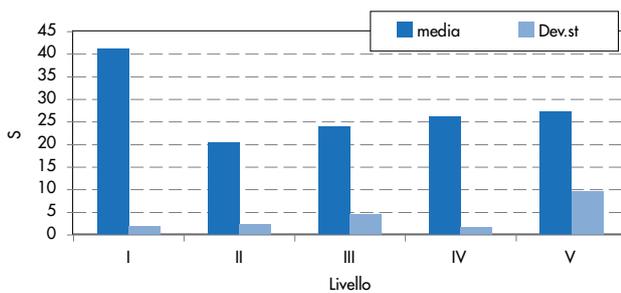
La posizione dei punti di misura all'interno dei singoli elementi strutturali è stata individuata avvalendosi anche di indagini pacometriche in modo da localizzare le armature al fine di limitarne l'influenza sulle PND ed evitarne il danneggiamento nelle operazioni di prelievo delle carote.

Complessivamente sono state eseguite 53 PND valide, sia sclerometriche che ultrasoniche, di cui 37 su elementi pilastro e 16 su elementi trave. È da segnalare che alcune PND non hanno prodotto risultati utilizzabili a causa delle condizioni di forte degrado del materiale e/o della impossibilità ad eseguire le prove stesse in modo adeguato per ottenere risultati validi. Anche in considerazione delle tipiche modalità

di esecuzione di strutture in c.a. con riferimento alle sequenze di getto del calcestruzzo, i risultati delle PND sono stati analizzati separatamente per pilastri e travi e per i diversi piani dell'edificio. Da tale analisi emergono alcune differenze da cui trarre le indicazioni utili per la delimitazione delle diverse aree omogenee di calcestruzzo nell'intera struttura.

Per quanto riguarda i pilastri (Fig. 4) il primo livello presenta valori decisamente più elevati, rispetto agli altri livelli, sia dei valori di S che di V. Al contrario, valori molto bassi sono stati rilevati al secondo livello. Per gli ultimi tre livelli, dal terzo al quinto, i valori delle PND sono confrontabili. Pertanto, per il calcestruzzo dei pilastri, appare opportuno individuare tre aree omogenee riportate in tabella 4 e figura 6.

Fig. 4 Risultati delle PND nei pilastri ai diversi piani dell'edificio.



L'analisi dei risultati delle PND per le travi (Fig. 5) mostra una buona coincidenza tra i valori, sia di S che di V, del primo e secondo impalcato, e di quelli rilevati dal terzo al

quinto impalcato. Pertanto, per il calcestruzzo delle travi, appare opportuno individuare due aree omogenee riportate in tabella 4 e figura 6.

Fig. 5 Risultati delle PND per le travi.

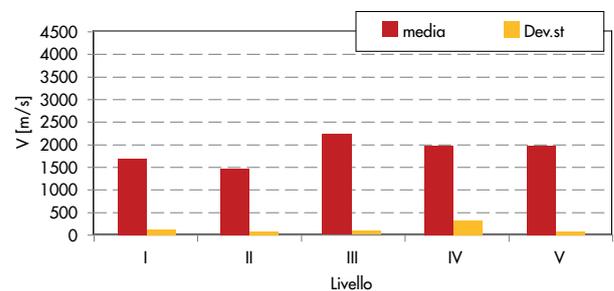
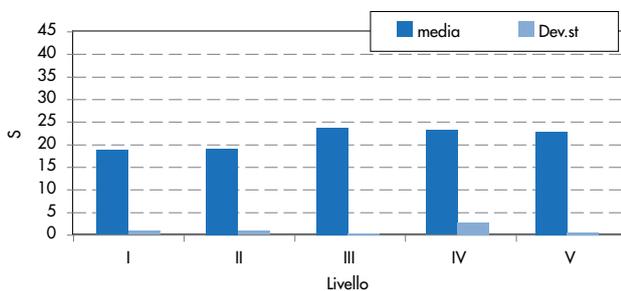


Tabella 4 - Numero di punti di PND nelle Aree omgee per il calcestruzzo dei pilastri e delle travi

Estensione	N _{PND}	
	Indice Sclerometrico, S	Velocità Ultrasonica, V
Area P1	Tutti i pilastri del I livello;	8
Area P2	Tutti i pilastri del II livello;	7
Area P3	Tutti i pilastri dei livelli III, IV e V	22
Area T1	Tutte le travi dei livelli I e II	7
Area T2	Tutte le travi dei livelli III, IV e V	9

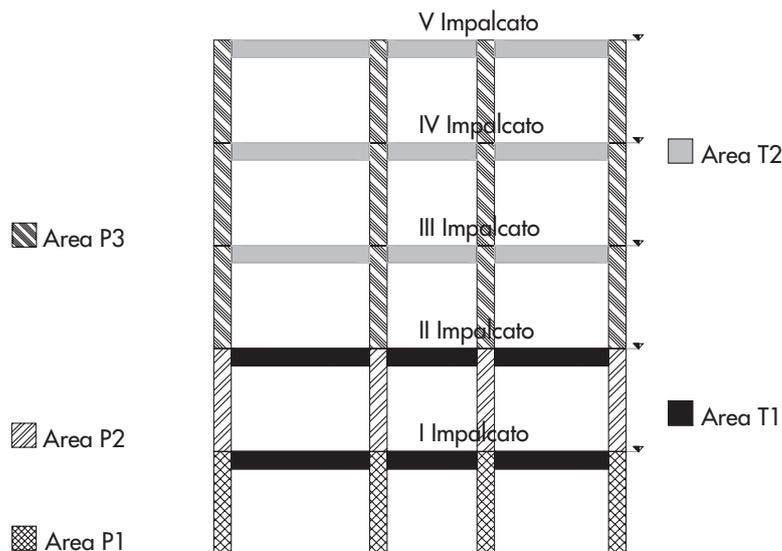


Fig. 6
Schema della distribuzione delle aree omogenee ai diversi piani dell'edificio.

Per ciascuna area omogenea, nella tabella 5 è riportata una sintesi dei risultati ottenuti dalle

PND, in termini di valori medi, deviazione standard DS e coefficiente di variazione CV.

Tabella 5 - Statistiche elementari di S e V nelle aree omogenee

	Area P1		Area P2		Area P3		Area T1		Area T2	
	S	V	S	V	S	V	S	V	S	V
	[m/s]		[m/s]		[m/s]		[m/s]		[m/s]	
Media	41	4250	20	2160	26	3120	19	1620	24	2110
DS	2	180	2	470	6	610	1	150	2	220
CV (%)	4	4	11	22	23	19	4	9	6	10

Sulla base delle aree omogenee individuate è stata pianificata ed eseguita la campagna di carotaggi. Per poter applicare la procedura descritta al paragrafo 5, in conformità anche a quanto previsto nelle NTC 2008, sono stati eseguiti 3 carotaggi per ciascuna area omogenea ad eccezione che nell'Area P3 dove, data la maggiore estensione, sono stati eseguiti 6 carotaggi. I punti di prelievo sono stati selezionati considerando per ciascun livello elementi in posizione diversa. Ad esempio le tre carote al I livello sono state prelevate da un pilastro centrale, da un pilastro d'angolo e da un pilastro intermedio esterno (ved. Fig. 3). I risultati delle prove sulle carote, rivalutati con l'espressione (2), sono riportati per ciascun elemento nella tabella 6 insieme ai valori di S e V negli stessi punti di prelievo.

Dopo aver verificato le condizioni di applicabilità descritte al paragrafo 5, nell'ambito di ciascuna delle aree omogenee individuate è stata applicata la procedura per ottenere l'espressione Sonreb, ricavando in tal modo

cinque espressioni valide specificamente per il calcestruzzo di ognuna delle aree omogenee. I coefficienti *a*, *b* e *c* ottenuti, sempre positivi dunque accettabili, sono riportati nella tabella 7.

Le resistenze $f_{c,med}$ riportate in tabella 7 per ciascuna area, sono state calcolate come media dei valori delle resistenze ottenute direttamente dalle carote (Tab. 6) e dei valori ricavati dalle espressioni tipo (1) in tutti gli altri punti in cui erano disponibili soltanto le PND. Si conferma una elevatissima variabilità dei valori di f_c tra le diverse aree omogenee, in particolare per quanto riguarda il calcestruzzo dei pilastri del primo e secondo livello che può essere considerato un vero "piano debole meccanico" nell'edificio. È da rilevare anche la significativa differenza tra le resistenze previste in fase di progetto (calcestruzzo di classe R_{ck} 250, ossia resistenza cilindrica caratteristica pari a 20 MPa) ed i valori stimati $f_{c,med}$ riportati in tabella 7, a conferma della scarsa affidabilità che in genere hanno i dati sul calcestruzzo contenuti nella documentazione tecnica originale.

Tabella 6 - Valori singoli e medi delle PND e delle f_c nelle 5 aree omogenee individuate

Area	Livello	Tip. Elemento	Sigla Elem	S	V[m/s]	f_c [MPa]
Area P1	I	Pilastro	14	44	4180	32.6
Area P1	I	Pilastro	20	40	4290	33.6
Area P1	I	Pilastro	22	38	3990	30.0
			media	40	4153	32.1
Area P2	II	Pilastro	16	19	1750	4.2
Area P2	II	Pilastro	22	21	1925	5.8
Area P2	II	Pilastro	19	24	2800	9.3
			media	21	2158	6.4
Area P3	III	Pilastro	8	22	2635	13.9
Area P3	III	Pilastro	21	29	3785	23.3
Area P3	IV	Pilastro	11	25	2620	16.6
Area P3	IV	Pilastro	23	29	3500	18.8
Area P3	V	Pilastro	15	21	2610	12.2
Area P3	V	Pilastro	5	28	3790	18.3
			media	26	3300	16.4
Area T1	I	Trave	19-20	20	1835	15.7
Area T1	II	Trave	23-24	19	1650	12.4
Area T1	II	Trave	5-6	19	1510	11.9
			media	19	1665	13.4
Area T2	III	Trave	20-21	25	2380	22.6
Area T2	IV	Trave	22-23	27	2410	23.5
Area T2	V	Trave	23-24	24	2105	20.5
			media	25	2298	22.2

Tabella 7 - Coefficienti delle espressioni Sonreb, resistenze medie e di calcolo nelle 5 aree omogenee

		Area P1	Area P2	Area P3	Area T1	Area T2
Coefficienti Sonreb	<i>a</i>	8.26E-05	1.30E-04	1.23E-01	3.60E-08	2.84E-02
	<i>b</i>	0.086	3.029	1.405	5.366	0.321
	<i>c</i>	1.506	0.196	0.048	0.521	0.727
$f_{c,med}$	[MPa]	33.3	5.7	17.5	13.6	20.5
f_{cd} (elementi duttili)	[MPa]	33.3	5.7	17.5	13.6	20.5
f_{cd} (elementi fragili)	[MPa]	22.2	3.8	11.7	9.1	13.7

Sulla base dei valori $f_{c,med}$, tenendo conto del valore del Fattore di Confidenza FC conseguente al livello di conoscenza raggiunto, e, laddove necessario (verifiche di sicurezza degli elementi fragili), del coefficiente parziale di sicurezza ($\gamma_C = 1.5$ nelle NTC, 2008)

è stata infine determinata la resistenza di calcolo f_{cd} da considerare nelle verifiche di sicurezza. Nel caso in esame l'estensione delle indagini per la stima della resistenza del calcestruzzo è assimilabile ad un livello LC3, pertanto si è assunto FC pari ad 1.

Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato svolto nell'ambito del progetto DPC-ReLUIS 2005-2008, Linea di ricerca n. 2

"Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici esistenti in c.a.", Task MND, Metodi Non Distruttivi.

Bibliografia

American Concrete Institute (ACI), (1998). "Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures", ACI 228.2R-98, Detroit, Michigan.
 American Concrete Institute (ACI), (2003). "Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive

Strength Results", ACI 214.4R-03, Detroit, September 2003.

Bartlett F.M., MacGregor J.G. (1996). "Statistical Analysis of the Compressive Strength of concrete in Structures", ACI Materials Journal, V. 93, N. 3, March-April 1996.

- Bartlett F.M. (1997). "Precision of in-place concrete strengths predicted using core strength correction factors obtained by weighted regression analysis", *Structural Safety*, Vol. 19, N. 4, pp. 397-410.
- Bocca P., Cianfrone F. (1983). "Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata", *L'Industria Italiana del Cemento*, n. 6.
- 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*, 3/92.
- CEB (1989). "Diagnosis and Assessment of Concrete Structures - State of Art Report", *Bulletin d'Information*, n. 192, gennaio 1989.
- CEN (2004). "Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings". EN 1992-1-1, Brussels.
- CEN (2004). "Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings" (draft n. 6), EN 1998-3, Brussels.
- Collepari M. (2002). "Il nuovo calcestruzzo" (seconda edizione), Edizioni Tintoretto.
- Del Monte E., Lavacchini G., Vignoli A. (2004). "Modelli per la previsione della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera", *Ingegneria Sismica*, N. 3, settembre-dicembre 2004.
- Di Leo A., Pascale G. (1994). "Prove non distruttive sulle costruzioni in c.a.", *Il giornale delle prove non distruttive*, n. 4-1994.
- Dolce M., Galanti E., De Sortis A., Di Pasquale G., Goretti A., Ferito R., Papa F., Papa S., Pizza A.G., Sergio S., Severino M. (2007). "Iniziativa nazionali per la valutazione e riduzione del rischio sismico", *XII Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia*, Pisa, 10 - 14 giugno 2007.
- Facaoaru I. (1984). "Romanian Achievements in Nondestructive Strength Testing of Concrete", *da In Situ/Nondestructive Testing of Concrete*, ACI Publication SP-82.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000). "FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington D.C., November 2000.
- Gasparik I. (1992). "Prove Non Distruttive nell'Edilizia", *Quaderno Didattico AIPND*, Brescia, 1992.
- Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M. (2007). "Valutazione di edifici esistenti in C.A.", *Collana di manuali di progettazione antisismica*, IUSS Press, Pavia.
- Masi A. (1991). "Edifici esistenti: accertamento ed adeguamento antisismici". Capitolo 6 - "Analisi della tecnica costruttiva e dei materiali", *Manuale per la valutazione della sicurezza nei confronti del sisma e per l'adeguamento antisismico* (coordinatore F. Braga), Ordine Ingegneri Potenza.
- Masi A. (2005). "La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive", *Il giornale delle prove non distruttive*, n. 1-2005.
- Masi A., Dolce M., Vona M., Ferrini M., Pace G. (2007). "Indagini sperimentali su elementi strutturali estratti da una scuola esistente in c.a.", *XII Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia*, Pisa, 10 - 14 giugno 2007.
- Masi A., Vona M. (2007). "Prove distruttive e non distruttive su materiali ed elementi strutturali di edifici esistenti in cemento armato", *Conferenza Nazionale sulle PnD, Monitoraggio e Diagnostica, 12° Congresso Nazionale dell'AIpND, Biennale PnD-MD*, Milano, 11 - 13 ottobre 2007.
- New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) (2006). "Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes", *Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings*, June 2006.
- NTC (2008). Decreto del Ministro delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
- Pagano M. (1968). "Teoria degli edifici - Edifici in cemento armato", Napoli, Edizione Liguori.
- OPCM 3274 (2003). Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- OPCM 3362 (2004). Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 8 luglio 2004 "Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi della legge 24 novembre 2003, n. 326".
- OPCM 3431 (2005). Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3 maggio 2005 "Ulteriori modifiche ed integrazioni alla O.P.C.M. 3274/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- RILEM (1993). "NDT 4 Recommendations for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods", *Compendium of RILEM Technical Recommendations*, E&FN Spon, London.
- Santarella L. (1956). "Il cemento armato - La tecnica e la statica", I volume, Edizione Hoepli.
- STC-CSLP (2008). "Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo", Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- UNI EN (2001). UNI EN 12504 - 2, "Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Prove non distruttive - Determinazione indice sclerometrico", dicembre 2001.
- UNI EN (2002). UNI EN 12504 - 1, "Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Carote - Prelievo, esame e prove di compressione", aprile 2002.
- UNI EN (2005). UNI EN 12504 - 4, "Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici", gennaio 2005.