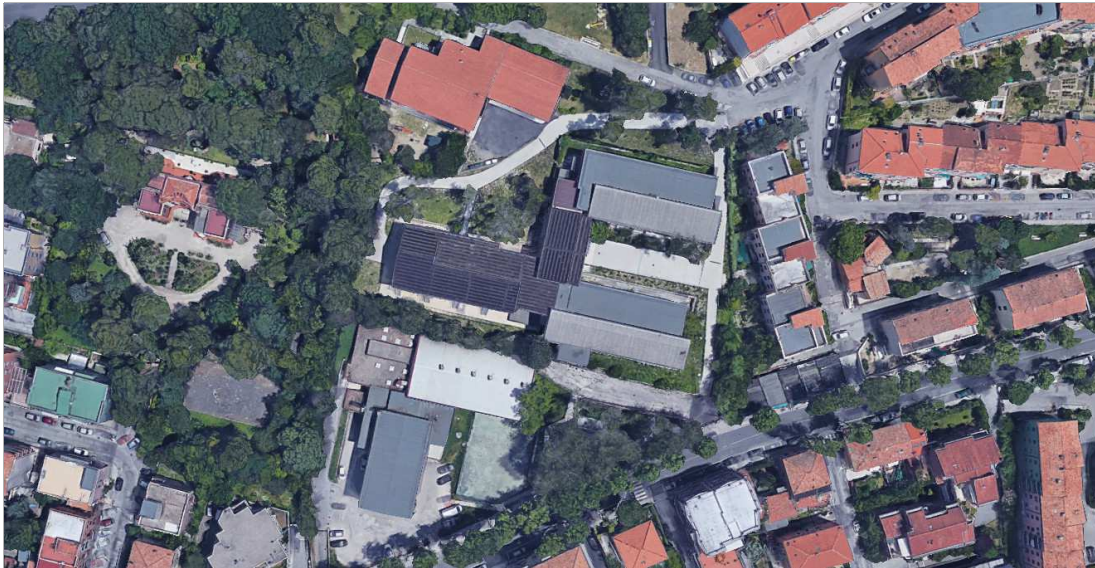




# COMUNE DI ANCONA

TITOLO OPERA : PROGETTO ESECUTIVO  
**DEI LAVORI DI ADEGAMENTO SISMICO DEL  
COMPLESSO SCOLASTICO "DOMENICO SAVIO"**  
**II INTERVENTO**

TAVOLA :  
**RELAZIONE DI SINTESI**



## S 2

SCALA:

DATA:

APRILE 2019



COMUNE DI ANCONA

Responsabile del Procedimento: Ing. RICCARDO BORGOGNONI

**PROGETTISTA STRUTTURALE**

Dott. Ing. ROBERTO GIACCHETTI

Collaboratori: Ing. Alessandro Bianchi  
Ing. Alessia Montucchiari

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

**COMUNE DI ANCONA**

**COMPLESSO SCOLASTICO DOMENICO SAVIO**

**Via Torresi, Ancona**

**VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA DI EDIFICI  
PUBBLICI E OPERE INFRASTRUTTURALI, AI SENSI DELLA OPCM 8 LUGLIO 2004  
N. 3362 E SS.MME II.**



**RELAZIONE DI SINTESI**

Marzo 2009

Collaboratore:

Dott. Ing. Alessandro Bianchi

Il Responsabile della Verifica

Dott. Ing. Roberto Giacchetti

**GENERALITA'**

Il fabbricato oggetto di indagine è l'Istituto scolastico DOMENICO SAVIO di Ancona, ubicato in Via Torresi. La valutazione della sicurezza sismica del fabbricato in questione viene condotta nel rispetto dei requisiti e dei procedimenti che vengono esposti nell'OPCM 3274 così come modificata dall'OPCM 3431 del 3/5/05, relativamente agli edifici in cemento armato, nonché nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M 14/01/2008). Lo scopo principale delle verifiche è quello di stabilire se i quattro corpi di fabbrica che costituiscono l'edificio esistente sono in grado o meno di resistere singolarmente alla combinazione delle azioni di progetto (carichi gravitazionali e effetto del sisma) contenuta nella norma. Dall'esame del punto 11.1 dell'OPCM n. 3274 emerge l'importanza dell'acquisizione dei dati nel processo di valutazione degli edifici esistenti, i quali, sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, tipicamente maggiore, da quello di edifici di nuova progettazione. La completezza e l'affidabilità delle informazioni disponibili richiedono l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza che di opportuni metodi di analisi e di verifica. Preliminarmente quindi, si è proceduto alla raccolta dei dati necessari per la valutazione secondo le indicazioni del punto 11.2.3 dell'OPCM n. 3274 che testualmente recita:

11.2.3 Dati necessari per la valutazione

11.2.3.1 Generalità

Le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono:

- ✓ Documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici
- ✓ strutturali;
- ✓ Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- ✓ Rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- ✓ Prove in-situ e in laboratorio.

11.2.3.2 Dati richiesti

In generale saranno acquisiti dati sugli aspetti seguenti:

- ✓ Identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3. Quanto sopra sarà ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure
- ✓ con un rilievo ex-novo;
- ✓ Identificazione delle strutture di fondazione;
- ✓ Identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.1;
- ✓ Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- ✓ Informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- ✓ Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, etc.);
- ✓ Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle azioni sismiche di progetto;
- ✓ Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza, secondo i punti 2.5 e 4.7;
- ✓ Rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- ✓ Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi e i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

**FASE I: RACCOLTA DEI DATI**

**ACQUISIZIONE E ANALISI DEGLI ATTI E DEI DOCUMENTI DI PROGETTO**

E' stata fatta una ricerca della documentazione esistente presso:

- Regione Marche – Dipartimento per le politiche integrate di sicurezza e per la protezione civile;
- Comune di Ancona –Settore Edilizia Scolastica.

Presso il Settore Edilizia Scolastica del Comune di Ancona, sono state acquisiti i seguenti elaborati:

	<b>ELENCO ELABORATI</b>
	AUTORIZZAZIONE ALL'ESECUZIONE DEI LAVORI (Legge 25/11/1962 n. 1684 – UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI ANCONA – n. 763/64 del 14/12/1964)
	AUTORIZZAZIONE ALL'ESECUZIONE DEI LAVORI IN VARIANTE (Legge 25/11/1962 n. 1684 – UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI ANCONA – n. 763/64 del 29/8/1966)
	RELAZIONE TECNICA GENERALE (firma Prof. Ing. Giorgio Perucci Milano)
	RELAZIONE SUPPLEMENTARE DI CALCOLO (firma Prof. Ing. Giorgio Perucci – Milano)
	RELAZIONE DI CALCOLO 1° TELAIO TIPO EDIFICIO AULE (firma Prof. Ing. Giorgio Perucci – Milano)
	RELAZIONE TECNICA SULLE OPERE IN C.A. IN VARIANTE (firma Dr. Ing. Diego Pelizza e Dot. Ing. Eugenio Bevederesi)
	RELAZIONE TECNICA SULLE PROVE DI CARICO SUI SOLAI
	<b>PROGETTO STRUTTURALE (firma Prof. Ing. Giorgio Perucci – Milano)</b>
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Tav. 0 C.A.	Schema armatura telaio tipo – Edificio Aule (data 24/6/1963)
Tav. 1 C.A.	Pianta Fondazioni Edificio Aule (data 27/7/1963)
Tav. 2 C.A.	Particolari Fondazioni Edificio Aule (data 27/7/1963)
Tav. 3 C.A.	Tabella Pilastrini (data 28/7/1963)
Tav. 4 C.A.	Copertura Cantina Edificio Aule (data 28/7/1963)
Tav. 5 C.A.	Soletta 1° Piano Edificio Aule (data 28/7/1963)
Tav. 6 C.A.	Travi Soletta Edificio Aule (data 28/7/1963)
Tav. 7 C.A.	Travi Soletta 1° Piano Edificio Aule (data 28/7/1963)
Tav. 8 C.A.	Particolari Scale Edificio Aule (data 4/8/1963)
Tav. 9 C.A.	Solai Copertura Edificio Aule (data 4/8/1963)
Tav. 10 C.A.	Strutture di Copertura Edificio Aule (data 4/8/1963)
Tav. 11 C.A.	Strutture di Copertura Edificio Aule (data 4/8/1963)
Tav. 12 C.A.	Strutture di Copertura Edificio Aule (data 4/8/1963)

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Tav. 13 C.A.	Travi di Copertura Edificio Aule (data 4/8/1963)
Tav. 14 C.A.	Travi di Copertura Edificio Aule (data 4/8/1963)
Tav. 15 C.A.	Controsoffittatura Edificio Aule (data 8/9/1963)
	Schema pilastri di fondazione – Edificio Aule
	<b>PROGETTO STRUTTURALE IN VARIANTE (firma Dott. Ing. Diego Pelizza – Ancona)</b>
Tav. 3bis	Variante alla tav. n. 8 – Scale interne, scalette esterne di accesso alle aule – Scala principale esterna
Tav. 4bis	Variante alle tav. n. 6 e 7
	Variante alle tav. n. 9 e 15 – Particolari solai tipo SAP per soffitti e per copertura
	<b>PROGETTO STRUTTURALE IN VARIANTE (firma Dott. Ing. Eugenio Bevederesi – Ancona)</b>
Tav. 1bis	Variante alla tav. n. 1 – Sottoplinti di fondazione – Plinti – Muri di sostegno – Cordoli di collegamento
Tav. 2bis	Variante alla tav. n. 2 – Plinti di fondazione

Presso la Regione Marche – Dipartimento per le politiche integrate di sicurezza e per la protezione civile, è stato acquisito l'elaborato “*Relazione sul sopralluogo tecnico e sulle indagini effettuate presso la scuola Domenico Savio di Ancona*”, datata 27 ottobre 2009. Il documento è stato redatto a seguito dell'intervento effettuato dai tecnici regionali, su richiesta del Comune di Ancona, immediatamente dopo la comparsa di un preoccupante quadro di dissesto, che si è manifestato nella seconda metà del mese di ottobre dell'anno 2007, dovuto ad abnormi spostamenti del terreno che hanno originato impressionanti cedimenti differenziali delle fondazioni e spostamenti roto-traslatori relativi tra i diversi corpi di fabbrica. La relazione contiene una breve descrizione del fabbricato ed il resoconto di una serie di indagini in situ (rilievi geometrici, saggi diretti e controlli sclerometrici) che hanno permesso di definire con sufficiente definizione la situazione allo stato attuale. Il documento contiene anche una relazione geologica che riporta la stratigrafia del suolo desunta da 5 sondaggi a rotazione eseguiti con lo scopo di installare quattro inclinometri ed un piezometro ed una relazione geotecnica da cui si evincono i risultati di due prove penetrometriche statiche.

#### **ANALISI STORICA DEL FABBRICATO**

Sulla base della documentazione acquisita c si evincono i seguenti elementi utili ai fini delle verifiche in oggetto:

il PROGETTO STRUTTURALE GENERALE fu redatto nell'anno 1963 dall'Ing. Giorgio Perucci con studio in Viale Romagna 47 Milano, ed autorizzato dall'Ufficio del Genio Civile di Ancona con il numero 763/64 del 14/12/1964 ai sensi della Legge 25/11/1962 n. 1684;

è stato presentato un PROGETTO STRUTTURALE IN VARIANTE in corso d'opera redatto nell'anno 1966 dall'Ing. Diego Pelizza e dall'ing. Eugenio Bevederesi di Ancona, ed autorizzato dall'Ufficio del Genio Civile di Ancona con il numero 763/64 del 29/8/1966 ai sensi della Legge 25/11/1962 n. 1684;

## CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELL'EDIFICIO

- Fabbricato costituito da quattro corpi di fabbrica separati da giunti di costruzione e/o di dilatazione, comunque non sismici. Giunti formati mediante raddoppio di pilastri appartenenti a corpi adiacenti;
- Fondazioni costituite da plinti diretti impostati su piani di posa differenziati a seconda della posizione rispetto al declivio collegati da cordoli in c.a., apparentemente disposti secondo due direzioni ortogonali;
- Ossatura spaziale in cemento armato;
- Soletta in c.a. al piano terra originariamente poggiante sul terreno;
- Primo solaio (calpestio del primo piano) in latero-cemento con sovrastante soletta di cm 4/5 avente spessore totale di circa 32/34 cm. L'alleggerimento è stato realizzato con sovrapposizione di due strati di pignatte di laterizio;
- Secondo solaio costituente la copertura piana in latero-cemento con sovrastante soletta di cm 4 con spessore uguale a circa 14/16 cm, sostenuto da travi estradossate;
- Controsoffitto in latero-cemento al disotto del solaio di copertura piana con formazione di camera d'aria tra i due orizzontamenti;
- Solaio di copertura a falda (con il secondo solaio avente funzione di solaio di sottotetto) in latero-cemento con sovrastante soletta di cm 4 con spessore di circa 15 cm.

Da notare che il doppio solaio orizzontale è presente solo nella zona di copertura piana evidentemente per realizzare una coibentazione termica. Laddove invece è stata realizzata una falda inclinata, al disotto di questa è stato costruito soltanto il controsoffitto.

Per quanto riguarda il sistema delle fondazioni è utile confrontare le stratigrafie illustrate nella relazione geologica e la profondità del piano di posa di alcuni plinti misurata mediante scavi eseguiti con lo scopo specifico di controllare la posizione e la geometria dei plinti.

Natura del terreno di sedime al piano d'imposta dei plinti di fondazione				
Corpo di fabbrica	Saggio	Plinto	Profondità del piano di posa dal p.c. (m)	Natura del terreno al piano di posa
A	SC1	97	2,72	C. E.
	SC2	99	2,90	C. E.
	SC3	80	2,50	C. E.
A-B	SC4	62/63	3,50	C. E./F
B	SC5	75	2,10	C. E./F
	SC6	120	2,80	F
D	SC7	9	1,60	C. E./F

Legenda: C.E. – Coltre Eluviale  
F – Formazione in posto alterata

Dal documento "Relazione Tecnica generale" si evincono le seguenti informazioni in ordine alla qualità dei materiali, assunti dal progettista, sia per le opere di fondazione sia per quelle in elevazione:

Calcestruzzo: a dosaggio di cemento 300 kg/mc d'impasto con sollecitazione massima uguale a 75 Kg/cm<sup>2</sup>.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Acciaio:

Per strutture di travi, pilastri e solai normali: Ferro Tipo AQ 50 ( $\sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$ )

Per solai di grande luce: Acciaio ad aderenza migliorata ( $\sigma_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sigma_f = 2200 \text{ Kg/cm}^2$ )

### **SISMICITA' DEL COMUNE DI ANCONA**

Il Comune di Ancona è stato introdotto nella classificazione sismica di seconda categoria dalla legge 25/11/1962 n. 1684. Nella nuova classificazione definita dall'OPCM 3274 è stata inserito nell'area sismica 2 (con accelerazione di ancoraggio allo spettro uguale a 0,25 g).

### **I LIVELLI DI CONOSCENZA**

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza la norma definisce i tre livelli di conoscenza seguenti:

LC1: Conoscenza Limitata;

LC2: Conoscenza Adeguata;

LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

**Geometria**, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;

**Dettagli Strutturali**, ossia la quantità e disposizione delle armature, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;

**Materiali**, ossia le proprietà meccaniche dei materiali

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, come indicato nella seguente tabella:

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

LIVELLO DI CONOSCENZA	GEOMETRIA	DETTAGLI COSTRUTTIVI	PROPRIETA' DEI MATERIALI	METODO DI ANALISI	FATTORI DI CONFIDENZA - FC
LC 1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-nuovo completo.	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-sito.	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-sito.	Analisi Lineare Statica o Dinamica	1.35
LC 2		Disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in-sito oppure estese verifiche in-sito.	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + limitate verifiche in-sito oppure estese prove in-sito.	Tutti	1.20
LC 3		Disegni costruttivi completi + limitate verifiche in-sito oppure esaustive verifiche in-sito.	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto + estese prove in-sito oppure esaustive prove in-sito.	Tutti	1.00

Con le finalità, quindi, di definire un determinato fattore di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali è stata impostata una campagna di rilievo come di seguito riportato.

### **LA CAMPAGNA DI RILIEVO**

Sulla base dei documenti originali acquisiti presso il Comune di Ancona, è stata impostata una campagna di rilievo che ha portato allo svolgimento di diverse attività le cui principali operazioni condotte, con riferimento ai vari aspetti indagati, quali lo stato di fatto, lo schema strutturale, i carichi agenti, le tamponature, le indagini in sito sono sinteticamente riportate di seguito:

#### **L'individuazione delle caratteristiche della struttura e dei dettagli costruttivi.**



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

<b>ATTIVITA'</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>DATI</b>
<b>Stato di fatto</b>	Valutazione visiva dello stato di conservazione dell'immobile;	Dal punto di vista strutturale il fabbricato nel suo complesso risulta in uno stato di conservazione "normale" in considerazione della sua età. Tuttavia, a causa degli spostamenti delle fondazioni si è manifestato un allarmante quadro di dissesto che ha interessato prevalentemente le componenti non strutturali (pavimenti, divisori, rivestimenti).
	Ricerca di zone segregate e/o danneggiate;	Le misura colorimetriche con fenolftaleina hanno restituito in molti casi spessori di strati di calcestruzzo carbonatato di notevole valore. Ciò nonostante i pilastri e le travi appaiono esenti da processi di ossidazione in corso. Solo in qualche caso si osservano tracce leggere di ossidazione dell'acciaio di armatura ma, comunque mai rigonfiamenti ed espulsione del copriferro.
	Espulsione copriferro (in tal caso valutare se trattasi di barre lisce o ad a.m.);	Vedi punto precedente. Le barre sono lisce.
	Presenza di lesioni strutturali e non (natura ed ampiezza di eventuali lesioni);	Per quanto è stato possibile visionare, allo stato attuale, le strutture non presentano lesioni particolari.
	Presenza di evidenti dissesti nel terreno;	Gli spostamenti del terreno sono attualmente in fase di controllo mediante inclinometri. Un piezometro è stato installato allo scopo di verificare la presenza di una falda sotterranea ed eventualmente la sua escursione stagionale.
	Disgregazione superficiale, rottura degli spigoli, balconi, gronde, pilastri;	Gli elementi strutturali principali non presentano disgregazione superficiale. Principio di degrado del calcestruzzo superficiale dovuto ad ossidazione dell'armatura metallica è visibile in alcune zone del cornicione. Qualche dissesto si è manifestato nelle scale esterne per effetto dei movimenti superficiali del terreno.
	Distacco dei pannelli di tamponatura dalla maglia strutturale;	Non si evidenziano distacchi dei pannelli di tamponatura dalla maglia

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

		strutturale
	Presenza di lesioni nei pavimenti;	A causa dei cedimenti delle fondazioni si sono evidenziate lesioni nei pavimenti oltre che avallamenti e rotture della soletta del piano terra.
	Stato ed aspetto superficiale del calcestruzzo;	Discreto aspetto superficiale del calcestruzzo.
	Interazione tra struttura ed impiantistica: valutazione della posizione degli impianti;	In questa fase delle indagini e delle verifiche non sono stati esaminati gli aspetti impiantistici del fabbricato.
	Rilievo fotografico e ubicazione sulla planimetria.	Del fabbricato è stata fatta un'ampia ricognizione fotografica, sia esterna che interna, soprattutto finalizzata alla descrizione del quadro fessurativo.
<b>Schema strutturale</b>	Numero dei piani;	2 piani fuori terra, ad eccezione di cui un'area interrata che ospita locali tecnici.
	Altezza di interpiano a tutti i livelli;	Piano terra: 3.40 Piano primo: 3.50
	Individuazione presenza e natura di giunti tra corpi contigui;	Si evidenziano n. 4 corpi di fabbrica, tre dei quali (A, B e D) adibiti alle attività didattiche mentre il quarto è adibito ad uffici. Tutti i corpi di fabbrica si sviluppano su due piani fuori terra. Negli esecutivi strutturali originali sono evidenziati dei giunti di costruzione, le cui ampiezze non sono rispondenti ai requisiti richiesti per i giunti sismici. Il rilievo strutturale, conforme ai disegni esecutivi originali, ha confermato quanto emerge dagli elaborati progettuali; pertanto è lecito ipotizzare che possa verificarsi interferenza dinamica (martellamento) tra i vari corpi di fabbrica. Nell'ipotesi di provvedere all'adeguamento dell'ampiezza dei giunti i corpi di fabbrica possono essere considerati come corpi indipendenti.
	Individuazione di corpi aggiunti, sopraelevazioni, modifica dello schema resistente originario;	L'edificio non ha subito nel tempo modifiche strutturali significative.
	Interventi eseguiti in passato, di recente o in corso;	La struttura dell'edificio risulta essere quella realizzata con il progetto originale.
	Asimmetria del sistema resistente (presenza di sporgenze e/o rientranze e relative dimensioni);	I quattro corpi di fabbrica presi singolarmente presentano forma compatta e sono sostanzialmente

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

		simmetrici.
	Parti di struttura controterra e/o seminterrato;	Una zona centrale del fabbricato risulta avere un piano interrato delimitato da pareti contro terra collegate al sistema dei plinti di fondazione.
	Accertamento della tipologia, delle caratteristiche, dello stato di conservazione e del piano di posa delle fondazioni;	Dagli esecutivi risulta che il fabbricato presenta fondazioni di tipo diretto su plinti muniti di cordoli di collegamento bidirezionali. Sono stati effettuati sette scavi in adiacenza di altrettanti plinti per la verifica delle fondazioni e per il controllo della posizione dei piani di imposta dei plinti.
	Accertamento della tipologia e della posizione del corpo scale e dell'eventuale ascensore;	Il fabbricato presenta tre vani scala interni collocati nel corpo di fabbrica B (una scala a doppia rampa che collega i corpi A e B con i corpi C e D) e nel corpo di fabbrica D (una scala a due rampe per salire al primo piano ed una scala ad unica rampa che collega il corpo D al corpo C). Non esistono ascensori. Esistono inoltre una serie di scale esterne di ingresso che collegano la corte con i locali destinati all'attività didattica ed al refettorio.
	Presenza di telai e/o sistemi resistenti in due direzioni ortogonali;	Il reticolo strutturale dell'edificio è essenzialmente composto da telai piani ortogonali a costituire un'ossatura spaziale. I telai "portanti" i carichi gravitazionali sono disposti secondo l'asse longitudinale dei diversi corpi di fabbrica. Le travi trasversali sono a spessore di solaio nel primo orizzontamento ed estradossate nel secondo orizzontamento.
	Allineamento dei pilastri in due direzioni ortogonali;	I pilastri risultano allineati nelle due direzioni ortogonali con maglia abbastanza regolare.
	Posizione planimetrica, dimensioni quantitativi, disposizione e tipologia di armature dei pilastri;	L'armatura longitudinale dei pilastri risulta sostanzialmente conforme a quella riportata negli elaborati grafici del progetto strutturale sia per quantità di area resistente sia per disposizione e copriferro. Le staffe sono realizzate con barre di diametro uguale a 6 mm. Le gabbie di armatura sono composte da barre tonde lisce.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

		L'armatura è stata rilevata a campione con indagini pacometriche.
	Posizione planimetrica, dimensioni quantitativi, disposizione e tipologia di armature delle travi;	L'armatura principale delle travi risulta sostanzialmente conforme a quella riportata negli elaborati grafici del progetto strutturale sia per quantità di area resistente sia per disposizione e copri ferro. Le travi risultano armate con ferri dritti e ferri piegati. Le staffe sono costituite da tondini di diametro uguale a 8 mm. Le gabbie di armatura sono composte da barre tonde lisce. Anche in questo caso, l'armatura è stata rilevata a campione con indagini pacometriche.
	Sfalsamento tra assi dei pilastri ed assi delle travi;	I telai longitudinali esterni, presentano sfalsamenti tra asse dei pilastri e asse delle travi.
	Presenza di pilastri tozzi (elementi strutturali quali travi a ginocchio o tamponature disposte a nastro);	I particolari costruttivi desumibili dagli elaborati progettuali, confermati dagli scavi eseguiti in corrispondenza dei plinti di fondazione hanno permesso di constatare la presenza di pilastri "corti" tra lo spiccato di fondazione e l'intradosso dei cordoli al livello del piano terra.
	Spessore, orditura, interasse dei travetti dei solai;	Nell'intero fabbricato sono stati utilizzati diversi spessori di solai per i due orizzontamenti in elevazione.
	Scelta delle zone da assoggettare a prove in sito.	La scelta delle zone da assoggettare a prove in sito è stata dettata sia da considerazioni normative che dall'effettiva accessibilità alle strutture da esaminare.
<b>Carichi agenti</b>	Presenza e posizione di archivi e/o biblioteche (fotografia e collocazione planimetria);	Non esistono locali adibiti specificatamente ad archivio o comunque con particolari destinazioni d'uso
	Valutazione del carico permanente effettivo e del probabile carico accidentale (in relazione al progetto);	I carichi utilizzati ai fini della verifica sismica sono stati assunti in ossequio alle attuali disposizioni normative per quanto riguarda i carichi variabili. I carichi permanenti ed i pesi propri sono stati calcolati sulla base dei risultati delle stratigrafie dei solai e delle

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

		dimensioni degli elementi strutturali e non strutturali presenti nel fabbricato.
<b>Tamponature</b>	Individuazione delle maglie strutturali efficacemente tamponate;	
	Dimensionamento e tipo delle tamponature;	Le tamponature non sono state oggetto di indagini. Sono state considerate per dimensioni e tipo di peso medio standard come desumibili dalle condizioni di carico
	Altezza dei campi tamponati.	Si è assunta coincidente con l'altezza d'interpiano con esclusione delle travi se "calate".
<b>Indagini in sito</b>	Individuazione punti di sondaggio per l'individualizzazione dei dettagli costruttivi:	Si rimanda alla relazione tecnica MS-6/09 dello Studio Dott. Ing. Maurizio Scansani di Osimo.
	Pilastrini;	Si rimanda alla relazione tecnica MS-6/09 dello Studio Dott. Ing. Maurizio Scansani di Osimo.
	Travi;	Si rimanda alla relazione tecnica MS-6/09 dello Studio Dott. Ing. Maurizio Scansani di Osimo.
	Solai: orditura, interasse, armatura a momento positivo;	Si rimanda alla relazione tecnica MS-6/09 dello Studio Dott. Ing. Maurizio Scansani di Osimo.
	Consistenza delle tamponature: spessore, strati, camera d'aria.	Non sono stati oggetto di indagine

Sulla base degli elaborati di progetto originali e dei risultati della campagna di indagini e di controlli in situ, nonché del rilievo del quadro fessurativo, sono stati redatti ex-novo i seguenti elaborati grafici:

<b>ELENCO ELABORATI</b>	
<b>TAVOLE</b>	<b>OGGETTO</b>
Tav. S1	Carpenteria Fondazione
Tav. S2	Carpenteria Piano Terra
Tav. S3	Carpenteria Piano Primo
Tav. S4	Carpenteria Controsoffitto
Tav. S5	Carpenteria Copertura
Tav. S6	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico - Sezioni
Tav. V1	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico – Fondazione: verifica a taglio
Tav. V2	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico – Piano Primo: verifica a taglio
Tav. V2	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico – Piano Primo:verifica a taglio
Tav. V3	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico – Controsoffitto: verifica a taglio
Tav. V4	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico – Fondazione: verifica a flessione
Tav. V5	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico – Piano Primo: verifica a flessione
Tav. V6	Verifica di vulnerabilità sismica del complesso scolastico – Controsoffitto: verifica a flessione

### **LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO**

L'individuazione della geometria dell'edificio, dell'organizzazione dello schema strutturale, delle dimensioni degli elementi strutturali, che ha consentito la messa a punto di modelli strutturali idonei per le analisi da effettuare, è stata ricavata, da un mix dei seguenti fattori:

- Disegni originali di carpenteria;
- Disegni costruttivi o esecutivi;
- Rilievo visivo della situazione di fatto riscontrata sul posto;
- Rilievo completo di luci dei pilastri, dimensioni di pilastri e travi, ove possibile.

### **I DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Per l'individuazione dei dettagli costruttivi necessari per lo svolgimento di verifiche sugli elementi strutturali si è fatto riferimento ai disegni esecutivi originali con **verifiche in situ limitate**, con l'obiettivo di verificare la corrispondenza tra le armature effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni esecutivi originali.

La localizzazione delle armature presenti negli elementi strutturali e la stima del loro diametro e dello spessore del copriferro, è stata effettuata mediante indagini dirette, ovvero mettendo a nudo le armature in alcune parti degli elementi strutturali rimuovendo il copriferro presente, o adoperando metodi non distruttivi basati su prove con metodi magnetometrici (pacometro);

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Le suddette verifiche sono state fatte negli stessi elementi oggetto di carotaggi come individuati e descritti di seguito.

**LE PROPRIETA' DEI MATERIALI**

La valutazione delle proprietà dei materiali in situ è stata basata su prove dirette di tipo distruttivo e, per quanto riguarda la resistenza a compressione del calcestruzzo, sul metodo combinato SonReb che si avvale delle correlazioni tra la resistenza cubica, la velocità di propagazione di impulsi ultrasonori e l'indice di rimbalzo dello sclerometro tipo Schmidt. A questo proposito è stata sfruttata la possibilità, offerta dall'OPCM 3274 e s.m.i., di sostituire al massimo il 50% delle prove su carota con almeno il triplo dei controlli SonReb.

La misura della resistenza a compressione in situ del calcestruzzo è stata ottenuta mediante prove di compressione diretta su provini cilindrici estratti per carotaggio secondo la norma UNI EN 12504-1. I risultati delle prove di compressione sono stati utilizzati per tarare il metodo SonReb in modo da ottenere valori di stima corretti delle resistenze secondo il metodo dei coefficienti d'influenza globali.

La misura delle caratteristiche meccaniche delle barre di acciaio (tensione di snervamento, tensione di rottura ed allungamento dopo rottura) è stata ottenuta attraverso prove a trazione fino a rottura su campioni estratti da alcuni elementi strutturali.

L'ubicazione dei punti scelti su cui sono stati effettuati i sondaggi o prove di campionamento sono riportati nelle figure n. 1, 2 e 3 della relazione tecnica MS-6/09 dello Studio Dott. Ing. Maurizio Scansani di Osimo.

Le prove in-situ e in laboratorio sono state fatte dal laboratorio di prova materiali annesso allo Studio Dott. Ing. Maurizio Scansani di Osimo, in ossequio a quanto specificato nelle Linee Guida della Regione Marche in merito agli enti autorizzati ad eseguire indagini in situ e prove di laboratorio.

Nella citata relazione tecnica sono anche riportati i rapporti di prova ed il certificato di taratura delle macchine utilizzate.

**PROVE SU CAROTE**

La resistenza misurata sulle carote risente di numerosi fattori, che la differenziano da quella che si misurerebbe in situ e su un equivalente provino standard:

- dimensioni delle carote;
- diverse modalità di preparazione e stagionatura;
- posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale (ad es. al piede o alla testa di un pilastro, parallelamente o ortogonalmente alla direzione del getto);
- il disturbo che consegue alle operazioni di prelievo (oltre che alle successive operazioni di differente età di stagionatura tra carota e provino standard);
- preparazione eseguite per ottenere un provino idoneo per la prova;
- presenza di armature incluse.

Una trattazione delle problematiche appena accennate viene riportata nell'appendice n. 1 "*Interpretazione dei risultati delle prove su carote*".

**METODO SONREB: ELABORAZIONI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI**

Una trattazione delle problematiche relative al metodo combinato SonReb viene riportata nell'appendice n. 2 "*Applicazione del metodo SonReb*".

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

**ELABORAZIONI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI**

Le tabelle seguenti riportano, per le strutture in elevazione dei quattro corpi della fabbrica che costituiscono l'edificio, i risultati delle prove di compressione su carote (resistenze su carota in situ), desunti dai rapporti di prova, i valori delle resistenze stimate corrette derivate dall'applicazione del metodo SonReb e i valori assunti per le verifiche sismiche. La qualità statistica dei valori di stima corretti è stata controllata attraverso un filtro (criterio di Chauvenet) che consente di rigettare valori troppo distanti dalla media. Per quanto riguarda le fondazioni, non essendo stato possibile, per motivi di accessibilità, effettuare indagini non distruttive, come valore della resistenza ai fini della verifica strutturale è stato assunto il valore medio delle resistenze derivate dalle prove di compressione su carote, opportunamente elaborate.

**CORPO DI FABBRICA "A" – Strutture in elevazione**

Caratteristiche geometrico-meccaniche dei provini								
	H	$\Phi_c$	H/ $\Phi_c$	$\Phi_a$	$\Phi_c/\Phi_a$	Area	Rottura	$R_{car}$
	(mm)	(mm)		(mm)		(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(MPa)
1°P P68	104.49	104.19	1.00	17.53	5.94	8525.93	110.00	12.9
1°P P68	103.05	104.12	0.99	17.53	5.94	8514.48	129.50	15.2
PT T85-99	101.36	104.34	0.97	17.53	5.95	8550.50	59.00	6.9
PT T85-99	98.33	104.42	0.94	17.53	5.96	8563.62	53.50	6.2
1°P P88	105.70	104.28	1.01	17.53	5.95	8540.67	142.50	16.7
1°P P88	103.53	104.06	0.99	17.53	5.94	8504.67	156.50	18.4
PT P67	104.66	104.27	1.00	17.53	5.95	8539.03	164.00	19.2
PT P67	104.56	104.09	1.00	17.53	5.94	8509.58	170.00	20.0

Influenza del rapporto $\Phi_c/\Phi_a$					
	$\Phi_c$	$\Phi_a$	$\Phi_c/\Phi_a$	1/ $C_d$	$C_d$
	(mm)	(mm)			
1°P P68	104.19	17.53	5.94	1.03	0.968
1°P P68	104.12	17.53	5.94	1.03	0.969
PT T85-99	104.34	17.53	5.95	1.03	0.968
PT T85-99	104.42	17.53	5.96	1.03	0.968
1°P P88	104.28	17.53	5.95	1.03	0.968
1°P P88	104.06	17.53	5.94	1.03	0.969
PT P67	104.27	17.53	5.95	1.03	0.968
PT P67	104.09	17.53	5.94	1.03	0.969



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Influenza del rapporto $H/\Phi_c$					
	H	$\Phi_c$	$H/\Phi_c$		$C_\lambda$
	(mm)	(mm)			
1°P P68	104.49	104.19	1.00		0.801
1°P P68	103.05	104.12	0.99		0.797
PT T85-99	101.36	104.34	0.97		0.791
PT T85-99	98.33	104.42	0.94		0.781
1°P P88	105.7	104.28	1.01		0.804
1°P P88	103.53	104.06	0.99		0.798
PT P67	104.66	104.27	1.00		0.801
PT P67	104.56	104.09	1.00		0.801

FATTORI DI INFLUENZA GEOMETRICI				
	$C_i \cdot C_\lambda$	$R_{car}$	$R_{car,corr}$	$R_{cub,corr}$
1°P P68	0.827	12.9	15.60	18.79
1°P P68	0.823	15.2	18.49	22.28
PT T85-99	0.817	6.9	8.45	10.18
PT T85-99	0.807	6.2	7.74	9.33
1°P P88	0.831	16.7	20.08	24.20
1°P P88	0.824	18.4	22.33	26.90
PT P67	0.828	19.2	23.21	27.96
PT P67	0.827	20.0	24.14	29.09

CONDIZIONI DI GETTO E STAGIONATURA				
	$C_s$			
Barbarito	1.500			
C S	1.300			
B.S. 1881	1.000			
NTI	1.176			
	<b>Barbarito</b>	<b>C S</b>	<b>B.S. 1881</b>	<b>N T</b>
1°P P68	28.19	24.43	18.79	22.10
1°P P68	33.42	28.96	22.28	26.20
PT T85-99	15.27	13.23	10.18	11.97
PT T85-99	14.00	12.13	9.33	10.97
1°P P88	36.29	31.46	24.20	28.45
1°P P88	40.35	34.97	26.90	31.64
PT P67	41.94	36.35	27.96	32.88
PT P67	43.64	37.82	29.09	34.21

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Elaborazione dati secondo NTI								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P68	1.00	0.801	1.205	0.968	1.176	1.099	12.9	14.18
1°P P68	1.00	0.797	1.205	0.969	1.176	1.094	15.2	16.64
PT T85-99	1.00	0.791	1.205	0.968	1.176	1.085	6.9	7.49
PT T85-99	1.00	0.781	1.205	0.968	1.176	1.071	6.2	6.69
1°P P88	1.00	0.804	1.205	0.968	1.176	1.104	16.7	18.42
1°P P88	1.00	0.798	1.205	0.969	1.176	1.096	18.4	20.17
PT P67	1.00	0.801	1.205	0.968	1.176	1.099	19.2	21.12
PT P67	1.00	0.801	1.205	0.969	1.176	1.100	20.0	21.98
Elaborazione dati secondo British Standard								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P68	1.00	0.801	1.250	1.000	1.000	1.001	12.9	12.92
1°P P68	1.00	0.797	1.250	1.000	1.000	0.996	15.2	15.15
PT T85-99	1.00	0.791	1.250	1.000	1.000	0.988	6.9	6.82
PT T85-99	1.00	0.781	1.250	1.000	1.000	0.976	6.2	6.10
1°P P88	1.00	0.804	1.250	1.000	1.000	1.005	16.7	16.78
1°P P88	1.00	0.798	1.250	1.000	1.000	0.998	18.4	18.36
PT P67	1.00	0.801	1.250	1.000	1.000	1.001	19.2	19.23
PT P67	1.00	0.801	1.250	1.000	1.000	1.002	20.0	20.01
Elaborazione dati secondo Concrete Society								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P68	1.00	0.801	1.250	1.000	1.300	1.301	12.9	16.79
1°P P68	1.00	0.797	1.250	1.000	1.300	1.295	15.2	19.69
PT T85-99	1.00	0.791	1.250	1.000	1.300	1.285	6.9	8.87
PT T85-99	1.00	0.781	1.250	1.000	1.300	1.269	6.2	7.93
1°P P88	1.00	0.804	1.250	1.000	1.300	1.307	16.7	21.81
1°P P88	1.00	0.798	1.250	1.000	1.300	1.297	18.4	23.87
PT P67	1.00	0.801	1.250	1.000	1.300	1.302	19.2	25.00
PT P67	1.00	0.801	1.250	1.000	1.300	1.302	20.0	26.02

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Elaborazione dati secondo Barbarito								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P68	1.00	0.801	1.205	1.000	1.500	1.447	12.9	18.67
1°P P68	1.00	0.797	1.205	1.000	1.500	1.440	15.2	21.90
PT T85-99	1.00	0.791	1.205	1.000	1.500	1.429	6.9	9.86
PT T85-99	1.00	0.781	1.205	1.000	1.500	1.411	6.2	8.81
1°P P88	1.00	0.804	1.205	1.000	1.500	1.454	16.7	24.25
1°P P88	1.00	0.798	1.205	1.000	1.500	1.443	18.4	26.55
PT P67	1.00	0.801	1.205	1.000	1.500	1.448	19.2	27.81
PT P67	1.00	0.801	1.205	1.000	1.500	1.448	20.0	28.94

Confronto tra resistenze in situ medie			
Metodo		$f_{m(n),is}$	Deviazione
		(MPa)	(MPa)
NTI		15.84	1.63
BS		14.42	3.04
CS		18.75	1.28
Barbarito		20.85	3.39
<b>Media</b>		<b>17.46</b>	<b>1.28</b>

Elaborazione dati SonReb in base ai risultati della Concrete Society									
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$	$R_{cub,conv,med}$
							(MPa)	(MPa)	(MPa)
1°P P68	1.0	0.801	1.250	1.000	1.300	1.301	12.90	16.79	
1°P P68	1.0	0.797	1.250	1.000	1.300	1.295	15.21	19.69	18.24
PT T85-99	1.0	0.791	1.250	1.000	1.300	1.285	6.90	8.87	
PT T85-99	1.0	0.781	1.250	1.000	1.300	1.269	6.25	7.93	8.40
1°P P88	1.0	0.804	1.250	1.000	1.300	1.307	16.68	21.81	
1°P P88	1.0	0.798	1.250	1.000	1.300	1.297	18.40	23.87	22.84
PT P67	1.0	0.801	1.250	1.000	1.300	1.302	19.21	25.00	
PT P67	1.0	0.801	1.250	1.000	1.300	1.302	19.98	26.02	25.51

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI D'INFLUENZA GLOBALE									
Provino	V	N	Rs(1)	Rs(2)	Rs(3)	Rv	$\phi(1)$	$\phi(2)$	$\phi(3)$
			Sonreb	Sonreb	Sonreb				
1°P P68	3322	35.1	15.73	22.20	21.25	18.24	1.159	0.822	0.858
PT T85-99	2987	33.4	11.13	17.14	15.55	8.40	0.754	0.490	0.540
1°P P88	3453	35.4	17.60	24.10	23.58	22.84	1.297	0.948	0.969
PT P67	3559	37.4	20.57	27.30	26.90	25.51	1.240	0.935	0.948
						media	1.113	0.798	0.829
Rs(1) =	$7,546 \cdot 10^{-11} \cdot N^{1,4} \cdot V^{2,6}$								
Rs(2) =	$8,06 \cdot 10^{-8} \cdot N^{1,246} \cdot V^{1,85}$								
Rs(3) =	$1,20 \cdot 10^{-9} \cdot N^{1,058} \cdot V^{2,446}$								
Provino	Rv	Rv(1)	Rv(2)	Rv(3)					
		Sonreb	Sonreb	Sonreb					
1°P P68	18.24	17.51	17.73	17.62					
PT T85-99	8.40	12.39	13.69	12.89					
1°P P88	22.84	19.59	19.24	19.54					
PT P67	25.51	22.89	21.79	22.30					
Media	18.75	18.09	18.11	18.09					

**ELABORAZIONE DATI SONREB CORPO A ( $\Phi = 0,798$ )**

Piano	Rif.	L	T	V	N <sub>m</sub>	R <sub>stim,corr</sub>
	(Pil/Tr)	(cm)	( $\mu$ s)	(m/s)		(MPa)
Terra	P 67	30	84.3	3559	37.4	21.78
Terra	P 81	29.9	88	3398	36.4	19.37
Terra	P 84	39.2	113	3469	37.7	21.01
Terra	P 88	42.3	129.2	3274	36.4	18.05
Terra	P 96	30.1	84.6	3558	39.5	23.31
Terra	T 84-85	39.6	115.7	3423	32.1	16.73
Terra	T 86-87	40.8	132.7	3075	33.1	14.28
Terra	T 96-98	29.9	94.5	3164	36.9	17.27
Terra	T 85-99	30.5	102.1	2987	33.4	13.68
Primo	P 68	30.1	90.6	3322	35.1	17.70
Primo	P 84	40.1	128	3133	34.8	15.75
Primo	P 86	40.1	118.2	3393	34.9	18.29
Primo	P 88	39.5	114.4	3453	35.4	19.27
Primo	P 96	30.3	105.4	2875	31.7	11.96

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI CHAUVENET				
N	P	h x	h	x
<b>14</b>	0.964286	1.484881	0.242693	<b>6.118363</b>
$N_i$	$x_i$			
21.78	-3.77	14.20471		
21.01	-3.00	8.971575		
18.05	-0.03	0.001222		
23.31	-5.30	28.11258		
16.73	1.28	1.646421		
14.28	3.73	13.90131		
17.70	0.31	0.097414		
15.75	2.26	5.10605		
18.29	-0.28	0.077105		
19.27	-1.26	1.584316		
11.96	6.05	36.65446		
<b>Media</b>			<b>s.q.m.</b>	<b>Var. %</b>
<b>18.01</b>		110.3572	<b>2.91</b>	<b>16.18</b>

A conclusione dell'elaborazione statistica, confrontando il valore medio delle stime corrette ed il valore medio che deriva dall'elaborazione dei risultati delle prove su carote e avendo verificato una quasi coincidenza tra i due dati, ai fini della verifica sismica si assume un valore medio della resistenza cubica del calcestruzzo in situ per il corpo di fabbrica A uguale a **18 MPa**.

**CORPO DI FABBRICA "A" – Plinti di fondazione**

Confronto tra resistenze in situ medie			
Metodo		$f_{m(n),is}$ (MPa)	Deviazione (MPa)
NTI		30.92	3.18
BS		28.16	5.94
CS		36.61	<b>2.51</b>
Barbarito		40.72	6.61
<b>Media</b>		<b>34.10</b>	<b>2.51</b>

**CORPO DI FABBRICA "B" – Strutture in elevazione**

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Caratteristiche geometrico-meccaniche dei provini								
	H	$\Phi_c$	H/ $\Phi_c$	$\Phi_a$	$\Phi_c/\Phi_a$	Area	Rottura	$R_{car}$
	(mm)	(mm)		(mm)		(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(MPa)
1°P P107	103.41	104.44	0.99	17.83	5.86	8566.90	116.50	<b>13.6</b>
1°P P107	106.86	104.34	1.02	17.83	5.85	8550.50	107.00	<b>12.5</b>
PT P118	103.5	104.13	0.99	17.83	5.84	8516.12	66.50	<b>7.8</b>
PT T69-70	104.33	104.44	1.00	17.83	5.86	8566.90	130.50	<b>15.2</b>
PT T69-70	103.96	104.4	1.00	17.83	5.86	8560.34	124.00	<b>14.5</b>
1°P P111	103.49	104.3	0.99	17.83	5.85	8543.95	121.50	<b>14.2</b>
1°P P111	106.07	104.29	1.02	17.83	5.85	8542.31	137.00	<b>16.0</b>
PT P92	103.3	104.1	0.99	17.83	5.84	8511.21	124.00	<b>14.6</b>

Influenza del rapporto $\Phi_c/\Phi_a$						
	$\Phi_c$	$\Phi_a$	$\Phi_c/\Phi_a$	1/ $C_d$		$C_d$
	(mm)	(mm)				
1°P P107	104.44	17.83	5.86	1.03		<b>0.972</b>
1°P P107	104.34	17.83	5.85	1.03		<b>0.972</b>
PT P118	104.13	17.83	5.84	1.03		<b>0.973</b>
PT T69-70	104.44	17.83	5.86	1.03		<b>0.972</b>
PT T69-70	104.4	17.83	5.86	1.03		<b>0.972</b>
1°P P111	104.3	17.83	5.85	1.03		<b>0.972</b>
1°P P111	104.29	17.83	5.85	1.03		<b>0.972</b>
PT P92	104.1	17.83	5.84	1.03		<b>0.973</b>

Influenza del rapporto H/ $\Phi_c$						
	H	$\Phi_c$	H/ $\Phi_c$			$C_\lambda$
	(mm)	(mm)				
1°P P107	103.41	104.44	0.99			<b>0.797</b>
1°P P107	106.86	104.34	1.02			<b>0.808</b>
PT P118	103.5	104.13	0.99			<b>0.798</b>
PT T69-70	104.33	104.44	1.00			<b>0.800</b>
PT T69-70	103.96	104.4	1.00			<b>0.799</b>
1°P P111	103.49	104.3	0.99			<b>0.798</b>
1°P P111	106.07	104.29	1.02			<b>0.805</b>
PT P92	103.3	104.1	0.99			<b>0.798</b>

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

FATTORI DI INFLUENZA GEOMETRICI				
	$C_i \cdot C_\lambda$	$R_{car}$	$R_{car,corr}$	$R_{cub,corr}$
1°P P107	0.820	13.6	<b>16.59</b>	<b>19.99</b>
1°P P107	0.831	12.5	<b>15.07</b>	<b>18.15</b>
PT P118	0.820	7.8	<b>9.52</b>	<b>11.47</b>
PT T69-70	0.823	15.2	<b>18.52</b>	<b>22.31</b>
PT T69-70	0.821	14.5	<b>17.63</b>	<b>21.24</b>
1°P P111	0.820	14.2	<b>17.34</b>	<b>20.89</b>
1°P P111	0.828	16.0	<b>19.36</b>	<b>23.33</b>
PT P92	0.820	14.6	<b>17.77</b>	<b>21.41</b>

CONDIZIONI DI GETTO E STAGIONATURA				
	$C_s$			
Barbarito	1.500			
C S	1.300			
B.S. 1881	1.000			
NTI	1.176			
	Barbarito	C S	B.S. 1881	N T
1°P P107	29.98	25.98	19.99	23.51
1°P P107	27.23	23.60	18.15	21.35
PT P118	17.20	14.91	11.47	13.49
PT T69-70	33.47	29.00	22.31	26.24
PT T69-70	31.87	27.62	21.24	24.98
1°P P111	31.34	27.16	20.89	24.57
1°P P111	35.00	30.33	23.33	27.44
PT P92	32.12	27.84	21.41	25.18

Elaborazione dati secondo NTI								
Provino	$\alpha$	$C_\lambda$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$ (MPa)	$R_{cub,conv}$ (MPa)
1°P P107	1.00	0.797	1.205	0.972	1.176	<b>1.098</b>	<b>13.6</b>	<b>14.93</b>
1°P P107	1.00	0.808	1.205	0.972	1.176	<b>1.113</b>	<b>12.5</b>	<b>13.93</b>
PT P118	1.00	0.798	1.205	0.973	1.176	<b>1.100</b>	<b>7.8</b>	<b>8.59</b>
PT T69-70	1.00	0.800	1.205	0.972	1.176	<b>1.102</b>	<b>15.2</b>	<b>16.78</b>
PT T69-70	1.00	0.799	1.205	0.972	1.176	<b>1.101</b>	<b>14.5</b>	<b>15.94</b>
1°P P111	1.00	0.798	1.205	0.972	1.176	<b>1.099</b>	<b>14.2</b>	<b>15.63</b>
1°P P111	1.00	0.805	1.205	0.972	1.176	<b>1.110</b>	<b>16.0</b>	<b>17.80</b>
PT P92	1.00	0.798	1.205	0.973	1.176	<b>1.100</b>	<b>14.6</b>	<b>16.02</b>

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Elaborazione dati secondo British Standard								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P107	1.00	0.797	1.250	1.000	1.000	0.996	13.6	13.54
1°P P107	1.00	0.808	1.250	1.000	1.000	1.010	12.5	12.63
PT P118	1.00	0.798	1.250	1.000	1.000	0.998	7.8	7.79
PT T69-70	1.00	0.800	1.250	1.000	1.000	1.000	15.2	15.23
PT T69-70	1.00	0.799	1.250	1.000	1.000	0.998	14.5	14.46
1°P P111	1.00	0.798	1.250	1.000	1.000	0.997	14.2	14.18
1°P P111	1.00	0.805	1.250	1.000	1.000	1.007	16.0	16.15
PT P92	1.00	0.798	1.250	1.000	1.000	0.997	14.6	14.52
Elaborazione dati secondo Concrete Society								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P107	1.00	0.797	1.250	1.000	1.300	1.295	13.6	17.61
1°P P107	1.00	0.808	1.250	1.000	1.300	1.312	12.5	16.42
PT P118	1.00	0.798	1.250	1.000	1.300	1.297	7.8	10.13
PT T69-70	1.00	0.800	1.250	1.000	1.300	1.299	15.2	19.79
PT T69-70	1.00	0.799	1.250	1.000	1.300	1.298	14.5	18.80
1°P P111	1.00	0.798	1.250	1.000	1.300	1.296	14.2	18.43
1°P P111	1.00	0.805	1.250	1.000	1.300	1.309	16.0	20.99
PT P92	1.00	0.798	1.250	1.000	1.300	1.296	14.6	18.88
Elaborazione dati secondo Barbarito								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P107	1.00	0.797	1.205	1.000	1.500	1.440	13.6	19.58
1°P P107	1.00	0.808	1.205	1.000	1.500	1.460	12.5	18.26
PT P118	1.00	0.798	1.205	1.000	1.500	1.442	7.8	11.26
PT T69-70	1.00	0.800	1.205	1.000	1.500	1.445	15.2	22.01
PT T69-70	1.00	0.799	1.205	1.000	1.500	1.443	14.5	20.91
1°P P111	1.00	0.798	1.205	1.000	1.500	1.441	14.2	20.50
1°P P111	1.00	0.805	1.205	1.000	1.500	1.456	16.0	23.34
PT P92	1.00	0.798	1.205	1.000	1.500	1.441	14.6	21.00

Confronto tra resistenze in situ medie			
Metodo		$f_{m(n),is}$	Deviazione
		(MPa)	(MPa)
NTI		14.95	1.48
BS		13.56	2.88
CS		17.63	1.19
Barbarito		19.61	3.17
<b>Media</b>		<b>16.44</b>	<b>1.19</b>



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

**Elaborazione dati SonReb in base ai risultati della Concrete Society**

Provino	$\alpha$	$C_a$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$ (MPa)	$R_{cub,conv}$ (MPa)	$R_{cub,conv,med}$ (MPa)
1°P P107	1.0	0.797	1.250	1.000	1.300	1.295	13.60	17.61	
1°P P107	1.0	0.808	1.250	1.000	1.300	1.312	12.51	16.42	17.02
PT P118	1.0	0.798	1.250	1.000	1.300	1.297	7.81	10.13	10.13
PT T69-70	1.0	0.800	1.250	1.000	1.300	1.299	15.23	19.79	
PT T69-70	1.0	0.799	1.250	1.000	1.300	1.298	14.49	18.80	19.30
1°P P111	1.0	0.798	1.250	1.000	1.300	1.296	14.22	18.43	
1°P P111	1.0	0.805	1.250	1.000	1.300	1.309	16.04	20.99	19.71
PT P92	1.0	0.798	1.250	1.000	1.300	1.296	14.57	18.88	18.88

**DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI D'INFLUENZA GLOBALE**

Provino	V	N	Rs(1)	Rs(2)	Rs(3)	Rv	$\phi$	$\phi$	$\phi$
			Sonreb	Sonreb	Sonreb				
PT P92	3345	38.2	18.03	24.99	23.64	18.88	1.047	0.756	0.799
PT T69-70	3674	35.8	21.01	27.41	27.77	19.30	0.918	0.704	0.695
PT P118	3057	32.2	11.23	17.10	15.83	10.13	0.902	0.592	0.640
1°P P107	3472	40.6	21.64	28.88	27.62	17.02	0.786	0.589	0.616
1°P P111	3247	38.6	16.94	23.96	22.23	19.71	1.164	0.823	0.887
						media	0.963	0.693	0.727
Rs(1) =	$7,546 \cdot 10^{-11} \cdot N^{1,4} \cdot V^{2,6}$								
Rs(2) =	$8,06 \cdot 10^{-8} \cdot N^{1,246} \cdot V^{1,85}$								
Rs(3) =	$1,20 \cdot 10^{-9} \cdot N^{1,058} \cdot V^{2,446}$								
Provino	Rv	Rv(1)	Rv(2)	Rv(3)					
		Sonreb	Sonreb	Sonreb					
PT P92	18.88	17.37	17.31	17.19					
PT T69-70	19.30	20.25	18.99	20.19					
PT P118	10.13	10.82	11.84	11.51					
1°P P107	17.02	20.84	20.01	20.09					
1°P P111	19.71	16.32	16.60	16.16					
Media	17.01	17.12	16.95	17.03					

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

<b>ELABORAZIONE DATI SONREB CORPO B (<math>\Phi = 0,727</math>)</b>						
<b>Piano</b>	<b>Rif.</b>	<b>L</b>	<b>T</b>	<b>V</b>	<b>N<sub>m</sub></b>	<b>R<sub>stim,corr</sub></b>
	<b>(Pil/Tr)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(<math>\mu</math>s)</b>	<b>(m/s)</b>		<b>(MPa)</b>
Terra	P 70	49.2	164.7	2987	34.7	<b>11.8</b>
Terra	P 92	29.6	88.5	3345	38.2	<b>17.2</b>
Terra	P 103	49.4	182	2714	32.9	<b>8.8</b>
Terra	P 105	40.1	109.5	3662	33.7	<b>18.8</b>
Terra	P 107	39.4	109	3615	36.6	<b>19.9</b>
Terra	P 118	26.2	85.7	3057	32.2	<b>11.5</b>
Terra	T 69-70	40.3	109.7	3674	35.8	<b>20.2</b>
Terra	T 70-71	40.5	109.8	3689	37.9	<b>21.7</b>
Terra	T 73-92	28.9	82	3524	38.3	<b>19.6</b>
Terra	T 102-103	39.6	124.2	3188	35.0	<b>13.9</b>
Terra	T 106-107	38.7	112.6	3437	35.6	<b>17.1</b>
Primo	P 70	49.6	147.4	3365	35.0	<b>15.9</b>
Primo	P 92	29.8	86.2	3457	40.1	<b>19.6</b>
Primo	P 93	30	90.7	3308	36.8	<b>16.1</b>
Primo	P 105	39.7	120	3308	38.2	<b>16.7</b>
Primo	P 107	40	115.2	3472	40.6	<b>20.1</b>
Primo	P 111	40.1	123.5	3247	38.6	<b>16.1</b>
Primo	P 112	30.4	86.5	3514	39.9	<b>20.3</b>
Primo	P 113	30.1	86.2	3492	38.8	<b>19.4</b>

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI CHAUVENET				
N	P	h x	h	x
<b>18</b>	0.972222	1.546222	0.240203	<b>6.437158</b>
$N_i$	$x_i$			
17.20	0.34	0.118386		
18.77	-1.23	1.510952		
19.87	-2.33	5.414022		
20.17	-2.63	6.925593		
21.68	-4.14	17.1365		
19.58	-2.04	4.142979		
13.94	3.60	12.99066		
17.06	0.49	0.235895		
15.90	1.64	2.68907		
19.59	-2.05	4.21199		
16.07	1.47	2.174016		
16.72	0.82	0.677001		
20.07	-2.52	6.37367		
16.14	1.40	1.957357		
20.31	-2.77	7.659164		
19.40	-1.86	3.464199		
11.78	5.76	33.15156		
11.50	6.04	36.48759		
<b>8.82</b>	<b>8.72</b>	<b>76.11309</b>		
<b>Media</b>			<b>s.q.m.</b>	<b>Var. %</b>
<b>17.54</b>		147.3206	<b>2.94</b>	<b>16.78</b>

A conclusione dell'elaborazione statistica, confrontando il valore medio delle stime corrette ed il valore medio che deriva dall'elaborazione dei risultati delle prove su carote e avendo verificato una quasi coincidenza tra i due dati, ai fini della verifica sismica si assume un valore medio della resistenza cubica del calcestruzzo in situ per il corpo di fabbrica B uguale a **17 MPa**.

**CORPO DI FABBRICA "B" – Plinti di fondazione**

Confronto tra resistenze in situ medie			
Metodo		$f_{m(n),is}$ (MPa)	Deviazione (MPa)
NTI		37.92	3.77
BS		34.39	7.29
CS		44.71	3.02
Barbarito		49.73	8.04
<b>Media</b>		<b>41.69</b>	<b>3.02</b>

**CORPO DI FABBRICA "C" – Strutture in elevazione**

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Caratteristiche geometrico-meccaniche dei provini								
	H	$\Phi_c$	H/ $\Phi_c$	$\Phi_a$	$\Phi_c/\Phi_a$	Area	Rottura	$R_{car}$
	(mm)	(mm)		(mm)		(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(MPa)
1°P P46	104.41	104.51	1.00	15.36	6.80	8578.39	122.00	14.2
1°P P46	107.1	104.33	1.03	15.36	6.79	8548.86	122.00	14.3
PT P46	104.43	104.31	1.00	15.36	6.79	8545.58	118.50	13.9
PT P46	103.68	104.28	0.99	15.36	6.79	8540.67	111.50	13.1
Influenza del rapporto $\Phi_c/\Phi_a$								
	$\Phi_c$	$\Phi_a$	$\Phi_c/\Phi_a$	1/ $C_d$	$C_d$			
	(mm)	(mm)						
1°P P46	104.51	15.36	6.80	1.09	0.914			
1°P P46	104.33	15.36	6.79	1.09	0.915			
PT P46	104.31	15.36	6.79	1.09	0.915			
PT P46	104.28	15.36	6.79	1.09	0.915			
Influenza del rapporto H/ $\Phi_c$								
	H	$\Phi_c$	H/ $\Phi_c$			$C_\lambda$		
	(mm)	(mm)						
1°P P46	104.41	104.51	1.00			0.800		
1°P P46	107.1	104.33	1.03			0.808		
PT P46	104.43	104.31	1.00			0.800		
PT P46	103.68	104.28	0.99			0.798		
FATTORI DI INFLUENZA GEOMETRICI								
	$C_i \cdot C_\lambda$	$R_{car}$	$R_{car,corr}$	$R_{cub,corr}$				
1°P P46	0.875	14.2	16.25	19.58				
1°P P46	0.884	14.3	16.15	19.46				
PT P46	0.875	13.9	15.85	19.10				
PT P46	0.872	13.1	14.97	18.04				

CONDIZIONI DI GETTO E STAGIONATURA				
	$C_s$			
Barbarito	1.500			
C S	1.300			
B.S. 1881	1.000			
NTI	1.176			
	Barbarito	C S	B.S. 1881	N T
1°P P46	29.37	25.46	19.58	23.03
1°P P46	29.19	25.30	19.46	22.88
PT P46	28.65	24.83	19.10	22.46
PT P46	27.05	23.45	18.04	21.21

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Elaborazione dati secondo NTI								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P46	1.00	0.800	1.205	0.914	1.176	1.036	14.2	14.73
1°P P46	1.00	0.808	1.205	0.915	1.176	1.048	14.3	14.96
PT P46	1.00	0.800	1.205	0.915	1.176	1.038	13.9	14.39
PT P46	1.00	0.798	1.205	0.915	1.176	1.035	13.1	13.52
Elaborazione dati secondo British Standard								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P46	1.00	0.800	1.250	1.000	1.000	1.000	14.2	14.22
1°P P46	1.00	0.808	1.250	1.000	1.000	1.010	14.3	14.42
PT P46	1.00	0.800	1.250	1.000	1.000	1.000	13.9	13.87
PT P46	1.00	0.798	1.250	1.000	1.000	0.998	13.1	13.03
Elaborazione dati secondo Concrete Society								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P46	1.00	0.800	1.250	1.000	1.300	1.300	14.2	18.48
1°P P46	1.00	0.808	1.250	1.000	1.300	1.314	14.3	18.75
PT P46	1.00	0.800	1.250	1.000	1.300	1.301	13.9	18.04
PT P46	1.00	0.798	1.250	1.000	1.300	1.297	13.1	16.93
Elaborazione dati secondo Barbarito								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P46	1.00	0.800	1.205	1.000	1.500	1.445	14.2	20.55
1°P P46	1.00	0.808	1.205	1.000	1.500	1.461	14.3	20.85
PT P46	1.00	0.800	1.205	1.000	1.500	1.446	13.9	20.06
PT P46	1.00	0.798	1.205	1.000	1.500	1.442	13.1	18.83

Confronto tra resistenze in situ medie			
Metodo		$f_{m(n),is}$	Deviazione
		(MPa)	(MPa)
NTI		14.40	2.20
BS		13.88	2.72
CS		18.05	1.45
Barbarito		20.07	3.47
<b>Media</b>		<b>16.60</b>	<b>1.45</b>

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

**Elaborazione dati SonReb in base ai risultati della Concrete Society**

Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$	$R_{cub,conv,med}$
							(MPa)	(MPa)	(MPa)
1°P P46	1.0	0.800	1.250	1.000	1.300	1.300	14.22	<b>18.48</b>	
1°P P46	1.0	0.808	1.250	1.000	1.300	1.314	14.27	<b>18.75</b>	<b>18.61</b>
PT P46	1.0	0.800	1.250	1.000	1.300	1.301	13.87	<b>18.04</b>	
PT P46	1.0	0.798	1.250	1.000	1.300	1.297	13.06	<b>16.93</b>	<b>17.48</b>

**DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI D'INFLUENZA GLOBALE**

Provino	V	N	Rs(1)	Rs(2)	Rs(3)	Rv	$\phi$	$\phi$	$\phi$
			Sonreb	Sonreb	Sonreb				
1°P P46	3192	35.4	<b>14.35</b>	<b>20.84</b>	<b>19.45</b>	<b>18.61</b>	1.297	0.893	0.957
PT P46	3120	34.3	<b>12.94</b>	<b>19.21</b>	<b>17.79</b>	<b>17.48</b>	1.351	0.910	0.983
						media	<b>1.324</b>	<b>0.902</b>	<b>0.970</b>
Rs(1) =	$7,546 \times 10^{-11} \times N^{1,4} \times V^{2,6}$								
Rs(2) =	$8,06 \times 10^{-8} \times N^{1,246} \times V^{1,85}$								
Rs(3) =	$1,20 \times 10^{-9} \times N^{1,058} \times V^{2,446}$								
Provino	Rv	Rv(1)	Rv(2)	Rv(3)					
		Sonreb	Sonreb	Sonreb					
1°P P46	<b>18.61</b>	19.00	18.79	18.86					
PT P46	<b>17.48</b>	17.13	17.32	17.25					
Media	<b>18.05</b>	<b>18.07</b>	<b>18.06</b>	<b>18.06</b>					

**ELABORAZIONE DATI SONREB CORPO C ( $\Phi = 0,798$ )**

Piano	Rif.	L	T	V	$N_m$	$R_{stim,corr}$
	(Pil/Tr)	(cm)	( $\mu s$ )	(m/s)		(MPa)
Terra	P 46	40.5	129.8	3120.2	34.3	<b>17.34</b>
Terra	P 47	39.7	148.2	2678.8	35.5	<b>13.64</b>
Terra	T 43-46	39.5	116.8	3381.8	37.9	<b>22.80</b>
Primo	P 46	39.9	125.0	3192.0	35.4	<b>18.78</b>
Primo	P 47	39.2	121.6	3223.7	36.8	<b>20.11</b>

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI CHAUVENET				
N	P	h <sub>x</sub>	h	x
5	0.9	1.163103	0.208157	5.587625
N <sub>i</sub>	x <sub>i</sub>			
17.34	1.19	1.419101		
13.64	4.90	23.99907		
22.80	-4.27	18.19966		
18.78	-0.25	0.062472		
20.11	-1.57	2.477773		
Media			s.q.m.	Var. %
18.53		46.15808	3.40	18.33

A conclusione dell'elaborazione statistica, confrontando il valore medio delle stime corrette ed il valore medio che deriva dall'elaborazione dei risultati delle prove su carote e avendo verificato una quasi coincidenza tra i due dati, ai fini della verifica sismica si assume un valore medio della resistenza cubica del calcestruzzo in situ per il corpo di fabbrica C uguale a **18 MPa**.

**CORPO DI FABBRICA "D" – Strutture in elevazione**

Caratteristiche geometrico-meccaniche dei provini								
	H	Φ <sub>c</sub>	H/Φ <sub>c</sub>	Φ <sub>a</sub>	Φ <sub>c</sub> /Φ <sub>a</sub>	Area	Rottura	R <sub>car</sub>
	(mm)	(mm)		(mm)		(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(MPa)
1°P P38	103.23	104.37	0.99	16.76	6.23	8555.42	107.00	12.5
PT T25-38	104.74	104.53	1.00	16.76	6.24	8581.67	138.00	16.1
PT T25-38	103.56	104.41	0.99	16.76	6.23	8561.98	145.00	16.9
1°P P36	103.95	104.14	1.00	16.76	6.21	8517.75	82.50	9.7
1°P P36	105.24	104.41	1.01	16.76	6.23	8561.98	108.00	12.6
PT P19	102.94	104.25	0.99	16.76	6.22	8535.76	132.50	15.5
PT P19	105.28	104.4	1.01	16.76	6.23	8560.34	100.00	11.7

Influenza del rapporto Φ <sub>c</sub> /Φ <sub>a</sub>					
	Φ <sub>c</sub>	Φ <sub>a</sub>	Φ <sub>c</sub> /Φ <sub>a</sub>	1/C <sub>d</sub>	C <sub>d</sub>
	(mm)	(mm)			
1°P P38	104.37	16.76	6.23	1.05	0.954
PT T25-38	104.53	16.76	6.24	1.05	0.953
PT T25-38	104.41	16.76	6.23	1.05	0.954
1°P P36	104.14	16.76	6.21	1.05	0.955
1°P P36	104.41	16.76	6.23	1.05	0.954
PT P19	104.25	16.76	6.22	1.05	0.954
PT P19	104.4	16.76	6.23	1.05	0.954

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Influenza del rapporto $H/\Phi_c$				
	H	$\Phi_c$	$H/\Phi_c$	$C_\lambda$
	(mm)	(mm)		
1°P P38	103.23	104.37	0.99	0.796
PT T25-38	104.74	104.53	1.00	0.801
PT T25-38	103.56	104.41	0.99	0.797
1°P P36	103.95	104.14	1.00	0.799
1°P P36	105.24	104.41	1.01	0.803
PT P19	102.94	104.25	0.99	0.796
PT P19	105.28	104.4	1.01	0.803

FATTORI DI INFLUENZA GEOMETRICI				
	$C_i \cdot C_\lambda$	$R_{car}$	$R_{car,corr}$	$R_{cub,corr}$
1°P P38	0.835	12.5	14.98	18.04
PT T25-38	0.840	16.1	19.15	23.07
PT T25-38	0.836	16.9	20.25	24.40
1°P P36	0.837	9.7	11.57	13.93
1°P P36	0.842	12.6	14.99	18.06
PT P19	0.834	15.5	18.61	22.42
PT P19	0.842	11.7	13.88	16.72

CONDIZIONI DI GETTO E STAGIONATURA				
	$C_s$			
Barbarito	1.500			
C S	1.300			
B.S. 1881	1.000			
NTI	1.176			
	<b>Barbarito</b>	<b>C S</b>	<b>B.S. 1881</b>	<b>N T</b>
1°P P38	27.07	23.46	18.04	21.22
PT T25-38	34.60	29.99	23.07	27.13
PT T25-38	36.60	31.72	24.40	28.70
1°P P36	20.90	18.11	13.93	16.39
1°P P36	27.09	23.48	18.06	21.24
PT P19	33.63	29.15	22.42	26.37
PT P19	25.08	21.74	16.72	19.67



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Elaborazione dati secondo NTI								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P38	1.00	0.796	1.205	0.954	1.176	1.077	12.5	13.47
PT T25-38	1.00	0.801	1.205	0.953	1.176	1.082	16.1	17.40
PT T25-38	1.00	0.797	1.205	0.954	1.176	1.078	16.9	18.25
1°P P36	1.00	0.799	1.205	0.955	1.176	1.082	9.7	10.48
1°P P36	1.00	0.803	1.205	0.954	1.176	1.085	12.6	13.68
PT P19	1.00	0.796	1.205	0.954	1.176	1.077	15.5	16.71
PT P19	1.00	0.803	1.205	0.954	1.176	1.085	11.7	12.68
Elaborazione dati secondo British Standard								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P38	1.00	0.796	1.250	1.000	1.000	0.996	12.5	12.45
PT T25-38	1.00	0.801	1.250	1.000	1.000	1.001	16.1	16.09
PT T25-38	1.00	0.797	1.250	1.000	1.000	0.997	16.9	16.88
1°P P36	1.00	0.799	1.250	1.000	1.000	0.999	9.7	9.68
1°P P36	1.00	0.803	1.250	1.000	1.000	1.003	12.6	12.65
PT P19	1.00	0.796	1.250	1.000	1.000	0.995	15.5	15.44
PT P19	1.00	0.803	1.250	1.000	1.000	1.003	11.7	11.72
Elaborazione dati secondo Concrete Society								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P38	1.00	0.796	1.250	1.000	1.300	1.294	12.5	16.19
PT T25-38	1.00	0.801	1.250	1.000	1.300	1.301	16.1	20.92
PT T25-38	1.00	0.797	1.250	1.000	1.300	1.296	16.9	21.94
1°P P36	1.00	0.799	1.250	1.000	1.300	1.299	9.7	12.58
1°P P36	1.00	0.803	1.250	1.000	1.300	1.304	12.6	16.45
PT P19	1.00	0.796	1.250	1.000	1.300	1.293	15.5	20.08
PT P19	1.00	0.803	1.250	1.000	1.300	1.304	11.7	15.24
Elaborazione dati secondo Barbarito								
Provino	$\alpha$	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$	$R_{cub,conv}$
							(MPa)	(MPa)
1°P P38	1.00	0.796	1.205	1.000	1.500	1.439	12.5	18.00
PT T25-38	1.00	0.801	1.205	1.000	1.500	1.447	16.1	23.27
PT T25-38	1.00	0.797	1.205	1.000	1.500	1.441	16.9	24.40
1°P P36	1.00	0.799	1.205	1.000	1.500	1.445	9.7	13.99
1°P P36	1.00	0.803	1.205	1.000	1.500	1.450	12.6	18.29
PT P19	1.00	0.796	1.205	1.000	1.500	1.438	15.5	22.33
PT P19	1.00	0.803	1.205	1.000	1.500	1.451	11.7	16.95

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Confronto tra resistenze in situ medie			
Metodo		$f_{m(n),is}$ (MPa)	Deviazione (MPa)
NTI		15.63	1.81
BS		14.45	2.99
CS		18.78	1.35
Barbarito		20.89	3.45
<b>Media</b>		<b>17.44</b>	<b>1.35</b>

Elaborazione dati SonReb in base ai risultati della Concrete Society									
Provino	$\alpha$	$C_a$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_i$	$R_{car}$ (MPa)	$R_{cub,conv}$ (MPa)	$R_{cub,conv,med}$ (MPa)
1°P P38	1.0	0.796	1.250	1.000	1.300	1.294	12.51	<b>16.19</b>	<b>16.19</b>
PT T25-38	1.0	0.801	1.250	1.000	1.300	1.301	16.08	<b>20.92</b>	
PT T25-38	1.0	0.797	1.250	1.000	1.300	1.296	16.94	<b>21.94</b>	<b>21.43</b>
1°P P36	1.0	0.799	1.250	1.000	1.300	1.299	9.69	<b>12.58</b>	
1°P P36	1.0	0.803	1.250	1.000	1.300	1.304	12.61	<b>16.45</b>	<b>14.52</b>
PT P19	1.0	0.796	1.250	1.000	1.300	1.293	15.52	<b>20.08</b>	
PT P19	1.0	0.803	1.250	1.000	1.300	1.304	11.68	<b>15.24</b>	<b>17.66</b>

DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI D'INFLUENZA GLOBALI									
Provino	V	N	Rs(1) Sonreb	Rs(2) Sonreb	Rs(3) Sonreb	Rv	$\phi$	$\phi$	$\phi$
PT P19	3367	36.8	<b>17.41</b>	<b>24.14</b>	<b>23.09</b>	<b>17.66</b>	1.014	0.731	0.765
PT T25-38	3592	33.0	<b>17.68</b>	<b>23.76</b>	<b>24.11</b>	<b>21.43</b>	1.212	0.902	0.889
1°P P38	2899	38.2	<b>12.43</b>	<b>19.18</b>	<b>16.66</b>	<b>16.19</b>	1.302	0.844	0.972
1°P P36	2885	33.5	<b>10.21</b>	<b>16.14</b>	<b>14.33</b>	<b>14.52</b>	1.421	0.900	1.013
						media	1.238	0.844	0.910
Rs(1) =	$7,546 \cdot 10^{-11} \cdot N^{1,4} \cdot V^{2,6}$								
Rs(2) =	$8,06 \cdot 10^{-8} \cdot N^{1,246} \cdot V^{1,85}$								
Rs(3) =	$1,20 \cdot 10^{-9} \cdot N^{1,058} \cdot V^{2,446}$								
Provino	Rv	Rv(1) Sonreb	Rv(2) Sonreb	Rv(3) Sonreb					
PT P19	<b>17.66</b>	21.54	20.38	21.01					
PT T25-38	<b>21.43</b>	21.88	20.06	21.93					
1°P P38	<b>16.19</b>	15.38	16.19	15.15					
1°P P36	<b>14.52</b>	12.64	13.62	13.03					
<b>Media</b>	<b>17.45</b>	<b>17.86</b>	<b>17.56</b>	<b>17.78</b>					

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

<b>ELABORAZIONE DATI SONREB CORPO D (<math>\Phi = 0,844</math>)</b>						
<b>Piano</b>	<b>Rif.</b>	<b>L</b>	<b>T</b>	<b>V</b>	<b>N<sub>m</sub></b>	<b>R<sub>stim,corr</sub></b>
	<b>(Pil/Tr)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(<math>\mu</math>s)</b>	<b>(m/s)</b>		<b>(MPa)</b>
Terra	P 19	29.8	88.5	3367	36.8	<b>20.37</b>
Terra	P 24	40.1	140.7	2850	34.4	<b>13.79</b>
Terra	P 25	39	123	3171	33.9	<b>16.49</b>
Terra	P 27	40.1	124.5	3221	34.7	<b>17.43</b>
Terra	P 38	29	108.4	2675	34.4	<b>12.27</b>
Terra	P 39	30.2	88.7	3405	35.5	<b>19.90</b>
Terra	T 23-24	40	112.6	3552	34.0	<b>20.40</b>
Terra	T 25-38	30.5	84.9	3592	33.0	<b>20.06</b>
Terra	T 27-39	30.2	101	2990	32.1	<b>13.81</b>
Terra	T 28-29	39.7	120	3308	32.2	<b>16.69</b>
Primo	P 16	30.7	89.5	3430	35.1	<b>19.90</b>
Primo	P 19	29.6	99	2990	34.0	<b>14.83</b>
Primo	P 24	39.7	125	3176	34.1	<b>16.61</b>
Primo	P 26	39.4	124.7	3160	34.1	<b>16.45</b>
Primo	P 28	39	113.2	3445	35.1	<b>20.06</b>
Primo	P 36	39.5	136.9	2885	33.5	<b>13.63</b>
Primo	P 38	29.8	102.8	2899	38.2	<b>16.20</b>
Primo	P 40	29.6	107	2766	34.7	<b>13.18</b>

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI CHAUVENET				
N	P	h x	h	x
<b>18</b>	0.972222	1.546222	0.253028	<b>6.110871</b>
$N_i$	$x_i$			
20.37	-3.59	12.88908		
13.79	2.99	8.94679		
16.49	0.29	0.082461		
17.43	-0.65	0.42257		
12.27	4.51	20.38133		
19.90	-3.12	9.707056		
20.40	-3.61	13.06259		
20.06	-3.28	10.76805		
13.81	2.97	8.835496		
16.69	0.10	0.009085		
19.90	-3.12	9.712379		
14.83	1.95	3.821877		
16.61	0.17	0.028533		
16.45	0.33	0.10721		
20.06	-3.28	10.74797		
13.63	3.15	9.947577		
16.20	0.58	0.337467		
13.18	3.60	12.95677		
<b>Media</b>			<b>s.q.m.</b>	<b>Var. %</b>
<b>16.78</b>		132.7643	<b>2.79</b>	<b>16.65</b>

A conclusione dell'elaborazione statistica, confrontando il valore medio delle stime corrette ed il valore medio che deriva dall'elaborazione dei risultati delle prove su carote e avendo verificato una quasi coincidenza tra i due dati, ai fini della verifica sismica si assume un valore medio della resistenza cubica del calcestruzzo in situ per il corpo di fabbrica D uguale a **17 MPa**.

**CONSIDERAZIONI SUL TIPO E NUMERO DI INDAGINI E PROVE PREVISTE ED ESEGUITE SULLE STRUTTURE IN C.A. PER LA DEFINIZIONE DEI MATERIALI**

Le seguenti tabelle riportano in forma sinottica il tipo e la numerosità delle indagini, dei prelievi e delle prove che sono state previste in sede di programma sperimentale per l'acquisizione del livello di conoscenza LC2 ed effettivamente eseguite. Come si può osservare il tipo e la numerosità delle indagini effettivamente svolte in situ rispettano quanto previsto in sede di programma.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

CORPO A+B+C+D													
SOLAIO		LC1				LC2				LC3			
		Carote CLS		Barre armatura		Carote CLS		Barre armatura		Carote CLS		Barre armatura	
		Travi	Pilastr/Pilinti	Travi	Pilastr/Pilinti	Travi	Pilastr/Pilinti	Travi	Pilastr/Pilinti	Travi	Pilastr/Pilinti	Travi	Pilastr/Pilinti
Fondazioni	1947.44	0	7	0	1	0	14	0	2	0	21	0	3
Primo solaio	1947.44	7	7	1	1	14	14	2	2	21	21	3	3
Secondo solaio	1947.44	7	7	1	1	14	14	2	2	21	21	3	3
<b>Totale</b>		<b>14</b>	<b>21</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>28</b>	<b>42</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>42</b>	<b>63</b>	<b>6</b>	<b>9</b>
<b>Totale generale</b>		Carote CLS <b>35</b>		Barre armatura <b>5</b>		Carote CLS <b>70</b>		Barre armatura <b>10</b>		Carote CLS <b>105</b>		Barre armatura <b>15</b>	
<b>Effetto ripetibilità</b>	%	Plinti	Travi+Pilastr	Plinti	Travi+Pilastr	Plinti	Travi+Pilastr	Plinti	Travi+Pilastr	Plinti	Travi+Pilastr	Plinti	Travi+Pilastr
	50	4	14	1	2	7	28	2	4	11	42	3	6
<b>Carote - CND</b>	50	Carote	Sonreb	Barra armatura		Carote	Sonreb	Barra armatura		Carote	Sonreb	Barra armatura	
		11	28	3		21	56	6		32	84	9	
RIEPILOGO GENERALE													
<b>Distribuzione travi/pilastr</b>	30	Plinti		Barre		Plinti		Barre		Plinti		Barre	
		Carote	Sonreb	Carote	Sonreb	Carote	Sonreb	Carote	Sonreb	Carote	Sonreb	Carote	Sonreb
		4	0	1	2	8	0	5	20	2			
		Carote	Plinti	Barre	Carote	Travi	Barre	Carote	Plinti	Barre	Carote	Travi	Barre
		7	0	2	4	16	1	10	40	3			
		Carote	Plinti	Barre	Carote	Travi	Barre	Carote	Plinti	Barre	Carote	Travi	Barre
		11	0	3	6	25	1	15	59	5			
RIEPILOGO													
LC1													
SOLAIO		Carote	Plinti	Barre	Carote	Travi	Barre	Carote	Plinti	Barre	Carote	Plinti	Barre
Fondazioni		4	0	1									
Primo solaio					1	4	0	3	12	1			
Secondo solaio					1	4	0	2	8	1			
<b>Totale</b>		<b>4</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>8</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>20</b>	<b>2</b>			
LC2													
SOLAIO		Carote	Plinti	Barre	Carote	Travi	Barre	Carote	Plinti	Barre	Carote	Plinti	Barre
Fondazioni		7	0	2									
Primo solaio					2	8	1	6	24	2			
Secondo solaio					2	8	0	4	16	1			
<b>Totale</b>		<b>7</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>16</b>	<b>1</b>	<b>10</b>	<b>40</b>	<b>3</b>			
LC3													
SOLAIO		Carote	Plinti	Barre	Carote	Travi	Barre	Carote	Plinti	Barre	Carote	Plinti	Barre
Fondazioni		11	0	3									
Primo solaio					3	13	1	9	35	3			
Secondo solaio					3	12	0	6	24	2			
<b>Totale</b>		<b>11</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>25</b>	<b>1</b>	<b>15</b>	<b>59</b>	<b>5</b>			
RIEPILOGO GENERALE LC2													
CAROTE	21	A		B		C		D					
BARRE	6	5		7		2		7					
STAZIONI SONREB	56	2		2		2		2					
		13		18		7		18					

RIEPILOGO DELLE INDAGINI E DEI PRELIEVI – STRUTTURE IN ELEVAZIONE					
Corpo	Prelievo carote		Prelievo barre		SonReb
	Pilastr	Travi	Pilastr	Travi	
	E	E	E	E	E
A	3	1	1	0	14
B	4	1	1	0	19
C	2	0	1	0	4
D	3	1	0	1	18
<b>totale</b>	<b>12</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>55</b>

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

RIEPILOGO DELLE INDAGINI E DEI PRELIEVI – PLINTI		
Corpo	Prelievo carote	Prelievo barre
	E	E
A	3	0
B	2	1
C	0	0
D	1	1
totale	<b>6</b>	<b>2</b>

**CONSIDERAZIONI SUL NUMERO DI CONTROLLI PREVISTI ED EFFETTUATI SULLE STRUTTURE IN C.A. PER LA DEFINIZIONE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Le seguenti tabelle riportano in forma sinottica la numerosità delle indagini pacometriche che sono state previste in sede di programma sperimentale per l'acquisizione del livello di conoscenza LC2 ed effettivamente eseguite.

RIEPILOGO DEI CONTROLLI DEI DETTAGLI – STRUTTURE IN ELEVAZIONE		
	Pilastrì	Travi
	E	E
A	3	2
B	4	2
C	1	2
D	3	4
totale	<b>11</b>	<b>10</b>

**RISULTATI DELLE PROVE DI TRAZIONE SUI TONDINI D'ARMATURA**

La tabella seguente riporta i risultati delle prove di trazione sulle sei barre estratte dagli elementi strutturali indicati nel paragrafo precedente. Nella stessa tabella sono anche riportati i valori medi della resistenza a snervamento e a rottura.

Per le analisi e verifiche di vulnerabilità sismica sia nel modello per elementi/meccanismi Fragili, che nel modello per elementi/meccanismi Duttili si è scelta la tensione media di snervamento

$$f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2.$$

A questo valore sono stati applicati, a seconda delle verifiche, il fattore di confidenza (per elementi/meccanismi duttili) nonché il fattore di confidenza e il coefficiente dei materiali (per elementi/meccanismi fragili) secondo norma.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Sigla	Sigla accettazi one	Dimensioni sezione			Peso unitar (N/m)	Carichi totali		Carichi unitari		Rapporti		Allun g. A <sub>5</sub> %
		$\sigma_{nom}$ (mm)	$\sigma_{eff}$ (mm)	Sezione (mm <sup>2</sup> )		Snerv. (N)	Rott. (N)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y/f_{yk}$	$f_t/f_y$	
P46 / 1°P	2/09-22	16	15.92	198.96	15.32	79000	109250	397.06	549.10	n.d.	1.38	32.4
P118/PT	2/09-23	18	18.17	259.38	19.97	89750	131750	346.02	507.94	n.d.	1.47	36.0
P84/PT	2/09-24	22	21.93	377.77	29.08	94000	143000	248.83	378.53	n.d.	1.52	42.8
SC7 Fe	2/09-25	18	17.89	251.44	19.36	100250	143250	398.71	569.73	n.d.	1.43	30.6
SC5 Fe	2/09-26	18	17.89	251.32	19.35	107500	154000	427.73	612.75	n.d.	1.43	19.0
Tr 27-39 PT	2/09-27	12	11.82	109.66	8.44	38800	56300	353.82	513.41	n.d.	1.45	22.7
<b>Valori medi</b>								362.03	521.91			

## **ASPETTI GEOLOGICI DELL'AREA IN ESAME**

Gli aspetti geologici dell'area in esame sono desumibili dalle stratigrafie presenti nella relazione geologica allegata alla “*Relazione sul sopralluogo tecnico e sulle indagini effettuate presso la scuola Domenico Savio di Ancona*”. Da questo studio si evince che l'area è costituita dalla seguente successione:

- Terreno di riporto costituito da limi talvolta debolmente sabbiosi con inclusi di varia natura e concrezioni calcaree fino alla profondità di m 1,2-3,0 dal piano di campagna;
- Coltre eluviale costituita da limo argilloso variamente sabbioso, asciutto con assenza di struttura e concrezioni calcaree fino ad una profondità di m 2,0-6,0;
- Formazione in posto alterata da limo argilloso nocciola-marrone, con strutture mal distinguibili nella porzione sommitale fino ad una profondità di m 9,0-12,0;
- Formazione in posto inalterata costituita da argilla limosa bluastra compatta oltre m 9,0-12,0.

## **CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO**

Il suolo è stato classificato dal geologo del Comune di Ancona Dott. Stefano Cardellini come categoria **E** ai sensi del punto 3.1 dell'OPCM n. 3274 che recita:

- E** *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di  $V_{S30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s.

## **DISPOSIZIONI ATTUATIVE: II DPCM 21 Ottobre 2003**

La verifica di sicurezza dell'Istituto scolastico Domenico Savio di Ancona viene fatta seguendo le direttive impartite dal DPCM 21 ottobre 2003, che guidano il progettista nella definizione del livello di acquisizione dati da raggiungere per una certa tipologia di edificio, in funzione del livello di analisi che si deve affrontare.

In considerazione del fatto che i singoli corpi di fabbrica che costituiscono l'edificio in esame possono definirsi regolari in quanto soddisfano le condizioni di regolarità prescritte dal DPCM 21 ottobre 2003:

- a) configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto; (max 4);
- c) massimo valore di rientri o sporgenze espresso in percentuale della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza (max 25%);
- d) solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali;
- e) minima estensione verticale di un elemento resistente dell'edificio (quali telai e pareti) espressa in percentuale dell'altezza dell'edificio (min 100%);
- f) massime variazioni da un piano all'altro di massa e rigidezza espresse in percentuale della massa e della rigidezza del piano contiguo con valori più elevati (max 20%);
- g) massimi restringimenti della sezione dell'edificio, in percentuale alla dimensione corrispondente al primo piano, ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante (max 30 %, max 10%);
- h) Presenza di elementi non strutturali particolarmente vulnerabili o in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura (es. tamponamenti rigidi distribuiti in modo irregolare in pianta o in elevazione, camini o parapetti di grandi dimensioni in muratura).



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Nonostante che le condizioni di regolarità risultino soddisfatte per l'edificio scolastico è stata svolta un'**analisi di livello 2, per la quale è un livello di conoscenza approfondito (LC2 o LC3).**

Dai sopralluoghi, dai disegni originari depositati e acquisiti presso il Genio Civile, da altri documenti esaminati, dai rilievi effettuati, dalle prove sui materiali effettuate, si ritiene di aver raggiunto un livello di conoscenza **LC2** dell'edificio corrispondente ad un fattore di confidenza pari a **FC= 1,20** da applicare ai valori medi delle proprietà dei materiali nelle verifiche.

**FASE II: ELABORAZIONE DEI DATI RACCOLTI**

### **MODELLO DI CALCOLO**

Le strutture dei quattro corpi di fabbrica di cui si compone l'Istituto Scolastico Domenico Savio di Ancona è stata schematizzata come modello tridimensionale con il programma CDS WIN prodotto e distribuito dalla STS di S. Agata Li Battiati (CT).

Il programma utilizza una schematizzazione per elementi finiti. Gli elementi finiti utilizzati sono stati:

- Elementi Beam: Travi e Pilastrini
- Elementi setto: Pareti contro terra

I solai in c.a. sono stati schematizzati come diagrammi rigidi. Il peso proprio dei solai ed il carico variabile è stato assegnato sugli elementi strutturali portanti mediante una distribuzione di carico uniforme.

### **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Analisi condotta agli Stati Limite in accordo con le NTC DM 14/01/2008.

### **TIPO DI ANALISI**

Ai fini della verifica sismica è stata eseguita un'analisi dinamica multimodale: per la verifica allo SLSV come input sismico è stato assunto lo spettro di progetto ottenuto dallo spettro elastico specifico del sito, attraverso il fattore di struttura  $q$ . Per la valutazione del fattore di struttura  $q$  è stata condotta preliminarmente un'analisi statica non lineare (Analisi di Pushover). Dall'analisi di pushover è risultata una sostanziale tendenza delle strutture a manifestare un comportamento "fragile" caratterizzato dalla formazione di meccanismi di rottura per taglio, localizzati prevalentemente nei pilastri, ma anche in alcune travi di luce maggiore. Tali meccanismi sono originati dall'insufficiente armatura trasversale (staffe). Per questo motivo, valutati attentamente i risultati dell'analisi statica non lineare, il fattore di struttura  $q$  è stato assunto uguale a 1,5. Nel D.M. 14/01/2008 lo spettro specifico del sito si modifica in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  del terremoto, in quanto da questo non dipende solo l'accelerazione di ancoraggio ma anche i periodi  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  (quindi la forma spettrale). Pertanto per la valutazione della vulnerabilità sismica del complesso edilizio allo stato attuale sono state eseguite diverse analisi facendo variare il periodo di ritorno da  $T_R = 30$  anni (valore minimo prescritto dalle Norme Tecniche) fino al periodo di ritorno per il quale si ha la completa rottura degli elementi resistenti.

**N.B.** Come è già stato rilevato il fabbricato è costituito da quattro corpi di fabbrica, separati da giunti non sismici realizzati da raddoppi di pilastri che, però, spiccano da un unico plinto di fondazione. Nell'analisi strutturale i quattro corpi sono stati considerati separatamente sotto l'ipotesi che venga superata la criticità rappresentata dall'inadeguatezza della larghezza dei giunti. La formazione di giunti sismici adeguati, nella fattispecie, richiede la demolizione e la ricostruzione di uno dei pilastri che si affacciano sul giunto.

### **CONDIZIONI DI CARICO**

Il numero delle condizioni di carico è quello richiesto dalle norme tecniche che prevedono tutte le possibili combinazioni tra i carichi gravitazionali (assunti di valore appropriato alla combinazione sismica) e l'effetto del sisma (ivi compresa l'introduzione dell'eccentricità aggiuntiva) secondo due

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

direzioni coincidenti con gli assi ortogonali principali (Dir. X e Dir. Y) in entrambi i sensi (da sinistra verso destra ed in senso opposto)

**PARAMETRI DI CALCOLO ANALISI DINAMICA**

Stati limite considerati: SLD, SLV

Vita Nominale della struttura  $V_N$ : 50 anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso  $C_U$ : 1,5

Periodo di riferimento  $V_R$ :  $1,5 \cdot 50 = 75$  anni

Periodo di ritorno SLD: 75 anni (probabilità superamento in 75 anni del 63%)

Periodo di ritorno SLV (periodo target): **712** anni (probabilità superamento in 75 anni del 10%)

Spettro specifico di sito: in accordo con D.M. 14/01/2008 (paragrafo 3.2)

Tipo di Terreno: E

Smorzamento viscoso: 5%

Eccentricità aggiuntiva: 0,05 dimensione trasversale rispetto alla direzione del sisma

Modello per elementi/meccanismi DUTTILI allo SLV: Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.5

Modello per elementi/Meccanismi FRAGILI allo SLV: Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.5

In entrambi i modelli definiti per lo SLV l'efficienza flessionale degli elementi strutturali è stata definita al 50% in quanto trattasi di un'analisi di tipo globale ove si deve considerare una parzializzazione generalizzata delle sezioni.

**LIVELLO DI VULNERABILITA' (INDICE DI RISCHIO) PER LO SLV**

L'indice di rischio è stato valutato come rapporto tra il periodo di ritorno minimo per il quale si è manifestato un meccanismo di crisi sul primo elemento strutturale (nella fattispecie, un pilastro dello spiccatto di fondazione) ed il periodo di ritorno target, in questo caso uguale a 712 anni.

Nel caso in questione, ai fini della valutazione della vulnerabilità si è concentrata l'attenzione sui PILASTRI, ritenendo questi gli elementi strutturali più sensibili sia per la ridotta lunghezza che caratterizza la prima elevazione (pilastri "corti") sia per l'insufficiente armatura trasversale.

### **VALUTAZIONI CRITICHE DEI RISULTATI**

Com'è già stato menzionato, sia l'analisi statica non lineare sia l'analisi lineare con il fattore di struttura  $q$  hanno evidenziato che, a causa della carenza di armatura a taglio, soprattutto nei pilastri, ma anche in molte travi, la struttura manifesta un comportamento fragile ed una resistenza insufficiente a fronteggiare l'azione sismica di progetto.

Tuttavia, nonostante i valori piuttosto modesti degli indicatori di rischio che si attestano intorno a 0,2-0,3, quindi ben lontani dal valore 0,8 che solitamente viene assunto come valore di soglia al di sopra del quale la struttura si può considerare adeguata, non si ritiene necessario segnalare l'edificio per la demolizione per i seguenti motivi:

1. una volta formati i giunti sismici e quindi scongiurato il pericolo di una dannosa interazione (martellamento) tra i quattro corpi di fabbrica adiacenti, ciascuna struttura tenderà a manifestare un comportamento dinamico ottimale, considerata la regolarità sia in pianta, sia in altezza e l'assenza di importanti concentrazioni di rigidità rispetto alla distribuzione delle masse;
2. il comportamento sismico può essere migliorato riducendo le masse al piano di copertura, mediante la demolizione del controsoffitto realizzato in latero-cemento e realizzando un impalcato rigido all'estremità superiore dei pilastri dello spiccato di fondazione al posto dell'attuale soletta per altro completamente dissestata;
3. i valori delle resistenze dei materiali, in particolare la resistenza a compressione media del calcestruzzo, sono tutto sommato accettabili e sicuramente in linea con i valori che caratterizzano altre strutture costruite nella stessa epoca;
4. lo stato di conservazione delle strutture appare buono: non sono stati osservati preoccupanti fenomeni di corrosione delle armature né sono state rilevati quadri fessurativi che interessano elementi strutturali di forte impegno statico;
5. i dissesti presenti nell'edificio non sono dovuti a carenze strutturali ma piuttosto a cedimenti differenziali dei punti di appoggio, dovuti a scorrimento della coltre superficiale di terreno;
6. un notevole incremento della capacità resistente e dissipativa può essere conferito alla struttura risolvendo le criticità associate alla nascita di meccanismi fragili;
7. vi è il sospetto che la categoria di suolo assunta ai fini delle verifiche (suolo di tipo E), suggerita dal geologo Dott. Cardellini del Comune di Ancona, sia eccessivamente penalizzante; una più approfondita valutazione delle caratteristiche geofisiche del terreno di sedime, ad esempio mediante una o più prove di "down hole" o attraverso alcune "stese sismiche" potrebbe far emergere valori delle velocità  $V_{S,30}$  nella formazione alterata inferiori a quelli che caratterizzano il suolo E;
8. la crisi degli elementi strutturali prioritari, cioè dei pilastri, è progressiva: è pur vero che l'indicatore di rischio deve essere valutato nel momento in cui il primo elemento strutturale raggiunge una situazione limite, ma è anche vero che, nel caso in questione, l'analisi strutturale ha evidenziato che la crisi globale avviene per un'accelerazione molto superiore (circa 3 volte) rispetto alla crisi iniziale, il che conferma che una decisa diminuzione della vulnerabilità può essere ottenuta annullando i meccanismi fragili.

L'analisi non ha evidenziato preoccupanti deficienze di resistenza per quanto riguarda i meccanismi duttili associati alla sollecitazione di presso-flessione, in quanto tali meccanismi, grazie alla quantità di armatura longitudinale presente nei pilastri, sono ampiamente anticipati da quelli fragili, nonostante il valore modesto del fattore di struttura assunto anche per i meccanismi dissipativi.

**INDICAZIONI PROGETTUALI AI FINI DELLA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ  
SISMICA**

1. Demolizione del pavimento e della soletta in calcestruzzo del piano terra. Dalle indagini endoscopiche è emerso che, allo stato attuale, la soletta della pavimentazione non poggia sul sottostante terreno che si è abbassato a seguito dei movimenti della coltre superficiale;
2. Scavo del terreno al disotto del pavimento del piano terra fino al piano di posa dei plinti di fondazione;
3. Costruzione di travi parete tra i pilastri dello spiccato di fondazione ed i plinti nelle due direzioni dei telai con il duplice scopo di eliminare la criticità costituita dai pilastri “corti” e per realizzare un piano fondativo sufficientemente rigido da contrastare i movimenti della coltre;
4. Realizzazione di un solaio al piano terra al posto dell’attuale soletta. Il solaio, alleggerito, dovrà essere rigidamente collegato alle travi parete sottostanti in modo da formare con esse un piano scatolare rigido;
5. Demolizione e ricostruzione in posizione arretrata dei pilastri in aderenza appartenenti a corpi adiacenti in modo da realizzare giunti sismici di adeguata larghezza;
6. Intervento sui pilastri esistenti per aumentare la resistenza a taglio. A tale riguardo, in considerazione della forma della sezione trasversale dei pilastri da trattare (rettangolare allungata), è in questo caso preferibile eliminare il copri ferro ed aggiungere una staffatura suppletiva;
7. Intervento sulle travi esistenti per aumentare la resistenza a taglio e a flessione. A tale riguardo, è in questo caso preferibile applicare tessuto e lamine a base di fibre di carbonio;
8. Demolizione del controsoffitto in laterizio presente al disotto del solaio di copertura piana;
9. Applicazione di isolamento termico al disopra del solaio di copertura per supplire alla demolizione del controsoffitto.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

**COMUNE DI ANCONA**

**COMPLESSO SCOLASTICO DOMENICO SAVIO**  
**Via Torresi, Ancona**

**VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA DI EDIFICI  
PUBBLICI E OPERE INFRASTRUTTURALI, AI SENSI DELLA OPCM 8 LUGLIO 2004  
N. 3362 E SS.MM.E II.**

**APPENDICE n. 1**  
**Interpretazione dei risultati delle prove di compressione su carote**

***Il concetto di resistenza***

Nelle costruzioni esistenti la resistenza è determinata su campioni estratti dagli elementi strutturali. Il metodo di prelievo più usato è sicuramente quello che avviene mediante carotaggio, in quanto questa operazione, se eseguita secondo le norme specifiche, consente di ottenere campioni pressoché “indisturbati”.

La resistenza che si determina sperimentalmente non è di tipo “convenzionale” ma è una resistenza attuale che si indica più propriamente come “resistenza su carota”  $R_{car}$ . Dalla resistenza su carota, mediante adeguati coefficienti correttivi, si deve valutare la “resistenza a compressione in situ”  $R_{cil}$  definibile come la resistenza equivalente di un provino cilindrico standard. Da questa si può ottenere la resistenza equivalente di un provino cubico  $R_{eff,cub}$  adottando un opportuno coefficiente di trasformazione.

Pertanto, in modo del tutto analogo a quanto si è visto per le nuove costruzioni, ha senso introdurre le seguenti grandezze:

- Resistenza in situ media;
- Scarto quadratico medio delle resistenze in situ;
- Valore caratteristico della resistenza in situ.

ed ha anche senso, in una moltitudine di casi, **stimare** il valore della resistenza caratteristica convenzionale  $R_{cub,conv}$  a partire dal valore della resistenza caratteristica in situ  $R_{eff,cub}$  mediante l'introduzione di adeguati coefficienti correttivi.

Questo procedimento si rende sicuramente necessario nei seguenti casi:

1. il materiale posto in opera è di qualità difforme da quanto prescritto nel progetto e nel capitolato il che richiede di valutare qual'è l'effettivo valore di riferimento delle resistenza caratteristica ai fini del controllo del livello di sicurezza effettivo e di una riformulazione del prezzo contrattuale;
2. nelle verifiche agli stati limiti (di esercizio per quanto attiene alla limitazione delle tensioni e ultimo per quanto attiene alla resistenza) per carichi gravitazionali (sempre obbligatori) quando si rientra appunto in questa modalità di verifica della sicurezza;
3. nelle verifiche sismiche delle strutture quando la norma di riferimento (ad esempio la legge 61/98 per la ricostruzione delle aree colpite dal terremoto Umbro-Marchigiano del settembre 1997) parli genericamente di resistenza caratteristica e non specifici “resistenza caratteristica in situ”.

Il primo capoverso del punto 9.2 – CRITERI GENERALI del D.M. 14 settembre 2005 “Norme tecniche per le costruzioni” recita che “*le costruzioni esistenti devono avere livelli di sicurezza definiti dai principi normativi fondamentali riportati al capitolo 2 e che sono identificati dalle specifiche norme per i diversi materiali costituenti la costruzione, di cui al capitolo 5*”; sembrerebbe, quindi, che la verifica di sicurezza per le costruzioni esistenti debba essere condotta come per le nuove costruzioni introducendo, quindi, le resistenze caratteristiche e i coefficienti parziali di sicurezza. Resta il dubbio se, a questo proposito, debbano essere considerate le resistenze caratteristiche in situ oppure le resistenze caratteristiche convenzionali. Tuttavia lo stesso D.M. 14

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

settembre 2005 al Punto 9.3) , introduce il concetto di resistenza "residua" che dovrebbe coincidere con la resistenza in situ attuale. La stessa norma al punto 11.1.6 – CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA recita che *“il valore medio della resistenza del calcestruzzo in opera (definito anche come valore attuale) è in genere inferiore al valor medio della resistenza dei prelievi. È accettabile un valor medio, misurato con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformato in resistenza cubica, non inferiore all’85% di  $R_{ck}$ ”*.

D'altra parte, le “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”, documento provvisorio del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che, di fatto, riprende la norma Europea a carattere sperimentale prEN 13791:2005 “Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components”, nell’escludere la possibilità di sostituire i normali controlli di accettazione da eseguirsi su provini prelevati dal getto e stagionati in conformità alle relative norma UNI con le prove su campioni estratti, per il motivo che è di difficile valutazione gli effetti che sui prelievi in opera hanno avuto la posa in opera e la stagionatura del calcestruzzo, prevede la possibilità di procedere ad una stima della resistenza in situ nei seguenti casi:

- modifica della destinazione d’uso;
- verifica della rispondenza ai requisiti strutturali qualora ci siano dubbi sulla sicurezza per carenze nelle modalità esecutive o deterioramento del calcestruzzo;
- verifica della conformità a requisiti particolari;
- danno alla struttura (per sovraccarico, urto, incendio,...);
- difetto nella struttura (deficienze di progetto, esecuzione, materiali,...).

La modalità d’indagine si diversifica a seconda che si deve:

- stimare la stabilità di un’intera struttura;
- determinare la qualità di singoli elementi.

Il numero dei campioni prelevati dipende:

- dal grado di fiducia che si intende affidare alla stima della resistenza;
- dalla variabilità dei dati o risultati che si presume ottenere.

Le aree di prova (test regions nella prEN 13791:2005) da cui devono essere estratti i campioni devono essere scelte in modo tale da permettere la valutazione della resistenza meccanica della struttura o di una sua parte interessata dall’indagine. All’interno delle aree di prova devono essere localizzati i punti di prelievo (test locations nella prEN 13791:2005). Le aree di prova e i punti di prelievo devono essere preventivamente identificati e selezionati in relazione agli obiettivi.

La dimensione e la localizzazione dei punti di prova dipendono da questioni di carattere logistico (nel caso del carotaggio occorre usare una macchina carotatrice che ha peso e dimensioni che richiedono una buona accessibilità) e tecnico (il carotaggio comporta un indebolimento



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

dell'elemento i cui è stato eseguito il prelievo). Il numero delle prove da effettuare dipende dall'affidabilità desiderata nei risultati.

La numerosità dei punti di prova è un compromesso tra: accuratezza desiderata, tempo d'esecuzione, costo e danno arrecato alla struttura. Nel caso del carotaggio, le linee guida indicano un numero minimo di tre prelievi per ciascuna area di prova. In questo caso, però, si può stimare soltanto la resistenza media. Nel caso invece che la numerosità sia superiore è possibile stimare la resistenza caratteristica (frattile inferiore 5%) nel seguente modo:

- Se la numerosità è compresa tra 4 e 14, la resistenza caratteristica  $f_{ck, is}$  è il più piccolo dei seguenti valori:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k$$
$$f_{ck, is} = f_{is, min} + 4$$

in cui:

- $f_{m(n), is}$  è il valore medio di n valori di resistenza in situ;
- $f_{is, min}$  è il valore minimo delle resistenze in situ;
- $k$  è un fattore che dipende dal numero n delle prove eseguite secondo la tabella n.1:

Tabella n. 1 – Valori di $k$ secondo le Linee Guida	
n	$k$
Da 10 a 14	4
Da 7 a 9	5
Da 4 a 6	6

La norma prEN 13791:2005, nel premettere che il numero di prelievi da ciascuna area di prova dovrà essere valutato in funzione del volume di calcestruzzo interessato e dello scopo del prelievo, propone lo stesso numero minimo di prelievi, cioè tre per ciascuna area di prova, ma anche per questo numero propone il calcolo della resistenza caratteristica. Infatti il fattore  $k$  è dato nella tabella n.2.

Tabella n. 2 – Valori di $k$ secondo la norma prEN 13791:2005	
n	$k$
Da 10 a 14	5
Da 7 a 9	6
Da 3 a 6	7

- Se la numerosità è uguale o maggiore di 15, sia le Linee Guida sia la prEN 13791:2005 propongono per la resistenza caratteristica  $f_{ck, is}$  il più piccolo dei seguenti valori:

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \cdot s$$

$$f_{ck, is} = f_{is, min} + 4$$

in cui:

- $s$  è lo scarto quadratico medio di  $n$  valori di resistenza in situ;

Al fine di valutare, in funzione della resistenza caratteristica in situ, l'equivalente classe del calcestruzzo così come definita dalla norma EN 206-1, la prEN 13791:2005 fornisce i valori minimi delle resistenze in situ (sia cilindriche sia cubiche) per ciascuna classe (cfr. Tabella n. 3).

Nella tabella si assume che il rapporto tra la resistenza caratteristica in situ e la resistenza caratteristica convenzionale sia uguale a 0,85 per tutte le classi. Quindi questo fattore di correzione (che si ritrova anche nel D.M. 14 settembre 2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni") tiene conto della differente modalità di getto e di compattazione, della diversa stagionatura del materiale in situ rispetto alle condizioni di laboratorio, dell'effetto di disturbo indotto dall'operazione di prelievo.

Tabella n. 3		
Valori minimi delle resistenze caratteristiche in situ per le classi di resistenza secondo EN 206-1		
Classe di resistenza (EN 206-1)	$f_{ck, is, cil}$	$f_{ck, is, cub}$
C8/10	7	9
C12/15	10	13
C16/20	14	17
C20/25	17	21
C25/30	21	26
C30/37	26	31
C35/45	30	38
C40/50	34	43
C45/55	38	47
C50/60	43	51
C55/67	47	57
C60/75	51	64
C70/85	60	72
C80/95	68	81
C90/105	77	89
C100/115	85	98

Anche le Linee Guida indicano il fattore correttivo da assumere come rapporto tra la resistenza caratteristica in situ e la resistenza caratteristica standard del calcestruzzo messo in opera

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

(rilevata mediante provini standard) uguale a 0,85, con l'avvertenza, però, che la trasformazione avviene a parità di tempo di stagionatura. In altre parole se la resistenza caratteristica in situ  $f_{ck, is, cub}$  viene stimata per un calcestruzzo che ha un anno di stagionatura, la resistenza caratteristica su provini standard  $f_{ck, cub, 1 \text{ anno}}$  è uguale a  $\frac{f_{ck, is, cub}}{0,85}$ . Appare dunque palese la discrepanza tra le Linee

Guida e la prEN 13791:2005 che, associando la resistenza in situ alla classe del calcestruzzo secondo EN 206-1, trasforma la resistenza in situ in resistenza convenzionale, cioè standard ma con stagionatura a 28 giorni. La discrepanza non è trascurabile essendo noto che la resistenza attuale del calcestruzzo cresce asintoticamente con il tempo (finanche del 20-30%), in funzione anche del tipo di cemento utilizzato nella confezione.

Contrariamente alle attuali tendenze normative, che, come si è visto, anche nel caso di costruzioni esistenti, indicano nella resistenza caratteristica convenzionale o in situ, la base per le verifiche di sicurezza, L'Ordinanza PCM 3431 del 3/5/2005 al punto 11.2.2.3 "*Caratteristiche dei materiali da impiegare nelle verifiche di sicurezza*" recita: "*per il calcolo delle capacità degli elementi duttili si utilizzano **i valori medi** delle proprietà dei materiali esistenti, come ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il Fattore di Confidenza..., in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Per il calcolo delle capacità degli elementi fragili si utilizzano **i valori medi** delle proprietà dei materiali esistenti, come ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il Fattore di Confidenza..., in relazione al livello di conoscenza raggiunto, e divisi per il coefficiente parziale relativo*". Occorre sottolineare che l'assunzione del valore medio delle resistenza in situ è indipendente dalla numerosità delle prove effettuate.

In quanto associato al livello di conoscenza raggiunto (Conoscenza Limitata LC1, Conoscenza Adeguata LC2, Conoscenza Accurata LC3) il Fattore di Confidenza FC (cfr. Tabella 11.1) deve essere inteso come un "coefficiente di peso" (in senso statistico) che descrive l'affidabilità della stima della resistenza condotta sulla base delle misure in situ effettuate. Per gli elementi fragili, per i quali la verifica di sicurezza coincide con la verifica di resistenza, i coefficienti parziali di sicurezza sui materiali rimangono uguali a 1,6 per il calcestruzzo e 1,15 per l'acciaio. Viceversa, per gli elementi duttili, per i quali la verifica di sicurezza consiste nel superamento o meno dei limiti di deformabilità, tali coefficienti sono indifferentemente assunti uguali a 1 in quanto viene introdotto, nell'espressione della rotazione di collasso, un coefficiente di sicurezza "di elemento"  $\gamma_{el}$  che vale 1,5 per gli elementi primari e 1,0 per gli elementi secondari (cfr. Allegato 11.A).

I valori medi delle resistenze dei materiali, che sono assunti alla base delle verifiche di sicurezza, sono calcolati su un numero di campioni di acciaio e di calcestruzzo che, in modo indicativo, è riportato nella Tabella 11.2a.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

<b>Tabella 11.2a - Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.</b>		
	Rilievo (dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)</sup>
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

**NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA 11.2 (a)**

Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella tabella 11.2 hanno valore indicativo e debbono essere adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

- (a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini di rilievo dei dettagli costruttivi si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale di controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.
- (b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.
- (c) 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.

Il numero di provini riportato nella tabella 11.2a potrà essere variato, in aumento o 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.

Nella terza colonna della Tabella 11.2a è riportata l'estensione dell'area di prova (uguale a 300 m<sup>2</sup>) e la numerosità minima dei prelievi (1 per il livello di conoscenza LC1 e 3 per il livello di conoscenza LC3).

In realtà, l'area di prova concepita come una frazione della superficie in pianta del fabbricato non ha molto senso in quanto non descrive la quantità volumetrica del calcestruzzo messo in opera né quanto del volume di calcestruzzo ricadente in quell'area è servito per realizzare i pilastri (elementi di gran lunga più importanti in situazione sismica che non le travi) e quanto invece è stato utilizzato per le travi; sarebbe meglio definire l'area di prova come numero degli elementi resistenti (pilastri e travi) appartenenti allo stesso gruppo in modo simile a quanto viene richiesto nella seconda colonna ai fini del rilievo.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

Per gruppo si dovrebbe definire il numero minimo di elementi che presentano la stessa classe statistica definita da un coefficiente di variazione di cui si dovrebbe specificare il valore massimo. Ad esempio 0,10 è il coefficiente massimo di variazione che, secondo le Linee Guida, garantisce un accettabile livello di confidenza (95%) sui valori misurati.

La classe statistica, quindi la dimensione del gruppo, dovrebbe essere determinata sulla base di controlli non distruttivi preliminari, basati sull'uso dello sclerometro, degli ultrasuoni o su una combinazione dei due metodi.

Per quanto riguarda la numerosità dei prelievi indicata nella Tabella 11.2 a, si sottolinea la notevole diversità con quanto sembra essere l'orientamento a livello nazionale ed europeo che, come detto precedentemente, indica un numero minimo di prelievi per ciascuna area di prova uguale a 3.

***Fattori che influenzano la resistenza delle carote***

I fattori che influenzano la resistenza delle carote possono essere suddivisi in due gruppi; nel primo sono compresi i fattori che sono associati alla caratteristica del calcestruzzo, al secondo appartengono quei fattori che dipendono dalle modalità di prelievo e dalle condizioni di prova. La resistenza in situ sarà influenzata dalla modalità di stagionatura della struttura e dall'està del calcestruzzo al momento del prelievo. Alcuni dei fattori di influenza devono essere presi in considerazione al momento dell'elaborazione dei risultati. Alcuni altri possono essere trascurati mentre altri ancora vengono normalmente ignorati.

Fanno parte del gruppo che dipende dalle caratteristiche del calcestruzzo i seguenti fattori:

- *umidità contenuta all'interno della carotata momento della prova.* La resistenza di un campione saturo è dal 10 al 15% inferiore a quella di un analogo campione allo stato secco. Tipicamente si assume nell'intervallo da 8 a 12%;
- *presenza di vuoti (porosità).* La resistenza diminuisce all'aumentare dell'indice dei vuoti. Ogni punto percentuale di porosità in più del normale fa influenza determina il valore del peso specifico apparente del calcestruzzo, l'eccesso di vuoti è valutato per pesatura rispetto ad un calcestruzzo di densità normale (che si può assumere uguale a  $24 \text{ kN/m}^3$ );
- *direzione di getto rispetto alla direzione di prelievo.* La resistenza di una carota prelevata in direzione verticale (coincidente con la direzione del getto) può essere maggiore della resistenza di un provino estratto in direzione ortogonale. Questo dipende dalla modalità di getto e costipamento del calcestruzzo. La differenza può essere stimata tra lo 0% e l'8%;
- *imperfezioni di getto.* Nidi di ghiaia, vuoti dovuti a congestione di armatura, effetto di bleeding possono essere intercettati dal carotaggio. In questo caso è molto difficile stabilire che la

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

resistenza determinata su questi campioni sia effettivamente rappresentativa della resistenza strutturale. Per questo motivo i campioni che presentano queste imperfezioni dovrebbero essere scartati.

Fanno parte del gruppo che dipende dalle modalità di prelievo e di prova:

- *diametro della carota.* Il diametro della carota influenza il valore della resistenza e la sua variabilità. La resistenza di una carota prelevata orizzontalmente di 100 mm di diametro e rapporto di snellezza uguale a 1 corrisponde a quella di un provino cubico standard di 150 mm di lato. Se il diametro è inferiore a 100 mm e il rapporto di snellezza rimane uguale a 1, la variabilità della resistenza è generalmente maggiore. Per questa ragione se si utilizzano carote da 50 mm di diametro, si dovrebbe prelevare almeno il triplo di campioni rispetto a quello costituito da carote da 100 mm di diametro con un'interpolazione lineare tra 100 mm e 50 mm. La variabilità della resistenza misurata aumenta al diminuire del rapporto tra diametro della carota e dimensione massima dell'aggregato. I campioni con diametro inferiore a 50 mm appartengono alla specie delle microcarote per le quali può essere applicata la norma UNI 10766:1999;
- *Rapporto di snellezza (lunghezza su diametro).* La resistenza diminuisce per rapporti di snellezza maggiori di 1 ed aumenta per rapporti minori di 1. Questo fenomeno è associato all'influenza dell'attrito che si sviluppa tra la superficie del provino ed i piatti della macchina di compressione ed alla "cerchiatura" o "sconfinamento" del calcestruzzo che ne consegue;
- *Planarità delle facce compresse.* La resistenza dipende dalla planarità delle facce e dall'ortogonalità tra queste e l'asse del cilindro. Nel primo caso, infatti, si genera una componente di forza trasversale rispetto all'asse del provino; nel secondo caso si crea un'eccentricità del carico di prova e, conseguentemente, uno stato di sollecitazione composta. La tolleranza prevista per la planarità dovrebbe essere la stessa di quella prevista per i provini standard secondo UNI EN 12390-1;
- *Rettifica delle facce.* Premesso che la semplice rettifica meccanica non è sufficiente a garantire la tolleranza di planarità (a meno che le superfici non siano tornite), una bassa resistenza del materiale di appoggio necessario alla cattura influenza negativamente la resistenza del provino. Se, al contrario, vengono utilizzate cappature a base di malte cementizie ad alta resistenza o miscele di solfuri di zolfo e sabbia, la resistenza del provino non è sostanzialmente influenzata;

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

- *Effetto dell'operazione di carotaggio.* Il carotaggio può produrre un danneggiamento in calcestruzzi non sufficientemente maturati o intrinsecamente deboli e, normalmente, l'effetto di disturbo non è visibile. A differenza di un provino cilindrico standard, la carota include frammenti di aggregati tagliati che possono soltanto essere trattieneuti per adesione alla matrice cementizia ma che verosimilmente non contribuiscono alla resistenza del provino.
- *Presenza di spezzoni di armatura.* La presenza di pezzi di barre d'armatura con asse inclinato rispetto all'asse della carota, porta ad una diminuzione della resistenza del materiale perché costituisce una zona di concentrazione di tensioni. In questi casi l'influenza può essere stimata per esempio attraverso un coefficiente moltiplicativo maggiore di 1, proposto dalla British Concrete Society:

$$C = 1 + 1,5 \cdot \sum \frac{\Phi_{r,i} \cdot d_i}{\Phi_c \cdot L}$$

in cui:

$\Phi_{r,i}$  è il diametro della i-esima barra;

$d_i$  è la distanza tra l'iesima barra e la base più vicina della carota;

$\Phi_c$  è il diametro della carota;

$L$  è la lunghezza della carota.

Viceversa, una barra posta in corrispondenza o nelle immediate vicinanze dell'asse della carota, comporta l'esclusione automatica del provino.

***Interpretazione dei risultati della prova di compressione***

Come si è visto, il valore della resistenza unitaria determinata con la prova di compressione eseguita sulle carote è diverso da quello che si misurerebbe su un equivalente provino standard, in quanto intervengono numerosi fattori a rendere le due prove sostanzialmente differenti.

Fra tali fattori si ricordano le diverse modalità di preparazione e stagionatura dei campioni, la posizione del prelievo all'interno della struttura, il disturbo che inevitabilmente subisce il campione durante l'operazione di estrazione, la forma e dimensione delle carote e l'eventuale presenza delle armature. Sono tutti elementi che, in generale, tendono a sottostimare il valore della resistenza delle carote rispetto ad equivalenti provini standard e per tale motivo sono stati introdotti dei coefficienti correttivi, opportunamente calibrati, che tengono ad eliminare l'influenza di tali diversità.

D'altro canto l'esigenza di convertire i valori della resistenza in situ di un conglomerato di età uguale a  $j$  giorni in valori di resistenza standard che lo stesso conglomerato avrebbe esibito a 28 giorni di maturazione comporta l'adozione di coefficienti correttivi (e spesso riduttivi) della

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

resistenza in situ essendo noto che questa ha una tendenza a crescere in modo significativo seppure asintoticamente.

Si precisa di seguito il significato dei termini utilizzati:

- $R_{car}$  = Resistenza cilindrica unitaria determinata dalla rottura della carota avente un rapporto di snellezza  $\lambda = H/\Phi$  (con H altezza del provino e  $\Phi$  diametro medio) qualsiasi;
- $R_{cil}$  = Resistenza cilindrica, ovvero di un provino cilindrico di dimensioni definite standard, cioè con rapporto di snellezza  $\lambda = H/\Phi$  uguale a 2.
- $R_{eff,cub}$  = Resistenza effettiva cubica in situ, ovvero la resistenza che manifesterebbe un provino cubico di dimensioni standard dello stesso materiale costituente la carota ed estratto al momento del carotaggio sulla struttura esaminata. Il valore si ottiene moltiplicando  $R_{cil}$  per un fattore di correzione che tiene conto delle diverse dimensioni di un provino cubico rispetto ad uno cilindrico (differente rapporto altezza-lato, differente rapporto massa-superfici, differente direzione di prova).

L'interpretazione dei dati è un problema che non trova soluzione in alcuna norma, poiché non esiste uno standard nazionale di riferimento sulla materia. Di solito viene stimata ricorrendo all'uso di formule note in letteratura:

- BS 1881 Part. 120
- Concrete Society
- Barbarito
- $R_{cub,conv}$  = Resistenza convenzionale ottenuta da cubi confezionati al momento del getto in opera e maturati in condizioni di temperatura ed umidità standard. Si ottiene moltiplicando  $R_{eff,cub}$  per dei coefficienti correttivi che tengono conto dei fattori perturbativi dovuti alle operazioni di getto, alle differenti condizioni termoigrometriche ed all'età di maturazione.

Per quanto riguarda la correlazione fra la resistenza convenzionale (quella misurata in condizioni standard sui provini normalizzati) e la resistenza in situ, va osservato che le operazioni di getto nelle cassaforme possono essere causa di segregazione, sia per l'attrito esercitato dalle pareti delle casseforme, sia per l'azione di griglia dovuta alla disposizione delle barre di armatura, sia per le differenze delle dimensioni e del peso specifico dei componenti del calcestruzzo. Altro motivo di differenza fra la resistenza convenzionale e quella in situ è dovuta alla variazione delle condizioni termoigrometriche nelle quali avviene la stagionatura in opera. Praticamente, l'effetto della modalità di preparazione e di stagionatura determina, a parità di altre condizioni, resistenza in situ



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

generalmente minori di quelle convenzionali. Vengono di seguito riportati alcuni dei più noti metodi di interpretazione dei dati.

**A – Metodo proposto dalle British Standard (BS) 1881 Part. 120.**

Il metodo fornisce la resistenza effettiva cubica in situ  $R_{\text{eff,cub}}$  del calcestruzzo attraverso la procedura seguente:

1. Determinazione di  $R_{\text{car}}$  (Resistenza cilindrica unitaria). Il valore viene assunto dal dato fornito dal laboratorio prove (ufficiale o autorizzato).
2. Determinazione di  $R_{\text{cil}}$  (Resistenza cilindrica su provino standard) che si ottiene tramite la seguente formula:

$$R_{\text{cil}} = \alpha \times \frac{2}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)} \times R_{\text{car}}$$

nella quale il fattore  $\alpha$  tiene conto della direzione del carotaggio e vale:

$\alpha = 1$  per carotaggio in direzione orizzontale

$\alpha = 0,92$  per carotaggio in direzione verticale

3. La resistenza cubica equivalente  $R_{\text{eff,cub}}$  si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{\text{eff,cub}} = R_{\text{cil}} \times 1,25$$

Si noti che sostituendo l'espressione al punto 3 nell'espressione al punto 2 si ottiene:

$$R_{\text{eff,cub}} = \frac{2,5}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)} \times R_{\text{car}}$$

per carotaggio in direzione orizzontale e

$$R_{\text{eff,cub}} = \frac{2,3}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)} \times R_{\text{car}}$$

per carotaggio in direzione verticale.

Osservazioni

La BS 1881:

- assegna un fattore correttivo  $\alpha$  in funzione della direzione del carotaggio;

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

- assegna un fattore  $C_\lambda = \frac{2}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)}$  come fattore di snellezza  $\lambda = H/\Phi$  (con H altezza del provino e  $\Phi$  diametro medio) per il passaggio da un valore qualsiasi di snellezza compreso tra 1 e 2 a quello standard posto uguale a 2;
- assegna un fattore  $C_f$  uguale a **1,25 (=1/0,80)** come fattore di forma per il passaggio da resistenza cilindrica a resistenza cubica
- non assegna alcun fattore correttivo  $C_d$  per tenere conto del rapporto tra diametro della carota e diametro massimo dell'inerte;
- non assegna alcun fattore di conversione  $C_s$  tra la resistenza cubica in situ alla resistenza cubica convenzionale (cioè quella su provino cubico sottoposta a prova di compressione in condizioni standard);
- non assegna alcun fattore correttivo  $C_a$  che tiene conto della diversa età del calcestruzzo rispetto a quella standard (28 giorni).

**B – Metodo proposto dalla Concrete Society.**

Il metodo fornisce la resistenza cubica in situ  $R_{\text{eff,cub}}$  e la resistenza cubica convenzionale  $R_{\text{cub,conv}}$  del calcestruzzo attraverso la procedura seguente:

1. Determinazione di  $R_{\text{car}}$  (Resistenza cilindrica unitaria). Il valore viene assunto dal dato fornito dal laboratorio prove (ufficiale o autorizzato).
2. Determinazione di  $R_{\text{cil}}$  (Resistenza cilindrica) che si ottiene tramite la seguente formula:

$$R_{\text{cil}} = \frac{2}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)} \times R_{\text{car}}$$

3. Valutazione della resistenza cubica attuale (in situ)  $R_{\text{eff,cub}}$  che si ottiene tramite la seguente formula:

$$R_{\text{eff,cub}} = 1,25 \times R_{\text{cil}}$$

dove il coefficiente al numeratore vale 1,25 per il passaggio alla resistenza cilindrica a quella cubica.

4. Valutazione della resistenza cubica convenzionale  $R_{\text{cub,conv}}$  che si ottiene tramite la seguente formula:

$$R_{\text{cub,conv}} = 1,30 \times R_{\text{eff,cub}}$$

L'incremento del 30% è giustificato dal fatto che le condizioni di preparazione e stagionatura dei getti in cantiere sono peggiori di quelle dei provini standard.

Osservazioni

Il metodo proposto della Concrete Society:

- non assegna il fattore correttivo  $\alpha$  in funzione della direzione del carotaggio;
- assegna un fattore  $C_\lambda = \frac{2}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)}$  come fattore di snellezza  $\lambda = H/\Phi$  (con H altezza del provino e  $\Phi$  diametro medio) per il passaggio da un valore qualsiasi di snellezza compreso tra 1 e 2 a quello standard posto uguale a 2;
- assegna un fattore  $C_f$  uguale a **1,25** (=1/0,80) come fattore di forma per il passaggio da resistenza cilindrica a resistenza cubica
- non assegna alcun fattore correttivo  $C_d$  per tenere conto del rapporto tra diametro della carota e diametro massimo dell'inerte;
- assegna alcun fattore di conversione  $C_s = 1,30$  tra la resistenza cubica in situ alla resistenza cubica convenzionale (cioè quella su provino cubico sottoposta a prova di compressione in condizioni standard);
- non assegna alcun fattore correttivo  $C_a$  che tiene conto della diversa età del calcestruzzo rispetto a quella standard (28 giorni)

**C – Metodo proposto dal prof. Barbarito.**

Il metodo fornisce la resistenza cubica in situ  $R_{\text{eff,cub}}$  e la resistenza cubica convenzionale  $R_{\text{cub,conv}}$  del calcestruzzo attraverso la procedura seguente:

1. Determinazione di  $R_{\text{car}}$  (resistenza cilindrica unitaria). Il valore viene assunto dal dato fornito dal laboratorio prove (ufficiale o autorizzato).
2. Determinazione di  $R_{\text{cil}}$  (resistenza cilindrica) che si ottiene tramite la seguente formula:

$$R_{\text{cil}} = \alpha \times \frac{2}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)} \times R_{\text{car}} = \frac{K}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)} \times R_{\text{car}}$$

in cui;

$K = 2,00$  (cioè  $\alpha=1$ ) per carotaggio in direzione orizzontale

$K = 1,84$  (cioè  $\alpha=0,92$ ) per carotaggio in direzione verticale

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

3. Determinazione della resistenza cubica effettiva  $R_{\text{eff,cub}}$  che si ottiene passando dalla resistenza cilindrica effettiva a quella cubica applicando il coefficiente 1,20 (= 1/0,83).
4. Determinazione della resistenza cubica convenzionale  $R_{\text{cub,conv}}$  che si ottiene tramite la seguente formula:

$$R_{\text{cub,conv}} = R_{\text{eff,cub}} \times 1,50$$

Osservazioni

Il metodo proposto da Barbarito:

- In modo del tutto uguale alla BS 1881 part 120, assegna il fattore correttivo  $\alpha$  in funzione della direzione del carotaggio con  $\alpha=1$  per carotaggio in direzione orizzontale e  $\alpha = 0,92$  per carotaggio in direzione verticale ;
- assegna un fattore  $C_\lambda = \frac{2}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)}$  come fattore di snellezza  $\lambda = H/\Phi$  (con H altezza del provino e  $\Phi$  diametro medio) per il passaggio da un valore qualsiasi di snellezza compreso tra 1 e 2 a quello standard posto uguale a 2;
- assegna un fattore  $C_f$  uguale a **1,20** (=1/0,83) come fattore di forma per il passaggio da resistenza cilindrica a resistenza cubica come indica la Norma Tecnica Italiana
- non assegna alcun fattore correttivo  $C_d$  per tenere conto del rapporto tra diametro della carota e diametro massimo dell'inerte;
- assegna alcun fattore di conversione  $C_s = 1,50$  tra la resistenza cubica in situ alla resistenza cubica convenzionale (cioè quella su provino cubico sottoposta a prova di compressione in condizioni standard);
- non assegna alcun fattore correttivo  $C_a$  che tiene conto della diversa età del calcestruzzo rispetto a quella standard (28 giorni).

***Considerazioni conclusive***

La resistenza convenzionale, cioè riferita ad un provino cubico in condizioni standard, si ottiene dalla resistenza determinata in situ su carota attraverso un'espressione del tipo:

$$R_{\text{cub,conv}} = \alpha * C_\lambda * C_f * C_d * C_s * C_a * R_{\text{car}}$$

Per carotaggio in direzione orizzontale il valore di  $\alpha$  è unanimemente posto uguale a 1, pertanto l'espressione diventa:

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

$$R_{\text{cub,conv}} = C_{\lambda} * C_f * C_d * C_s * C_a * R_{\text{car}}$$

I tre metodi sopra descritti hanno in comune soltanto il fattore di snellezza  $C_{\lambda}$  mentre non esiste unanime consenso sulla valutazione degli altri fattori correttivi; in particolare, come si può osservare dalla tabella seguente esiste una significativa differenza nella valutazione del coefficiente  $C_s$ .

<b>Tabella di confronto tra coefficienti correttivi</b>					
Metodo	$C_{\lambda}$	$C_f$	$C_d$	$C_s$	$C_a$
BS 1881	$2/(1,5+1/\lambda)$	1/0,80	Non definito	Non definito	Non definito
Concrete Soc.	$2/(1,5+1/\lambda)$	1/0,80	Non definito	1,30	Non definito
Barbarito	$2/(1,5+1/\lambda)$	1/0,83	Non definito	1,50	Non definito
Norme Italiane	(Nota 1)	(Nota 2)	(Nota 4)	(Nota 3)	Non definito

Relativamente alla Norme Italiane si fa osservare che:

1. relativamente al coefficiente  $C_{\lambda}$  la UNI EN 12504-1:2002, si limita a dichiarare che si assume  $\lambda=2$  se si fa riferimento alla resistenza cilindrica e  $\lambda=1$  se si fa riferimento alla resistenza cubica. Come è facile osservare questo risultato si otterrebbe moltiplicando tra loro i coefficienti  $C_{\lambda}$  e  $C_f$  della BS 1881 o della Concrete Society;
2. Relativamente al coefficiente  $C_f$  il D.M. 9 gennaio 1996 art. 4.0.2 “Norme di calcolo – Resistenze di calcolo” indica il valore 1/0,83;
3. Relativamente al coefficiente  $C_s$  le nuove Norme Tecniche, al punto 11.1.6, indicano il valore  $1/0,85=1,18$  come fattore correttivo nel passaggio dalla resistenza in situ a quella convenzionale;
4. Relativamente al coefficiente  $C_d$  nell’Appendice A alla norma UNI EN 12504-1:2002 si riporta che campagne sperimentali nelle quali sono state sottoposte a prove carote di 25 mm, 50 mm e 100 mm di diametro contenenti aggregati con dimensione massime di 20 mm e 40 mm, hanno dimostrato che:

*per aggregato di 20 mm:*

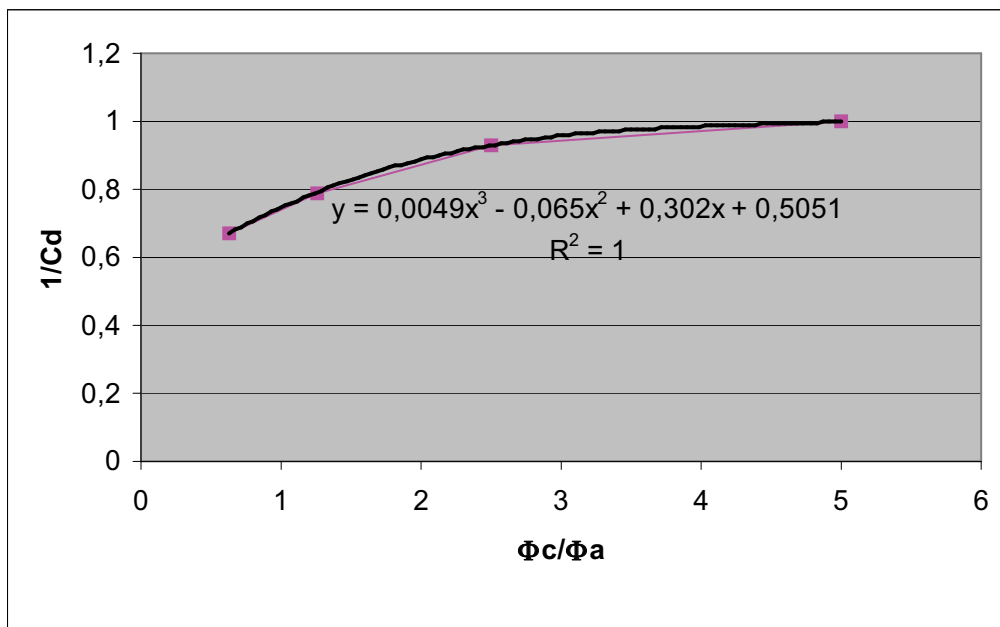
- le carote di 100 mm di diametro erano del 7% circa più resistenti delle carote di 50 mm di diametro;

- le carote di 50 mm di diametro erano del 20% circa più resistenti delle carote di 25 mm di diametro;

*per aggregato di 40 mm:*

- le carote di 100 mm di diametro erano del 17% circa più resistenti delle carote di 50 mm di diametro;
- le carote di 50 mm di diametro erano del 19% circa più resistenti delle carote di 25 mm di diametro.

Il contenuto del precedente punto 4 permette un'elaborazione che conduce alla formulazione di una funzione di correlazione tra il coefficiente  $1/C_d$  e il rapporto tra il diametro della carota  $\Phi_c$  ed il diametro massimo dell'inerte  $\Phi_a$  come risulta dal grafico mostrato nella Fig. 4.



**Fig. 4 – Fattore di influenza del rapporto tra diametro della carota e diametro massimo dell'inerte**

Nella figura è riportata anche l'equazione della funzione di correlazione che consente di calcolare il coefficiente  $C_d$  per qualsiasi valore del rapporto  $\Phi_c / \Phi_a$  compreso tra 0,625 e 5.

Relativamente al coefficiente  $C_a$ , un'indicazione in merito può desumersi dalla seguente tabella, ricavata dal testo di E. Donaggio "Manuale del calcestruzzo armato. Materiali e teorie di dimensionamento" edito da Zanichelli nel 1989:

<b>Età in giorni</b>	<b>3</b>	<b>7</b>	<b>28</b>	<b>90</b>	<b>360</b>
----------------------	----------	----------	-----------	-----------	------------

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

<b>Portland 325</b>	<b>0,40</b>	<b>0,65</b>	<b>1,00</b>	<b>1,20</b>	<b>1,35</b>
<b>Portland 425</b>	<b>0,55</b>	<b>0,75</b>	<b>1,00</b>	<b>1,15</b>	<b>1,20</b>

A titolo di esempio, se si deve stimare il valore della resistenza cubica convenzionale  $R_{cub,conv}$  (a 28 giorni di maturazione in condizioni standard) di un calcestruzzo di cemento Portland ad alta resistenza, prelevato da una struttura con un anno di vita, con getto che si suppone eseguito in condizioni di maturazione e di stagionatura ottimali ed in assenza di congestione d'armatura, sulla base delle considerazioni espresse precedentemente si può concludere che la resistenza possa essere espressa a partire dalla resistenza in situ determinata su carota mediante l'espressione:

$$R_{cub,conv} = C_{\lambda} * C_f * C_d * C_s * C_a * R_{car}$$

nella quale si assumono i seguenti valori dei coefficienti:

$$C_{\lambda} = \frac{2}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)} \text{ in funzione del valore della snellezza } \lambda;$$

$$C_f = 1/0,83 = \mathbf{1,20};$$

$C_d$  = valore di correlazione ricavato dalla Fig. 4 in funzione del rapporto  $\Phi_c / \Phi_a$ ;

$C_s = 1/0,85 = \mathbf{1,18}$  tenuto conto del fatto che;

$C_a = 1/1,20 = \mathbf{0,83}$  tenuto conto dell'età del calcestruzzo in-situ.

### **Riferimenti bibliografici**

1. UNI EN 12504:2002, "Prove sul calcestruzzo nelle strutture"
2. UNI EN 12390:2003, "Prove sul calcestruzzo indurito"
3. prEN 13791:2005, "Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components"
4. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" (Documento di lavoro dic. 2004)
5. EN 206-1, "Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformità"
6. Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/2005
7. D.M. 14/09/2005, "Norme Tecniche per le Costruzioni"
8. Giacchetti et al., "Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura", EPC Libri, Roma, 2005.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

**COMUNE DI ANCONA**

**COMPLESSO SCOLASTICO DOMENICO SAVIO**

**Via Torresi, Ancona**

**VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA DI EDIFICI  
PUBBLICI E OPERE INFRASTRUTTURALI, AI SENSI DELLA OPCM 8 LUGLIO 2004  
N. 3362 E SS.MM.E II.**

**APPENDICE n. 2**  
**Applicazione del metodo SonReb**



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

La velocità di trasmissione di treni di impulsi ultrasonori attraverso il materiale dipende, come è noto, dalle caratteristiche elastiche del materiale e dalla sua densità (massa per unità di volume) secondo la seguente espressione analitica che governa il fenomeno di propagazione di onde in un continuo omogeneo, isotropo ed elastico:

$$V^2 = (1-\nu) / [(1+\nu)*(1-2\nu)] * E/\rho$$

valida nell'ipotesi di "piccoli moti" e nel caso di propagazione in un mezzo tridimensionale.

Nell'espressione  $\nu$  è il modulo di Poisson ed  $E$  il modulo di elasticità normale. Il grado di trasmissibilità delle onde acustiche nel mezzo è regolata dall'impedenza acustica  $Z=V*\rho$ , data dal prodotto tra la velocità  $V$  e la densità  $\rho$ . Si osserva che tale grandezza assume valori prossimi a zero nell'aria per giungere a valori dell'ordine da  $1 \times 10^6$  a  $5 \times 10^6$  nei materiali compatti (ad esempio calcestruzzo di buona qualità e acciaio). I materiali porosi presentano valori di impedenza acustica intermedi a seconda della quantità di vuoti presenti all'interno. Conseguentemente la presenza di discontinuità (come quelle che in una struttura in calcestruzzo possono essere rappresentate da lesioni o comunque da difetti di getto e/o di costipazione) produce un notevole abbattimento del valore della velocità di propagazione degli ultrasuoni.

Per il calcestruzzo, in generale, a bassi valori delle velocità di propagazione corrispondono bassi valori delle resistenze. Queste ultime aumentano in modo esponenziale all'aumentare della velocità. In letteratura è possibile reperire alcune classificazioni della qualità del calcestruzzo in funzione delle velocità. Una di queste classificazioni, da assumere indicativamente, è riportata nella tabella seguente.

Intervallo di velocità (m/sec)	Qualità del conglomerato
< 3000	molto scarsa
3000-3400	scarsa
3400-3900	da scarsa a media
3900-4500	buona
> 4500	molto buona

Occorre sottolineare che classificazioni di questo tipo presuppongono che nel materiale siano presenti porosità naturali, cioè che il materiale sia integro.

Una stima delle resistenze locali del calcestruzzo può essere effettuata adottando metodi non distruttivi combinati. Il metodo più utilizzato è il SonReb che si basa su correlazioni di tipo sperimentale tra la resistenza e la velocità degli ultrasuoni combinata con il valore dell'indice di rimbalzo. Per correlazione sperimentale si intende un legame funzionale o semplicemente grafico che si ottiene come curva di interpolazione attraverso una campagna di prove su un numero

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

sufficientemente elevato di campioni di calcestruzzo (solitamente campioni standard di forma cubica) aventi diverse resistenze, ottenute ad esempio variando il rapporto acqua/cemento dell'impasto, misurando dapprima la velocità di propagazione di impulsi ultrasonici e l'indice di rimbalzo dello sclerometro e, immediatamente dopo, la resistenza mediante una prova di compressione diretta. Per ciascuno dei campioni si ha quindi un valore della resistenza e una coppia di parametri non distruttivi.

La forma analitica che meglio sembra descrivere il legame funzionale tra i due parametri non distruttivi e la resistenza (cubica) stimata  $R_S$  del calcestruzzo in situ è di tipo esponenziale:

$$R_S = a V^b N^c$$

dove le costanti  $a$ ,  $b$  e  $c$  dipendono da diversi fattori legati alle modalità che caratterizzano la campagna sperimentale, come ad esempio la qualità degli ingredienti che costituiscono il calcestruzzo, il dosaggio degli ingredienti, le modalità di maturazione, le condizioni di stagionatura.

Nella letteratura tecnica sono presenti diverse funzioni di correlazione, ma quelle maggiormente utilizzate hanno le seguenti espressioni:

$$R_S = 7,546 * 10^{-11} * V^{2,6} * N^{1,4}$$

$$R_S = 8,06 * 10^{-8} * V^{1,85} * N^{1,246}$$

$$R_S = 1,20 * 10^{-9} * V^{2,446} * N^{1,058}$$

in cui  $R_S$  è la resistenza cubica stimata espressa in MPa,  $V$  è la velocità di propagazione espressa in m/sec e  $N$  è l'indice di rimbalzo dello sclerometro modello Schmidt tipo N. Anche in questo caso la validità dell'equazione di stima si basa sull'ipotesi di integrità del calcestruzzo.

Poiché come si è detto le diverse correlazioni derivano da prove su calcestruzzi diversi, a parità di valori di  $V$  e di  $N$  restituiscono valori stimati della resistenza diversi tra loro e, soprattutto, potenzialmente diversi da quelli che caratterizzano il calcestruzzo in situ, atteso che non si può dire a priori a quale calcestruzzo "sperimentale" il materiale in situ oggetto di indagine sia uguale o prossimo.

Dunque si pone il problema di "uniformare" le diverse curve di correlazione il che significa, in altri termini, di eseguire una stima "corretta" della resistenza in situ effettiva. La correzione viene fatta applicando il metodo del coefficiente di influenza globale. Questo metodo consiste nel determinare il rapporto tra il valore "vero" della resistenza, determinata con la prova di compressione su carota, ed il valore "stimato" attraverso la funzione di correlazione introducendo nel legame funzionale la misura dei parametri non distruttivi eseguita in corrispondenza della zona in cui la carota è stata prelevata. Avendo a disposizione diverse carote, il coefficiente di influenza

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

globale può essere assunto come media dei valori, generalmente diversi tra loro, che si ricavano dai singoli campioni.

Per quanto detto precedentemente, le tre funzioni di correlazioni danno origine a tre diversi coefficienti di influenza globale medi. Per la stima corretta si assumerà il coefficiente che, tra i tre, darà il valore medio delle resistenze stimate più prossimo al valore medio delle resistenze “vere”.

Pertanto, si possono scrivere le funzioni correlative valide per le stime corrette nella forma:

$$R_{S,corr} = \phi_1 * 7,546 * 10^{-11} * V^{2,6} * N^{1,4}$$

$$R_{S,corr} = \phi_2 * 8,06 * 10^{-8} * V^{1,85} * N^{1,246}$$

$$R_{S,corr} = \phi_3 * 1,20 * 10^{-9} * V^{2,446} * N^{1,058}$$

nelle quali  $\phi_1, \phi_1, \phi_1$  sono i coefficienti d'influenza globale.