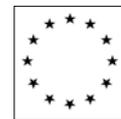


Università degli Studi di Napoli Federico II

Facoltà di Ingegneria



Comunità Europea
Fondo Sociale Europeo

Dottorato di Ricerca
in Ingegneria delle Costruzioni

XVIII ciclo

Tesi di Dottorato

**Il degrado del cemento armato
Dinamiche, recupero e prevenzione**

Emilio Traettino

Novembre 2005

SOMMARIO

| | |
|--|----|
| Capitolo 1 – Il degrado del cemento armato, generalità | 5 |
| 1. Introduzione | 5 |
| Capitolo 2 - Dal calcestruzzo al cemento armato: l'evoluzione del materiale nel tempo | 10 |
| 1. Cenni introduttivi | 10 |
| 2. Il calcestruzzo antico | 11 |
| 3. Dal calcestruzzo moderno al cemento armato | 16 |
| 4. Il regolamento prussiano del 10 maggio 1907 (estratto dall'originale) | 24 |
| 5. Il decreto italiano del 10 gennaio 1907 | 26 |
| 6. Regolamento prussiano ed italiano a confronto | 30 |
| 7. Confronto tra il cemento armato degli inizi del '900 e quello contemporaneo | 32 |
| Capitolo 3 - Le manifestazioni del degrado | 36 |
| 1. Introduzione | 36 |
| 2. Decalcificazione | 38 |
| 3. Carbonatazione | 40 |
| 4. Attacco dei solfati | 44 |
| 5. Reazione alcali-aggregato (alkali aggregate reaction – AAR) | 46 |
| 6. Attacco dei cloruri | 49 |
| 7. Cicli gelo disgelo | 52 |
| Capitolo 4 - I materiali per il ripristino | 54 |
| 1. I formulati espansivi | 54 |
| 2. I materiali polimerici: le resine | 56 |
| 2.1 Le resine epossidiche | 57 |
| 3. Introduzione ai materiali compositi | 60 |
| 3.1 Le fibre di carbonio (cf) | 61 |
| 3.2 Le fibre di aramide (af) | 63 |
| 3.3 Le fibre in vetro (gf) | 65 |
| 3.4 Caratteristiche dei tessuti | 69 |
| 3.5 I prodotti pultrusi | 70 |
| Capitolo 5 - Le tecniche di intervento | 72 |
| 1. Prodotti cementizi applicati a spruzzo o a spatola | 73 |
| 2. Prodotti a base cementizia colati | 74 |
| 3. Consolidamento con prodotti a base polimerica | 75 |
| 4. Consolidamento con tessuti impregnati in opera | 77 |
| 4.1 Dry lay up | 79 |
| 4.2 Wet lay up | 79 |
| 5. Consolidamento con pultrusi | 80 |
| 5.1 Consolidamento con lamine pultruse | 80 |
| 6. Cenni sul contributo statico degli FRP | 81 |
| 7. Risanamento di danni da AAR | 82 |
| Capitolo 6 - Le norme per la progettazione di calcestruzzi ad alta durabilità | 84 |
| 1. Le norme UNI e le linee guida del Ministero dei LL.PP. | 84 |
| 2. Analisi critica dei valori tabellati | 91 |
| 3. Considerazioni economiche | 96 |

| | |
|---|-----|
| Capitolo 7 - Indagini sulle strutture in cemento armato | 98 |
| 1. L'importanza della diagnostica | 98 |
| 2. Indagini conoscitive sulle strutture in cemento armato: metodologia..... | 99 |
| 3. Prove non distruttive o indirette | 99 |
| 3.1 Misure sclerometriche secondo la norma UNI EN 12504-2..... | 100 |
| 3.2 Metodo Sonreb | 101 |
| 4. Prove distruttive sul calcestruzzo: il carotaggio secondo le norma UNI 6131 ed UNI 6132 | 103 |
| 4.1 Fattori perturbativi | 104 |
| 4.2 Interpretazione dei dati..... | 107 |
| 5. Misura della profondità di carbonatazione secondo le norme UNI 9944 | 112 |
| 6. Altre prove ricorrenti..... | 113 |
| Capitolo 8 – Casi studio | 119 |
| 1. Introduzione | 119 |
| 2. Indagini sperimentali sulle strutture dell'I.T.I.S. “Avogadro” - Abbadia San Salvatore (Siena).. | 120 |
| 2.1 Gli edifici | 121 |
| 2.2 Attuazione del piano VSCA | 122 |
| 2.3 Schedatura delle prove | 127 |
| 2.4 I risultati..... | 134 |
| 3. Ripristino di un viadotto a Chianciano Terme..... | 154 |
| 3.1 Estratto del capitolato speciale d'appalto..... | 162 |
| 4. Consolidamento di un ponte sul canale Maestro della Chiana | 166 |
| 5. Ripristino di un ponte a Radicofani..... | 178 |
| 6. Costruzione di un muro di sottoscarpa a Sovicille | 185 |
| Capitolo 9 - Conclusioni | 195 |
| 1. Note sui casi studio e prospettive di futuri sviluppi..... | 195 |
| Bibliografia | 204 |

CAPITOLO 1

IL DEGRADO DEL CEMENTO ARMATO, GENERALITÀ

1. INTRODUZIONE

Obiettivo della presente ricerca è l'approfondimento della conoscenza dei materiali che compongono le strutture in conglomerato cementizio armato interessate da degrado e delle tecniche di intervento adottate per il loro ripristino.

Il cemento armato, dopo circa un secolo di vita, ha manifestato la sua vulnerabilità all'azione del tempo, degli agenti atmosferici, dei terremoti. Le proporzioni del fenomeno sono tali da impedire qualunque tentativo di soluzione basato sulla sostituzione programmata delle costruzioni esistenti, perciò, in questi anni, è crescente l'interesse per il degrado ed il recupero delle strutture in cemento armato sia per salvaguardare il patrimonio edilizio esistente sia, quando risulti necessario, per aumentarne i coefficienti di sicurezza strutturale. Il problema, già di per sé

rilevante, ne causa immediatamente un secondo, quello della corretta progettazione dei nuovi edifici, volta a minimizzarne il deterioramento evitando, per il futuro, ingenti ed imprevisti costi di recupero. Tutto ciò sta convincendo i tecnici che non basta più progettare tradizionalmente le strutture in c.a., basandosi principalmente sulla verifica meccanica delle sezioni. E' indispensabile diffondere una nuova concezione del cemento armato, più completa ed articolata, che porti a scegliere i materiali anche in base alla durabilità e non più solo sulla resistenza.

L'esperienza svolta ha evidenziato una certa difficoltà nel circoscrivere il tema di tesi al campo dell'innovazione tecnologica e del recupero. Per ciò che concerne le strutture in c.c.a., infatti, le problematiche confluiscono spesso ad altri ambiti scientifici quali la scienza delle costruzioni, l'analisi e la progettazione strutturale, la chimica applicata. Per le competenze che si mira a conseguire non è sembrato opportuno, però, studiare problemi riguardanti la scienza e la tecnica delle costruzioni.

Intendendo per *tecnologia* lo studio dei procedimenti impiegati nella produzione edilizia e dei suoi componenti, sono state oggetto della ricerca prevalentemente le aree di interesse tecnologico nel recupero delle strutture in cemento armato. Di seguito si espone in sintesi l'impostazione del tema di ricerca.

Lo studio inizia con l'approfondimento storico della nascita del cemento armato, partendo dalla genesi del primo conglomerato (*l'opus caementium*) e proseguendo con l'avvento dei primi leganti idraulici fino ad arrivare al conglomerato cementizio armato correntemente inteso. La conoscenza dell'evoluzione storica è di fondamentale importanza per l'individuazione dell'oggetto di studio, soprattutto per cogliere le differenze tra le pratiche costruttive contemporanee e quelle del passato.

Il passo successivo è stato lo studio delle cause di degrado, con particolare attenzione alle problematiche indagate direttamente con l'ausilio di alcuni casi studio. In tale fase sono state redatte delle schede sintetiche da poter utilizzare in modo semplice ed efficiente durante l'esame in situ. Per una corretta analisi dei casi studio sono stati

indagati i materiali da ripristino, le attuali tecniche di recupero e le norme esistenti per lo sviluppo e la posa in opera di calcestruzzi ad alte prestazioni ed elevata durabilità. Eseguita la sintesi dello stato dell'arte, la ricerca ha affrontato alcuni casi reali riguardanti le tecniche diagnostiche, distruttive e non, le realizzazioni di interventi di consolidamento e la messa in opera di nuove costruzioni, concentrando l'attenzione su come i progettisti, le imprese e la committenza si pongano di fronte al problema della durabilità del cemento armato.

2. IL DEGRADO DEL C. A.: DEFINIZIONE DEL PROBLEMA

Per *degrado delle strutture in cemento armato* si intende la “perdita delle prestazioni iniziali a seguito di eventi lenti correlati all'ambiente aggressivo per effetto di agenti naturali (gelo-disgelo, mare, ecc.) o artificiali (ambienti industriali)”¹. In questo termine non è incluso il dissesto che è relativo alla perdita delle prestazioni meccaniche causata da eventi straordinari (terremoti, incendi, esplosioni, ecc.), dal cambiamento dei sovraccarichi agenti (ad es. variazioni di destinazione d'uso per gli edifici, cambiamento della massa dei veicoli per i ponti, piste aeroportuali, ecc.), da errate previsioni progettuali.

Si definisce durabilità la capacità di un materiale a resistere alle azioni atmosferiche, agli attacchi chimici o ad altri processi deteriorativi, conservando, nel tempo, le prestazioni iniziali.

Uno studio condotto negli anni '70² riportava una statistica eseguita su un campione di 139 edifici affetti da diverse patologie e riconducibili a 6 cause principali:

¹ AA.VV., *Il Calcestruzzo Vulnerabile. Prevenzione, diagnosi del degrado e restauro*, Edizioni Tintoretto, Ponzano Veneto, 2005

² Cfr. W.C. Olazabel e L.Traversa, FIP Notes 70, pag.13, 1977

| Cause | Descrizione | N. strutture | Tot. | % |
|---------------|--|--------------|------|--------|
| Tecnologiche | 1) Cls di qualità scadente | 31 | 58 | 41.73% |
| | 2) Attacco chimico del cls | 12 | | |
| | 3) Copriferro inadeguato | 9 | | |
| | 4) Materiali di base non idonei | 6 | | |
| Costruttive | 5) Scarso controllo della messa in opera | 19 | 31 | 22.30% |
| | 6) Ignoranza delle tecniche costruttive | 12 | | |
| Strutturali | 7) Calcolo strutturale incompleto o errato | 28 | 28 | 20.14% |
| Sovraccarichi | 8) Variazione della destinazione d'uso | 11 | 11 | 7.91% |
| Accidentali | 9) Incendio | 6 | 6 | 4.32% |
| Combinata | 10) Risultante da almeno due condizioni delle precedenti | 5 | 5 | 3.60% |

Tot. Complessivo 139

Tabella 1 – Vulnerabilità degli edifici in c.a. secondo Olazabel e Traversa.

Dal diagramma relativo ai dati riportati in tabella risulta evidente come la gran parte degli ammaloramenti siano da riferire alla bassa qualità dei materiali impiegati, alla cattiva esecuzione dell'opera accompagnata da uno scarso controllo da parte della Direzione lavori e/o della Direzione di cantiere.

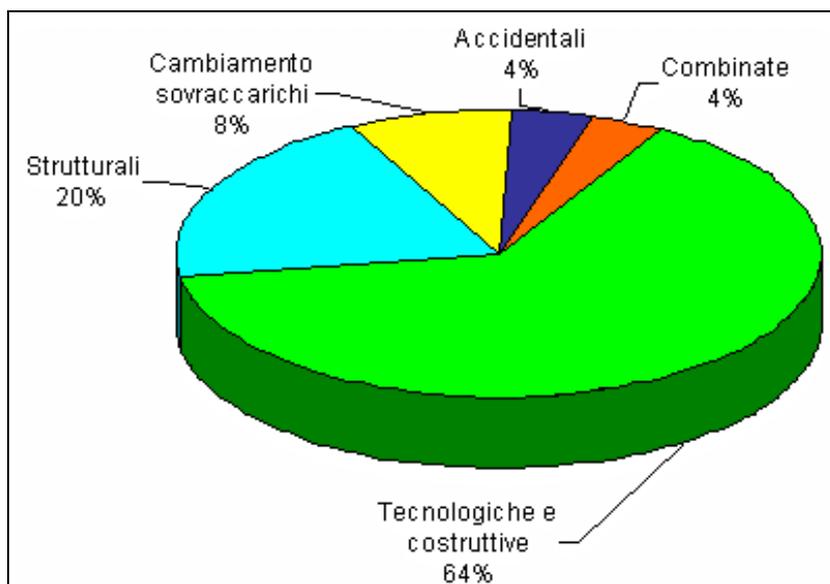


Figura 1- Grafico relativo ai dati riportati in Tabella 1

Utilizzando le definizioni precedentemente esposte è possibile filtrare i dati di tabella 1 escludendo i casi riconducibili a dissesti strutturali, al cambiamento dei sovraccarichi ed agli avvenimenti di natura accidentale, ottenendo come risultato che le patologie riscontrate su novantadue strutture sono imputabili a problematiche di natura tecnologica e costruttiva. In particolare per 3 delle 92 strutture in esame è definibile una indesiderabile sinergia dissesto+degrado (ad es. cedimento di fondazioni in ambiente aggressivo). In sostanza il 97% dei fenomeni di degrado è dovuto a fenomeni ormai noti che non possono più essere ignorati in una progettazione accorta ed oculata. Si pone allora l'interrogativo di come sia possibile prevenire il degrado delle strutture in conglomerato cementizio armato e, soprattutto, se siano stati fatti passi in avanti rispetto al passato. Per trovare una risposta a tali domande è necessario capire come si sia evoluto nel tempo il cemento armato.

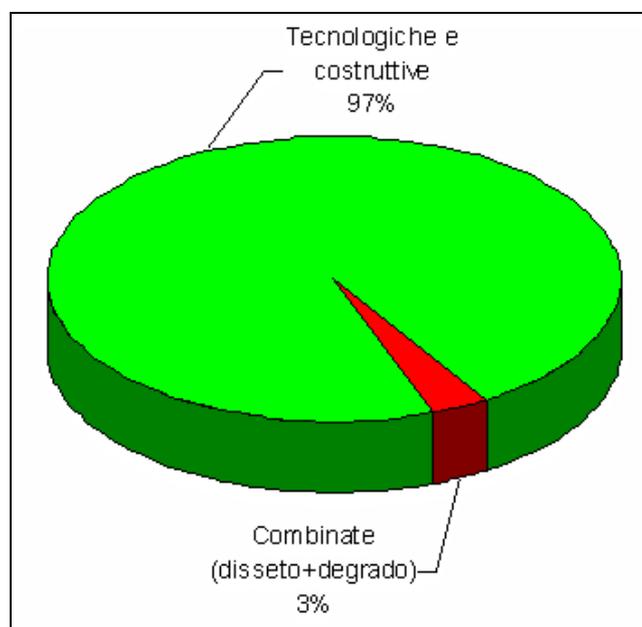


Figura 2 - Il 97% delle manifestazioni di degrado ha cause note

CAPITOLO 2

DAL CALCESTRUZZO AL CEMENTO ARMATO: L'EVOLUZIONE DEL MATERIALE NEL TEMPO

1. CENNI INTRODUTTIVI

Nell'uso comune si dà, impropriamente, il nome di *cemento armato* ad un materiale costituito da un conglomerato di cemento, sabbia, ghiaia ed acqua in opportune proporzioni (conglomerato cementizio o calcestruzzo), con armatura metallica distribuita opportunamente allo scopo sia d'accogliere le tensioni interne di trazione, alle quali il conglomerato da solo offrirebbe scarsa resistenza, sia di sopperire al carattere di fragilità del conglomerato.

L'utilizzo di un conglomerato di calce e pietra come materiale da costruzione è molto antico. A Roma l'impiego di un conglomerato si trova documentato attorno al III secolo a.C. nell'acquedotto Appio e nella Via Appia. La qualità dei frammenti adoperati nella miscela, il loro taglio, le proporzioni rispettive e la composizione

della malta furono sperimentazioni prevalentemente romane. È di Vitruvio la descrizione della miscela di “lapis puteolana” (da cui il nome di pozzolana) e calce nella proporzione di due a uno, per ottenere un materiale (*betunium*) avente la proprietà di indurire sott'acqua.

Nel tardo Medioevo la parola “cemento”, in principio usata per indicare il rottame di pietra, divenne, al posto di “calcestruzzo”, sinonimo di conglomerato e solo nel diciottesimo secolo assunse il significato di legante.

Con la ferma convinzione che per attuare interventi di recupero sia necessario conoscere la storia degli organismi edilizi e dei materiali da cui sono composti, di seguito si analizzerà l'evoluzione storica del cemento armato, con particolare attenzione al calcestruzzo prodotto dagli antichi romani ed all'evoluzione avvenuta a partire dal XVIII secolo.

2. IL CALCESTRUZZO ANTICO

Da un punto di vista etimologico il termine calcestruzzo deriva dal latino *calcis structio*, cioè struttura a base di calce. In realtà il termine utilizzato da Vitruvio per definire un conglomerato molto simile al calcestruzzo che attualmente impieghiamo era *opus caementicium*, formato da pietra, o rottami di mattone, mescolati con calce, sabbia ed acqua. Per le opere idrauliche, o esposte all'azione delle acque piovane, la sabbia era sostituita, tutta o in parte, da pozzolana (*pulvis puteolana*) o da coccio pesto. Il rottame di pietra usato per confezionare il calcestruzzo era “non più grosso di una mano” (Vitruvio) e chiamato *caementum*, dal latino *caedo* “tagliare in pezzi”. Al di là degli aspetti etimologici la principale differenza tra calcestruzzo antico e moderno sta nel tipo di legante: i Romani utilizzavano calce e pozzolana o calce ed impurità a base di silice ed allumina che conferivano alla miscela proprietà idrauliche, mentre nel calcestruzzo moderno il legante è un cemento, sia esso Portland o di altro genere. Altra importantissima differenza sta nella specie di inerte e nella sua distribuzione (Tabella 2).

| | CALCESTRUZZO ANTICO | CALCESTRUZZO MODERNO |
|---------------------------|--|--|
| Legante | - calce - calce, pozzolana | - cemento Portland - cemento pozzolanico - cemento d'altoforno |
| Aggregati (inerti) | Sabbia e rottami di pietre naturali e/o artificiali | Sabbia e ghiaia dosate secondo un fuso granulometrico |
| Additivi | | Fluidificanti, acceleranti, ritardanti, espansivi, ecc. |
| Composizione | Suggeriti da regole pratiche | Studiati con il mix design |
| Miscelazione | Manuale | Meccanica |
| Trasporto | In genere per brevi distanze (nell'ordine della decina di metri) | Variabile |
| Casseri | Paramenti murari (permanententi) | In legno, metallo, plastica (rimovibili) |
| Compattazione | Con mazze di ferro | Con mezzi meccanici |

Tabella 2 – Principali differenze tra calcestruzzo antico e moderno.

Prima dell'avvento del calcestruzzo le grandi costruzioni potevano durare secoli a causa della difficoltà e della lentezza nel movimentare le grandi pietre che si utilizzavano. Per avere l'ordine di grandezza dei tempi di cantiere prima e dopo il calcestruzzo basta ricordare che per la costruzione in *saxum quadratum*, tra l'altro incompiuta, del tempio di Apollo a Didima occorsero 462 anni (dal 332 a.C. al 130 d.C. circa) mentre per costruire in *opus caementicium* il Pantheon si impiegarono solo sette anni (dal 118 d.C. al 125 d.C.). La tecnica era semplice: si costruivano due paramenti murari che fungevano da casseri e si colava all'interno il calcestruzzo. Tuttavia, tale rapidità di esecuzione fu soprattutto dovuta all'uso della pozzolana nel confezionare i conglomerati. Infatti, la calce, non avendo proprietà idrauliche, si idrata solo a contatto con l'anidride carbonica che permea con difficoltà attraverso i giunti dei paramenti-casseforme (Reazioni 1).



Reazioni 1 – la velocità di idratazione V_1 della sola calce è molto minore della velocità V_2 che si ha in presenza di pozzolana.

E' appena il caso di precisare che mentre nei mediocri calcestruzzi a base di calce ($R_{\text{compressione}}$ dai 2 ai 4 N/mm²) l'indurimento è dovuto solo alla reazione di carbonatazione, in quelli arricchiti con pozzolana ($R_{\text{compressione}}$ dai 10 ai 20 N/mm²) la carbonatazione stessa non è esclusa e dunque l'idratazione della calce avviene con entrambe le relazioni espresse in precedenza.

Le doti idrauliche della pozzolana erano ben note a Vitruvio che nel capitolo XII del quinto libro del De Architettura, a proposito della costruzione dei porti scrive:

“Queste costruzioni nell'acqua così sembrano doversi fare: si prenda arena da quelle regioni che da Cuma si estendono fino al promontorio di Minerva e si adoperi in modo che nel calcestruzzo due parti di arena corrispondono ad una di calce, indi nel luogo, che sarà stato stabilito, si calino dentro l'acqua cassoni senza fondo formati con travicelli legami di legno rovere e fortemente si fissino con ritegni ...omissis... indi vi si gettino cementi (intendiamo qui rottami di pietre) mescolati con il calcestruzzo formato come sopra si è scritto...omissis...”³. A proposito della sabbia: “nelle costruzioni fatte con cementi devesi in primo luogo aver cura di trovare l'arena che sia atta a mescolamento della materia e che non sia commista alla terra... omissis... Fra tutte sarà ottima quella che sfregata colle mani cigola; quella che terrosa manca di asperità; però se sparsa sopra una bianca veste, poi scossa e scrollata non lascerà macchia né rimarrà attaccata sarà pure idonea... omissis... La marina poi ha questo di più che i muri quando sarà tirato sopra di quell'intonaco trasudando salsedine, si dissolvono”⁴.

Gli operai che sceglievano le materie prime per produrre la calce erano chiamati *calci coctores*. Essi non sceglievano una pietra di calcare puro ma una con un elevato

³ Cfr. Mario Collepari, *La produzione del calcestruzzo antico e moderno*, pag. 4, Atti del Convegno “Calcestruzzi antichi e moderni: storia, cultura e tecnologia”, Bressanone, 6-9 luglio 1993.

⁴ Ibidem, pag.4

contenuto di CaO, andando verso un'elevata grassezza della calce. Per non lasciare dubbi sui materiali di base da impiegare, Vitruvio suggeriva:

“quando poi sarà fatta la macerazione (si intenda lo spegnimento della calce) e diligentemente preparata per l'opera si prenda un'ascia e, come si fende il legname, così si faccia alla calce macerata nella vasca: se coll'ascia si incontreranno sassolini (oggi si sa dovuti ad un eccesso di spegnimento) non sarà ben macinata; se si estrarrà fuori il ferro asciutto e netto indicherà essere la calce magra e secca; se poi rimarrà attaccata intorno al ferro a guisa di glutine indicherà essere grassa e ben macinata, e sarà ciò prova più che sufficiente per crederla ben preparata”⁵.

Le proporzioni d'impasto possono essere sintetizzate come segue:

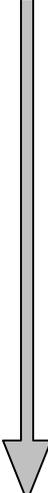
| Resistenza | Legante | INERTE FINO | INERTE GROSSO |
|---|---|--|---|
|  crescente | 1 parte di calce | 3 parti di sabbia di cava | |
| | 1 parte di calce | 1 parti di sabbia di cava + 2 parti di sabbia di fiume | |
| | 1 parte di calce | 2 parti di sabbia di fiume | 1 parte di mattone frantumato e vagliato (dimensione massima contenibile in una mano) |
| | 1 parte di calce + 2 parti di pozzolana | 2 parti di sabbia di fiume | 1 parte di mattone frantumato e vagliato (dimensione massima contenibile in una mano) |

Tabella 3 – Proporzioni di miscele consigliate da Vitruvio.

⁵ Ibidem, pag. 5.

Nel calcestruzzo antico erano impiegati, dunque, miscele di inerti a base di sabbia (0-5 mm) e rottami di pietra o mattoni (30-50 mm), risultando praticamente assenti le frazioni intermedie, contrariamente a quanto accade per il calcestruzzo moderno (Figura 3).

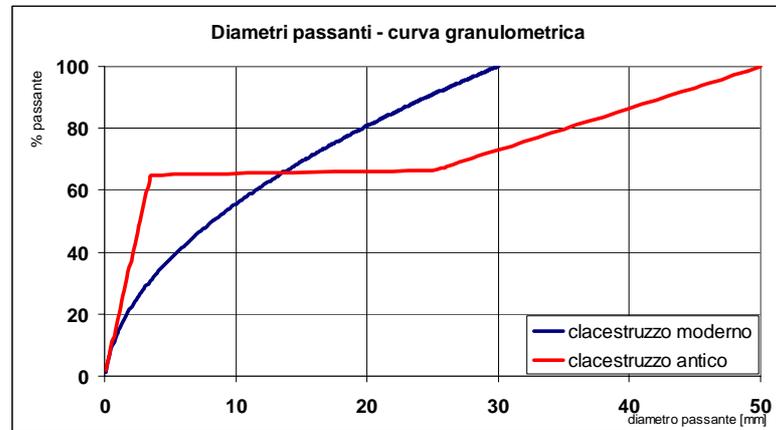


Figura 3 – Curva granulometrica comparativa per un calcestruzzo antico ed uno moderno.

Con la caduta dell'Impero Romano si ebbe un declino della qualità delle costruzioni in calcestruzzo, causato non tanto dalla perdita della cultura degli impasti quanto dalla mancata osservanza delle regole Vitruviane. Le fornaci per la produzione della calce, un tempo molto curate nei dettagli costruttivi, furono sostituite da forni di campagna, si perse la capacità di scegliere con attenzione le materie di base, si usò con frequenza crescente sabbia sporca ed argillosa, si abbandonò l'uso della pozzolana e del cocchiopesto, si confezionarono sempre più spesso impasti con elevato contenuto d'acqua, messi in opera senza pistonatura.

Il risveglio umanistico portò alla riscoperta dei trattati di Vitruvio che, nel 1511, furono tradotti in Italiano da Giovanni Monsignori, noto come fra' Giocondo, e pubblicati in una versione illustrata. A questa ne seguirono tante altre, specialmente in Francia dove nel '700 iniziarono delle sperimentazioni sui leganti utilizzati per confezionare i calcestruzzi "romani".

Nel 1750 circa, ad opera dell'inglese John Smeaton, si ebbe la rivoluzionaria scoperta della calce idraulica che permise di abbandonare l'uso di misture a base di calce e pozzolana. Le sperimentazioni sulla cottura di calcari ed impasti a base di calce idraulica portarono, in pochi anni, all'invenzione del cemento Portland, segnando definitivamente la fine del calcestruzzo antico e la nascita di quello moderno.

3. DAL CALCESTRUZZO MODERNO AL CEMENTO ARMATO

La fabbricazione del "cemento", inteso come legante idraulico artificiale, inizia verso la metà del XVIII secolo. Nel 1796 l'inglese J. Parker, dalla cottura di speciali calcari trovati nei dintorni di Londra, ricavò un prodotto cementizio che chiamò *cemento romano* e la cui principale caratteristica era la rapidità di presa. La fabbricazione di tale cemento avvenne, per alcuni anni in Inghilterra, in proporzioni modestissime ed in forma empirica. L'era moderna dei cementi idraulici ha inizio ufficialmente il 21 ottobre 1824 quando l'inglese Joseph Aspdin, fornaciario muratore, nato a Leeds, conseguì un brevetto per il processo di preparazione di un prodotto che, ottenuto con la cottura di un'intima mescolanza di calcare e di sostanze argillose, ridotte in polveri finissime ed impastata con acqua, dopo un breve periodo diventava una massa dura, in tutto simile alla pietra da costruzione che abbonda nell'isola di Portland. Da ciò il nome di cemento Portland con il quale Aspdin chiamò il suo ritrovato. Si trattava, però, ancora di una fabbricazione del tutto empirica. Il grande sviluppo industriale si ebbe più tardi, dopo le scoperte di Isaac, Charles e Johnson (1844) che misero in evidenza l'enorme importanza della *cottura fino a clinkerizzazione*, e dopo gli studi di Le Chatelier e Michaelis, che permisero di fissare la composizione chimica del cemento Portland in modo da poterlo fabbricare artificialmente ovunque, utilizzando e dosando materie prime di diversa origine. A seguito dello sviluppo della produzione dei cementi, ritornò ad affermarsi ed a progredire la tecnica della

costruzione con getti di calcestruzzo che, nei secoli addietro, era stata sostituita dalle costruzioni in pietre e mattoni.

L'Inghilterra, che vide la nascita del cemento artificiale, ospitò anche la prima applicazione del conglomerato cementizio moderno, costituito da una miscela di inerti naturali, cemento artificiale ed acqua. La più antica costruzione in conglomerato, eseguita fra il 1796 ed il 1801, nella quale fu usato il cemento di Parker, fu il canale dell'acquedotto Chirk, lungo 210 m largo 6,6 m, che superava con dieci arcate il fiume Cerioy. Il primo uso documentato del cemento Portland, si ha nel 1850, impiegato per la riparazione dei nuovi Docks portuali di Londra. Il nuovo materiale presentava tutta una serie di ottime qualità: facilità di confezionamento, capacità di adattarsi a qualsiasi forma, basso costo dei componenti, ottima resistenza al fuoco, buona resistenza a compressione, tuttavia, il successo nel campo delle costruzioni civili giunse solo nel momento in cui la bassa resistenza a trazione venne superata con l'uso di barre d'acciaio nelle zone tese ossia con l'invenzione del cemento armato.

Fu il connubio tra i due componenti, conglomerato ed acciaio, che diede origine al materiale da costruzione che ha caratterizzato la nostra epoca tecnologica, tanto che oggi "cemento armato" è diventato anche il simbolo di un progresso devastatore della natura e dell'ambiente in cui viviamo.

L'esempio più antico per il quale si può parlare di cemento armato è quello della barca costruita dal francese Lambot nel 1850 (brevetto del 1855) e presentata all'esposizione di Parigi del 1865. In realtà è ancora nelle costruzioni romane che si trovano immerse, per la prima volta, armature metalliche nella massa del calcestruzzo: Rodolfo Lanciani, ingegnere ed archeologo, nella sua *Storia degli scavi di Roma*, dà notizia del ritrovamento di grate metalliche annegate in opere romane in calcestruzzo.

Nel 1861 il giardiniere parigino Monier realizzò dei vasi da fiori in malta di cemento, rinforzata da uno scheletro di tondini d'acciaio e brevettò il sistema nel 1867. Negli

anni seguenti ottenne altri brevetti per tubi, piastre e serbatoi e si dedicò con costanza e successo alla loro diffusione. Le strutture di Monier, che sono in realtà dei gusci sottili concepiti su basi del tutto sperimentali, mostrano che il loro inventore era ben lontano dal seguire il criterio di ripartire gli sforzi fra conglomerato ed armatura in relazione al sistema di forze agenti. Infatti, Monier annegava una rete di filo di ferro nelle lastre sottili di sua produzione solo perché si era accorto che in questo modo si potevano evitare delle fessurazioni.

Contemporaneamente l'americano Hyatt conduceva le prime ricerche su travi in cemento armato: la pubblicazione dei risultati (1877) mostra come avesse intravisto più chiaramente di Monier il meccanismo di collaborazione tra armatura e calcestruzzo, arrivando a discutere di *armatura nella zona tesa*. Hyatt indirizzò le sue ricerche anche sul comportamento del cemento armato al fuoco e, con il nuovo materiale, progettò una casa che esiste ancora oggi a Londra.

Nel 1878 i nuovi fondamentali brevetti Monier offrirono le basi per l'introduzione del c.a. in altri paesi; tali brevetti nel 1884 vennero acquistati dalle ditte Freytag e Heidshuch e dalla Mortenstein e Iosseaux che nel 1886 cedettero i diritti di vendita all'Ing. G. A. Wayss.

Wayss creò a Berlino una impresa per le costruzioni Monier che, tra il 1877 ed il 1891, realizzò 320 ponti con luci fino a 40 m, ed organizzò una serie di ricerche con la collaborazione del prof. Bauschinger di Monaco. I risultati delle esperienze vennero pubblicati a Berlino nel 1877 in un opuscolo *Das System Monier - Eisengerippe mit Zementumhüllung* nel quale Wayss precisava che l'armatura deve essere disposta nelle zone tese, ponendo in evidenza che la collaborazione fra armatura e calcestruzzo è possibile in virtù dell'aderenza fra i due materiali. Da buon costruttore dimostrò, infine, i vantaggi economici del sistema. L'architetto M. Koenen, che era stato invitato dal governo prussiano a collaborare a tali ricerche, sviluppò un procedimento empirico di calcolo per alcune strutture Monier esponendone i principi di dimensionamento. Sono le esperienze di Wayss e dei suoi

collaboratori che segnano veramente l'inizio dell'era del cemento armato, dando un fondamento scientifico alla nuova tecnica delle costruzioni.

A questi studi ne seguiranno altri per merito ancora di Wayss, di Bauschinger, Koenen, Morsh, Bach, Kleinlogel; in Austria si ebbero le ricerche di Melan, Neumann, Emperger; in Svizzera quelle di Ritter e di Schule; in Francia grandi progressi furono realizzati per merito di Durand-Claye, Coignet, Tedesco e Considère.

Coignet e Tedesco, in particolare, nel 1894 pubblicano un breve opuscolo, di ridotta diffusione, in cui già compariva l'equazione di 2° grado che fornisce la posizione l'asse neutro.

Contemporaneamente si ebbe in tutto il mondo un fiorire di applicazioni e brevetti: le prime solette con nervature e travi a T, furono impiegate sin dal 1886 nella costruzione della Biblioteca di Amsterdam; in Francia, oltre al sistema Monier, all'Esposizione Universale del 1889 comparirono i sistemi Bordenave e Cottacin e nel 1892 quelli Hennebique e Coignet.

Intorno alla fine del secolo la costruzione in c.a. era ancora coperta e limitata dai vari brevetti, era però ormai chiaro il modo di collaborare del calcestruzzo con l'acciaio e si sapeva valutare l'effettiva distribuzione degli sforzi. Un merito particolare spetta a questo riguardo a Mörsch che portò avanti la teoria esposta da Koenen e la confermò con numerose esperienze, iniziate per incarico della ditta Wayss e Freitag. Gli studi di Mörsch hanno costituito la base per la teoria del cemento armato e tutt'oggi la sua impostazione resiste in molte parti alle critiche più serrate. È di Mörsch la definizione di cemento armato: *“Il calcestruzzo assorbe essenzialmente gli sforzi di compressione, l'acciaio quelli di trazione e taglio, secondo concezioni, tecnologie e schemi per la posizione delle barre longitudinali e delle staffe nel calcestruzzo, differenti nei diversi brevetti”*.

Agli inizi del '900 il cemento armato risulta ormai così diffuso che nasce l'esigenza dei primi regolamenti: nel 1904 la Deutsche Beton-Verein, con l'unione delle

associazioni degli architetti ed ingegneri tedeschi, pubblica i *Criteri di massima provvisori per la preparazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni in c.a.* Nel 1906 viene pubblicato il Regolamento francese. Da questi due primi regolamenti derivarono tutti gli altri. In Italia, ricalcando quanto fatto dai francesi e dai tedeschi, viene pubblicato il primo regolamento italiano con il Decreto del Ministero del LL.PP. del 10.01.1907.

Accanto agli ideatori quali Monier, Coignet, Lambot, o ai teorici come Hyatt, Mörsch, Considère, Tedesco che gettarono le basi del calcolo del c.a. e quindi ne permisero la valorizzazione, un merito particolare va dato ai primi grandi realizzatori che con le loro opere favorirono l'affermazione del cemento armato: fra i tanti, un posto di rilievo hanno l'ingegnere francese François Hennebique (1842-1921) e lo svizzero Robert Maillart (1872-1940).

In particolare Hennebique emerge per le intuizioni sui suoi contemporanei; basta confrontare la trave con staffe (Figura 4 e Figura 5), brevettata nel 1892 con quella di Monier del 1878, ed il ponte ad arco ferroviario a Esternay (Marna) del 1897 di 15 m di luce (Figura 6) con le modeste applicazioni fino ad allora eseguite.

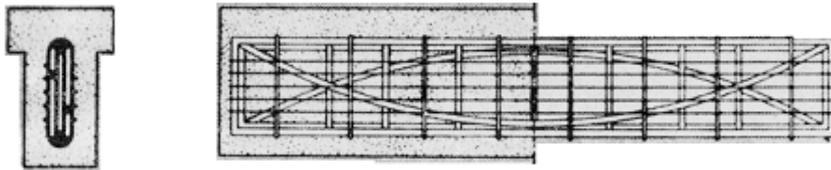


Figura 4 - Trave in cemento armato brevettata da Monier (1878).

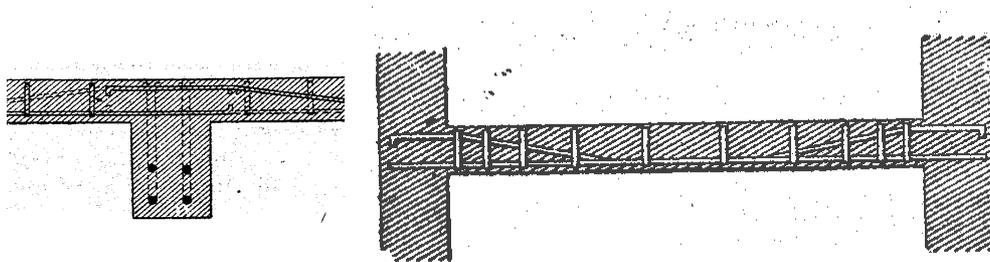


Figura 5 - Trave in cemento armato brevettata da Hennebique (1892).

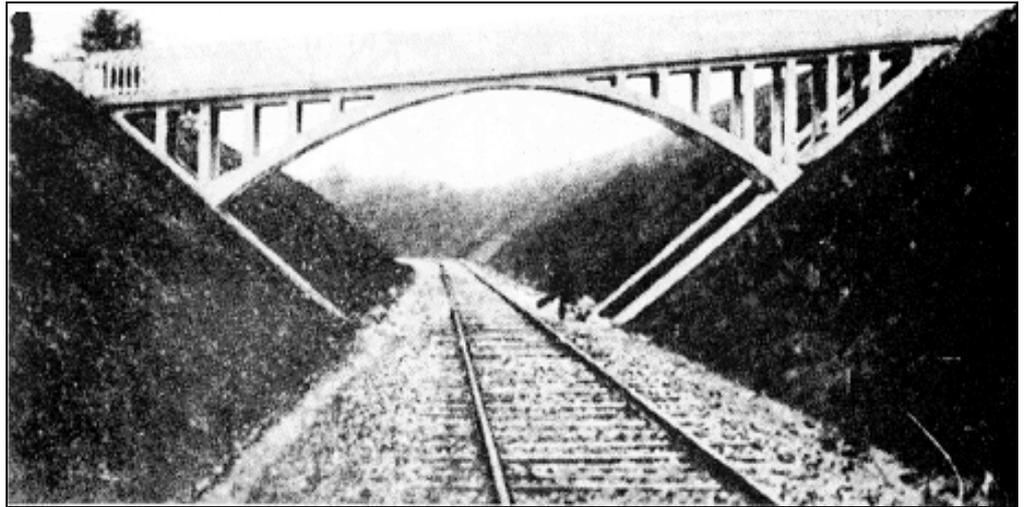


Figura 6 - Ponte ad arco a Esternay del 1897

Nel sistema Hennebique l'armatura della soletta e delle travi è data generalmente da due serie di tondini, una giacente in basso per tutta la luce, l'altra rialzata verso gli appoggi. Hennebique aveva visto nei ferri piegati un'ottima armatura a taglio, e ne fece uso anche nelle travi semplicemente appoggiate, posando in opera staffe costituite da piccoli ferri piatti (Figura 7).

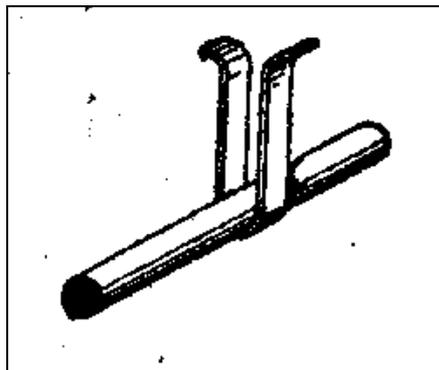


Figura 7 - Mojetta

Il sistema Monier (Figura 8) realizzava le solette con due serie normali di tondini abbastanza fitti e collegati ai punti d'incrocio con filo di ferro. L'armatura di ripartizione era disposta in eccesso nell'intento d'impedire lo scorrimento dei ferri principali.

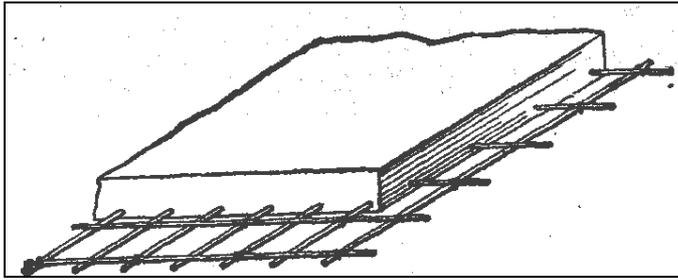


Figura 8 – Soletta armata con sistema Monier

Hyatt (Figura 9) costruiva l'armatura principale con dei ferri piatti e bucati, attraverso i quali si facevano passare dei tondini sottili.

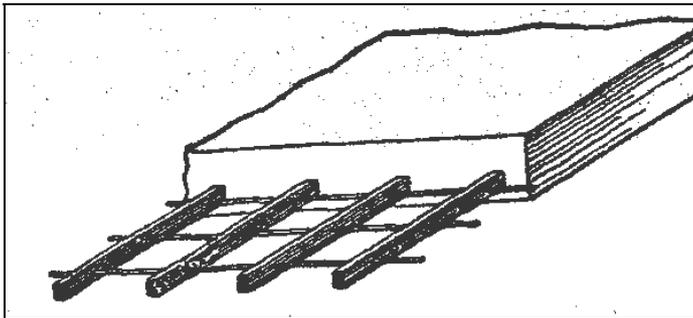


Figura 9 - Sistema Hyatt

Nel sistema Ransome (Figura 10), che ebbe grande diffusione in America, i ferri ripartitori furono completamente esclusi, e si cercò di assicurare l'adesione, torcendo ad elica delle barre quadre.

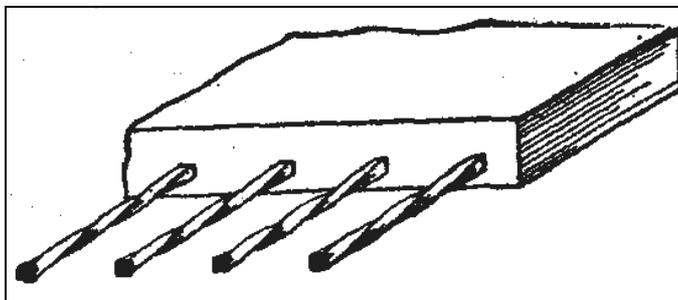
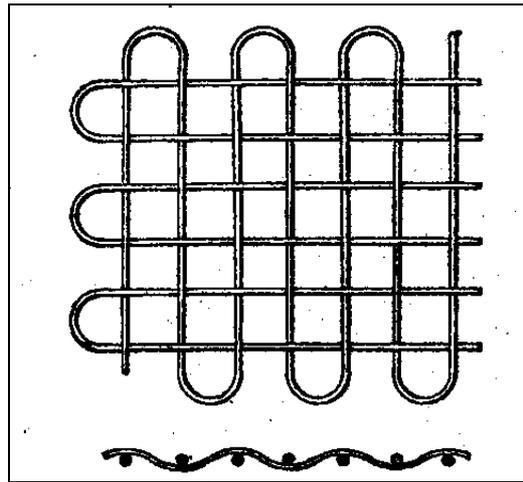


Figura 10 - Sistema Ransome

Altri costruttori, come Cottancin (Figura 11), intrecciarono in maglie regolari le due armature.

**Figura 11** - Sistema Cottancin

L'armatura piegata, nelle solette continue su travi di ferro, fu impiegata nel sistema di Klett (ferri piatti e piccoli cantonali inchiodati), e in quello di Koenen e Wilson (Figura 12 e Figura 13).

**Figura 12** - Sistema Koenen**Figura 13** - Sistema Klett

In questi due sistemi si riscontra l'ingrossatura della soletta in corrispondenza dei momenti negativi.

La pubblicazione dei primi regolamenti (1904-1910) da un lato segna la consacrazione ufficiale delle regole di costruzione e di calcolo delle strutture in c.a., dall'altro costituisce l'inizio di un approfondito riesame di tutto il comportamento del nuovo materiale, con particolare riguardo ai fenomeni reologici ed al comportamento ultraelastico.

Tale studio non può dirsi esaurito ma continua tutt'ora, né si può affermare che i progressi nel campo delle conoscenze teoriche siano stati pari a quelli delle applicazioni, se si osserva che le ipotesi di calcolo contenute nelle prime norme italiane del 1907 (conservazione delle sezioni piane, conglomerato non reagente a trazione, proporzionalità degli sforzi alle distanze dall'asse neutro, aderenza tra conglomerato e acciaio, utilizzazione del coefficiente di omogeneizzazione) restano la base del cosiddetto “metodo delle tensioni ammissibili” la cui validità è testimoniata dalla *resistenza* in vita delle opere costruite nei primi cento anni del nuovo calcestruzzo.

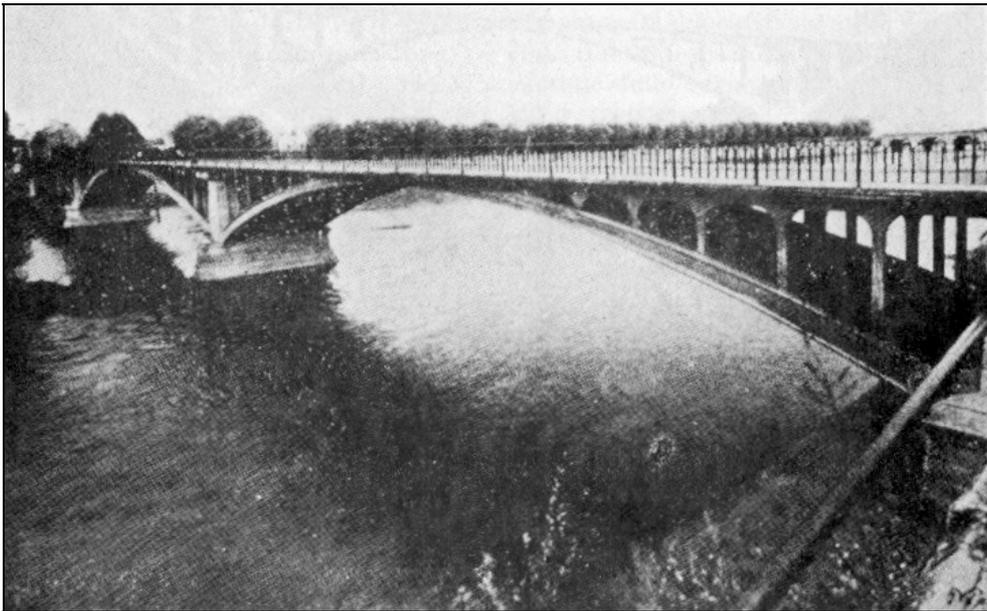


Figura 14 - Ponte stradale a Le Chatellenault (Vienna) della lunghezza di 144 m, con tre archi di 50 e 40 m di luce, costruito nel 1899 su progetto di Hennebique.

4. IL REGOLAMENTO PRUSSIANO DEL 10 MAGGIO 1907 (estratto dall'originale)

Art.1 comma 2 - (resistenza a compressione misurata a 28 giorni)

Nel progetto saranno indicate con precisione il luogo d'origine e la natura dei materiali da adoperarsi per l'impasto del beton, la proporzione degli stessi nel

miscuglio, l'aggiunta di acqua nonché la resistenza alla compressione che deve raggiungere il beton da adoperarsi impastato in cantiere, dopo 28 giorni, e foggato in cubi di 30 cm di lato. Tale resistenza alla compressione, in seguito ad istanza dell'autorità, dovrà essere verificata prima dell'inizio lavori, mediante apposite esperienze.

Art.5 - regole di posa in opera

1. *La messa in opera di ogni massa di beton, dovrà farsi per regola subito dopo l'impasto e finirsi prima che incominci la presa del conglomerato*
2. *omissis*
3. *omissis*
4. *Il beton va messo in opera in strati aventi lo spessore massimo di 15 cm da ridursi mediante pigiatura in relazione alle quantità d'acqua d'impasto. Per la pigiatura sono da adoperarsi stampi di forma e di peso conveniente.*

Art. 6 comma 1 - copriferro

Sotto i ferri dell'armatura delle travi vi deve essere uno spessore di beton di almeno 2 cm.

Art. 9 comma 1 - prescrizioni in caso di gelo

In caso di gelo i lavori vanno sospesi a meno di non ricorrere a speciali precauzioni, per cui le nocive influenze del gelo siano da escludersi. Non si possono assolutamente impiegare materiali gelivi.

Art. 12 comma 2 - prove distruttive

In caso di dubbi plausibili sul tenore dell'impasto (messo in opera) e sul grado d'indurimento raggiunto, si potranno asportare elementi dalle costruzioni già compiute, degli elementi per sottoporli ad uno speciale esame.

Art. 15 - coefficiente di omogenizzazione, armature a flessione, verifiche a taglio, ambienti aggressivi

- *Il valore del modulo di elasticità del ferro si deve prendere eguale a 15 volte quello del beton, ...omissis...*

- *Le sollecitazioni nella sezione trasversale di un corpo soggetto a flessione si devono calcolare ammettendo che gli allungamenti e gli accorciamenti in ogni punto della sezione siano proporzionali alle distanze rispettive dall'asse neutro e che l'armatura in ferro sia capace di resistere da sola agli sforzi di trazione.*
- *Per le strutture in tutto o in parte esposte agli agenti meteorici, al fumo, all'umidità e ad altre azioni nocive, dovrà essere provato che i massimi sforzi interni presunti non possano produrre fessure nel beton*
- *La verifica degli sforzi di taglio dovrà farsi tutte le volte che per la forma stessa della struttura non si possa ritenere senz'altro che non siano pericolosi ... omissis...*

Art. 16 comma 5 - sicurezza allo scorrimento

La sollecitazione allo scorrimento del beton compresso non deve superare la misura di 4.5 Kg/cmq

Capo III - procedimenti di calcolo con esempi

Formule semplificate per la flessione semplice:

$$h_{\text{utile}} = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \qquad A_f = t \cdot \sqrt{M \cdot b}$$

Dalle tabelle allegate al regolamento, per $\sigma_f=1000$ Kg/cmq e $\sigma_c=45$ Kg/cmq, si ricava:

$$r = 0.357$$

$$t = 0.00324$$

5. IL DECRETO ITALIANO DEL 10 GENNAIO 1907

In Italia il cemento armato ebbe uno sviluppo agli inizi molto lento. Secondo i libri tecnici dell'epoca, nel 1877 era ancora poco conosciuto: il calcestruzzo era consigliato solo per la costruzione di fondazioni, opere idrauliche o massi artificiali. La diffusione su vasta scala si verificò a seguito dell'introduzione del sistema

Hennebique da parte della ditta ing. G. A. Porcheddu che realizzò importanti opere pubbliche fra le quali il granaio del porto di Genova, iniziato nel gennaio del 1900 e terminato nel luglio del 1901 ed il Ponte Risorgimento sul Tevere a Roma, 100 m di luce, costruito nel 1910. Nel nuovo materiale era riposta grande fiducia, come testimoniato dai testi di Cesare Pesenti. La didascalia originale della Figura 15 descrive i problemi sopraggiunti durante l'esecuzione di un palo in cemento armato gettato in opera e ne loda l'eccellente risultato pur essendosi verificata la rottura dei tiranti d'ancoraggio. La chiatta di Figura 16 mostra un esemplare di imbarcazione in "ferro cementato". Costruita per il trasporto di vagoni ferroviari era ritenuta, erroneamente, più durevole dei natanti in legno.

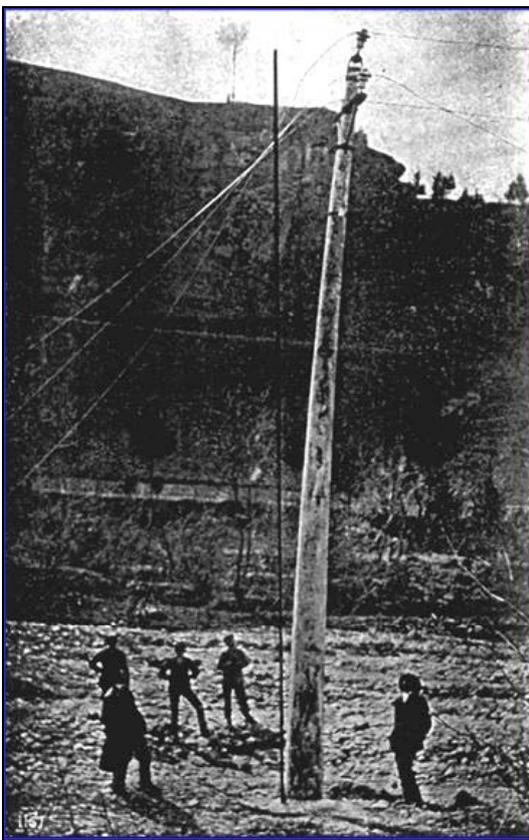


Figura 15 - Sistema Pesenti per i pali dell'elettricità (1910)



Figura 16 - Chiatta in cemento armato realizzata da C. Pesenti

Il primo regolamento italiano arriva agli inizi del 1907 ed è sostanzialmente mutuato dal regolamento prussiano del 1904 e da quello francese del 1906.

Di seguito si riportano in estratto alcuni passi originali della prima normativa italiana per le costruzioni in cemento armato.

Art. 3 - obbligo di specifica dei materiali

Nel progetto saranno indicate con precisione le qualità e proprietà dei materiali da impiegarsi, le dosature del conglomerato, le modalità di costruzione, del disarmo e del collaudo.

Art. 7 - dosaggio e resistenza dl conglomerato

La dosatura normale del conglomerato sarà di kg 300 di cemento per mc 0.400 di sabbia asciutta e non compressa e mc 0.800 di ghiaietta ... omissis... La resistenza allo schiacciamento del conglomerato di dosatura normale, a 28 giorni di maturazione avvenuta in ambiente umido, sperimentata su cubi di 10-15 cm di lato, secondo la grossezza degli elementi, non dovrà risultare inferiore a 150 Kg/cmq. Per impasti d'altra dosatura la resistenza allo schiacciamento, sperimentata come si è detto, non dovrà essere inferiore a cinque volte il carico di sicurezza adottato nei calcoli ... omissis...

Art. 8 - caratteristiche del ferro

Per le armature del conglomerato sarà preferibilmente da impiegarsi il ferro colato o ferro omogeneo ottenuto col procedimento basico Siemens-Martin. La resistenza alla rottura ...omissis... sarà compresa fra 26 e 46 kg/mmq.

Art. 12 - regole di posa in opera

Il conglomerato verrà messo in opera, subito dopo eseguito l'impasto, a strati di piccoli altezza, ben battuti con pestelli di appropriata forma e peso fino a che l'acqua affiori dalla superficie. Il conglomerato dovrà avvolgere completamente i ferri, ed a tale scopo si farà attorno ad essi una scialbatura di cemento immediatamente prima del getto. Nelle riprese di conglomerato ancora fresco si bagnerà la superficie con acqua, in quelle di conglomerato che già ha fatto la presa, si raschierà la superficie e si umetterà con scialbo di cemento in modo da assicurare la continuità della struttura. Si farà anche la lavatura se la ripresa è di vecchia data.

Art. 14 - prescrizioni in caso di gelo

E' assolutamente vietato di mettere in opera il conglomerato a temperatura inferiore a zero gradi; salvo che, in casi eccezionali, si adottino provvedimenti speciali da approvarsi dalla Direzione Lavori.

Art. 23 - coefficiente di omogenizzazione

... omissis ... si supporrà che gli elementi superficiali metallici siano affetti da coefficienti (m) decupli degli elementi del conglomerato, ritenendo questi ultimi, reagenti anche quando siano tesi. Occorrendo si valuterà in cifra tonda, il modulo di elasticità normale del cemento armato in 200 t/cmq.

Art. 24 - conservazione delle sezioni piane

L'asse che separa la porzione reagente dell'inerte e gli sforzi unitari verranno determinati partendo dai seguenti principi:

- a) Conservazione delle sezioni piane;*
- b) Proporzionalità degli sforzi alle distanze dei singoli elementi superficiali all'asse suddetto.*

Art. 27 - resistenza del ferro

Non si farà assegnamento alla resistenza del conglomerato alla tensione ed al taglio, ritenendo che tali sollecitazioni vengono sopportate esclusivamente dall'armatura metallica. Il ferro omogeneo non sarà assoggettato a sforzo di tensione o di compressione semplice superiore a 1000 Kg/cmq e ad 800 Kg/cmq per la sollecitazione al taglio.

6. REGOLAMENTO PRUSSIANO ED ITALIANO A CONFRONTO

Il regolamento Italiano nasce già vecchio, essendo stato scritto sulla falsariga dei primi regolamenti europei del 1904 e del 1906 . Esistono, tuttavia, alcune similitudini tra il regolamento italiano e quello prussiano, entrambi del 1907. Alcune elementi comuni sono:

- la determinazione dei contenuti progettuali;
- le specifiche prestazionali dei materiali da impiegare;
- l'indicazione di affini regole pratiche di messa in opera;
- le modalità di collaudo;
- l'indicazione di schemi statici semplificati (travi continue, con incastro perfetto, ecc.).

Il regolamento italiano fornisce alcune informazioni in più rispetto a quanto fatto dai prussiani. La norma, infatti, contiene l'indicazione di un impasto standard denominato *dosatura normale* (cfr. Regolamento italiano art.7) e propone delle tabelle con schemi risolti di travi continue a 2, a 3 ed a 4 campate. Queste indicazioni devono però essere percepite come delle carenze formative dei progettisti. La cultura del cemento armato era ancora poco diffusa e questo spinse il legislatore ad indicare sia un impasto tipo, la cui resistenza a compressione era mediamente superiore ai 15 MPa, sia a tabellare le sollecitazioni per semplificare il compito dei tecnici. Appare incongruente l'indicazione di calcestruzzo reagente a trazione (art.23) con quanto specificato all'art.27 (*non si farà assegnamento alla resistenza del conglomerato alla*

tensione ed al taglio, ritenendo che tali sollecitazioni vengono sopportate esclusivamente dall'armatura metallica). Più originale, in tal senso, appare il regolamento prussiano che per la corretta progettazione alle tensioni ammissibili indica un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15 ed esclude la possibilità di affidare sforzi di trazione al conglomerato. Altra innovazione tedesca sta nell'aver indicato, in netto anticipo rispetto a quanto sarebbe accaduto nella realtà, la pericolosità della fessurazione in presenza di agenti aggressivi, prescrivendo un copriferro minimo di 2 cm per la protezione delle armature. Inoltre, la normativa prussiana supera quella italiana allegando una ricca appendice teorica per il calcolo delle tensioni, proponendo diversi esercizi completamente svolti, sottolineando l'inadeguatezza della progettazione basata solo su tabelle e schemi statici risolti. A conferma di quanto appena scritto si evidenzia che in Italia il modulo elastico del c.a. veniva fissato al valore di 200 t/cm² mentre i prussiani rimandano a prove da eseguire su una terna di tre cubetti di cls. In quegli anni Mörsch suggeriva alcune formule per ricavare l'espressione funzionale σ - ε e proponeva il tracciamento di diagrammi sforzi-deformazioni per determinare il valore di E.

| | Sollecitazioni Kg/cm ² | Acqua d'impasto 8% | | Acqua d'impasto 14% | |
|-------------|--------------------------------------|------------------------------------|--------|------------------------------------|--------|
| | | Allungamenti [* 10 ⁻⁶] | E | Allungamenti [* 10 ⁻⁶] | E |
| COMPRESIONI | 61.3 | 255 | 240000 | 293 | 209000 |
| | 49 | 198 | 247000 | 227 | 216000 |
| | 36.8 | 143 | 257000 | 165 | 222000 |
| | 30.6 | 117 | 261000 | 135 | 227000 |
| | 24.5 | 92 | 266000 | 104 | 235000 |
| | 18.3 | 67 | 273000 | 76 | 241000 |
| | 15.3 | 55 | 278000 | 62 | 246000 |
| | 12.2 | 43 | 284000 | 48 | 254000 |
| | 9.2 | 32 | 287000 | 36 | 260000 |
| | 6.1 | 21 | 290000 | 23 | 265000 |
| 3 | 10 | 300000 | 11 | 272000 | |
| | 0 | 0 | - | 0 | 0 |
| TRAZIONI | -1.6 | -6 | 267000 | -7 | 230000 |
| | -3.1 | -13 | 238000 | -15 | 207000 |
| | -4.6 | -20 | 230000 | -23 | 200000 |
| | -6.2 | -28 | 221000 | -32 | 194000 |
| | -7.7 | -38 | 203000 | -44 | 175000 |
| -9.2 | -47 | 196000 | 0 | 0 | |

Tabella 4 – Sperimentazioni a 28 giorni condotte da Mörsch su provini composti da 1 parte di cemento (400 kg) e 3 di inerti.

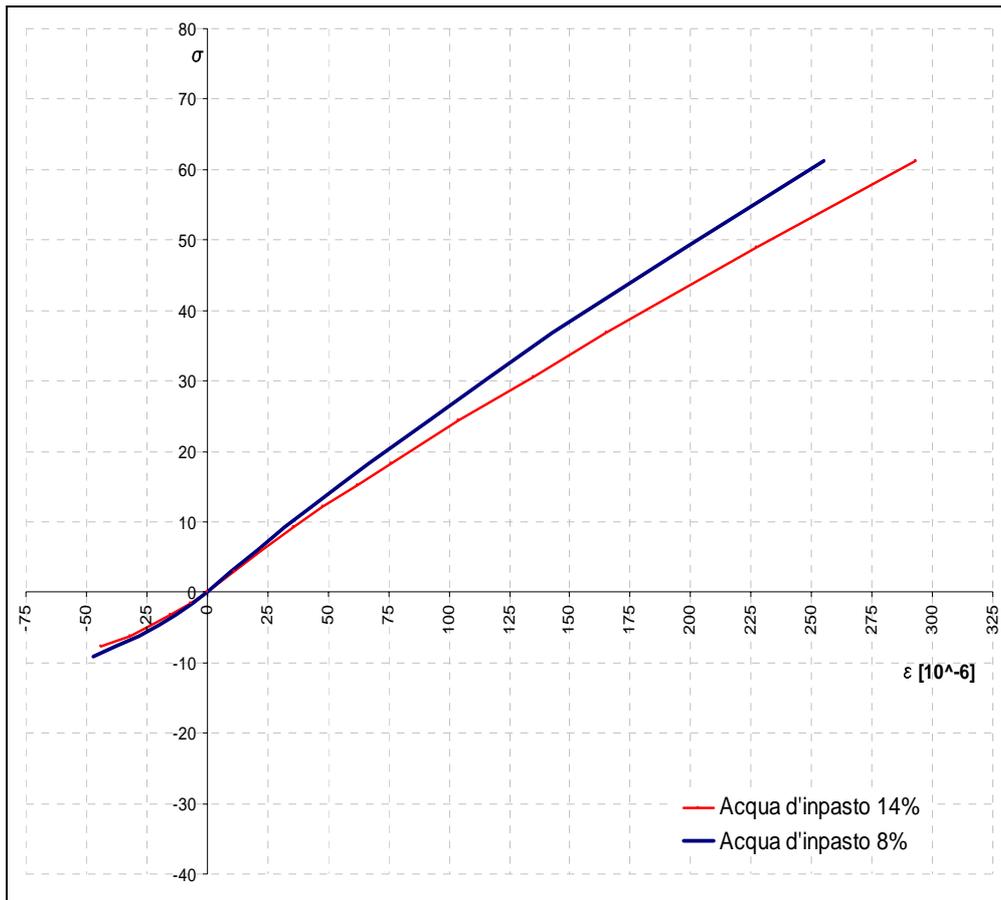


Figura 17 – Diagrammi tracciati da Mörsh sui risultati contenuti nella tabella precedente.

7. CONFRONTO TRA IL CEMENTO ARMATO DEGLI INIZI DEL '900 E QUELLO CONTEMPORANEO.

Agli inizi del '900 il calcestruzzo era confezionato secondo regole dettate dall'esperienza. Non era stato sviluppato ancora un modello previsionale basato su risultati sperimentali (mix-design). Il rapporto a/c impiegato variava tra 0.5 e valori superiori all'unità (Tabella 5). Le carenze prestazionali dei conglomerati erano, in un certo senso, mascherate da coefficienti di sicurezza elevati (nel 1907, in Italia, pari a 5).

| Cemento [kg] | Sabbia [litri] | Ghiaia [litri] | Acqua [litri] | Tipologia | σ_b [Kg/cm ^q] |
|--------------|----------------|----------------|---------------|--------------|----------------------------------|
| 400 | 370 | 740 | 210 | impermeabile | 40 |
| 350 | 390 | 780 | 200 | impermeabile | 30 |
| 300 | 410 | 820 | 195 | impermeabile | 20 |
| 250 | 430 | 870 | 185 | impermeabile | 18 |
| 200 | 450 | 900 | 180 | permeabile | 15 |
| 150 | 455 | 910 | 175 | permeabile | 10 |

Tabella 5 - Misture consigliate da C. Pesenti

Non è possibile confrontare il calcestruzzo di un secolo fa con quello correntemente impiegato oggi conoscendone solo la resistenza caratteristica, né è semplice se è nota la dosatura degli impasti. In tal senso, un primo problema che si incontra è la mancanza di indicazione sul titolo del cemento usato all'inizio del '900. Da dati reperibili in letteratura si può presumere che fossero largamente impiegati leganti a cui oggi non si assegnerebbe neanche il titolo 22 (Tabella 6).

| Tensione | Dopo 7 giorni di stagionatura di cui gli ultimi 6 in acqua dolce [Kg/cm ²] | Dopo 28 giorni di stagionatura di cui gli ultimi 27 in acqua dolce [Kg/cm ²] |
|--------------|--|--|
| Trazione | 16 | 20 |
| Compressione | 180 | 220 |

Tabella 6 – Regolamento italiano del 1907. Provini confezionati con 1 parte di cemento e 3 parti di sabbia

Poco o nulla può essere detto con certezza relativamente alla finezza di macinazione, al livello di impurità presenti nel cemento, al grado di compattazione raggiunto in fase di getto. A tutto ciò va aggiunto che l'industria dei cementi ha progressivamente migliorato la qualità del legante, producendo miscele che hanno consentito la graduale riduzione dell'acqua di impasto a parità di prestazioni meccaniche. Tale pratica è stata recepita al contrario dai costruttori che, nella ricerca di maggiori profitti, a parità di acqua hanno ridotto il dosaggio di cemento, vanificando la possibilità di produrre calcestruzzi più durevoli di quelli del passato (Tabella 7).

| Periodo | Dosaggio di cemento [kg/m ³] | Acqua di impasto [kg/m ³] | Rapporto a/c | Resistenza meccanica a compressione [MPa] |
|-----------|--|---------------------------------------|--------------|---|
| 1945-1950 | 340 | 170 | 0.50 | 30 |
| 1950-1960 | 300 | 170 | 0.57 | 30 |
| 1960-1980 | 270 | 170 | 0.63 | 30 |

Tabella 7 – Evoluzione negli anni del rapporto a/c (Fonte: AA.VV., *Il Calcestruzzo Vulnerabile*, Ed. Tintoretto, Ponzano Veneto, 2005)

I cementi commercializzati oggi in Italia, classificati secondo la UNI ENV 197/1 dell'ottobre 1992, sono 25 con 5 possibilità di scelta per ogni tipo, se si tiene conto del titolo e della classe N ed R (rispettivamente a presa normale e rapida). Le alternative disponibili sono, quindi, oltre 150 perché la Tabella 8 ed la Tabella 9 non contemplano i prodotti ad alte prestazioni, i preparati espansivi ed a stabilità volumetrica.

| Tipo di cemento | Denominazione | Sigla | Clinker K | Loppa d'altoforno granulata S | Micro-silice D 3) | Pozzolana | | Cenere volante | | Scisto calcinato T | Calcare L | Costituenti secondari ²⁾ |
|-----------------------------|--|--------|----------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------|------------------|----------------|-----------|--------------------|-----------|-------------------------------------|
| | | | | | | naturale P | industriale Q 4) | silicea V | calicea W | | | |
| I | Cemento Portland | I | 95-100 | - | - | - | - | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alla loppa | II/A-S | 80-94 | 6-20 | - | - | - | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alla microsilice | II/B-S | 65-79 | 21-35 | - | - | - | - | - | - | - | 0-5 |
| II | Cemento Portland alla pozzolana | II/A-D | 90-94 | - | 6-10 | - | - | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alla pozzolana | II/A-P | 80-94 | - | - | 6-20 | - | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alla pozzolana | II/B-P | 65-79 | - | - | 21-35 | - | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alla pozzolana | II/A-Q | 80-94 | - | - | - | 6-20 | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alla pozzolana | II/B-Q | 65-79 | - | - | - | 21-35 | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alle ceneri volanti | II/A-V | 80-94 | - | - | - | - | 6-20 | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alle ceneri volanti | II/B-V | 65-79 | - | - | - | - | 21-35 | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alle ceneri volanti | II/A-W | 80-94 | - | - | - | - | - | 6-20 | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland alle ceneri volanti | II/B-W | 65-79 | - | - | - | - | - | 21-35 | - | - | 0-5 |
| | Cemento Portland allo scisto calcinato | II/A-T | 80-94 | - | - | - | - | - | - | 6-20 | - | 0-5 |
| | Cemento Portland allo scisto calcinato | II/B-T | 65-79 | - | - | - | - | - | - | 21-35 | - | 0-5 |
| | Cemento Portland al calcare | II/A-L | 80-94 | - | - | - | - | - | - | - | 6-20 | 0-5 |
| Cemento Portland al calcare | II/B-L | 65-79 | - | - | - | - | - | - | - | 21-35 | 0-5 | |
| Cemento Portland composito | II/A-M | 80-94 | <-----6-20 5)-----> | | | | | | | | | 0-5 |
| Cemento Portland composito | II/B-M | 65-79 | <-----21-35 5)-----> | | | | | | | | | 0-5 |
| III | Cemento d'altoforno | III/A | 35-64 | 36-65 | - | - | - | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento d'altoforno | III/B | 20-34 | 66-80 | - | - | - | - | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento d'altoforno | III/C | 5-19 | 81-95 | - | - | - | - | - | - | - | 0-5 |
| IV | Cemento pozzolanico | IV/A | 65-89 | - | <-----11-35-----> | | | | - | - | - | 0-5 |
| | Cemento pozzolanico | IV/B | 45-64 | - | <-----36-55-----> | | | | - | - | - | 0-5 |
| V | Cemento composito | V/A | 40-64 | 18-30 | - | <-----18-30-----> | | | | - | - | 0-5 |
| | Cemento composito | V/B | 20-39 | 31-50 | - | <-----31-50-----> | | | | - | - | 0-5 |

1) I valori del prospetto si riferiscono al nucleo del cemento, escludendo scollato di calcio e gli additivi.
2) I costituenti secondari possono essere filler oppure uno o più costituenti principali, sempre che questi non siano inclusi come costituenti principali nel cemento.
3) La proporzione di microsilice è limitata al 10%.
4) La proporzione di loppa non ferrosa è limitata al 15%.
5) La proporzione di filler è limitata al 5%.

Tabella 8 – Classificazione dei cementi secondo la UNI ENV 197/1 dell'ottobre del 1992.

| Classe | Resistenza alla compressione N/mm ² | | | | Tempo di inizio presa min | Espansione mm |
|--------|---|----------|-------------------------|--------|---------------------------------|------------------|
| | Resistenza iniziale | | Resistenza normalizzata | | | |
| | 2 giorni | 7 giorni | 28 giorni | | | |
| 32,5 | - | ≥ 16 | | | ≥ 60 | ≤ 10 |
| 32,5 R | ≥ 10 | - | ≥ 32,5 | ≤ 52,5 | | |
| 42,5 | ≥ 10 | - | | | | |
| 42,5 R | ≥ 20 | - | ≥ 42,5 | ≤ 62,5 | | |
| 52,5 | ≥ 20 | - | | | | |
| 52,5 R | ≥ 30 | - | ≥ 52,5 | - | ≥ 45 | |

Tabella 9 - Requisiti meccanici e fisici dei cementi secondo la UNI ENV 197/1

CAPITOLO 3

LE MANIFESTAZIONI DEL DEGRADO

I. INTRODUZIONE

Le manifestazioni di degrado hanno differenti cause. Eccezion fatta per le aggressioni biologiche, tutte, siano esse imputabili a fattori chimici, fisici o meccanici, sono proporzionali alla porosità del conglomerato: più un calcestruzzo è poroso maggiore sarà la probabilità che si verifichino problemi. Tenendo presente che la porosità del calcestruzzo è direttamente proporzionale all'acqua di impasto, si può affermare che più un conglomerato è poroso minore sarà la sua resistenza. Questo spiega perché le opere in cemento armato con basse prestazioni meccaniche hanno, generalmente, una scarsa durabilità. Indipendentemente dalle cause che li hanno prodotti, gli ammaloramenti si manifestano principalmente sotto due forme:

- disgregazione superficiale o profonda del conglomerato con o senza ossidazione delle armature;
- presenza di fessure che interessano la zona degradata.

Il processo responsabile del deterioramento, invece, può coinvolgere:

- la matrice cementizia (per esempio decalcificazione, attacco solfatico);
- la componente lapidea (per esempio reazioni alcali-aggregato);
- le armature.

Questi aspetti sono intimamente legati tra loro e tendono ad esaltarsi a vicenda. Le armature, in particolare, si deteriorano essenzialmente per ossidazione, innescata da fattori esogeni o addirittura endogeni. Infatti, alcune forme di corrosione sono attivate da sostanze disperse nell'ambiente (tipicamente i cloruri) mentre altre sono prodotte da reazioni "autodistruttive" del calcestruzzo con conseguente depassivazione dell'acciaio (es. reazioni alcali-aggregati).

Nelle pagine che seguono si illustreranno le cause di degrado rilevate sui casi studio proposti nella parte conclusiva di questo lavoro. Le patologie sono proposte in schede sintetiche contenenti informazioni sulla loro dinamica, diagnosi, prevenzione e cura. La scheda relativa all'attacco solfatico è complementare a quella relativa all'attacco dei cloruri.

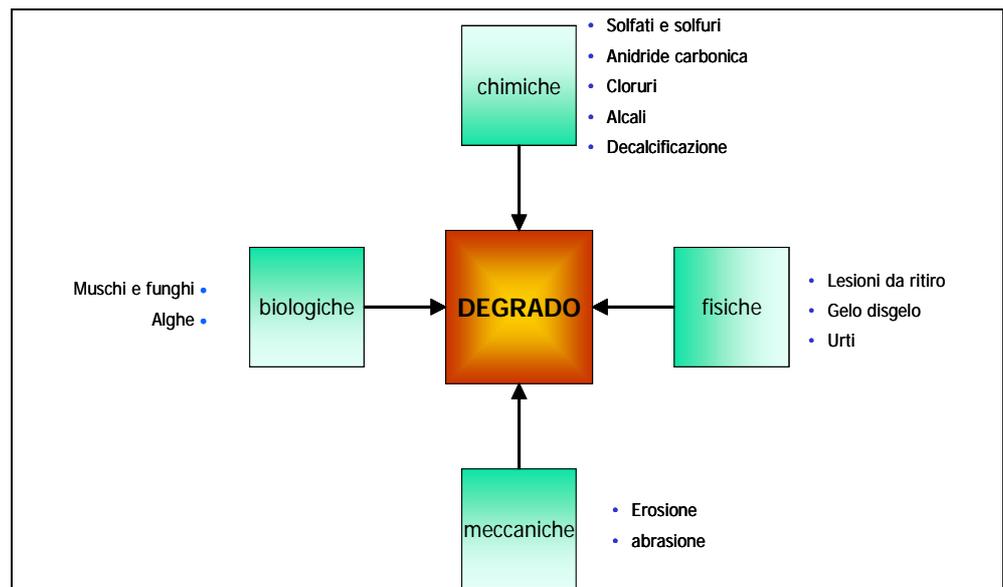


Figura 18 - Illustrazione schematica delle più comuni cause di degrado.

| 2. DECALCIFICAZIONE | |
|----------------------------|--|
| Causa | Acque dilavanti |
| Dinamica | Il cemento, a contatto con l'acqua corrente, perde idrossido di calce che si trasforma in bicarbonato di calce (molto solubile). La calce migra dalla zona a più alta concentrazione a quella a più bassa concentrazione. Si ha un flusso di materiale dall'interno verso l'esterno che amplia i pori del conglomerato fino all'espulsione di parti poco coerenti di calcestruzzo. La decalcificazione è aggravata dall'erosione dovuta all'acqua in movimento. |
| Effetti | Affioramento di inerti e loro scopertura progressiva |
| Diagnosi | <ul style="list-style-type: none"> • Analisi delle acque dilavanti con la prova del marmo → acqua aggressiva, incrostante, indifferente; • Esame visivo dell'elemento. • Esami sconsigliati - Analisi chimica del calcestruzzo (per diffrazione a raggi X, termica differenziale, ecc.). Risulta inefficace perché non rileva presenza di bicarbonato di calcio (molto solubile) né può distinguere la presenza del prodotto intermedio del dilavamento (carbonato di calcio) da quello presente negli inerti |
| Prevenzione | Protezione del calcestruzzo dalle acque dilavanti |
| Cura | Rimozione delle porzioni ammalorate + eventuale ripassivazione dei ferri + ricostruzione del copriferro con malte e/o betoncini a ritiro compensato |



Figura 19 -Pila in alveo di un ponte con evidenti segni di decalcificazione

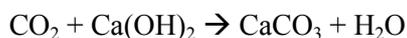
3. CARBONATAZIONE

Causa

Reazione dell'idrossido di calcio con l'anidride carbonica, in ambienti moderatamente umidi. La velocità del degrado è funzione della porosità e della permeabilità del calcestruzzo.

Dinamica

Il valore caratteristico del pH di un calcestruzzo sano è compreso tra 13 e 14. Per valori di $\text{pH} > 9$ si forma ossido ferroso che, depositandosi sulle armature, le protegge da ulteriori attacchi (**passivazione**). L'anidride carbonica a contatto con gli strati superficiali del calcestruzzo reagisce secondo la reazione



abbassando il valore del pH ed esponendo le armature alla corrosione. Se i pori sono secchi la CO_2 diffonde all'interno degli stessi ma non dà luogo a reazioni per assenza di acqua. Se il calcestruzzo è saturo di acqua la carbonatazione non avviene per la bassa velocità di diffusione dell'anidride carbonica nell'acqua.

Effetti

- Distruzione progressiva del copriferro;
- Ossidazione progressiva delle armature.

Diagnosi

- Esame visivo dell'elemento;
- Test colorimetrico con soluzione all'1% di fenolftaleina in alcol etilico;
- Test elettrochimico per la valutazione del potenziale elettrico.

Prevenzione

Uso di calcestruzzi poco porosi.

Cura

Rimozione delle parti carbonatate + ripassivazione dei ferri + ricostruzione del copriferro con malte e/o betoncini a ritiro compensato.

La carbonatazione penetra nella massa di calcestruzzo secondo una legge del tipo:

$$s = K \cdot t^{\frac{1}{n}}$$

t= tempo in anni

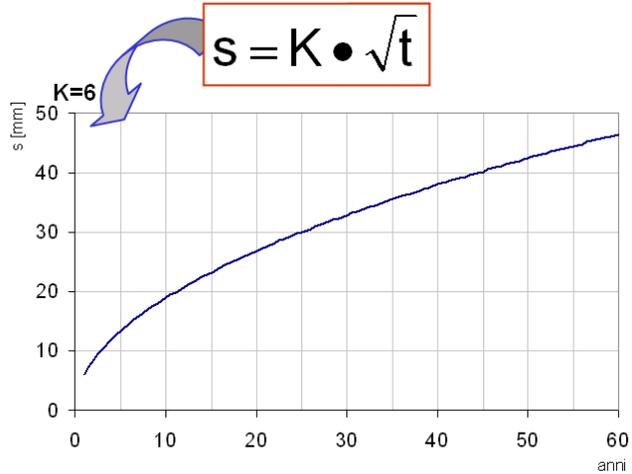
s = spessore di cls carbonatato in mm

K = coefficiente di velocità di penetrazione [mm/anno(1/n)]

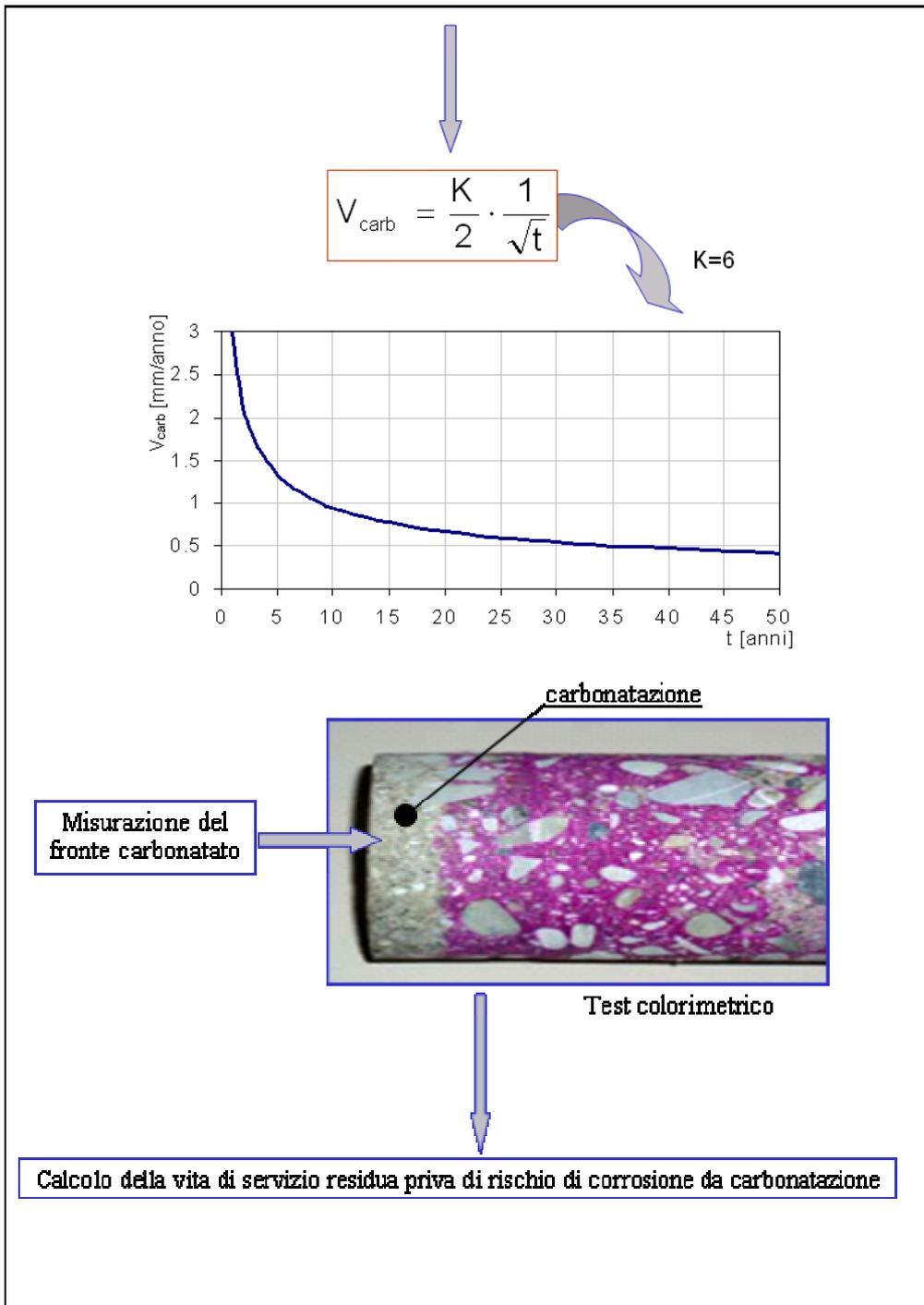
n = coefficiente dipendente dalla porosità

| a/c | K |
|------|------|
| 0.40 | 3.8 |
| 0.50 | 8.6 |
| 0.60 | 10.1 |
| 0.70 | 12.3 |
| 0.80 | 15.1 |

Per calcestruzzi mediamente porosi n vale circa 2. Cautelativamente può essere assunto pari a 2 anche per calcestruzzi compatti e quindi sia ha:



segue



Esempio

Una struttura costruita da 10 anni ha un fronte medio di carbonatazione di 18 mm.

Utilizzando la relazione $s = K \cdot \sqrt{t}$ e risolvendo con K incognito si ha:

$$K = \frac{s}{\sqrt{t}} = \frac{18}{\sqrt{10}} = 5.69 \text{ mm} \cdot \text{anno}^{-1/2}$$

A questo punto è possibile calcolare il tempo necessario per carbonatare tutto il copriferro (ipotizzato di 25 mm):

$$\text{copriferro} = k \cdot \sqrt{t} \Rightarrow t = \left(\frac{25}{5.69} \right)^2 = 19.3 \text{ anni}$$



Figura 20 - Effetti della carbonatazione su una trave

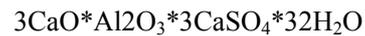
4. ATTACCO DEI SOLFATI

Causa

Reazione tra lo ione solfato SO_4^{--} ed i componenti della matrice cementizia.

Dinamica

L' MgSO_4 (solfato di magnesio) reagisce con il $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (idrossido di calcio presente nel calcestruzzo) producendo $\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$ (gesso). Questa reazione avviene con un aumento di volume del 120% circa. Il gesso reagisce con le fasi idrate provenienti dall'alluminio tricalcico $3 \cdot \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ formando ettringite



con un aumento di volume del 370%.



Effetti

- Rigonfiamenti e macrofessurazioni progressivi;
- Espulsione di materiale;
- Sfarinamento del calcestruzzo nel caso di formazione di thaumasite.

Diagnosi

Analisi del diffrattogramma eseguito su una porzione di struttura ammalorata e confronto con una porzione sana. La presenza di picchi dovuti al gesso, all'ettringite ed alla thaumasite è sintomatica di un attacco solfatico.

Prevenzione

- Utilizzo di un basso rapporto a/c (0.45);
- Impiego di cementi non reagenti ai solfati (miscele CEM V +15% di cenere volante);
- Maturazione a vapore con temperatura inferiore ai 70°C (per strutture in c.a.p.).

Cura

Da valutare in funzione della gravità:

- Cerchiatura degli elementi con nuovi getti di cls (resistenti ai solfati);
- Sostituzione delle parti ammalorate e protezioni corticali della struttura.



Figura 21 - Osservazione al microscopio elettronico di ettringite cristallina (foto: Davide Salvioni, Mapei)



Figura 22 - Osservazione al microscopio elettronico di ettringite colloidale (foto: Davide Salvioni, Mapei)



Figura 23 - Esempio di espansione DEF di tipo ISA (foto: Calcestruzzi S.p.A.)

5. REAZIONE ALCALI-AGGREGATO (ALKALI AGGREGATE REACTION – AAR)

Causa

Reazione della silice contenuta negli inerti con gli alcali del cemento.

Dinamica

La silice contenuta negli inerti (principalmente quella amorfa ma anche quella cristallina), reagendo con il sodio ed il potassio del cemento, forma un silicato gelatinoso soggetto a forti rigonfiamenti in presenza di umidità. Tale rigonfiamento produce fessurazioni ed espulsione di porzioni di aggregato (*pop-out*) con conseguente distruzione del copriferro. Il processo, in genere molto lungo (1-10 anni), può avvenire solo se coesistono le seguenti condizioni:

1. Na^+ e K^+ nei pori capillari con presenza di acqua;
2. Presenza di inerti silicei amorfi e mal cristallizzati (opale e calcedonio) oppure rapporto elevato di *cemento/aggregati quarzosi* (≥ 0.67 ; aggregati quarzosi = silice ben cristallizzata);
3. Ambiente umido

Effetti

- Pop-out;
- Fessurazioni con essudazione di liquido gelatinoso e biancastro (silicato sodico).

Diagnosi

- Esame visivo;
- Analisi chimica del contenuto in alcali nel cls (negativa se $\leq 3 \text{ Kg/m}^3$);
- Diffrattoigramma ai raggi X dei granuli oggetto di pop-out per escludere l'attacco solfatico;
- Analisi chimica del cemento attaccato ai granuli in fase di pop-out per misurare il contenuto in alcali (positivo se $\geq 0.6\%$ in peso del cemento);
- Verifica dell'avanzamento dell'AAR con immersione di campioni di cls in

soluzione satura di cloruro di sodio a 50°C;

- Spettroscopia ai raggi IR per valutare la velocità di reazione (in caso di aggregati reattivi).

Prevenzione

- Usare aggregati non reattivi, vagliati e testati. Tuttavia il test non è sempre significativo. Infatti, se l'inerte non risulta positivo all'esame per l'AAR non è detto che altre porzioni di inerte non lo siano a causa delle difficoltà presenti nel confezionare un campione significativo di aggregato;
- L'uso di cementi pozzolanico, d'altoforno, con cenere volante e fumo di silice (materiali altamente reattivi al Na^+ ed al K^+) consente di distribuire l'azione degli alcali su un numero elevatissimo di particelle silicee molto fini che a contatto con acqua danno rigonfiamenti non significativi. Inoltre, sbilanciando la reazione con forti quantitativi silicei, si può anche evitare del tutto l'AAR;
- Uso di additivi ai sali di litio che reagiscono con gli alcali del cemento e sono insolubili ed insensibili all'acqua.

Cura

Esistono tre strategie di intervento completamente diverse tra loro:

1. **Attendere che il fenomeno si esaurisca autonomamente.** Successivamente procedere a scarifica e ricostruzione con materiali da ripristino a ritiro compensato;
2. **Bloccare l'AAR.** Procedere alla scarifica di tutte le parti ammalorate + trattare la superficie (danneggiata e non) con una soluzione a base di nitrato di litio al 30% + verifica della reattività residua con immersione di campioni in soluzione satura di cloruro di sodio a 50°C. A stabilizzazione del fenomeno procedere alla ricostruzione con materiali da ripristino a ritiro compensato;
3. **Rifacimento integrale dell'opera.**



Figura 24 pop-out in una pavimentazione in calcestruzzo (fonte: www.enconjournal.com)



Figura 25 – sgretolamento causato da AAR su una pila da ponte

6. ATTACCO DEI CLORURI

Causa

Reazione dei cloruri con i componenti della pasta cementizia e l'acciaio. Si hanno tre tipi diversi di attacco in funzione della provenienza dei sali:

- Cloruri di mare;
- Sali disgelanti: cloruro di sodio;
- Sali disgelanti: cloruro di calcio.

Dinamica

La diffusione dei cloruri all'interno del cls può avvenire per suzione capillare o per diffusione nei pori saturi di acqua. Tuttavia è necessario distinguere l'azione dei cloruri nei tre casi precedentemente elencati.

- **Acqua di mare** – Il calcestruzzo è attaccato dai solfati che deteriorano il copriferro e rendono vulnerabili le armature all'attacco incisivo e localizzato (*pitting*) dei cloruri. Per avere il *pitting* è necessaria la presenza di ossigeno libero e di acqua. Per questo motivo la corrosione è limitata alle zone di bagnasciuga o esposte agli spruzzi e non alle parti permanentemente immerse (l'acqua di mare è molto povera di ossigeno libero).
- **Sali disgelanti: cloruro di sodio** – Il cloruro di sodio può innescare una reazione AAR in presenza di inerti reattivi. Se gli inerti non sono reattivi si ha comunque una lenta penetrazione nel cls con conseguente corrosione delle armature.
- **Sali disgelanti: cloruro di calcio** – Il CaCl_2 è utilizzato al posto del cloruro di sodio per la sua rapidità d'azione. L'attacco del cloruro di calcio è molto severo nei confronti del cls ed avviene per reazione con l'idrossido di calcio presente nel calcestruzzo indurito con formazione espansiva di ossicloruro idrato. La reazione è ostacolata dalle basse temperature e dall'alta porosità del

calcestruzzo. In particolare un calcestruzzo con rapporto $a/c=0.70$ non risente dell'azione del cloruro di calcio (a causa della minor presenza di calce) che, tuttavia, corroderà comunque le armature.

Effetti

| Componente | Causa del degrado | | |
|---------------------|--------------------------|------------------|-------------------------------|
| | Acqua di mare | Cloruro di sodio | Cloruro di calcio |
| Calcestruzzo | Attacco solfatico | AAR | Attacco da ossicloruro |
| Armature | pitting | pitting | pitting |

Diagnosi

- Esame visivo;
- Esame colorimetrico alla fluorescina + nitrato d'argento;
- Diffrazione ai raggi X per la ricerca dell'ossicloruro

Prevenzione

- Abbassare a/c al di sotto di 0.45 per tenere bassa la porosità + impiegare cementi che contengano sostanze in grado di reagire al posto dell'idrossido di calcio con rallentamento dell'azione dei cloruri: cementi d'altoforno con 50% di loppa, con fumo di silice in quantità $>15\%$ in peso del cemento (CEM IIIA, CEM IIIB, CEM IIIC, CEM IVB, CEM VA, CEM VB);
- Impiego di aeranti (in presenza di cloruro di calcio);
- Impiego di copriferri aggiuntivi in forma di rivestimenti polimero-cemento flessibili ed impermeabili all'azioni dei cloruri;
- Acciai inox o protezione catodica;
- Impiego di additivi idrofughi per mantenere asciutto il calcestruzzo.

Cura

Variabile, da definire in funzione del danno.



Figura 26- Azione dei cloruri di mare

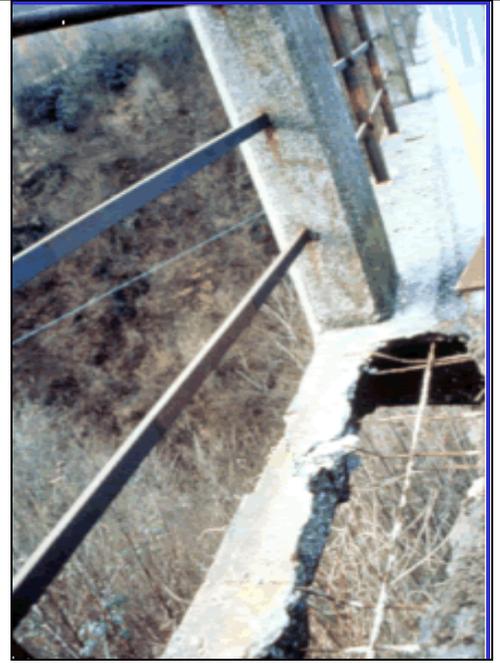


Figura 27 Azione del cloruro di calcio
(fonte: www.enco-journal.com)



Figura 28- Azione del cloruro di sodio

7. CICLI GELO DISGELO

Causa

Pori capillari saturi al 92% in presenza di bassa temperatura

Dinamica

Il congelamento dell'acqua contenuta nei pori provoca un aumento di volume capace di esercitare una pressione che rigonfia il materiale e lo distrugge progressivamente con l'alternarsi dei cicli di gelo/disgelo.

Effetti

Delaminazioni del calcestruzzo (*scaling*)

Diagnosi

- Raccolta di dati storici;
- Esame visivo;
- Esame microscopico per verificare la presenza di microbolle d'aria con spacing inferiore a 200 μm ;
- Esame degli inerti per escluderne la gelività.

Prevenzione

- Ridurre il rapporto a/c;
- Impiegare inerti non gelivi;
- Inglobare aria in ragione 4-6% per inerti con D_{max} 50-20 mm per ottenere microbolle (100 - 300 μm) con spacing superiore a 200 μm .

Cura

Rimozione delle parti ammalorate + eventuale ripassivazione dei ferri + ricostruzione del copriferro con malte e/o betoncini a ritiro compensato



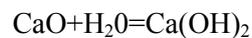
Figura 29 - Delaminazione dovuta ai cicli gelo-disgelo (fonte: www.enco-journal.com)

CAPITOLO 4

I MATERIALI PER IL RIPRISTINO

1. I FORMULATI ESPANSIVI

Sono prodotti a base di cemento Portland con l'aggiunta di agenti espansivi, quali l'ossido di calcio, l'ossido di magnesio ed i solfoalluminati (CaO , MgO , $3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_3$). Tali componenti provocano un'espansione seguita da una riduzione di volume che, opportunamente controllata, riduce gli inconvenienti del ritiro. In sostanza accade che l'espansione iniziale sia maggiore del ritiro che la segue, ottenendo un volume finale incrementato rispetto a quello misurabile al momento della messa in opera (Figura 30). Si sfruttano principalmente due tipi di reazioni: quella che trasforma l'ossido di calcio in idrossido e quella della formazione iniziale di ettringite (EEF). La differenza fondamentale sta nella cinetica della reazione. La trasformazione dell'ossido di calcio in idrossido avviene secondo la:



mentre quella dell'EEF è più lenta e si realizza secondo la:



Se si impiega CaO l'espansione si completa in circa 2 giorni, mentre ne occorrono 5 con i solfoalluminati. Affinché si possa trarre vantaggio dall'espansione è necessario che i fenomeni di trasformazione volumetrica avvengano quando l'impasto ha già iniziato l'indurimento, con adeguato sviluppo di resistenza meccanica. Infatti, se l'espansione avvenisse durante la presa, non si avrebbero particolari vantaggi perché l'impasto, ancora fluido, espanderebbe senza generare coazioni. Proprio per questi motivi, in passato, era poco utilizzato il CaO, troppo rapido rispetto allo sviluppo di resistenza del conglomerato (Figura 31). Oggi, grazie agli additivi fluidificanti, si riescono ad ottenere eccellenti prestazioni iniziali degli impasti, per cui sono impiegati sempre meno gli espansivi a base di solfoalluminati. I vantaggi dell'impiego del CaO sono molteplici: costa poco, si può ridurre la velocità della reazione espansiva utilizzando ossidi dalla minor finezza di macinazione e prodotti a temperatura superiore ai 900°C, richiede una stagionatura umida di soli 2 giorni, praticamente coincidente con lo scassero, a differenza del solfoalluminati che può aver bisogno di una maturazione protetta di 7 giorni. Combinando additivi superfluidificanti ed SRA (*Shrinkage Reducing Agent*), si ottengono i calcestruzzi di nuova generazione noti come SFC (*Shrinkage Free Concrete*) ed appartenenti alla famiglia degli SCC (*Self Compacting-curing Concrete*).

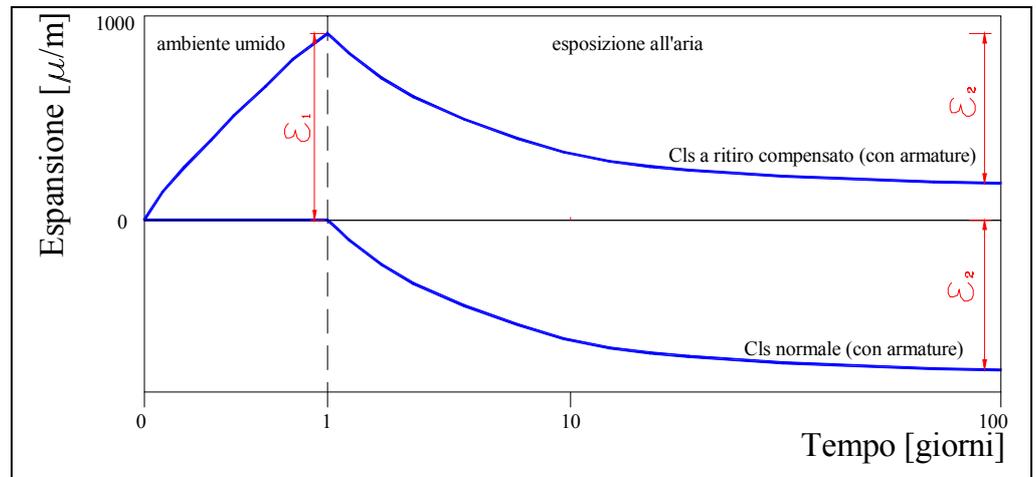


Figura 30 – Diagramma delle deformazioni di un impasto espansivo

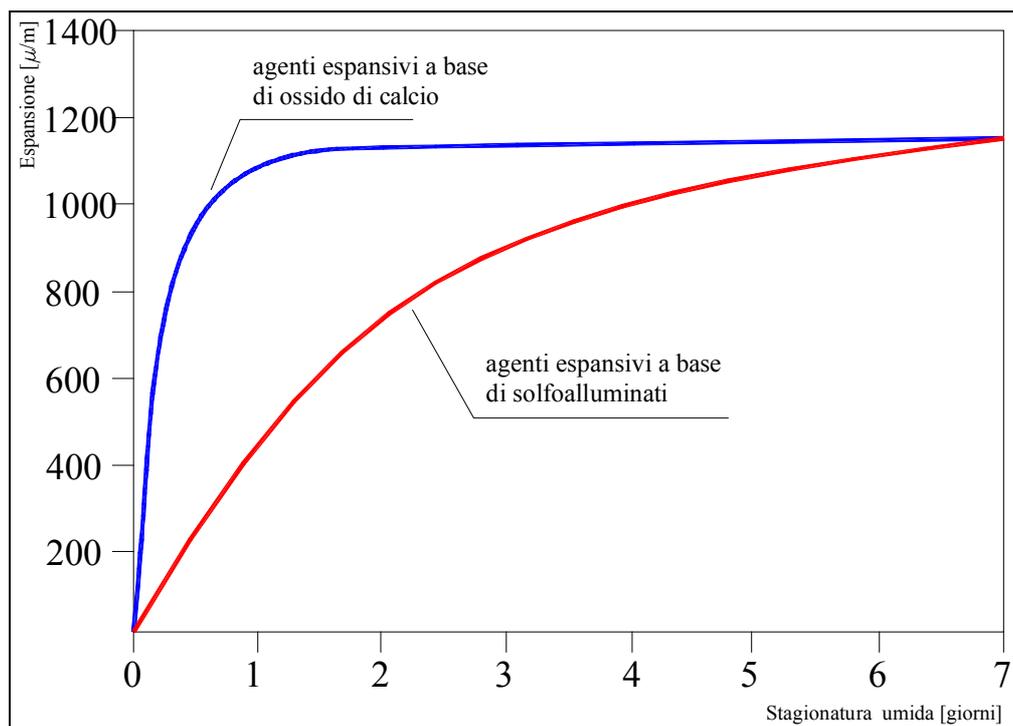


Figura 31 – Confronto tra l'espansione da CaO e solfoalluminati

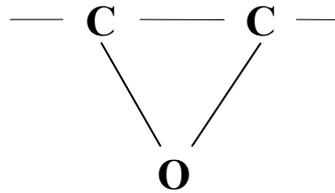
2. I MATERIALI POLIMERICI: LE RESINE

Con il termine resine si individuano una vasta gamma di prodotti polimerici aventi caratteristiche diverse. Alcuni prodotti si distinguono per le spiccate caratteristiche adesive (resine epossidiche e poliuretatiche) mentre altri, non dotati di particolari doti meccaniche, sono usati soprattutto per la realizzazione di rivestimenti (resine silaniche ma anche acriliche e viniliche). I silani, più propriamente detti alchilalcossilani, sono prodotti liquidi che per la loro reattività all'acqua sono in grado di idrolizzarsi e ricombinarsi con le molecole di calcio presenti nella matrice cementizia. Per questo motivo vengono spalmati sulla superficie del calcestruzzo dove, penetrando per qualche millimetro nella massa del cemento armato si fissano in prossimità dei pori superficiali e ne riducono le dimensioni, consentendo la realizzazione di pellicole idrofobizzanti. Il prodotto è commercializzato in forma

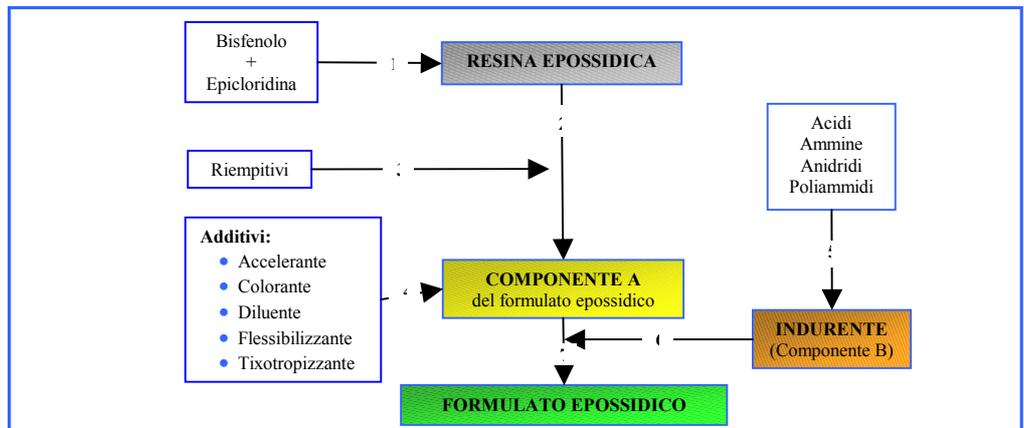
monomerica e trova l'acqua di reazione direttamente nella massa del calcestruzzo. Di seguito si tratteranno in maggior dettaglio le resine epossidiche, visto il ruolo fondamentale che hanno assunto nel consolidamento delle opere in cemento armato.

2.1 LE RESINE EPOSSIDICHE

Il termine epossidico deriva da "epossido", dal greco "ossigeno al di fuori". Il gruppo funzionale del polimero in esame è formato da un triangolo ai cui vertici si trovano due atomi di carbonio ed uno di ossigeno come visualizzato nella figura seguente.

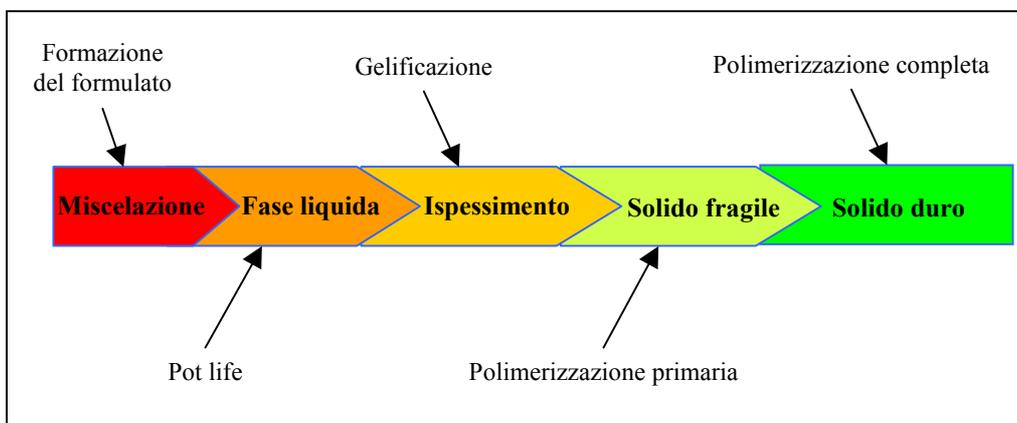


I tipi più comuni di componenti epossidici sono prodotti a partire da bisfenolo ed epichloridina al cui variare delle proporzioni si ottengono formulati con grado polimerizzazione (n) da liquido (n=2) a solido (n>11). Il processo produttivo dei formulati epossidici può essere sintetizzato come segue:



Il formulato epossidico si ottiene, quindi, miscelando due componenti, in genere distinti in A e in B. Il componente A è la resina epossidica vera e propria, mentre il componente B, spesso erroneamente chiamato catalizzatore, consente al formulato di

indurire. Appare chiaramente che il termine resina epossidica non va riferito alla miscelazione di A+B che va distinta come formulato epossidico. Le proprietà del sistema epossidico dipendono fortemente dagli additivi e dal tipo di indurente impiegato; le cariche minerali che si possono aggiungere rendono molteplici ed estremamente vari i prodotti ottenibili. La fase solida si raggiunge con la realizzazione delle saldature tra i gruppi epossidici della resina e quelli dell'indurente. A seconda della lunghezza della catena polimerica si otterranno sistemi più o meno flessibili: più è corta la catena C-O-C della fase A più rigido sarà il sistema ottenuto. Tale rigidità può essere variata ulteriormente con l'uso di additivi flessibilizzanti. La sequenza di polimerizzazione è esotermica e può essere schematizzata come segue:



Le caratteristiche principali dei sistemi epossidici sono:

- il **potere adesivo** – sicuramente la caratteristica più importante dei formulati epossidici, utilizzati principalmente per unire diversi materiali fra loro e per sigillare lesioni di piccolo spessore;
- il **calore di reazione** – si sviluppa durante la fase di gelificazione e di indurimento. La resina epossidica priva di cariche non può essere utilizzata

per riempire macrocavità perché si potrebbero raggiungere temperature superiori ai 100°C, causando una distorsione termica localizzata;

- il **comportamento al variare della temperatura** - oltre i 50 °C perdono più del 50% delle caratteristiche meccaniche possedute a 20 °C. A 300°C inizia la carbonizzazione del formulato.
- il **modulo elastico** – varia da 1000 MPa (senza cariche) a 25 000 MPa per i conglomerati epossidici;
- il **pot-life** – è il tempo disponibile per l'applicazione dopo aver miscelato il componente A con il componente B. Il pot-life è tanto più breve quanto più è alta la temperatura ambientale e dei componenti in fase di miscelazione;
- il **ritiro** – si verifica in fase fluida e durante la gelificazione. Il 90% del ritiro totale (circa 1000 µm/m) si verifica in fase fluida. Può essere totalmente annullato dosando opportunamente le cariche di inerti;
- la **dilatazione termica** – per un formulato puro è di $20 \cdot 10^{-6}$, circa doppio del calcestruzzo ordinario. Perciò in seguito a significativi cicli termici, si può verificare la fessurazione ed il distacco dello strato epossidico ;
- la **resistenza agli agenti chimici** – molto elevata con alcune eccezioni (ad es. l'acido solforico al 50% e l'acido cloridrico concentrato);
- la **resistenza meccanica** – elevata resistenza a flessione e trazione;
- le **proprietà elettriche** – in genere sono ottimi isolanti ma, opportunamente caricati (ad es. con polvere di carbonio), possono diventare buoni conduttori;
- la **viscosità**.

Le resine che utilizzano indurenti amminici possono essere distinte in:

- **aromatiche** - ottima resistenza chimica, buona resistenza meccanica, colore scuro, vulnerabili alla luce, cancerogene;
- **cicloalifatiche** - buona resistenza chimica, meccanica e termica, atossiche;
- **alifatiche** - buona resistenza chimica, meccanica e termica, irritanti;

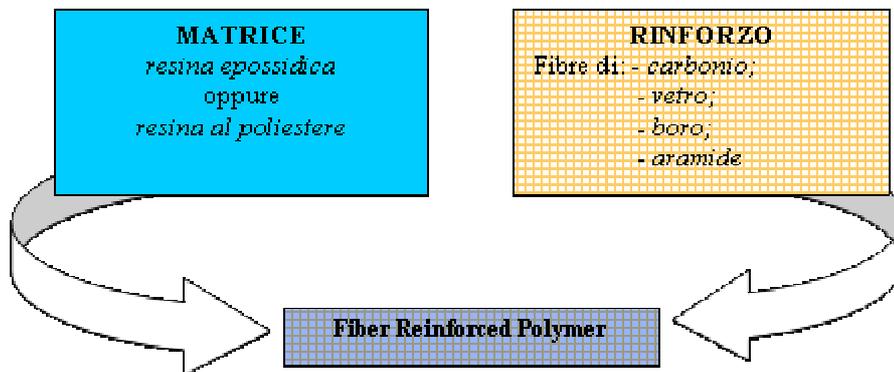
- **poliamminoammidi** - bassa resistenza chimica, moderata resistenza meccanica, buona flessibilità, atossiche;
- **polieteruretanammine** - buona resistenza chimica, elevata flessibilità.

Al mutare della miscela indurente si ottengono diversi valori del modulo elastico. Le cariche inserite nella fase A sono, in genere, inerti di varia natura. Alcuni di essi sono il talco, il quarzo, il carbonato di calcio, le fibre di vetro ed il catrame. Alcune caratteristiche chimico-meccaniche che le cariche modificano sono:

- il modulo elastico;
- il pot-life;
- la resistenza a compressione;
- la resistenza a trazione;
- la resistenza agli urti;
- la riduzione del coefficiente di dilatazione termica;
- la temperatura massima in fase di indurimento;
- la viscosità.

3. INTRODUZIONE AI MATERIALI COMPOSITI

Con la sigla FRP, acronimo di *Fiber Reinforced Polymer* (materiali polimerici fibrorinforzati), si indicano particolari prodotti appartenenti alla classe dei compositi strutturali, cioè formati da una matrice e da almeno un elemento di rinforzo.



In generale è possibile affermare che la matrice degli FRP rappresenti il mezzo continuo del materiale finale nel quale è immerso il rinforzo, distribuito nel composito con discontinuità più o meno regolari.

In genere la matrice ed il rinforzo sono rispettivamente la parte più debole e quella più resistente. L'unione tra la fase continua ed almeno una discontinua mira ad ottenere componenti con prestazioni meccaniche migliori di quelle raggiungibili usando le fasi singolarmente. Negli FRP il continuo è costituito da resine epossidiche o al poliestere e l'armatura è costituita da filamenti di diversa natura.

Si può ritenere che i materiali compositi siano un'invenzione recente: nel 1942 fu realizzata la prima barca in vetroresina, l'uso del carbonio e del boro risale agli inizi del 1960 e solo nel 1973 Dupont brevettò il *Kevlar*, materiale rinforzato con fibre di aramide. Come è successo spesso con altre tecnologie innovative, dato l'elevato costo di produzione, i materiali compositi sono stati per molti anni una prerogativa delle applicazioni militari, aeronautiche e spaziali, rimanendo proibitivi per le applicazioni della comune ingegneria civile. L'impiego degli FRP in edilizia è dunque un fatto molto nuovo. I materiali compositi si utilizzano nelle applicazioni edilizie già da un decennio e sebbene il loro impiego vada aumentando non sono ancora economicamente competitivi con i materiali da costruzione tradizionali, perciò il loro uso è limitato principalmente alle operazioni di ripristino strutturale.

Nel campo del restauro architettonico, in particolare, gli FRP sono elementi privilegiati per la loro elevata resistenza specifica, consentendo di ottenere risultati eccellenti senza usare macchine o mezzi particolari. Un esempio è dato dal restauro delle volte della basilica di S. Francesco ad Assisi colpita dal grave terremoto del 1997.

3.1 LE FIBRE DI CARBONIO (CF)

Le fibre di carbonio si ottengono con un processo industriale di lavorazione ad alta temperatura di particolari polimeri denominati *precursori*. Il *PAN* (acronimo di

poliacrilonitrile) è quello più utilizzato oggi sia in campo tessile (in genere la comune fibra sintetica dei capi di abbigliamento è costituita da copolimeri di PAN) sia nel campo delle costruzioni (prodotti premiscelati fibrorinforzati). Il PAN viene trasformato in fibra di carbonio attraverso tre stadi: riscaldamento, ossidazione e carbonizzazione. Durante queste fasi le fibre del precursore sono tenute costantemente in trazione mentre la temperatura aumenta fino a raggiunge i 1500 °C. Il risultato finale di tale lavorazione è un polimero con struttura laminare grafiteca regolare per tutto il suo sviluppo. La peculiarità della struttura grafiteca sta nell'elevata tenacità alle sollecitazioni agenti con la stessa giacitura e direzione delle lamine. Ovviamente i processi produttivi possono dare vita a materiali più o meno puri. Questo è il motivo per cui il mercato offre diversi tipi di fibre di carbonio caratterizzate da parametri di elasticità e resistenza molto diversi tra loro (Tabella 10 e Figura 32).

Il parametro che differenzia di più le fibre è la resistenza specifica che per il carbonio ad alta resistenza è circa 40 volte maggiore di quella dell'FeB44K. Nelle applicazioni edilizie si trovano principalmente impiegate le fibre ad alta resistenza e quelle ad alto modulo. Tali materiali non sono ovviamente esenti da punti deboli che ne limitano le opportunità di impiego; la matrice degli FRP, infatti, in genere teme i raggi UV ed il fuoco ed è fragile (si può rompere se sollecitata in modo improprio).

| Materiale | Densità [Kg/mc] | Modulo elastico [Gpa] | Resistenza a trazione [Mpa] | Deformazione a rottura [%] | Resistenza specifica [Mpa*mc/kg] |
|---|----------------------------|--------------------------------------|--|---------------------------------------|---|
| Carbonio ad alta resistenza | 1800 | 230 | 5000 | 2 | 2.78 |
| Carbonio ad alto modulo elastico | 1850 | 400 | 3000 | 0.9 | 1.62 |
| Carbonio ad altissimo modulo | 2100 | 700 | 1500 | 0.3 | 0.71 |
| Acciaio FeB44K | 7850 | 210 | 540 | 20 | 0.07 |

Tabella 10 – Confronto tra le fibre di carbonio più comuni e l'acciaio da costruzione.

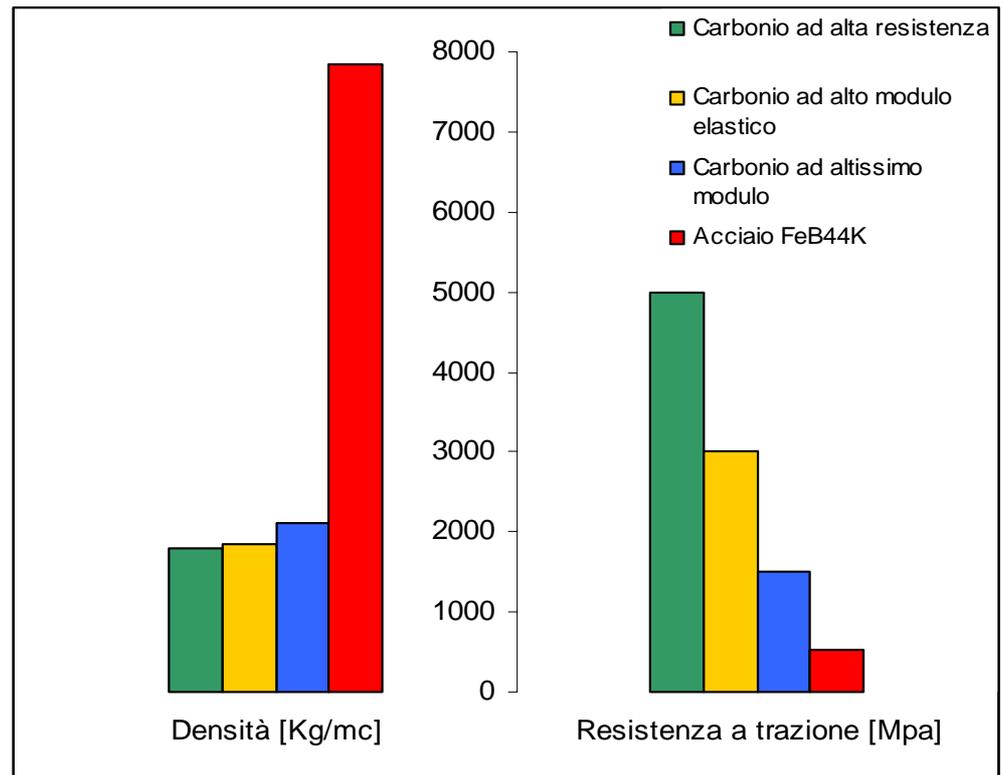


Figura 32 - Confronto tra le prestazioni delle più comuni fibre di carbonio

3.2 LE FIBRE DI ARAMIDE (AF)

Le aramidiche sono fibre polimeriche caratterizzate da elevatissime prestazioni meccaniche. Il termine *aramide* indica delle poliammidi aromatiche e deriva *aramid*, contrazione dell'inglese *ARomatic poly-AMIDes*. Le poliammidi, materiali polimerici ottenibili per policondensazione di diammine ed acido di carbossilico, possono avere una struttura lineare o contenere dei gruppi aromatici e la loro compagine dipende dal processo produttivo. Si hanno *poliammidi a catena lineare* quando i legami tra gli atomi di carbonio ed i vari gruppi funzionali si sviluppano lungo una linea. Tra le prime ad essere sintetizzate con struttura lineare ricordiamo il *nylon (1935)* che per scarsa rigidità e tenacità non ha trovato impiego nelle applicazioni strutturali. Prima di definire le poliammidi con gruppi aromatici è

necessario spiegare cosa sia un anello aromatico. In chimica organica per anello aromatico si intende una struttura formata da atomi di carbonio disposti ai vertici di un esagono con legami C-H a cui si dà comunemente il nome di *benzene*. Si hanno *poliammidi con gruppi aromatici*, dunque, se nella struttura molecolare sono presenti molecole di benzene ed in particolare quando il loro contenuto supera l'85%. In tal caso si parla di *poliammidi aromatiche* comunemente dette *aramidi*.

Nel 1961 nei laboratori DuPont™ furono inventate le prime fibre aramidiche ed il prodotto immesso sul mercato fu chiamato *Nomex*. Dieci anni più tardi gli stessi scienziati della DuPont™ brevettarono il *Kevlar®* con prestazioni meccaniche superiori al *Nomex* e paragonabili alle fibre di carbonio. Naturalmente differenziando la struttura chimica del *Kevlar®* si possono ottenere diverse prestazioni meccaniche. In commercio si trovano comunemente il *Kevlar® 29*, il *Kevlar® 39*, il *Kevlar® 149* (Tabella 11).

Le aramidiche hanno una resistenza a trazione paragonabile a quella delle fibre di carbonio e rispetto a queste ultime risultano anche più leggere. L'elevata resistenza specifica ha reso il *Kevlar®* particolarmente adatto per la produzione di corazze militari e giubbotti antiproiettili. Sul sito della DuPont (www.dupont.com) è possibile esaminare una lista di applicazioni molto varia che va dalla costruzione di *cabine antiuragano* ai prodotti per la pesca. Tuttavia il modulo elastico delle fibre aramidiche è di circa 2/3 inferiore a quello delle fibre in carbonio e proprio per questo motivo il loro impiego non è competitivo nel ripristino del cemento armato.

| Materiale | Densità [Kg/mc] | Modulo elastico [Gpa] | Resistenza a trazione [Mpa] | Deformazione a rottura [%] | Resistenza specifica [Mpa*mc/kg] |
|-----------------------|-----------------|-----------------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------------|
| Kevlar® 29 | 1440 | 70 | 3600 | 3.6 | 2.50 |
| Kevlar® 39 | 1450 | 140 | 3600 | 1.9 | 2.48 |
| Kevlar® 149 | 1470 | 160 | 3200 | 1.5 | 2.18 |
| Acciaio FeB44K | 7850 | 210 | 540 | 20 | 0.07 |

Tabella 11 - Confronto tra le fibre aramidiche più comuni e l'acciaio da costruzione

3.3 LE FIBRE IN VETRO (GF)

Le fibre di vetro si ottengono con un processo industriale di fusione di vari ossidi. Gli ossidi di calcio, silicio, magnesio, alluminio e boro fusi a 1500 °C sono miscelati e raffreddati bruscamente fino a circa 1200 °C. A tale temperatura la miscela viene versata in un contenitore di platino e fatta filare attraverso i numerosi fori di cui è provvisto il fondo. I singoli *fili* vengono raggruppati di circa 200 fibre e fissati insieme con collanti specifici. Il prodotto, infine, viene trattato con sostanze che lo proteggono dalle aggressioni ambientali.

Al variare delle proporzioni delle materie prime si ottengono prodotti con caratteristiche e prestazioni meccaniche diverse tra loro. Sul mercato è possibile reperirne 7 tipi diversi: A, C, D, E, L, R, S (Tabella 12).

| Impiego delle fibre | Tipo di vetro |
|--|---------------|
| alta resistenza meccanica ed agli alcali | R, S |
| resistenti agli acidi | A, C, R |
| multiscopo | E, |
| alte caratteristiche dielettriche | D |

Tabella 12 – Alcuni usi delle fibre di vetro

I tipi più diffusi sono quello “E” ed “S”; il tipo E è meno pregiato ed ha caratteristiche meccaniche modeste rispetto al tipo S (Tabella 13).

Le fibre di vetro, se non preventivamente trattate, sono vulnerabili all’azione degli alcali presenti nel calcestruzzo (K^+ ed Na^+). Tali ioni, infatti, possono reagire con il silice amorfa (SiO_2 , principale costituente del vetro) generando una forma gelatinosa di silicati alcalini idrati, con conseguente degrado delle GF e relativa riduzione delle prestazioni meccaniche. In generale il problema appena descritto si risolve nella fase di messa in opera durante la quale è necessario imbibire completamente il rinforzo vetroso in una matrice di resina che, utilizzata come collante, avvolge e protegge le fibre di vetro.

| Materiale | Densità [Kg/mc] | Modulo elastico [Gpa] | Resistenza a trazione [Mpa] | Deformazione a rottura [%] | Resistenza specifica [Mpa*mc/kg] |
|--------------------|-----------------|-----------------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------------|
| Glass Fiber type E | 2550 | 70 | 3500 | 3.8 | 1.37 |
| Glass Fiber type S | 2500 | 90 | 4700 | 5.5 | 1.88 |
| Acciaio FeB44K | 7850 | 210 | 540 | 20 | 0.07 |

Tabella 13 - Confronto tra le fibre di vetro più diffuse e l'acciaio da costruzione

PRODOTTI DERIVATI DELLE FIBRE: I TESSUTI.

I materiali appena descritti (fibre di carbonio, di vetro, aramidiche), in genere, trovano applicazione dopo essere stati trasformati in tessuti. La tecnologia utilizzata per organizzare gli FRP in *stoffe* non è molto diversa da quella usata in campo tessile. La configurazione geometrica dei tessuti è di tre tipi:

- 1) *tessuti monoassiali*, costituiti da un ordito di fibre tra loro parallele tenute insieme da una trama che può essere o non dello stesso materiale dell'ordito. I filamenti della trama non hanno funzione statica ma servono per tenere insieme le fibre prima che siano impregnate di resina; la perdita dell'allineamento dell'ordito risulterebbe particolarmente deleteria causando una sostanziale riduzione delle caratteristiche meccaniche del tessuto.

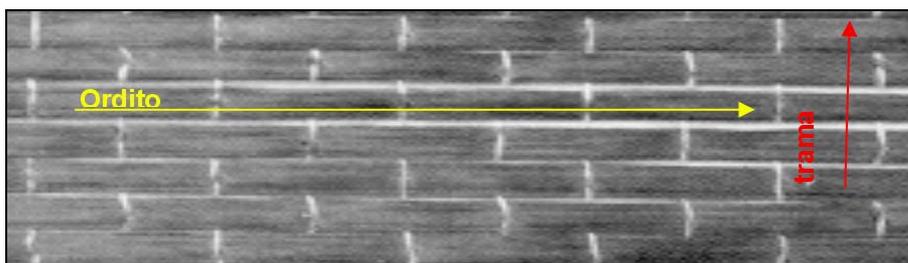


Figura 33 - tessuto monodirezionale con indicazione della trama e dell'ordito

La trama in genere è tessuta con nylon, filamenti di poliestere o altri materiali di scarso pregio e basso costo. In commercio è possibile reperire prodotti a trama inclinata di 160° con l'ordito, molto più affidabili e resistenti nelle fase di movimentazione e taglio rispetto ai più comuni tessuti con maglie rettangolari (Figura 34).

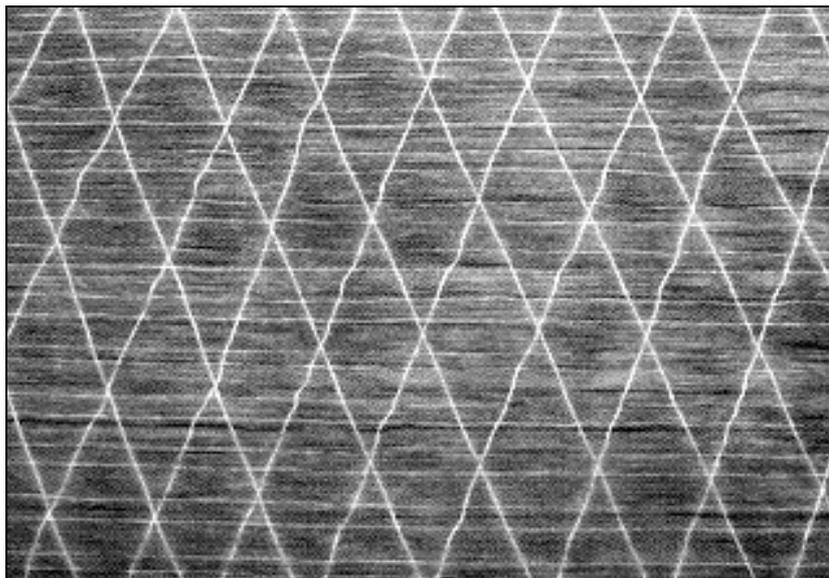


Figura 34 - Tessuto monoassiale con trama a 160°

Le stoffe monoassiali sono correttamente impiegate se disposte lungo le isostatiche di trazione. Se l'elemento strutturale da riparare è soggetto a due direzioni principali di tensione allora se ne possono sovrapporre più fazzoletti;

- 2) tessuti biassiali realizzati intrecciando fasci di fibre secondo due direzioni ortogonali (Figura 35). Si dicono rispettivamente *bilanciati o ibridi* se le fibre disposte nelle due direzioni sono o non dello stesso materiale, peso e tipo (es. CF-CF oppure CF-AF). I tessuti ibridi non trovano spazio nell'ingegneria civile ma sono impiegati in altri settori produttivi dove si richiedono prestazioni meccaniche anisotrope. I tessuti biassiali sono prodotti a trama larga per permettere alle resine di penetrare bene tra le fibre. La posizione reciproca della trama e dell'ordito è garantita dal *knitting*, una fitta legatura eseguita con filati acrilici o di poliestere (Figura 37);
- 3) tessuti multiassiali realizzati disponendo le fibre in più ordini e direzioni (Figura 36). In commercio esistono i tessuti triassiali (a tre ordini di fibre e

trama a 120°) e quadriassiali (a quattro ordini di fibre e trama a 135°). In questi casi siccome le fibre sono debolmente intrecciate è indispensabile un knitting particolarmente fitto.

Naturalmente i prodotti biassiali e multiassiali si prestano meglio alla riparazione di elementi con isostatiche di trazione curve o variabili in genere. Essi sono da preferire rispetto all'applicazione multipla di tessuti monoassiali perché consentono di ridurre le fasi operative di lavorazione.

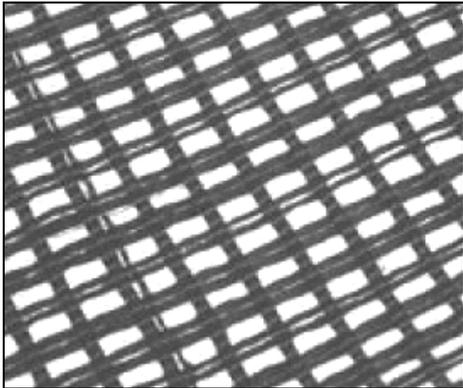


Figura 35 - Tessuto bidirezionale bilanciato (Mapei MapeWrap C Bi-Ax)

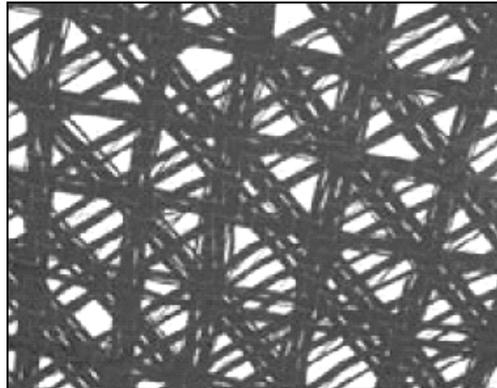


Figura 36 - Tessuto quadriassiale bilanciato (Mapei MapeWrap C Quadri-Ax)

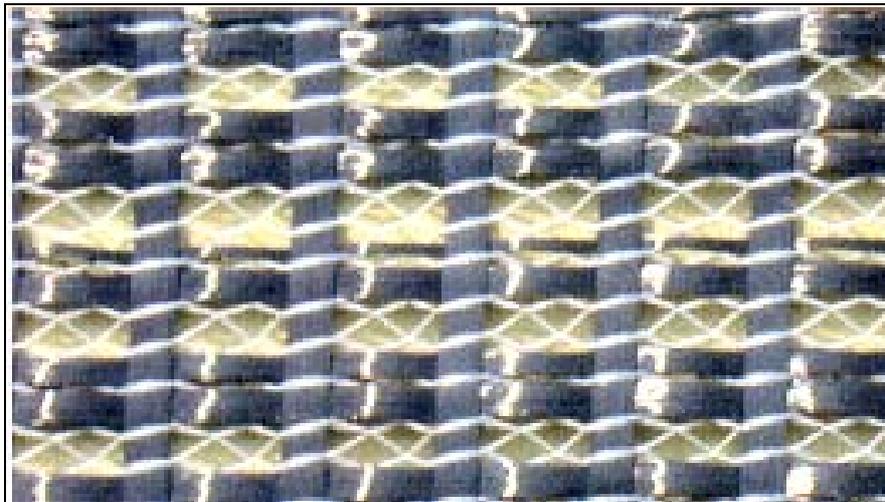


Figura 37 - Tessuto biassiale bilanciato cucito con filo in poliestere

3.4 CARATTERISTICHE DEI TESSUTI

Oltre alla disposizione delle fibre, i tessuti sono caratterizzati da alcuni parametri che è necessario conoscere per progettare un rinforzo con FRP:

- peso al metro quadrato (*grammatura*);
- modulo elastico;
- resistenza a trazione;
- allungamento a rottura;
- sezione resistente per unità di lunghezza;
- area resistente per unità di larghezza.

I tessuti aramidici, di carbonio ed in fibre di vetro hanno deformazioni lineari fino a rottura per cui il loro comportamento meccanico è completamente definito dal modulo elastico (E_{frp}), dall'allungamento ultimo (ϵ_{frp}) e dalla resistenza a trazione (f_{frp}). Questi parametri sono determinati con prove di trazione condotte secondo la norma americana ASTM D3039.

Non sempre i produttori tabellano l'area resistente per unità di larghezza. In tal caso per ottenerne il valore è sufficiente svolgere il semplice calcolo illustrato nella relazione seguente:

$$se = \frac{\text{gram}}{\text{dir} * \rho}$$

dove:

se = area resistente per unità di larghezza;

gram = grammatura del tessuto;

dir = numero di direzioni del tessuto (es. 2 se biassiale, 3 se triassiale, ecc.);

ρ = peso specifico del materiale del tessuto.

Utilizzando tale relazione, in alcuni casi, si ottengono valori di sezione resistente per unità di lunghezza del 3% superiori di quelli dichiarati sulle confezioni. Per questo

motivo si ritiene opportuno usare, nei limiti del possibile, prodotti certificati e accompagnati da esaustive specifiche tecniche.

3.5 I PRODOTTI PULTRUSI

I *pultrusi* si ottengono con il processo industriale di *pultrusione* (dall'inglese *pultrusion - pull, ed extrusion*). Sono, quindi, prodotti con estrusione di elementi soggetti ad una debole trazione. L'impianto di pultrusione si compone di una postazione di preparazione dalle bobine di fibra continua, di un dispositivo di allineamento delle fibre, di una vasca per impregnare le fibre di resina, di un'apparecchiatura di formatura del pezzo con rimozione della resina in eccesso e stagionatura accelerata (a caldo o a microonde), di un dispositivo di trazione completato da un'apparecchiatura per il taglio del prodotto finito. Si possono realizzare componenti con fibre perfettamente allineate e con una percentuale di rinforzo (circa 60%) doppia rispetto a quanto è possibile fare manualmente. Il limite del processo produttivo sta nel consentire unicamente la formatura di prodotti con fibre unidirezionali ed a sezione costante (lamine, barre, profilati vari). I pultrusi hanno almeno una superficie irruvidita in stabilimento. Le loro facce sono in genere perfettamente lisce e vetrose e, quindi, se non fossero carteggiate durante la produzione avrebbero poca affinità con i collanti. I parametri meccanici necessari per progettare un rinforzo strutturale con FRP pultrusi sono: la resistenza meccanica a trazione, il modulo elastico, la deformazione a rottura e la sezione trasversale del rinforzo. Nell'ingegneria civile i manufatti pultrusi non sono ancora competitivi nel settore delle nuove costruzioni, sia per il loro costo elevato sia per alcuni problemi di posa in opera di non semplice risoluzione (ad es. le barre pultruse per il c.a. possono essere sagomate solo in fabbrica) mentre trovano un discreto utilizzo nel consolidamento strutturale. Negli interventi di ripristino si usano principalmente le lamine pultruse in fibra di carbonio, impiegate secondo la tecnica del *beton plaque*.

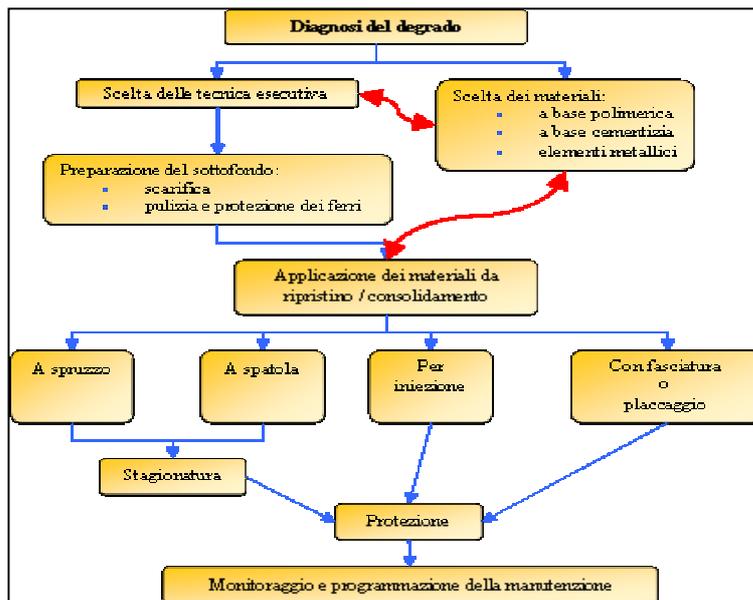
| Elemento | Tipo | Densità [Kg/mc] | Modulo elastico [Gpa] | Resistenza a trazione [Mpa] | Def.ne a rottura [%] | Resistenza specifica [Mpa*mc/kg] |
|---|--|-----------------|-----------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------------------|
| Carbonio ad alta resistenza | CF | 1800 | 230 | 5000 | 2 | 2.78 |
| Carbonio ad alto modulo elastico | CF | 1850 | 400 | 3000 | 0.9 | 1.62 |
| Carbonio ad altissimo modulo | CF | 2100 | 700 | 1500 | 0.3 | 0.71 |
| Kevlar® 29 | AF | 1440 | 70 | 3600 | 3.6 | 2.50 |
| Kevlar® 39 | AF | 1450 | 140 | 3600 | 1.9 | 2.48 |
| Kevlar® 149 | AF | 1470 | 160 | 3200 | 1.5 | 2.18 |
| Glass Fiber type E | GF | 2550 | 70 | 3500 | 3.8 | 1.37 |
| Glass Fiber type S | GF | 2500 | 90 | 4700 | 5.5 | 1.88 |
| Carbonplate E170 Mapei | Pultruso in CF | 1610 | 170 | >3100 * | 2 | |
| Carbonplate E250 Mapei | Pultruso in CF | 1610 | 250 | 2500 * | 0.9 | |
| Mapewrap C bi-ax 230/20 - Mapei | Tessuto biassiale in CF | 1790 | 230 | >4800 | 2.1 | |
| TecnoFib G73 - Tecnochem | Tessuto uniassiale in GF | 2550 | 73 | 2000 | 3.5 | |
| TecnoFib AC170 - Tecnochem | Tessuto uniassiale - ordito in AF e CF trama in GF | 1620 | 171 | 3800 | 2.5 | |
| Acciaio FeB44K | | 7850 | 210 | 540 | 20 | 0.07 |

Tabella 14 – Sinottico degli FRP più comuni.

CAPITOLO 5

LE TECNICHE DI INTERVENTO

Partendo da una corretta diagnosi è possibile progettare un intervento di ripristino, scegliendo i componenti e le tecniche più confacenti al caso. La scelta dei materiali e quella delle modalità esecutive sono fasi decisionali intimamente legate tra loro: i prodotti da ripristino, essendo generalmente dei formulati chimici, hanno delle precise indicazioni per la messa in opera che, se ignorate, causano il mancato raggiungimento delle prestazioni dichiarate nelle schede tecniche e la decadenza della garanzia prestata dal produttore. E' possibile schematizzare gli step progettuali con il seguente diagramma.



Le tecniche analizzate di seguito hanno avuto nel tempo numerose applicazioni e sono state oggetto di serrati studi sperimentali.

1. PRODOTTI CEMENTIZI APPLICATI A SPRUZZO O A SPATOLA

L'intervento è eseguito per posare malte a stabilità volumetrica. La tecnica è scomponibile in quattro fasi principali:

- 1) preparazione del sottofondo;
 - 2) miscelazione dei prodotti da ripristino;
 - 3) applicazione della malta;
 - 4) stagionatura.
1. Durante questa fase si devono rimuovere tutte le parti incoerenti e lo spessore di calcestruzzo ammalorato. Tale operazione può avvenire mediante scarifica con idropulitrice o per spicconatura, sempre necessaria per irruvidire il sottofondo e creare delle asperità (in media di 5 mm) necessarie per consentire la corretta funzionalità dei prodotti a ritiro compensato. Successivamente si passerà alla pulizia delle armature con sabbiatura, provvedendo alla loro ripassivazione con componenti passivanti. Si valuterà, a questo punto, la necessità di annegare nelle porzioni da ripristinare una rete elettrosaldata di ferri di piccolo diametro (in media $\Phi 3$), per contenere le deformazioni della malta in fase espansiva: se lo spessore da ricostruire è piccolo (circa 30 mm) allora si potrà evitare l'uso della rete "antiespansione" (Figura 38). Infatti, il contrasto nella parte a contatto con il sottofondo è garantito dalle asperità precedentemente create mentre in superficie il solido di nuovo materiale è libero di espandere.

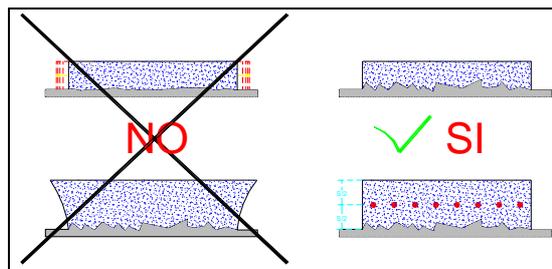


Figura 38 - Casi errati e corretti di posa in opera delle malte a ritiro compensato

2. In genere i produttori richiedono aggiunta di acqua in quantità molto precise e, dunque, la preparazione delle malte deve avvenire con la maggior cura possibile. L'acqua da aggiungere è determinata stechiometricamente per cui, per ottenere un impasto che garantisca le prestazioni meccaniche dichiarate, bisogna evitare dosaggi grossolani ed approssimativi.
3. L'applicazione, a spatola o spruzzo, deve avvenire per strati di spessore non superiore ai 30 mm. L'ultima applicazione, non dovendo accogliere ulteriori strati, potrà avere finitura liscia.
4. La stagionatura va eseguita secondo le regole classiche: proteggere le superfici dall'evaporazione rapida ed eccessiva, nebulizzare acqua sulle parti esposte al caldo ed al vento ed applicare pellicole antievaporanti.

2. PRODOTTI A BASE CEMENTIZIA COLATI

Si utilizzano, generalmente, malte autolivellanti a stabilità volumetrica o espansive con consistenza superfluida. L'intervento, simile al precedente, è scomponibile in cinque fasi principali:

- 1) preparazione del sottofondo;
- 2) posizionamento dei casseri
- 3) miscelazione dei prodotti da ripristino;
- 4) colata della malta;
- 5) stagionatura.

Rispetto all'intervento con cazzuola va tenuto in conto l'onere dei casseri. Trattandosi di malte particolarmente fluide, le casseforme dovranno essere ben proporzionate, per evitare deformazioni indesiderate, e dovranno avere giunzioni particolarmente curate per impedire la fuoriuscita del prodotto nella fase liquida. Questa tecnica è particolarmente adatta per il ripristino di strutture orizzontali quali solai e pavimentazioni.

3. CONSOLIDAMENTO CON PRODOTTI A BASE POLIMERICA

I tipi di polimero in commercio hanno diverse vocazioni applicative determinate dalla loro struttura, mono o bi-componente, e dal genere di polimerizzazione, precedente (polimeri emulsionati) o contemporanea (polimerizzazione con catalizzatori e copolimerizzazione) alla messa in opera.

Le resine epossidiche e poliuretatiche, bicomponenti con copolimerizzazione in situ, sono impiegate principalmente in qualità di adesivi (ad es. beton plaque, ancoraggi chimici, riprese di getto, impregnazione di tessuti, produzione di pultrusi) e meno per la formazione di rivestimenti superficiali impermeabili. Ad eccezione di particolari gamme di prodotti, temono i raggi U.V. e tendono a sclerotizzare se non protette. Il loro uso come collanti in parte garantisce la protezione dalle aggressioni ambientali (es. ancoraggi chimici), pur rimanendo vulnerabili alle forti escursioni termiche (>30°C per le resine termoplastiche, >60°C per quelle termoindurenti) vanificando completamente il consolidamento in caso di incendio. Anche la sarcitura di lesioni sfrutta le ottime caratteristiche adesive di questi materiali, in quanto, se le fessure non sono troppo grandi consentono di ricreare la continuità meccanica delle parti danneggiate. Per ciò che riguarda la realizzazione di ancoraggi chimici, le resine epossidiche e poliuretatiche consentono, oltre alla sostituzione dei tradizionali tasselli ad espansione, di fissare nuovi registri di armature ai supporti esistenti. Una tecnica molto in uso in questi anni è quella di costruire porzioni strutturali in oggetto successivamente alla realizzazione delle travi o dei muri che le sostengono (ad es. gradini a sbalzo su una parete in c.a.). La tecnica prevede l'esecuzione di perforazioni di 1 mm più grandi del diametro della barra da ancorare, lo spolvero ad aria compressa del foro appena realizzato, l'iniezione a rifiuto dello stesso e l'inserimento del nuovo ferro. Particolare attenzione va posta nel pulire bene la superficie della cavità per consentire la perfetta adesione tra gli elementi che si vogliono incollare. La sarcitura delle lesioni e/o di piccole cavità con polimeri è da preferire alla boiaccia cementizia perché, data la viscosità, queste ultime non

assicurano l'impregnazione completa del solido da riparare. Viceversa sono controindicati per il riempimento di grosse cavità sia per i costi elevati, sia per il basso modulo elastico che le caratterizza. Inoltre, il calore liberato in fase di polimerizzazione è talmente elevato da poter riscaldare di alcune centinaia di gradi la massa iniettata, con gradiente termico risultante tanto maggiore quanto più piccolo è il rapporto superficie/volume della porzione riempita.

I prodotti monocomponenti si distinguono fundamentalmente in monomeri (ad es. stirolo e metilmetacrilato), che induriscono in opera in presenza di un catalizzatore, e formulati già polimerizzati da sciogliere od emulsionare (lattice poliacrilico) prima dell'applicazione (resine viniliche ed i poliacrilicati). In quest'ultimo caso il componente è impiegato principalmente per applicazioni superficiali, dove, dopo l'evaporazione del solvente, realizza un film idrorepellente. E' evidente, quindi, che le resine viniliche ed i poliacrilicati sono controindicati in tutti i casi in cui è impedita l'evaporazione, come nel consolidamento per impregnazione, nella sigillatura delle lesioni e nelle giunzioni strutturali. Un'applicazione molto interessante si ha con il lattice di cemento ottenuto aggiungendo dei polimeri, già formati e dispersi in emulsioni acquose, ad un impasto fresco di malta cementizia. Il lattice di cemento ha delle proprietà adesive superiori rispetto alla malta cementizia comune e, con particolari dosaggi di inerti, consente di realizzare betoncini reoplastici. I silani sono ottimi per rendere idrofobe le superfici del cemento armato e si applicano per emulsione in opera in soluzione acquosa. A seguito del trattamento i pori capillari del calcestruzzo risultano impregnati ma non ostruiti da uno strato monomero legato intimamente con gli atomi di calcio della matrice cementizia. In pratica riducono la porosità superficiale del conglomerato impedendo alla pioggia di penetrare la porzione corticale della struttura senza creare una barriera al vapore interno, costituito da gocce d'acqua più piccole dei capillari del cls. L'effetto idrorepellente che si realizza è efficace per elementi verticali esposti alla pioggia e per pressioni superficiali non elevate, per cui non può essere impiegato come impermeabilizzante.

I silani possono essere utilizzati sia in forma monomerica, da trasformare in sito, sia come prodotto già polimerizzato. In questo caso il solvente che si utilizza per l'applicazione funge da veicolo per l'impregnazione del calcestruzzo ed evaporando lascia attaccata al conglomerato la porzione silanica non volatile. Tuttavia, l'impiego di componenti già polimerizzati non garantisce l'impregnazione dei pori più piccoli perché le molecole in fase polimerica hanno dimensioni maggiori rispetto a quelle in fase monomerica e sono, quindi, veicolate con più difficoltà. La corretta posa in opera prescrive semplicemente la verniciatura silanica, a pennello o a rullo, della superficie da trattare, fino ad ottenerne l'impregnazione a rifiuto, fino a quando, cioè, il prodotto impiega qualche secondo prima di asciugare. L'efficacia dell'intervento può essere sperimentata già dopo poche ore, inumidendo la parte trattata e verificando che l'acqua scorra via senza bagnare. I silani devono essere considerati solo dei protettivi che consentono di ritardare il degrado ma non di consolidare zone già ammalorate. Hanno delle controindicazioni: impedendo alla pioggia di saturare i pori e permettendo l'ingresso di anidride carbonica ed umidità ambientale, creano le condizioni ideali per l'innesco della corrosione. Il loro uso, quindi, deve essere ben ponderato e, quando possibile, vanno preferiti rivestimenti a base di poliacrilicati che in soli 2 mm di spessore realizzano membrane idrorepellenti senza barriera al vapore.

| Polimero | Tipo | Applicazione |
|--|----------------|--|
| Resine epossidiche e poliuretatiche | Bicomponente | pellicole superficiali |
| | | riempimento di piccole cavità e sarcitura di lesioni |
| | | giunzioni strutturali |
| Resine alchidiche, viniliche, poliacrilicati | Monocomponente | pellicole superficiali |
| Silani | Monocomponente | impregnante |

Tabella 15 – classificazione dei polimeri da ripristino più utilizzati.

4. CONSOLIDAMENTO CON TESSUTI IMPREGNATI IN OPERA

La tecnica, qui esposta in modo generale, è soggetta a variazioni dipendenti dalle specifiche imposte dai produttori. Le fasi principali dell'intervento sono:

- 1) esame della qualità del sottofondo;
- 2) preparazione del sottofondo;
- 3) posa in opera dei tessuti (*wet lay up* oppure *dry lay up*);
- 4) protezione superficiale

1. La prima operazione da effettuare è l'attento esame della zone di applicazione dei tessuti per valutare se gli sforzi di trazione a cui è soggetto il rinforzo possono essere trasferiti alla struttura per mezzo di adesivi. Se la parte corticale dell'elemento da rinforzare non è in grado di sopportare sforzi di taglio e di trazione si può verificare il fenomeno del *peeling* e/o il distacco del copriferro.
2. Se la superficie del sottofondo è idonea meccanicamente a trasmettere gli sforzi sarà sufficiente preparare il fondo mediante sabbiatura o idropulizia e completarlo con una finitura superficiale che preveda la smussatura degli spigoli. Spesso l'elemento strutturale presenta un degrado superficiale. In tal caso bisognerà procedere ad una bonifica dell'elemento, rimuovendone le cause, eliminando le parti incoerenti, pulendo le armature e ricostruendo il copriferro. Si procederà alla smussatura degli spigoli vivi in tutte le zone in cui si intende eseguire un risvolto del tessuto. L'arrotondamento degli spigoli deve avvenire con curve di raggio non inferiore ai 2 cm per evitare la concentrazione di tensioni che possano causare lacerazioni nelle regioni di piegatura.
3. Posa del tessuto con tecnica a secco (*dry lay up*), adatta per lavori di piccola estensione, o "in umido" (*wet lay up*), idonea per applicazioni su grandi superfici.
4. A polimerizzazione avvenuta (dopo circa 48 ore), protezione del rinforzo dai raggi UV. La protezione si esegue con una vernice acrilica opaca, o, in alternativa con un prodotto a base cementizia. In tal caso bisognerà preventivamente irruvidire la superficie della resina con della sabbia fine per realizzare l'aggrappo della rasatura finale.

4.1 DRY LAY UP

Questa tecnica è mutuata dall'omonimo metodo di produzione manuale di manufatti in vetroresina. E' scomponibile in sei fasi operative:

1. preparazione e/o bonifica del sottofondo;
2. applicazione superficiale di un *primer epossidico* molto fluido che penetri nel supporto di calcestruzzo migliorandone le condizioni per l'adesione;
3. applicazione a spatola di una malta epossidica per regolarizzare il sottofondo;
4. applicazione del tessuto orientando le fibre nella direzione voluta;
5. impregnazione del tessuto con resina epossidica applicata a rullo o a pennello;
6. perfezionamento dell'adesione del tessuto con più passate di rullo di gomma e di rullo metallico per l'eliminazione delle bolle d'aria o di solvente evaporato;
7. ripetizione, se necessaria, della fasi da 3 a 5.
8. Protezione superficiale.

4.2 WET LAY UP

La tecnica si differenzia dalla dry lay up nei punti 3 e 4. Per completezza espositiva di seguito si riporteranno tutte le fasi della tecnica:

1. preparazione e/o bonifica del sottofondo;
2. applicazione superficiale di un *primer epossidico* molto fluido che penetri nel supporto di calcestruzzo migliorandone le condizioni per l'adesione;
3. applicazione a spatola di una malta epossidica per regolarizzare il sottofondo;
4. impregnazione a piè d'opera del tessuto preventivamente tagliato secondo le misure progettuali. L'impregnazione è effettuata immergendo il tessuto in una bacinella contenente resina epossidica molto fluida.

5. dopo aver tolto il tessuto dal recipiente, rimozione della resina in eccesso con attrezzature tipo “strizzastracci”;
6. applicazione del tessuto con le fibre orientate nella direzione voluta;
7. perfezionamento dell’adesione del tessuto con più passate di rullo di gomma e di rullo metallico per l’eliminazione delle bolle d’aria o di solvente evaporato;
8. ripetizione, se necessaria, della fasi da 3 a 5.
9. Protezione superficiale.

5. CONSOLIDAMENTO CON PULTRUSI

Nel consolidamento strutturale i prodotti pultrusi più utilizzati sono quelli in forma di lamine e, meno frequentemente, in forma di barre. Le lamine pultruse in fibra di carbonio sono correntemente utilizzate come elementi di rinforzo in sostituzione dei piatti metallici del beton plaque.

La barre pultruse non sono molto usate, tuttavia, possono essere applicate per aumentare l’ancoraggio dei tessuti al cls, operando delle tracce nel copriferro in cui risvoltare e bloccare il rinforzo mediante una o più aste da sigillare con pasta di resina epossidica.

5.1 CONSOLIDAMENTO CON LAMINE PULTRUSE

Le lamine pultruse presentano dei vantaggi operativi rispetto all’applicazione dei tessuti, in termini di facilità, rapidità esecutiva e qualità del risultato. La rigidità delle lamine, tuttavia, ne limita l’impiego a superfici piane o con sviluppo a grande curvatura (es. serbatoi, archi di grosso raggio, ecc.). Le fasi operative sono:

1. preparazione e/o bonifica del sottofondo;
2. applicazione sul calcestruzzo di uno strato di resina di circa 1-2 mm;
3. nel caso di applicazione di più lamine sovrapposte (a pacchetto), è necessario irruvidire il dorso del prodotto pultruso (normalmente liscio);

4. applicazione sulla lamina di uno stato di adesivo equivalente a quello descritto al punto 2;
5. applicazione del rinforzo alla struttura esercitando una pressione uniforme con un rullo di gomma dura. In genere la viscosità delle resine consente di tenere in posizione il rinforzo senza puntelli, anche all'intradosso;
6. rimozione della resina in eccesso;
7. protezione superficiale.

6. CENNI SUL CONTRIBUTO STATICO DEGLI FRP

L'ampia diffusione delle tecniche di consolidamento basate sugli FRP ha richiesto numerose campagne di indagini stese ad individuare un modello di comportamento delle travi in c.a. rinforzate con fibre.

E' stata studiata principalmente la deformazione meccanica della giunzione in resina epossidica, materiale dotato di un modulo elastico modesto rispetto al calcestruzzo. IL modello di comportamento della trave rinforzata con FRP tiene conto della deformazione che si ha nello strato di adesivo. Tale fatto, però, fa cadere l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, rendendo inapplicabile la teoria di De Saint Venant ed introducendo notevoli complicazioni. Tuttavia, le sperimentazioni su modelli in scala ridotta ed 1:1 hanno evidenziato che per spessori modesti di adesivo è ancora valido il principio di conservazione delle sezioni piane. E' possibile progettare rinforzi in FRP, dunque, utilizzando gli stessi strumenti di calcolo, con le dovute modifiche, adottati per le ordinarie sezioni in c.a.

Il diagramma carico-deformazione di una trave rinforzata con FRP può essere scomposto in tre parti:

1. *Fase pre-fessurativa* (sezione interamente reagente);
2. *Fase fessurativa* (sezione che gradualmente si parzializza, fino a raggiungere lo snervamento delle armature);

3. *Fase post-fessurativa* (precede il collasso, il cls e l'acciaio hanno comportamenti non lineari).

Dalle indagini reperibili in letteratura risulta che le travi rinforzate con FRP presentano un comportamento più fragile delle stesse travi in c.a. senza rinforzo. Inoltre, il supporto in fibra reagisce solo dalla fase fessurativa in poi e, dunque, il dimensionamento alle tensioni ammissibili porta a sovrastimare la sezione dell'FRP. E' più corretto, in tal senso, studiare il rinforzo con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in particolare stato limite ultimo e di esercizio.

7. RISANAMENTO DI DANNI DA AAR

Come visto in precedenza, l'AAR è causato da “inerti reattivi” e, per quanto non si incontri con frequenza, è interessante esaminarne il risanamento per la singolarità dell'ipotesi che reggono il problema. Infatti, in caso di danni da AAR non è possibile eliminare la causa del degrado perché non si può rimuovere dal conglomerato la porzione reattiva di inerti.

Il problema può essere affrontato in tre modi:

- 1) ignorare il problema ed attendere che l'AAR si esaurisca da solo;
- 2) demolire la struttura e ricostruirla adottando tutte le cautele per evitare il ripetersi del problema;
- 3) accelerare le reazioni che causano il degrado portandole a completo esaurimento.

Il primo caso elencato è in realtà una “non soluzione”, può richiedere anche decine d'anni, e risulta impraticabile per strutture strategiche come le piste aeroportuali.

La demolizione e ricostruzione della struttura può essere impraticabile per i tempi di fermo necessari e non garantisce l'irripetibilità della reazione alcali-aggregato.

Più razionale è l'idea di accelerare la reazione alcali-aggregati portandola a completo esaurimento mediante l'impregnazione del conglomerato con sali di litio, reagenti

rapidamente con gli alcali del cemento. Tuttavia, l'applicazione di sali come LiNH, LiF o Li₂CO₃, di derivazione farmaceutica, risulta molto costosa, tanto da non essere sempre competitiva con il rifacimento completo della struttura.

La messa in opera di formulati a base di litio avviene applicando su tutta la superficie una soluzione acquosa a base di nitrato di litio al 30%. Il trattamento, tanto più efficace quanto più precoce è la diagnosi, può avvenire manualmente, con rullo e/o nebulizzatori a zaino, oppure con l'ausilio di autocisterne dotate di impianto di irrigazione. In quest'ultimo caso il dosaggio dipende dal tipo, numero e portata degli ugelli installati a bordo e dalla velocità di percorrenza del mezzo. Il dosaggio ideale di sali è pari alla quantità di Na₂O_{eq} presente nel conglomerato ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \text{Na}_2\text{O} + 0.66 \text{K}_2\text{O}$ - stimato mediante analisi chimica). L'azione del litio abbassa significativamente (o addirittura esaurisce) la concentrazione di alcali presenti nel cemento, impedendo il verificarsi di reazioni nocive. Ad applicazione conclusa in genere si hanno fenomeni di pop-out e fessurazioni che gradualmente portano ad esaurimento l'AAR. In questa fase è utile un monitoraggio fotografico per documentare e studiare il quadro evolutivo del fenomeno. Quando si riterrà arrestato il processo sarà sufficiente rimuovere le porzioni incoerenti mediante idropulitrice e ripristinare la struttura con malta a ritiro compensato.

CAPITOLO 6

LE NORME PER LA PROGETTAZIONE DI CALCESTRUZZI AD ALTA DURABILITÀ

1. LE NORME UNI E LE LINEE GUIDA DEL MINISTERO DEI LL.PP.

Le prime indicazioni su come progettare miscele durevoli sono state fornite alla fine degli anni '90 dalle norme UNI, in particolare la UNI 9858 – ENV 206 del 1989, nel 2001 sostituita dalla EN 206.

La UNI–ENV 206 individuava 9 classi di esposizione (1, 2°, 2b, 3, 4a, 4b, 5a, 5b, 5c) mentre oggi la EN 206 ne individua 6.

Gran parte dei contenuti della UNI - EN 206 sono stati mutuati dal Ministero dei LL.PP. italiano per la redazione della bozza delle *Linee guida per il calcestruzzo strutturale*. Le 6 classi di esposizione contemplate dalla EN 206 comprendono 18 sottocategorie che possono essere sintetizzate come segue:

| N. | Classe | Tipo di degrado | Descrizione dell'ambiente di esposizione | Esempi di condizioni ambientali | Sottoclassi (Num.) |
|----|--------|---|---|---|--------------------|
| 1 | XO | Nessun rischio di corrosione o di attacco | Molto secco | Edifici con interni a umidità relativa molto bassa | 1 |
| 2 | XC | Corrosione indotta dalla carbonatazione | Secco, bagnato, moderatamente umido, soggetto a cicli di bagnatura ed essiccazione | Interni da poco a moderatamente umidi, strutture che trattengono acqua, fondazioni, superfici esterne | 4 |
| 3 | XD | Corrosione indotta da cloruri | Bagnato, moderatamente umido, soggetto a cicli di bagnatura ed essiccazione | Superfici esposte a spruzzi d'acqua, piscine, ponti pavimentazioni. | 3 |
| 4 | XS | Corrosione indotta dai cloruri dell'acqua di mare | Esposto a nebbia salina, sommerso o ciclicamente sommerso | Strutture in zone costiere, strutture portuali | 3 |
| 5 | XF | Attacco da cicli gelo-disgelo | Grado di saturazione dei pori da moderato ad elevato anche in presenza di sali disgelanti | Superfici verticali ed orizzontali esposte e non all'azione di sali disgelanti | 4 |
| 6 | XA | Attacco chimico | Aggressività da debole a forte | Non classificabili, da valutarsi all'occorrenza | 3 |

Tabella 16 - Macroclassi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali.

Per la classe XO non c'è alcun tipo di attacco possibile, indipendentemente dalla composizione e dalla resistenza dei calcestruzzi, mentre per le altre 17 sottoclassi la EN 206 stabilisce dei vincoli prestazionali e di confezione. In particolare le prescrizioni riguardano:

- il valore massimo del rapporto a/c;
- il contenuto minimo in peso di cemento per metro cubo di miscela;
- la resistenza caratteristica minima;
- lo spessore minimo del copriferro;
- l'uso di additivi e di aggregati non gelivi (in presenza di cicli gelo disgelo).

Tali prescrizioni tendono, in linea generale, ad aumentare la R_{ck} , in quanto oggi è prassi corrente basare il controllo di qualità di un calcestruzzo sul valore della resistenza cubica caratteristica, tanto più elevato quanto più basso è il relativo rapporto a/c. L'effetto benefico di un basso rapporto agro-cemento si esplica soprattutto attraverso la diminuzione dei pori capillari che possono essere invasi dalle sostanze presenti nell'ambiente. Sebbene la relazione tra permeabilità e resistenza non sia lineare, le *linee guida* ritengono abbastanza attendibile la verifica di durabilità attraverso prescrizioni basate principalmente sulla resistenza a compressione.

I valori che la normativa fornisce sono riferiti ad impasti confezionati con cemento tipo Portland 32.5 R e diametro massimo degli aggregati di 32 mm. Di seguito si analizzeranno, fatta eccezione per la XO, ciascuna delle classi mostrate in Tabella 16.

II classe - La classe di esposizione XC è scomposta in quattro gruppi, XC1, XC2, XC3, XC4, tutti riguardanti la corrosione delle armature favorita dalla carbonatazione. Le condizioni più severe (XC4), si verificano su strutture esposte a cicli di bagnatura ed essiccazione. Durante la fase con superfici asciutte, infatti, il contatto con l'aria secca, ricca di ossigeno ed anidride carbonica, fornisce i componenti necessari per avviare la reazione di carbonatazione che si innesca quando le superfici si bagnano. La EN 206 e le *Linee Guida*, per combattere gli attacchi tipici degli ambienti individuati dalla classe XC4, prescrivono un rapporto $a/c \leq 0.50$ ed una R_{ck} variabile tra i 37 e i 40 N/mm².

Le condizioni meno aggressive si verificano per strutture esposte all'aria ma in ambienti asciutti (XC1) oppure per strutture che durante la loro vita hanno sempre superfici molto umide o bagnate (XC2), rispettivamente gli interni degli edifici con destinazioni ordinarie e gli elementi di fondazione. In tali condizioni, infatti, è basso il rischio di insorgenza di carbonatazione per cui il rapporto a/c può essere anche elevato, fino a raggiungere il valore di 0.60 con R_{ck} di 30 N/mm².

Le condizioni intermedie sono individuate nella XC3 che ingloba gli elementi con superfici moderatamente umide, quindi con rischio di carbonatazione non trascurabile. Per essa il rapporto a/c deve essere non superiore a 0.55 e la R_{ck} non deve scendere sotto i 37 N/mm².

III classe - La XD è riferita alle strutture esposte ai cloruri per uso antropico (e quindi non ai cloruri contenuti nell'acqua di mare) ed è scomposta in 3 classi: XD1, XD2 ed XD3. La sottoclasse XD1 individua ambienti moderatamente umidi sede di lavorazioni che impegnano cloruri, ad esempio locali industriali in cui si impiega salamoia a base di NaCl. Per tali situazioni ambientali è previsto un rapporto a/c di 0.55 ed una R_{ck} non inferiore ai 37 N/mm².

Caso simile al precedente è individuato dalla XD2 i cui luoghi hanno l'aggravante di essere bagnati, raramente secchi, con maggiore possibilità di trasformazione dei cloruri in acidi, in particolare HCl. Esempio principe di strutture appartenenti alla XD2 sono le piscine per il nuoto, sottoposte a clorazione e dal grado di umidità molto elevato. Tali strutture dovrebbero essere costruite con conglomerati di resistenza compresa tra i 37 ed i 40 N/mm² e con un rapporto a/c non superiore a 0.5.

Le condizioni più severe sono raccolte nella XD3 che raggruppa le strutture a contatto con i sali disgelanti, tipicamente il cloruro di sodio ed il cloruro di calcio (NaCl e CaCl₂), e soggette a cicli di essiccazione che consentono la permeabilità all'aria, dannosissima nel caso in cui le lesioni superficiali abbiano già raggiunto le armature. Le costruzioni soggette a questo tipo di attacco sono principalmente le opere stradali, quali i ponti, i sottopassi, le gallerie, ma anche le pavimentazioni dei parcheggi coperti dove le vetture in transito trasportano i sali e l'acqua. E' appena il caso di evidenziare che la XD3 prende in considerazione i danni causati dai sali disgelanti ma non quelli prodotti dai cicli gelo disgelo. Il normatore ha scelto per questa classe valori bassi di a/c (0.45) e molto elevati per la resistenza cubica caratteristica ($R_{ck} \geq 45$ N/mm²).

IV classe – La XS esamina la corrosione indotta dai cloruri contenuti nell'acqua di mare, suddividendo il possibile attacco in tre categorie: XS1, XS2 ed XS3.

La XS1 studia gli ambienti non direttamente bagnati dall'acqua di mare ma soggetti alle nebbie saline ed alla salsedine. Per esse è prescritto un rapporto $a/c \leq 0.5$ ed una resistenza compresa tra i 37 ed i 40 N/mm².

Le classi XS2 ed XS3 trattano rispettivamente gli elementi periodicamente lambiti e sommersi dal mare (es. dighe foranee, moli di sopraflutti, banchine portuali). Individuano tipi di attacchi molto pericolosi (attacco da solfati e cloruri) e, vista l'importanza funzionale delle strutture interessate, per esse è bene che il rapporto a/c non superi 0.45 e la resistenza non sia inferiore ai 45 N/mm².

V classe – L'attacco da cicli gelo-disgelo è suddiviso in XF1, XF2, XF3 ed XF4. E' possibile compiere un'aggregazione: le classi XF1 ed XF3 riguardano strutture sottoposte al gelo ma in assenza di sali disgelanti, a differenza delle classi XF2 ed XF4 che comprendono strutture sottoposte al freddo intenso ed in presenza di sali disgelanti. Per tutte le categorie è prescritto l'uso di aggregati non gelivi e l'impiego di aeranti che aumentano la percentuale di aria inglobata portandola al 4% del volume riducendone, tuttavia, la resistenza del 20% rispetto a calcestruzzi non additivati di uguale confezione.

La XF1 studia gli elementi verticali con basso grado di saturazione dei pori, quindi con moderato rischio di rotture per ghiaccio e prescrive rapporti a/c non superiori 0.55 ed $R_{ck} \geq 37$ N/mm².

La XF2 ed la XF3 rappresentano il rischio intermedio, riguardano sia elementi orizzontali che verticali, sottoposti e non all'uso di sali disgelanti, con grado di saturazione dei pori da moderato ad elevato. Per esse deve essere $a/c \leq 0.50$ ed R_{ck} compreso tra i 37 ed i 40 N/mm².

Le condizioni più severe sono elencate nella XF4 caratterizzata da un elevato grado di saturazione ed dall'uso di sali disgelanti. In questo caso devono utilizzarsi calcestruzzi con $a/c \leq 0.45$ ed $R_{ck} \geq 45$ N/mm².

VI classe – L’attacco chimico è scomposto in tre gradi di aggressività, debole (XA1), medio (XA2), forte (XA3) e considera sia condizioni naturali, quali l’acidità del terreno di posa delle fondazioni, sia condizioni artificiali, quali l’azione di acque industriali o inquinate. L’individuazione della classe di appartenenza non è semplice, richiedendo complesse analisi di laboratorio per stabilire il grado di acidità, il tipo e la quantità di sostanze disciolte nei terreni e nelle acque. Il rapporto a/c, quindi, varierà tra 0.40 e 0.55 e la resistenza caratteristica tra 37 e 45 N/mm².

Di seguito si riporta la Tabella 17 in cui sono state sintetizzate le classificazioni precedentemente esposte.

| Tipo di degrado | Classe | Descrizione dell’ambiente di esposizione | Esempi di condizioni ambientali | a/c max | Contenuto minimo di cemento [Kg/m ³] | Resistenza caratteristica minima [Mpa] | Copriferro minimo [mm] |
|---|--------|--|--|---------|--|--|------------------------|
| I classe Nessun rischio di corrosione o di attacco | XO | Molto secco | Edifici con interni a umidità relativa molto bassa | NP | NP | NP | L |
| II classe Corrosione indotta dalla carbonatazione | XC1 | Secco | Interni a bassa umidità | 0.6 | 280 | 30 | L |
| | XC2 | Bagnato, raramente secco | Parti di strutture che trattengono acqua, fondazioni | 0.6 | 280 | 30 | L |
| | XC3 | Umidità moderata | Interni ad umidità da moderata ad alta; esterni riparati dalla pioggia | 0.55 | 300 * | 37 | 30 Δ |
| | XC4 | Cicli di bagnatura ed essiccazione | Superfici soggette al contatto con la pioggia, non comprese in XC2 | 0.5 | 320 * | 37-40 | 30 Δ |
| III classe Corrosione indotta da cloruri | XD1 | Umidità moderata | Superfici esposte a spruzzi d’acqua contenente cloruri | 0.55 | 300 * | 37 | 30 Δ |
| | XD2 | Bagnato, raramente secco | Piscine, cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri | 0.50 | 320 * | 37-40 | 30 Δ |
| | XD3 | Cicli di bagnatura ed essiccazione | ponti, pavimentazioni, parcheggi | 0.45 | 350 * | 45 | 40 Δ |

segue

| Tipo di degrado | Classe | Descrizione dell'ambiente di esposizione | | Esempi di condizioni ambientali | | | | a/c max | Contenuto minimo di cemento [Kg/m ³] | Resistenza caratteristica minima [Mpa] | Copriferro minimo [mm] |
|--|---------------------------|--|--|---|------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------|--|--|------------------------|
| Corrosione indotta da cloruri dell'acqua di mare | IV classe | XS1 | Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare | Strutture vicine o sulla costa | | | | 0.50 | 320 * | 37-40 | 30 Δ |
| | | XS2 | Sommerso | Parti di strutture marine | | | | 0.45 | 350 * | 45 | 40 Δ |
| | | XS3 | Nella zona delle maree, nella zona degli spruzzi | Parti di strutture marine | | | | 0.45 - 0.40 | 350 - 370 * | 45 | 40 Δ |
| Attacco da cicli gelo-disgelo | V classe | XF1 | Grado moderato di saturazione in assenza di sali disgelanti | Superfici verticali esposte alla pioggia ed al gelo | | | | 0.55 | 300 * | 37 | 30 Δ |
| | | XF2 | Grado moderato di saturazione in presenza di sali disgelanti | Superfici verticali di strutture stradali esposte a nebbie contenenti sali disgelanti | | | | 0.50 | 320 * | 37-40 | 30 Δ |
| | | XF3 | Grado elevato di saturazione in assenza di sali disgelanti | Superfici orizzontali esposte alla pioggia ed al disgelo | | | | 0.50 | 320 * | 37-40 | 30 Δ |
| | | XF4 | Grado elevato di saturazione in presenza di sali disgelanti | Superfici verticali esposte a spruzzi d'acqua contenente sali disgelanti | | | | 0.45 | 350 * | 45 | 40 Δ |
| VI classe Attacco chimico | Descrizione dell'ambiente | | | | | | | | | | |
| | | Terreno | | | Acqua | | | | | | |
| | Acidità ** | SO ₄ ⁻ [mg/kg] *** | SO ₄ ⁻ [mg/l] *** | PH | CO ₂ [mg/l] | NH ₄ ⁺ [mg/l] | Mg ⁺⁺ [mg/l] | a/c | cem | Rck | C |
| XA1 Aggressività debole | >20° | ≥2000 ≤3000 | ≥200 ≤600 | ≤6.5 ≥5.5 | ≥15 ≤40 | ≥15 ≤30 | ≥300 ≤1000 | 0.55 | 300 * | 37 | 30 Δ |
| XA2 Aggressività moderata | - | >3000 ≤12000 | >600 ≤3000 | >5.0 ≤4.5 | >40 ≤100 | >30 ≤60 | >1000 ≤3000 | 0.50 | 320 * | 37-40 | 30 Δ |
| XA3 Aggressività forte | - | >12000 ≤24000 | >3000 ≤6000 | >4.5 ≤4.0 | >100 | >60 ≤100 | >3000 | 0.45 - 0.40 | 350 - 370 * | 45 | 40 Δ |

Tabella 17 – Vincoli per classe di esposizione per impasti confezionati con cementi tipo Portland classe 32.5R e diametro degli inerti 20-32 mm.

dove:

| | |
|----------|--|
| NP | - Nessuna prescrizione |
| L | - Nessuna prescrizione. Vigono i dettami normativi; |
| Δ | - Il costruttore deve adottare un copriferro nominale maggiore di almeno 5 mm; |
| * | - In presenza di solfati usare cemento resistente ai solfati; |
| ** | - Baumann Gully, valutata con il modello DIN 4032-2; |
| *** | - Terreni rocciosi ed argillosi con una permeabilità inferiore a 10^{-5} m/s devono essere classificati nella classe immediatamente meno aggressiva. |

2 - ANALISI CRITICA DEI VALORI TABELLATI

Il giudizio di durabilità espresso nelle norme EN 206 e nelle *linee guida* si basa solo su alcuni dati quali lo spessore del copriferro, il contenuto di cemento, di acqua e la resistenza a compressione della miscela a 28 giorni. Tuttavia, un calcestruzzo con R_{ck} elevata e rapporto a/c basso non costituisce condizione sufficiente per dire che la sia quella giusta da utilizzare per una determinata costruzione. È opportuno, quindi, fare delle osservazioni.

La scelta di un conglomerato strutturale va svolta considerando i diversi requisiti, fondamentali e particolari, che l'impasto deve possedere. Per *requisiti prestazionali fondamentali* si intendono i fattori che non devono mai mancare in un progetto e tra questi possono essere certamente inseriti:

- la resistenza caratteristica 28 giorni;
- la durabilità agli agenti aggressivi ordinari.

I *requisiti prestazionali particolari* sono funzione dell'opera da realizzare, variando caso per caso le esigenze statiche e tecnologiche, e rappresentano principalmente dei vincoli progettuali e/o esecutivi. A titolo esemplificativo, di seguito sono elencati alcuni dei più comuni requisiti prestazionali particolari:

- la resistenza a breve termine anche detta allo scassero (ad es. a 3 oppure 7 giorni);

- specifici valori di slump (es. getto in profili a parete sottile o con forte percentuale d'armatura);
- durata e temperatura di stagionatura (ad es. getti in climi freddi);
- impermeabilità (ad es. per dighe e gallerie);
- la durabilità a specifici agenti aggressivi (es. stabilimenti chimici).

È possibile affermare che i requisiti prestazionali, siano essi fondamentali o particolari, dipendono dal rapporto agro-cemento. Nella scelta dell'impasto di un calcestruzzo, fissato il fuso granulometrico ed il tipo di cemento, è necessario, dunque, individuare per ogni requisito prestazionale, il minimo ed il massimo rapporto a/c in grado di garantire il raggiungimento del singolo obiettivo. Di conseguenza, se si hanno n requisiti da soddisfare, si avranno $2n$ rapporti a/c e, per ottenere le prestazioni desiderate, si sceglierà il valore che consente di raggiungere tutti gli obiettivi prestabiliti. Non è detto che tale valore appartenga all'insieme dei $2n$ rapporti a/c , come accade per un calcestruzzo di elevata resistenza di cui, al tempo stesso, si vuole un'elevata lavorabilità. In tali situazioni è, tuttavia, possibile e necessario modificare altre variabili del problema come il tipo di cemento, la scelta degli inerti e del loro diametro, l'introduzione di additivi.

L'acqua d'impasto, indicata nelle norme per un cls ad alta durabilità, non tiene conto della necessità di lavorabilità, non essendo imposte particolari prescrizioni sullo slump. In considerazione del fatto che spesso per i calcestruzzi strutturali si utilizza cemento con titolo 42.5 e non 32.5, seguendo le regole prese in esame, si ottengono impasti di consistenza plastica con resistenza finale superiore a quella prescritta (Figura 39).

In ogni forma di mix-design semplice, fissata la resistenza finale dell'impasto, risultano correlate le dosi d'acqua, di cemento e di inerti. Tuttavia si fa notare che la terna di valori indicata dalle *linee guida* non risulta sempre congruente. Si confrontino, a tal proposito, i rigi 4 e 5 della Tabella 18.

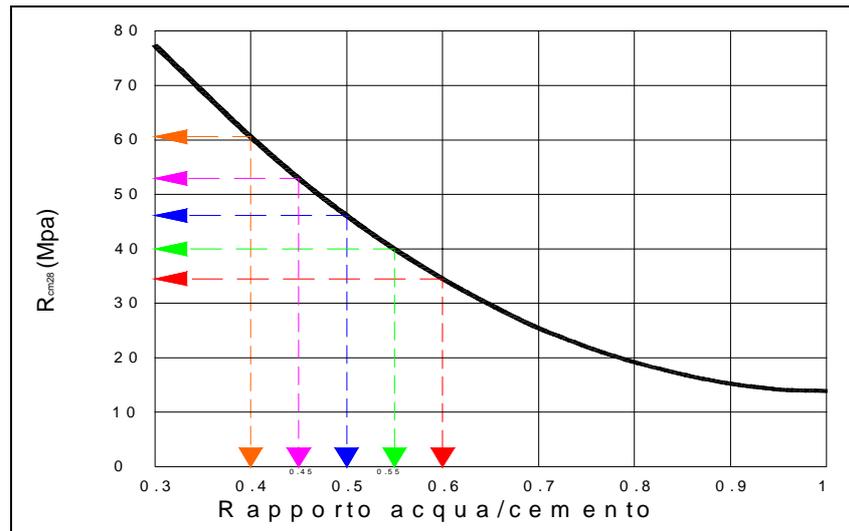


Figura 39 - Resistenza meccanica media a 28 giorni per un calcestruzzo confezionato con cemento tipo II/A-S titolo 32.5 R

| N. | Classi di esposizione | a/c max | Contenuto minimo di cemento [Kg/m ³] | Resistenza caratteristica minima [Mpa] |
|----|------------------------------|---------|--|--|
| 1 | XC1, XC2 | 0.60 | 280 | 30 |
| 2 | XC3, XD1, XF1, XA1 | 0.55 | 300 | 37 |
| 3 | XC4, XD2, XS1, XF2, XF3, XA2 | 0.50 | 320 | 37-40 |
| 4 | XD3, XS2, XF4 | 0.45 | 350 | 45 |
| 5 | XS3, XA3 | 0.45 | 350 | 45 |
| | | 0.40 | 370 | |

Tabella 18 – Sinottico delle prescrizioni contenute nelle linee guida.

Si vedrà che per la stessa resistenza prescritta (45 Mpa) si individuano due rapporti agro-cemento diversi ed un diverso quantitativo di legante da impiegare per metro cubo. Inoltre, eseguendo un mix-design semplice, si verificherà che il rapporto a/c prescritto risulta mediamente più basso del 7% rispetto a quanto servirebbe per ottenere la resistenza a compressione tabellata.

Gioca un ruolo fondamentale nella scelta del giusto contenuto d'acqua anche il controllo d'accettazione da eseguire. La normativa oggi vigente menziona due tipi di controlli possibili: tipo A, per costruzioni con volume di cls minore di 1500m^3 , e tipo B per strutture realizzate con più di 1500m^3 .

Nel caso in cui si deva utilizzare il controllo di tipo A bisogna eseguire un minimo di 3 prelievi e comunque non meno di un prelievo per ogni giorno di getto (quest'ultima prescrizione vale solo per costruzioni con più di 100m^3 di calcestruzzo). Ogni prelievo, costituito da due provini, va eseguito su un massimo di 100m^3 di miscela e per il superamento delle verifiche deve risultare:

$$R_{\text{cm}28} \geq R_{\text{ck}} + 3.5 \text{ (MPa)}$$

$$R_{\text{cmin}} \geq R_{\text{ck}} - 3.5 \text{ (MPa)}$$

dove :

- $R_{\text{cm}-i}$ = media aritmetica delle resistenze R_c a compressione dei due provini che costituiscono ciascun prelievo;
- R_{cmin} = prelievo di resistenza media minima;
- $R_{\text{cm}28}$ = media aritmetica delle resistenze $R_{\text{cm}-i}$ (a 28 giorni).

Per il controllo di tipo B la normativa prescrive:

$$R_{\text{cm}28} = R_{\text{ck}} + k \cdot \delta$$

$$R_{\text{cmin}} \geq R_{\text{ck}} - 3.5 \text{ (MPa)}$$

dove :

- k è un fattore di probabilità che la normativa pone uguale ad 1.4;
- δ è lo scarto quadratico medio delle resistenze dei cubetti e vale

$$\delta = \sqrt{\left[\sum_{i=1}^n \frac{(R_{\text{c}-i} - R_{\text{cm}})^2}{n-1} \right]}$$

In letteratura è possibile reperire i valori di δ in funzione delle condizioni di realizzazione dell'impasto (Tabella 19).

| Fase esecutiva | Modalità | δ [MPa] |
|----------------|--|----------------|
| Eccellente | Solo in laboratorio | 2-3 |
| Buona | <ul style="list-style-type: none"> • Proporzionamento per pesata • Curva granulometrica ben proporzionata e controllata in fase di miscelazione • Controllo dell'umidità degli ingredienti • Uso di additivi | 3-4 |
| Discreta | <ul style="list-style-type: none"> • Proporzionamento per pesata • Uso di 2 tipi di inerte soltanto (fine e grosso) • Acqua dosata a discrezione dell'operatore • Uso di additivi | 4-6 |
| Mediocre | <ul style="list-style-type: none"> • Proporzionamento per volume • Uso di 2 tipi di inerte soltanto (fine e grosso) • Acqua dosata a discrezione dell'operatore | 6-8 |
| Scadente | <ul style="list-style-type: none"> • Proporzionamento per volume • Uso di un solo tipo di inerte | 7-10 |

Tabella 19 – Stima dello scarto quadratico medio in diverse condizioni di lavoro

Nello schema seguente si mostra come il tipo di controllo adottato influenzi la determinazione del rapporto a/c:

| Determinazione di a/c per un calcestruzzo R_{ck} 25 MPa Confezionato con cemento tipo II/A-S titolo 32.5 R | |
|---|---|
| <u>Controllo tipo A</u> | <u>Controllo tipo B</u> |
| $R_{ck} + 3.5 = 28.5$ MPa | $K = 1.4$ |
| ↓ dalla Figura 39 | Ipotesi di discreta realizzazione $\delta = 5$ |
| $a/c \leq 0.67$ | $R_{cm28} = R_{ck} + k \cdot \delta = 25 + 1.4 \cdot 5 = 32$ MPa ↓ dalla Figura 39 $a/c \leq 0.62$ |

Tabella 20 – Quantitativo massimo di acqua per garantire l'esito positivo dei controlli d'accettazione

Inoltre è opportuno rilevare che, sebbene sia possibile, trova difficile applicazione pratica l'indicazione di un cls con $R_{ck}37$ MPa perchè gli stabilimenti di betonaggio sono generalmente preparati per fornire miscele con $R_{ck}35$ MPa o $R_{ck}40$ MPa.

In sintesi, individuata la classe di rischio indicata dalle norme, vista l'assenza nel testo normativo di riferimenti a fattori quali la lavorabilità, le capacità tecnologiche della media degli stabilimenti di betonaggio e l'ampia gamma di cementi disponibili, non si ritiene sufficiente scegliere un calcestruzzo limitandosi a prescrivere i valori tabellati ma sarà necessaria un'attenta analisi degli obiettivi da conseguire.

3. CONSIDERAZIONI ECONOMICHE

Si supponga di dover costruire una struttura per civile abitazione di 100 mc in c.a.. Utilizzando un calcestruzzo $R_{ck} 30$ MPa ed $a/c=0.60$ bisogna spendere 73.17 €/mc (solo fornitura), mentre scegliendo un conglomerato tipo XC4 servono 84.48 €/mc (solo fornitura) (Figura 40). Il delta tra le due forniture è dato di 11.31 €/mc a cui vanno aggiunti altri oneri per avere il prodotto in opera:

$$\text{per IVA} = 11.31 \times 0.2 = 2.26 \text{ €/mc}$$

$$\text{per messa in opera e profitto di impresa} = 6.79 \text{ €/mc}$$

La differenza totale, dunque, è di 20.36 €/mc e dunque di 2036 € per tutta la struttura. Considerando un costo forfetario di 150.000 € per l'intera costruzione, comprensiva di opere interne e finiture, si ricava che circa l'1.35% dell'importo complessivo è stato investito in durabilità del cemento armato.

| ambiente e Rischi connessi | Classi di esposizione | Max A/C ¹⁰ | Rck 30 €/mc | Rck 35 €/mc | Rck 37 €/mc | Rck 40 €/mc | Rck 45 €/mc |
|---|-----------------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| carbonatazione del calcestruzzo | | | | | | | |
| Interni di edifici con umidità relativa bassa | XC1 | 0,60 | 73,17 | 77,82 | 80,11 | 82,47 | 87,12 |
| Parti di struttura di contenimento liquidi, fondazioni | XC2 | 0,60 | 73,67 | 78,32 | 80,61 | 82,97 | 87,92 |
| Interni di edifici con umidità da moderata ad alta; superfici esterne riparate dalla pioggia | XC3 | 0,55 | | 79,32 | 81,61 | 83,97 | 88,44 |
| Superfici soggette a alternanze di asciutto e umido; superfici a contatto con acqua non comprese nelle classi XC2 | XC4 | 0,50 | | | | 84,48 | 89,01 |
| cloruri | | | | | | | |
| Superfici esposte a spruzzi diretti d'acqua contenente cloruri | XD1 | 0,55 | | 80,63 | 82,92 | 85,28 | 89,93 |
| Piscine; calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri | XD2 | 0,50 | | | | 87,09 | 91,74 |
| Elementi strutturali soggetti agli agenti disgelanti; parti di ponti; pavimentazioni; autoparcheggi | XD3 | 0,45 | | | | | 93,06 |
| cloruri dell'acqua di mare | | | | | | | |
| Strutture sulla costa o in prossimità | XS1 | 0,50 | | | | 88,09 | 92,74 |
| Parti di strutture marine completamente sommerse in acqua | XS2 | 0,45 | | | | | 94,06 |
| Parti di strutture marine esposte alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed alle onde del mare | XS3 | 0,40 | | | | | 95,56 |
| Contenitori di fanghi e vasche di decantazione; contenitori e vasche per acque reflue | | | | | | | |
| Contenitori di fanghi e vasche di decantazione; contenitori e vasche per acque reflue | XA1 | 0,55 | | 82,63 | 84,92 | 87,28 | 91,93 |
| Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi | XA2 | 0,50 | | | | 89,09 | 93,74 |
| Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive | XA3 | 0,40 | | | | | 96,56 |
| Superfici verticali esposte alla pioggia ed al gelo | | | | | | | |
| Superfici verticali esposte alla pioggia ed al gelo | XF1 | 0,50 | | | | 90,09 | 94,74 |
| Superfici verticali di opere stradali esposte al gelo e ad agenti disgelanti nebulizzati nell'aria | XF2 | 0,50 | 82,17 | 85,82 | 88,11 | 89,48 | 94,01 |
| Superfici orizzontali dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggette a fenomeni di gelo | XF3 | 0,50 | 82,67 | 86,32 | 88,61 | 89,98 | 94,51 |
| Superfici verticali e orizzontali esposte a spruzzi d'acqua contenente sali disgelanti | XF4 | 0,45 | | 90,32 | 92,61 | 93,98 | 99,56 |

Figura 40 – Costi della fornitura di calcestruzzi secondo le EN 206. Listino prezzi Italcementi Group Campania

CAPITOLO 7:

INDAGINI SULLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

1. L'IMPORTANZA DELLA DIAGNOSTICA

Recenti analisi compiute su fabbricati gravemente danneggiati dai sismi hanno messo in luce carenze progettuali, costruttive e stati di degrado dei materiali, caratteristiche probabilmente comuni a molti degli edifici in c.a. costruiti in Italia nel ventennio 1955-1975.

La normativa di riferimento per gran parte delle opere edificate nel dopoguerra (R.D. 16 novembre 1939 n. 2229) prevedeva un valore minimo per la resistenza cubica del conglomerato, di 120 Kg/cm², valore inferiore sia ai 150 Kg/cm² prescritti nel D.M. 27 luglio 1985 n. 37, sia ai 250 Kg/cm² richiesti dalle recenti norme tecniche per le costruzioni in zona sismica relative all'Ordinanza P.C.M. 3274 del 20/03/03. E', quindi, molto probabile trovarsi nella situazione di edifici a pieno regime di utilizzo che offrono prestazioni statiche inferiori a quelle di sicurezza previste dalla normativa vigente.

L'iniziale speranza che il cemento armato potesse essere il materiale eterno dalle doti eccezionali si è rivelata infondata e, già da tempo, la ricerca scientifica è stata

stimolata all'approfondimento delle caratteristiche prestazionali del calcestruzzo per determinare univocamente la resistenza caratteristica del costruito..

Nei paragrafi che seguono si approfondiranno alcune metodiche di indagine la cui conoscenza è fondamentale per l'interpretazione delle esperienze riportate nel capitolo 8.

2. INDAGINI CONOSCITIVE SULLE STRUTTURE IN CEMENTO

ARMATO: METODOLOGIA

Lo svolgimento di indagini diagnostiche è fondamentale nella determinazione della resistenza e della qualità del calcestruzzo che compone gli edifici in cemento armato. Non esiste una normativa che indichi un protocollo di indagine ma è evidente che per ottenere un quadro conoscitivo completo e preciso sarebbe necessario eseguire prove distruttive su tutti gli elementi da analizzare. Tuttavia, esistendo dei vincoli di natura economica, è improbabile poter eseguire una campagna di prove a rottura sull'intero edificio. Per questi motivi è necessario sviluppare un programma che preveda l'esecuzione di prove sia distruttive che non distruttive. Si sottolinea la necessità di eseguire prove a rottura su campioni estratti nello stesso punto in cui si eseguono misurazioni indirette, al fine di calibrare i test non distruttivi e di ridurre i margini di incertezza.

3. PROVE NON DISTRUTTIVE O INDIRETTE

Sono ritenute non distruttive quelle prove che non arrecano danni alla struttura e la analizzano dall'esterno con metodi che consentono di ricavare indirettamente le informazioni volute.

Le prove indirette più comuni sono:

- le prove sclerometriche
- le prove di estrazione pull-out;
- la prova di penetrazione con Windsor Probe Test;
- le prove ad ultrasuoni.

Le prime tre prove elencate forniscono una misura della resistenza attraverso il valore della durezza superficiale e, quindi, risentono dell'influenza di fattori quali la carbonatazione e l'umidità, soprattutto se si tratta di calcestruzzi invecchiati alcuni anni.

Il metodo ad ultrasuoni consente la rilevazione della resistenza del cls attraverso correlazioni empiriche, basate sul tempo impiegato da onde di frequenza nota per propagarsi all'interno di un elemento. Tale tecnica non può essere applicata nel caso in cui la struttura risulti fortemente armata o presenti lesioni.

Le prove non distruttive hanno, dunque, scarsa affidabilità se usate come unico metodo d'indagine. Nei paragrafi successivi si espone il metodo *Sonreb* che, combinando due sistemi di indagine, riduce ma non annulla i margini d'incertezza intrinseci alle rilevazioni indirette.

3.1 MISURE SCLEROMETRICHE SECONDO LA NORMA UNI EN 12504-2

Lo sclerometro è uno strumento a massa battente con cui si misura la durezza superficiale di un elemento. La durezza superficiale, da evidenze sperimentali, è collegata alla resistenza dei materiali esaminati. L'uso del solo metodo sclerometrico comporta un'approssimazione dei valori reali di resistenza variabile tra il $\pm 23\%$ ed il $\pm 13\%$. L'indice di rimbalzo ricavato è riferito a porzioni corticali e, dunque, i dati ottenuti sono influenzati dallo stato superficiale del cls. La campagna sclerometrica può fornire una prima e grossolana indicazione generale sulla resistenza del calcestruzzo invecchiato e sull'omogeneità dei getti.

Le battute sclerometriche vanno effettuate su zone lisce e rese uniformi con una mola a mano, avendo cura di mantenere una sufficiente distanza dalle armature e dai nidi di ghiaia. In genere si eseguono 12 battute per ogni area di misura. Lo strumento, utilizzabile con angoli rispetto all'orizzontale di -90° , 0° e $+90^\circ$, fornisce un indice H da interpretare utilizzando i grafici forniti dal produttore. Lo strumento va appoggiato alla superficie da provare con l'asta di percussione in posizione di massima

estensione; l'asta viene pressata contro la superficie da testare e nel momento in cui si raggiunge la fine della corsa si ha il colpo della massa battente e l'indicazione, su una scala graduata, dell'indice di rimbalzo. Al momento dell'interpretazione dei dati la media deve essere eseguita su 10 letture, escludendo il valore più alto e il valore più basso fra quelli precedentemente ottenuti.

3.2 METODO SONREB

Il metodo SONREB, introdotto in Italia negli anni '70 e raccomandato nel '93 dal RILEM, combina i valori del tempo misurato con la tecnica ultrasonica (volumetrica) con i valori di rimbalzo sclerometrico (superficiale). Il metodo è applicabile ad ogni tipo di calcestruzzo ma le correlazioni tra le misure eseguite e la resistenza effettiva è essenzialmente basata su esperienze condotte in laboratorio su conglomerati di rpoa. Per questo motivo il metodo deve essere tarato sulle zone destinate al prelievo di alcune carote da sottoporre a schiacciamento. La velocità di propagazione deve essere misurata con la trasmissione diretta. La frequenza propria di vibrazione raccomandata per i trasduttori è compresa tra 20 e 60 KHz.

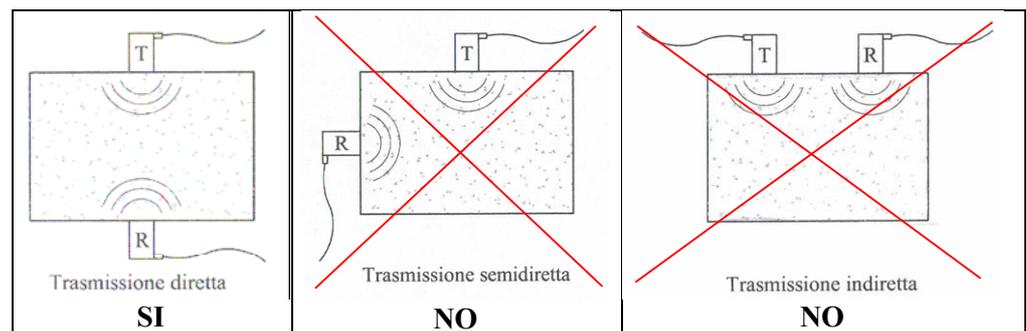


Figura 41 - Disposizione corretta delle sonde nel metodo Sonreb

La combinazione dei risultati delle misure della velocità di propagazione longitudinale (V_p) e dell'indice di rimbalzo (H) non è raccomandabile quando sono state rilevate grandi differenze tra le proprietà del calcestruzzo in superficie e quello in profondità, in quanto il contributo superficiale non è correlabile con il nucleo del

manufatto e ne falsi i risultati. Quando vengono provate strutture con strati di diverse caratteristiche meccaniche, il solo metodo ultrasonoro dà indicazioni migliori sulla qualità del cls.

Il metodo Sonreb è relativamente indipendente dall'età del calcestruzzo ad eccezione del caso in cui lo strato superficiale sia fortemente carbonatato. È necessario scegliere almeno tre sezioni di prova per ogni elemento da provare. I risultati si ricavano applicando alcuni fattori correttivi ai valori ottenuti in opera. La coppia di parametri ricavati consente l'utilizzo di curve di iso-resistenza di derivazione empirica e rappresentate in un piano cartesiano che ha sull'asse delle ascisse la velocità media di propagazione degli ultrasuoni (V) e sull'asse delle ordinate l'indice di medio di rimbalzo (H).

Esistono in letteratura tecnica diverse formulazioni corrispondenti alle curve di iso-resistenza, dalle quali, dati i valori di V ed H, si ottiene il valore di resistenza Rc:

| | | |
|----------|---|-------------------------------|
| A | $R_c = 0.0286 \cdot H^{1,246} \cdot (10^{-3} \cdot V)^{1,85}$ | Gasparirik, 1992 |
| B | $R_c = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot H^{1,058} \cdot V^{2,446}$ | Di Leo e Pascale, 1994 |
| C | $R_c = 7,695 \cdot 10^{-11} \cdot H^{1,4} \cdot V^{2,6}$ | Giacchetti e Lacquaniti, 2004 |

Tabella 21 – Formulazioni per l'interpretazione dei dati forniti dal metodo Sonreb - Rc [MPa] e V [m/sec]

Le tre formulazioni sopra riportate sono diverse per l'importanza che ogni autore ha attribuito ai diversi fattori perturbativi connessi all'uso del Sonreb. Le differenze che ne conseguono non sono trascurabili ed in particolare si ottengono valori crescenti usando le formule da A a C. È, dunque, necessario valutare di volta in volta quale formulazione teorica sia più aderente al caso che si va ad analizzare.

Inoltre, le formule di correlazione del metodo sono applicabili per valori della velocità d'attraversamento superiori a 3100 ÷ 3200 m/sec (estremo inferiore del dominio delle curve Sonreb). Valori bassi della velocità ultrasonica (2500÷3000

m/sec), pur non indicando con certezza la resistenza del conglomerato, individuano sicuramente una $R_{ck} < 15$ MPa e perdono totalmente significato per valori compresi tra i 1000 ed i 2300 m/sec).

Per quanto riguarda i risultati sclerometrici si evidenzia che per gli edifici in c.a. con età superiore ad un anno risulta non trascurabile l'influenza della carbonatazione che, indurendo la porzione corticale, accresce l'indice di rimbalzo causando una sovrastima della resistenza. Per questo motivo i valori forniti dallo sclerometro, presi da soli, indicano un calcestruzzo di qualità superiore a quella effettiva. L'elaborazione Sonreb consente di epurare l'errore della sclerometria, ma fornisce dati comunque affetti da un errore compreso tra il -40% e il +40% della resistenza cubica, rendendo indispensabile la calibrazione delle prove non distruttive con mirate indagini distruttive.

4. PROVE DISTRUTTIVE SUL CALCESTRUZZO: IL CAROTAGGIO SECONDO LE NORME UNI 6131 ED UNI 6132

Questo tipo d'indagine si esegue prelevando una carota dall'elemento strutturale e sottoponendola a prove di laboratorio, per misurarne il valore della rottura a compressione (R_{car}). È regolata dalla UNI 6131 e dalla UNI 6132.

I campioni sono, in genere, estratti con carotatrice ad acqua a sola rotazione senza percussione, fissata direttamente sull'elemento strutturale per ridurre al minimo lo stress del prelievo e limitare il più possibile le vibrazioni. Il carotaggio deve essere passante in modo da consentire il prelievo di un campione indisturbato, salvo i casi imprevisti di interruzione delle operazioni di carotaggio dovuti, ad esempio, all'intercettazione di barre di armatura o altro (cavedi, pluviali incluse, tracce di cavi elettrici etc.). I campioni prelevati sono, quindi, trasferiti in laboratorio per essere sottoposti a prova di compressione fino a rottura. Sulle carote si possono effettuare prove di rottura a compressione, di determinazione del modulo elastico, del modulo di Poisson ed analisi chimiche.

Trattandosi di un'indagine diretta risulta indubbiamente più affidabile delle metodiche non distruttive, tuttavia, l'essere una prova distruttiva incide negativamente sulla scelta di tale tipologia d'indagine.

4.1 FATTORI PERTURBATIVI

I risultati forniti dal carotaggio non coincidono con quelli che si ottengono con verifiche eseguite sui cubi confezionati durante il getto a causa delle differenti condizioni di maturazione e dei danni prodotti dall'estrazione.

I principali fattori che possono alterare il valore della resistenza in situ sono:

| | |
|--|------------------------------------|
| Pressione agente sul conglomerato in fase di maturazione | } indipendenti dal metodo di prova |
| Stagionatura | |
| Operazioni di perforazione | } dipendenti dal metodo di prova |
| Dimensioni delle carote | |
| Armature incluse | |

Tabella 22 - Fattori che possono alterare il valore della resistenza in situ

Di seguito si analizzeranno nel dettaglio gli elementi di disturbo elencati in Tabella 22

1. Pressione agente sul conglomerato in fase di maturazione.

I valori di resistenza del calcestruzzo, ottenuti schiacciando le carote, sono influenzati dalla posizione del prelievo nell'elemento strutturale. La variazione di resistenza è funzione dell'altezza dell'elemento gettato ed è dovuta all'effetto del peso proprio durante la presa e l'indurimento, determinando una pressione sulla miscela non uniforme lungo la verticale. Tale pressione dà luogo ad una progressiva riduzione dell'aria inclusa ed alla migrazione dell'acqua d'impasto con conseguente aumento localizzato del peso specifico del materiale. Questo fenomeno implica variazioni di resistenza tanto maggiori quanto più il conglomerato è di qualità scadente. In elementi strutturali

verticali si hanno variazioni di resistenza di $-50 \div -70\%$ tra la base e la sommità.

2. Stagionatura

E' uno dei fattori che influenza maggiormente il valore della resistenza del conglomerato. La maturazione delle strutture in opera è diversa da quella a cui sono sottoposti i cubi di prova e varia, inoltre, con la temperatura ambientale e, quindi, delle stagioni.

I parametri che descrivono l'effetto "stagionatura" sono due:

- **Perdita d'umidità della superficie** - Lo strato superficiale, che può estendersi per uno spessore di circa 5 cm, perde rapidamente l'acqua d'impasto e, quindi, può essere soggetto ad una incompleta idratazione del cemento, dando luogo ad una resistenza superficiale inferiore di quella delle porzioni più interne. L'inclusione nell'elemento di prova di una porzione superficiale provoca, di solito, una riduzione del valore di rottura con cali variabili tra il 10% ed il 25%;
- **Differente maturazione tra struttura e campioni di prova** – I campioni standard sono di solito realizzati con cubi completamente casserati e sformati solo dopo 28 gg. Anche se non si può parlare di stagionatura umida non c'è dubbio che sia la stessa forma, entro cui viene gettato il calcestruzzo, a garantire una ridotta evaporazione.

3. Operazioni di perforazione

Le operazioni di perforazione possono disturbare il campione, ripercuotendosi sui valori della resistenza meccanica. La coppia torcente esercitata dal meccanismo di prelievo produce una riduzione media di resistenza del 10%. All'aumentare della coppia torcente diminuiscono le caratteristiche meccaniche delle carote estratte. Perforazioni eseguite perpendicolarmente alla

direzione del getto producono una riduzione di resistenza del 5÷8% per cls con R_{ck} 25 MPa e prossima allo 0% per cls con R_{ck} 40 MPa. Perforazioni in direzione parallela a quella di getto comportano decrementi minori.

4. Dimensioni delle carote

I valori di resistenza rilevati dipendono dal diametro (Φ), dall'altezza della carota (h) e dal diametro massimo dell'inerte (d_{max}). Mantenendo costante il rapporto h/Φ e variando il rapporto Φ/d_{max} , si rileva un'elevata correlazione tra i valori di rottura e le dimensioni degli inerti, dovuta alla loro distribuzione casuale. Infatti, in una carota di diametro maggiore è più probabile trovare almeno un inerte di grosse dimensioni. Inoltre, siccome alcuni inerti piccoli o loro frantumi possono distaccarsi dalla superficie laterale sotto l'azione della pressa, la sezione potrebbe risultare indebolita in misura tanto maggiore quanto più Φ è piccolo. In questo caso la sezione resistente non coincide con quella geometrica e, dunque, la tensione specifica di rottura è inferiore di quella effettiva. Il taglio di materiale costituito da inerti di notevoli dimensioni non produce danni, poiché le parti di pietra tagliate sono ricoperte da una maggiore quantità di malta che le lega al nucleo centrale. In questo caso, la sezione resistente coincide con quella geometrica ed il rapporto carico/area rappresenta la reale resistenza del materiale. Pertanto, le norme UNI richiedono di prelevare carote di diametro almeno pari a $3 d_{max}$ e con h pari a 2Φ . Per rapporti inferiori (microcarotaggi) si registra un'elevata dispersione dei risultati ed occorre eseguire un elevato numero di test per ottenere valori affidabili.

Mantenendo costante Φ/d_{max} e variando h/Φ , i valori della resistenza risultano inversamente proporzionali al rapporto, per la minore influenza dell'azione di contenimento esercitata dalle piastre della macchina di prova.

5. Armature incluse

Non è facile quantificare l'effetto della presenza di spezzoni d'armatura nella carota.

E' preferibile, quindi, evitare il prelievo di carote che inglobino porzioni metalliche. Al momento non è possibile ricavare una relazione di carattere generale ma si stima che la resistenza misurata su provini comprendenti armature possa essere alterata anche del 12%.

4.2 INTERPRETAZIONE DEI DATI

I fattori più importanti che concorrono nella determinazione del valore di resistenza delle carote sono:

| | |
|------------|--|
| R1: | h/Φ (snellezza) |
| R2: | Direzione di perforazione (orizzontale o verticale) |
| R3: | Parametri geometrici del campione (d_{max} , h , Φ , ecc.) |
| R4: | Posizione del prelievo rispetto all'elemento strutturale |

I fattori più importanti che determinano le variazioni dei valori di resistenza fra le carote ed i provini standard sono:

| | |
|------------|---|
| V1: | Disturbo conseguente alle operazioni di prelievo |
| V2: | Presenza di armature |
| V3: | Passaggio dalla resistenza cilindrica a quella cubica |
| V4: | Modalità di preparazione e stagionatura |
| V5: | Età del cls al momento della prova |

E' incerta l'entità con cui ciascuno dei fattori precedentemente elencati condiziona il valore della resistenza. Le formulazioni presenti in letteratura ne tengono conto mediante coefficienti correttivi che, applicati al valore R_{car} , consentono di ottenere sia il valore di resistenza del cls in situ, sia la resistenza cubica convenzionale. Per una più chiara esposizione è opportuno introdurre alcune definizioni:

- **Rapporto di snellezza della carota** ($n = h/\Phi$), variabile tra 1 e 2
- R_{car} - Resistenza della carota, valore di rottura della carota.
- R_{cil} - Resistenza cilindrica standard (snellezza $h/\Phi=2$).

Si ricava applicando coefficienti correttivi a R_{car} , epurando il valore di resistenza dalle perturbazioni dovute alle operazioni di prelievo; dipende dal rapporto di snellezza, dalla direzione di perforazione, dalla presenza di barre d'armatura.

- $R_{eff\ cub}$ - Resistenza effettiva cubica in situ.

Si ottiene moltiplicando R_{cil} per un fattore di correzione che tiene conto delle diverse dimensioni di un provino cubico rispetto ad uno cilindrico.

- $R_{cub\ conv}$ - Resistenza a 28 gg su cubi confezionati al momento del getto.

Si ricava incrementando $R_{eff.cub}$ con coefficienti correttivi che tengono conto delle perturbazioni dovute al getto, al grado di compattazione ed alle differenti condizioni di stagionatura.

Bisogna sottolineare che la $R_{cub\ conv}$ è in genere superiore alla resistenza in situ a causa della possibile segregazione durante le operazioni di getto, dell'attrito esercitato dalle pareti dei casseri, dell'azione "setaccio" dovuta a certe disposizioni di armatura, dalla modalità di stagionatura che spesso avviene senza protezione delle superfici esposte.

Inoltre il calcestruzzo gettato in opera è inevitabilmente meno compattato di quello dei provini per la determinazione della R_{ck} (compattato "a rifiuto"). Definendo grado di compattazione (g_c) il rapporto

$$g_c = d_{struttura} / d_{provino} \quad (d \text{ è la densità del cls})$$

è possibile dimostrare che:

$$R_{cil} = 0,80 * R_{cub\ conv} * [1 - 5 * (1 - g_c)]$$

e quindi:

$$\Delta R_{resistenza} = 100 * (0,8 * R_{ck} - R_{cil}) / (0,8 * R_{ck})$$

Ne risulta che un difetto di compattazione quantificabile in una minore densità del 3% rispetto a quella del provino si ripercuote in un calo del 15% della resistenza reale.

I diversi metodi disponibili in letteratura per la valutazione della resistenza caratteristica in situ attribuiscono importanza distinta a ciascuno dei fattori fin qui esposti. Ne consegue che i vari procedimenti possono o meno portare allo stesso risultato. Di seguito si riportano alcuni dei più comuni metodi di riferimento:

- **A - British Standard (BS) 1881 Part. 120**

Il metodo tiene conto solo dei fattori R1 e V3 usando il coefficiente R1 che varia tra 0,92 (per n=1) ed 1 (per n=2) ed è desumibile dalla curva fornita dalle BS 1881:

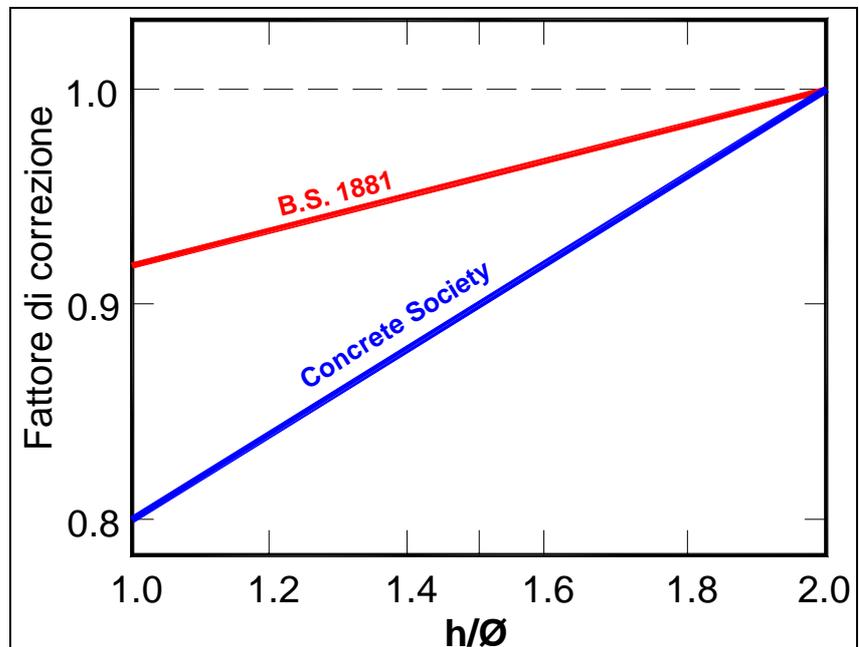


Figura 42 - curva R1/n fornita dalle BS 1881

$$R_{cil} = R_{car} * R1$$

$$R_{eff\ cub} = R_{cil} / 0.8$$

- **B - Concrete Society**

Il metodo tiene conto di tutti i fattori, tranne , V4 e V5.

$$R_{cil} = R_{car} * \left[\frac{2}{(1.5 + \frac{1}{n})} \right]$$

Se sono presenti barre di armatura, inglobate ed ortogonali all'asse del provino, la R_{cil} diviene:

$$R_{cil} = R_{car} * \left[\frac{2}{(1.5 + \frac{1}{n})} \right] * \left[1 + 1.5 * \left(\frac{\Phi}{d} * \frac{b}{h} \right) \right]$$

$$R_{eff\ cub} = R_{cil} / 0.8$$

$$R_{cub\ conv} = R_{eff\ cub} * 1.3$$

dove:

b è la distanza della barra dalla base più vicina della carota

$$d = d_{max}$$

L'incremento del 30%, espresso mediante il coefficiente moltiplicativo 1.3, è dovuto alle peggiori condizioni di preparazione e stagionatura dei getti rispetto a quelle dei provini standard.

- **C - Cestelli Guidi**

Il metodo tiene conto di tutti i fattori tranne V8.

$$R_{cil} = R_{car} * \left[\frac{2}{(1.5 + \frac{1}{n})} \right]$$

$$R_{eff\ cub} = R_{cil} * K$$

$$R_{cub\ conv} = R_{eff\ cub} * 1.5$$

dove K varia in funzione della classe di conglomerato

($1.10 \leq K \leq 1.5$ per $200 \leq R_{ck} \leq 500$)

Il confronto tra i vari metodi porta a differenze medie del 10%.

Nel *metodo Cestelli Guidi*, in funzione dei valori che si assegnano a K , si ha una differenza percentuale con la formulazione della Concrete Society variabile tra il +2% ed il +15%. Il fattore moltiplicativo per il passaggio dalla resistenza in situ alla resistenza convenzionale (1,3 nel metodo Concrete Society e 1,5 nel metodo Cestelli Guidi) implica un aumento del valore caratteristico, in considerazione delle differenti condizioni di stagionatura, della pressione agente sul conglomerato in fase di maturazione e della compattazione del conglomerato.

Nei tre diversi metodi si afferma che la resistenza del cls misurata su una carota estratta orizzontalmente è minore di quella che si può misurare su una carota estratta verticalmente dallo stesso getto.

La prova di carotaggio fornisce risultati attendibili solo se dal calcestruzzo da esaminare possono essere estratti provini non difettosi con superficie laterale liscia.

Per quanto riguarda l'influenza delle dimensioni dei campioni sui valori di resistenza, alcuni studi presenti in letteratura (Tucker) spiegano tale l'effetto per mezzo della teoria di "addizione resistenza". Secondo questa formulazione, ammesso che il rapporto h/Φ sia costante nelle prove di compressione, la resistenza del materiale è indipendente dall'area della sezione del campione su cui si eseguono i test: se si confrontano due gruppi di carote con diverso diametro si ottiene lo stesso risultato quando il numero di provini dei due gruppi è tale da eguagliare le rispettive sommatorie delle superfici in sezione. In particolare la deviazione standard della resistenza alla compressione diminuisce con l'aumentare del diametro della carota. Se i provini sono di piccolo diametro, dunque, è necessario eseguire molti controlli per mantenere la variazione interna al test uguale a quella ricavabile per carote di grande diametro.

5. MISURA DELLA PROFONDITÀ DI CARBONATAZIONE SECONDO LE NORME UNI 9944

Per effettuare tale prova, le carote, o i frammenti di calcestruzzo, devono essere spaccate secondo piani normali alla superficie di esposizione e, dopo essere state liberate dalle polveri, vanno spruzzate con una soluzione di fenolftaleina all'1% in alcol etilico. La fenolftaleina vira al rosso al contatto con materiale a $\text{pH} > 9,2$ (calcestruzzo sano) e rimane incolore per valori di pH inferiori. Nel caso in cui appaia solo una debole colorazione è opportuno ripetere il trattamento. La profondità di carbonatazione d_k va specificata con precisione al millimetro. Se il fronte di carbonatazione non è parallelo alla superficie ma rimane abbastanza regolare allora sarà registrata la media grafica o il valore massimo dello spessore ammalorato. Se, invece, il fronte di carbonatazione corre parallelo alla superficie ma in alcuni punti si rilevano dei picchi, allora nel certificato di prova deve essere riportata la d_k minima, media e massima (Figura 43).

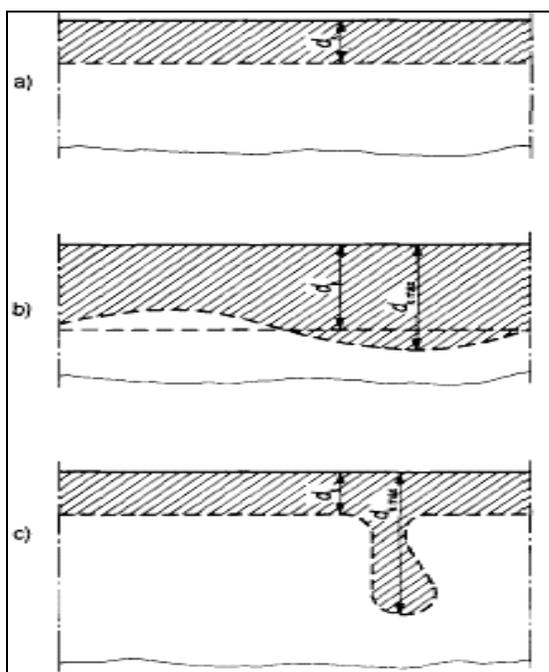


Figura 43 - casi tipo del fronte di carbonatazione

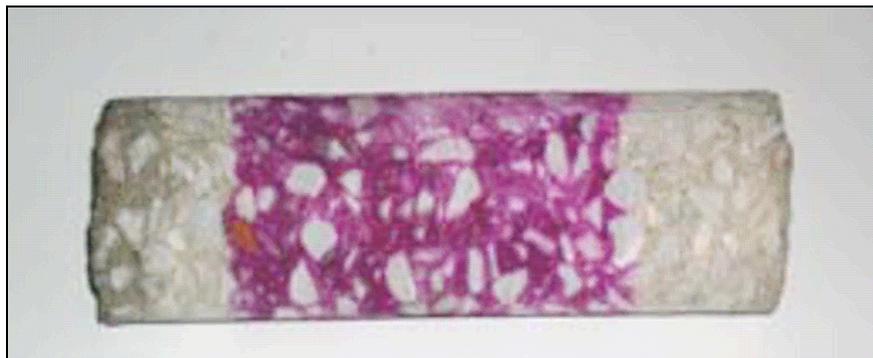


Figura 44 - Esempio di carota trattata con fenolftaleina

6. ALTRE PROVE RICORRENTI

Di seguito si presentano sinteticamente le prove più utilizzate nella determinazione della qualità del calcestruzzo.

- **Prova a compressione**

Scopo: determinazione della resistenza alla compressione offerta da provini cubici o cilindrici di calcestruzzo.

Metodica: norma UNI 6132 richiamata dalle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p.

- **Prova non distruttiva su calcestruzzo per la determinazione del modulo di elasticità secante a compressione**

Scopo: determinazione delle caratteristiche elastiche di un provino di calcestruzzo prismatico o cilindrico in un campo prefissato di sollecitazioni. Tale prova consente di controllare le eventuali variazioni delle caratteristiche elastiche di un conglomerato a diverse stagionature o sotto l'azione di particolari attacchi ambientali (gelo e disgelo aggressione chimica ecc.).

Metodica: norma UNI 6556. Il carico massimo di prova deve corrispondere a circa 1/3 di quello di rottura alla stessa stagionatura del conglomerato in esame. E', quindi, opportuno poter disporre di provini di calcestruzzo omogeneo da sottoporre a prova distruttiva di compressione.

- **Determinazione del modulo elastico dinamico**

Scopo: determinazione delle caratteristiche elastiche di un provino di calcestruzzo

Metodica: norma UNI 9524. E' eseguita mediante la propagazione di onde ultrasoniche ed è necessario conoscere la densità ed il coefficiente di Poisson del calcestruzzo in esame.

- **Prova a flessione**

Scopo: determinazione della resistenza a trazione per flessione su provini prismatici di calcestruzzo.

Metodica: norma UNI 12390-5. L'esecuzione della prova avviene mediante l'applicazione di un carico concentrato sulla mezzeria del provino (dispositivo ad una lama) oppure con due carichi uguali rispettivamente ad un terzo ed a due terzi della luce (dispositivo a due lame).

- **Trazione indiretta, comunemente detta alla " Brasiliana "**

Scopo: determinazione della resistenza alla trazione su provini cubici o cilindrici.

Metodica: norma UNI 6135. La prova si esegue sottoponendo il provino ad una forza di compressione applicata lungo due segmenti paralleli ed appartenenti alla superficie laterale dell'elemento di prova. Per i provini cubici, quindi, si realizza comprimendoli con due rulli, di diametro pari allo spigolo del cubetto, ed applicati lungo la mezzeria di due facce parallele. I provini cilindrici, invece, vengono posti con l'asse orizzontale parallelo ai piatti della pressa e compressi secondo due opposte generatrici.

- **Prelievo di campioni di calcestruzzo fresco in cantiere**

Scopo: costituzione di campioni di calcestruzzo fresco e/o indurito per poter effettuare la verifica della resistenza alla compressione, indispensabile per la

qualificazione del conglomerato.

Metodica: norma UNI EN 12350. E' raccomandabile l'impiego di casseforme a perdere in polistirolo espanso con le quali è possibile mantenere i provini nel luogo stesso dove si è eseguito il prelievo.

- **Controllo della resa volumetrica di un calcestruzzo**

Scopo: determinazione sperimentale della massa volumica del calcestruzzo fresco. Tale verifica è necessaria per correggere il mix design di un cls.

Metodica: norma UNI 12350-6.

- **Misura della consistenza di un calcestruzzo (slump-test)**

Scopo: determinazione della consistenza di un calcestruzzo. La conoscenza di tale parametro definisce la lavorabilità di un calcestruzzo.

Metodica: norma UNI 12350-2. Si esegue impiegando il cono di Abrams in cantiere. Il metodo non è applicabile quando la dimensione massima dell'aggregato sia maggiore di 50 mm.

- **Controllo dei tempi di presa di un calcestruzzo**

Scopo: determinazione dei tempi di inizio e fine presa del calcestruzzo. Consente di stabilire l'influenza sui tempi di presa di variabili estrinseche, quali temperatura ed umidità relativa, ovvero intrinseche quali il tipo ed il dosaggio di cemento, il rapporto acqua/cemento e la presenza di additivi.

Metodica: norma UNI 7123. Si esegue in cantiere oppure in laboratorio misurando la resistenza nel tempo alla penetrazione di particolari sonde metalliche.

- **Determinazione della quantità di acqua d'impasto essudata (bleeding)**

Scopo: misura dell'affioramento d'acqua sulla superficie del calcestruzzo. Tale fenomeno, se rilevante, può provocare una diminuzione dell'aderenza acciaio-calcestruzzo.

Metodica: norma UNI 7122, per conglomerati con dimensione massima degli inerti pari a 50 mm. L'acqua essudata può essere espressa sia per unità di

superficie che come percentuale dell'impasto totale.

- **Determinazione del ritiro igrometrico**

Scopo: determinazione del ritiro assiale di provini mantenuti in ambiente a temperatura ed umidità costante. Tale misura permette di stabilire, tra l'altro, l'influenza del tipo di cemento di additivi sul ritiro.

Metodica: norma UNI 6555, per conglomerati con dimensione massima degli inerti pari a 30 mm. La misura del ritiro si esprime in micron riferendosi al metro come unità di lunghezza.

- **Resistenza alla degradazione per cicli di gelo e disgelo**

Scopo: valutazione della degradazione di un calcestruzzo indurito sottoposto a cicli alternati di gelo in aria e disgelo in acqua.

Metodica: norma UNI 7087. La misura della resistenza alla degradazione viene effettuata indirettamente determinando le variazioni del modulo elastico, della lunghezza e della massa di provini di calcestruzzo sottoposti a 300 cicli di gelo/disgelo. È previsto l'arresto della prova prima di tale termine nel caso in cui si verifichi una riduzione del 60% del modulo elastico dinamico ed una perdita della massa superiore al 3%. Il numero minimo di provini necessari per l'effettuazione delle misure di controllo è pari a 3. E' necessario disporre di almeno altri 2 provini indisturbati da utilizzare per confronto e per il rilevamento termometrico. A causa del notevole numero di cicli previsti, la durata della prova risulta piuttosto lunga, dell'ordine di alcuni mesi.

- **Contenuto d'aria nel calcestruzzo fresco**

Scopo: valutazione dell'aria inclusa in un campione di cls..

Metodica: norma UNI EN 12350-7. Il conglomerato deve riempire un apposito recipiente, la cui capacità è variabile in funzione della dimensione massima degli inerti impiegati per la confezione del calcestruzzo. Si esegue misurando la riduzione di volume del provino provocata dall'incremento di pressione applicata al contenitore.

- **Composizione del calcestruzzo fresco**

Scopo: determinazione in cantiere del dosaggio dell'acqua d'impasto, del cemento, della quantità e della granulometria dell'aggregato.

Metodica: norma UNI 6393. Il prelievo del campione di calcestruzzo fresco da esaminare deve essere eseguito non oltre 30 minuti dall'impasto con acqua. La dispersione dei vari elementi che compongono il conglomerato si ottiene centrifugando il campione miscelato con una opportuna quantità di alcol denaturato. In particolare, per la determinazione del contenuto di cemento, si considera che esso sia tutto passante allo staccio 0.18 UNI 2332 e, quindi, occorre disporre degli inerti impiegati per la confezione del calcestruzzo, per poter effettuare una loro analisi granulometrica. Tale operazione consente la valutazione della percentuale di materia passante alla vagliatura attribuibile al solo aggregato ed è necessaria per la correzione del passante allo staccio 0.18. Il limite del metodo è insito nella necessità di dover disporre dei campioni delle varie classi granulometriche di aggregato impiegate, situazione difficilmente attuabile, in particolare quando si tratta di calcestruzzo preconfezionato.

CAPITOLO 8

CASI STUDIO

1. INTRODUZIONE

Discutendo di durabilità del cemento armato è necessario approfondire quale sia il comportamento dei soggetti coinvolti nella realizzazione delle nuove strutture e degli interventi di ripristino. Ciò comporta lo studio di situazioni reali, analizzando quale sia il comportamento del committente e cosa accada negli studi di progettazione e nei cantieri.

Il primo fondamentale elemento d'analisi sta proprio in chi paga i lavori: la committenza privata è sovrana nel selezionare il tecnico e la Ditta di costruzione mentre gli Enti Pubblici devono affidare incarichi ed opere principalmente in base all'offerta economica più vantaggiosa, oltre al possesso degli indispensabili requisiti organizzativi. Gli appalti pubblici, dunque, offrono una casistica più ampia delle problematiche e per questo motivo non sono stati presi in considerazione i lavori eseguiti dalla committenza privata.

I casi studio di seguito esposti sono legati da un unico filo conduttore:

- In che condizioni sono gli edifici costruiti in passato?
- Come si comportano oggi progettisti ed imprese rispetto alle difettosità note del cemento armato?
- Sono in grado di riconoscere le varie cause di degrado?
- Le tecniche di recupero sono correttamente applicate?

2. INDAGINI SPERIMENTALI SULLE STRUTTURE DELL’I.T.I.S. “AVOGADRO” - ABBADIA SAN SALVATORE (SIENA)

In seguito agli eventi sismici del 1995 nei comuni della Lunigiana e della Garfagnana, la Regione Toscana ha avviato una campagna d’indagini diagnostiche, denominata VSCA (Vulnerabilità Sismica degli edifici in Cemento Armato), a supporto della progettazione di interventi per l’adeguamento ed il miglioramento sismico degli edifici pubblici. Scopo principale delle indagini compiute dalla Regione Toscana sul proprio territorio è lo sviluppo delle conoscenze di base sulla qualità dei materiali costituenti gli organismi edilizi. I risultati di tali indagini hanno evidenziato, nella maggior parte dei casi e soprattutto in edifici costruiti prima dell’entrata in vigore della L.64/74, un elevato stato di degrado dei conglomerati dovuto principalmente ai seguenti fattori:

- scarso controllo sui materiali in fase di costruzione;
- errori progettuali;
- mancata corrispondenza tra gli elaborati di progetto e lo stato di fatto;
- mancanza di manutenzione.

La diffusa presenza di edifici con calcestruzzo in condizioni non ottimali, riscontrata anche fra strutture meno datate, contribuisce a ritenere poco affidabili, in termini di sicurezza e di esposizione al rischio sismico, parte delle strutture in c.a. presenti sul

territorio nazionale. Più critica è la situazione per gli edifici costruiti in zone classificate sismiche solo di recente.

L'attività d'indagine prevede prove sperimentali in situ, con il metodo Sonreb, ed in laboratorio con il prelievo di campioni di cls da sottoporre a compressione. Alla definizione della resistenza del calcestruzzo si perviene valutando i risultati ottenuti da una campagna di prove distruttive e non distruttive. In alcuni casi le caratteristiche strutturali, emerse nel corso dei sopralluoghi e delle prove, sono risultate discordanti rispetto a quelle previste nei progetti.

2.1 GLI EDIFICI

L'istituto scolastico in esame è stato costruito negli anni '70 ed è composto da 4 blocchi edilizi per un totale di circa 10 000 mq:

- blocco A – 2 piani fuori terra di uffici, laboratori ed aule;
- blocco B – 1 piano interrato e 2 fuori terra di laboratori ed aule;
- blocco C – 1 piano interrato e 2 fuori terra di laboratori ed aule;
- blocco D – impianto sportivo ubicato al piano terra.

| EDIFICIO | PIANO | sclerometriche | ultrasoniche | pacometriche | U+P+C+MC |
|----------|---------------|----------------|--------------|--------------|-----------|
| A | Terra | 528 | 69 | 11 | 3 |
| A | Primo | 480 | 60 | 10 | 2 |
| A | TOTALE | 1008 | 129 | 22 | 5 |
| B | Seminterrato | 240 | 30 | 5 | 2 |
| B | Terra | 240 | 30 | 5 | 2 |
| B | Primo | 192 | 24 | 4 | 2 |
| B | TOTALE | 672 | 84 | 14 | 6 |
| C | Seminterrato | 48 | 6 | 1 | 1 |
| C | Terra | 96 | 12 | 2 | 1 |
| C | Primo | 48 | 12 | 2 | 1 |
| C | TOTALE | 192 | 30 | 5 | 3 |
| D | Terra | 288 | 37 | 1 | 3 |
| A+B+C+D | TOTALE | 2160 | 280 | 42 | 17 |

Tabella 23 – Sinottico delle indagini eseguite nell'Istituto Avogadro

Dove: U = indagini ultrasoniche;

P = indagini pacometriche;

C = schiacciamento di carote estratte in situ;

MC = misure di carbonatazione su carote estratte in situ.

2.2 ATTUAZIONE DEL PIANO VS CA

Poiché per motivi economici e di tempo non era possibile estendere la campagna di prove su tutti gli elementi strutturali dell'edificio indagato è stato necessario prevedere le indagini su porzioni rappresentative della qualità, della resistenza e del degrado di tutto il fabbricato. In tale fase è stato necessario mediare tra diverse esigenze:

- non arrecare troppi danni alle strutture;
- contenere i costi;
- limitare i margini di incertezza dei dati di prova operando con metodi diversi, accoppiabili tra loro, ed effettuando alcuni test di taratura.

Ciò si è tradotto nell'opportunità, principalmente economica, di:

- ridurre le prove distruttive, limitando le operazioni di ripristino (Figura 45);
- ridurre il numero di prove non distruttive, evitando l'indagine sugli elementi difficilmente accessibili;
- privilegiare le verifiche sui pilastri rispetto alle travi, considerando che negli edifici esistenti si identificano con maggiore probabilità i meccanismi di collasso di piano (modello trave forte – colonna debole);
- indagare le travi solo con metodi indiretti;

- eseguire almeno una prova diretta per ogni piano ed almeno una prova indiretta per ogni maglia di telaio, verificando con uniformità, ad ogni impalcato, la qualità strutturale di tutti i telai esistenti;
- ripetere alcune analisi per ridurre gli errori in fase di rilevazione.



Figura 45 - Pilastro a carotaggio avvenuto . Si noti lo scasso sul tramezzo eseguito per consentire il passaggio dei cavi dei trasduttori.

La programmazione delle indagini sull'Istituto Avogadro si è svolta secondo le seguenti fasi:

- reperimento degli elaborati progettuali originali presso le Amministrazioni Locali competenti: tavole strutturali (di primaria importanza), disegni architettonici, relazioni di calcolo, documenti di cantiere (libretti delle misure e certificati di

collaudo), notizie storiche sul progetto (normative vigenti all'epoca) e sulla costruzione (impresa costruttrice, varianti in corso d'opera).

- esecuzione di un rilievo del fabbricato finalizzato alla verifica delle trasformazioni edilizie avvenute, delle dimensioni degli elementi strutturali, della sezione e posizione delle armature mediante pacometria;
- esecuzione di saggi per stabilire la tipologia dei solai e dei tamponamenti;
- analisi dello stato di degrado delle strutture. Stima della qualità del calcestruzzo da esame visivo abbinato alla rottura del copriferro;
- rilievo di eventuali quadri fessurativi;
- individuazione preliminare degli elementi strutturali indagabili valutandone l'accessibilità (travi emergenti, pilastri con lati opposti liberi) ed il confinamento (garantito da pareti di tamponamento);
- Verifica delle sollecitazioni dei pilastri da sottoporre al prelievo di campioni di calcestruzzo. Dalle operazioni di carotaggio sono esclusi gli elementi soggetti a tensioni elevate;
- Stesura del programma delle indagini, formato da una descrizione storica e strutturale dell'edificio, da tabelle e piante con l'indicazione degli elementi da indagare (Figura 46) e da una relazione tecnica con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico considerate;
- Rimozione dell'intonaco o altri rivestimenti, con scalpello e martello, fino allo strato superficiale di calcestruzzo, per l'intera larghezza dei pilastri da verificare, per un'altezza totale di 60 cm (almeno 80 cm nei pilastri da carotare) e per le due facce opposte dell'elemento strutturale;
- Raschiatura della superficie del cls con mola a mano fino a portarla in condizioni di lisciatura omogenea, escludendo l'impiego di mezzi meccanici che potrebbero intaccare lo strato superficiale del calcestruzzo;
- Rilevazione della disposizione delle armature con pacometro;
- Controllo in corso d'opera dell'attività eseguite dal laboratorio autorizzato.

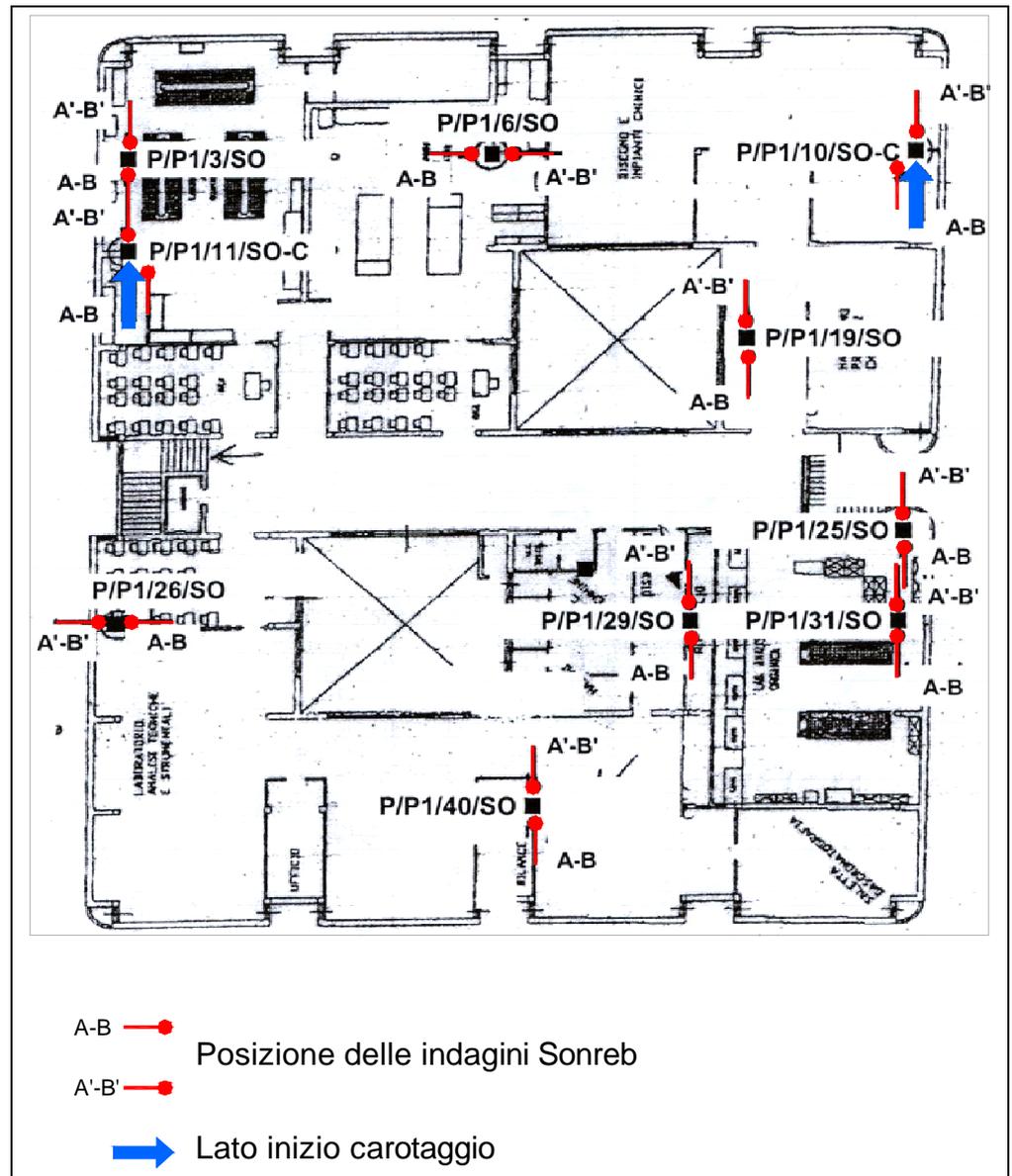


Figura 46 - Individuazione planimetrica delle indagini – blocco B, I piano

Le indagini si sono focalizzate di più sui pilastri e meno sulle travi. Di seguito si riportano le principali considerazioni della Regione Toscana sui due elementi.

- Elemento pilastro:

è stato necessario scegliere le zone soggette a modeste sollecitazioni, tenendo presente che alle estremità del pilastro, caratterizzate da stati tensionali più elevati, la diminuzione di sezione resistente derivante dal prelievo avrebbe potuto comportare problemi in presenza di un calcestruzzo di qualità scadente. Non sono state, quindi, prese in considerazione le zone limitrofe al piede o alla testa del pilastro. Sono state privilegiate le fasce mediane delle colonne, dove il momento dovrebbe essere pressoché nullo ed il calcestruzzo abbastanza omogeneo. In ogni caso i fori praticati dal prelievo sono stati tempestivamente riempiti e sigillati con malta espansiva (Figura 47);



Figura 47 - Chiusura del foro praticato dalla carotatrice

- **Elemento trave:**

essa in genere non si hanno fenomeni di segregazione dei componenti del cls e, quindi, per comodità operative, sono stati pianificati carotaggi in prossimità dell'asse neutro a circa 1/5 della luce delle travi emergenti.

Essendo stati individuati ferri piegati nel corpo delle travi, i tecnici regionali hanno preferito non effettuare prove distruttive su questi elementi.

2.3 SCHEDATURA DELLE PROVE

Il Servizio Sismico Regionale della Toscana ha predisposto una scheda “Prove Qualità Calcestruzzo” che i tecnici incaricati hanno compilato per ogni elemento strutturale analizzato. La compilazione della scheda tipo ha consentito di raccogliere informazioni in modo omogeneo, indipendentemente dalle tipologie edilizie e dalle scelte del rilevatore, permettendo un successivo confronto dei dati raccolti.

La scheda è divisa in tre parti:

- la prima serve a raccogliere le informazioni di carattere generale quali l'ubicazione planimetrica e la dimensione dell'elemento indagato, la sezione e la disposizione delle armature, lo spessore del copriferro e la qualità del calcestruzzo da esame visivo;
- la seconda serve per il rilevamento dei dati di prova;
- la terza contiene le istruzioni per la compilazione.

Per l'interpretazione dei dati, non esistendo nessuna normativa di riferimento che indichi un protocollo nazionale, i tecnici della Regione Toscana hanno fatto ricorso a formulazioni presenti in letteratura. Di seguito si riporta la scheda tipo con le allegare istruzioni per la compilazione.

Data e luogo della prova:
 Operatori : _____
 Condizioni di prova : presenza di umidità SI NO ; temperatura °C °C

Strumenti adoperati per rimozione intonaco:
 Spessore intonaco rimosso: cm _____

ELEMENTO STRUTTURALE

PIANO _____ N° _____ Foto n° _____ Codice Elemento: _____

PILASTRO N° _____ **TRAVE** N° _____ N° _____

interno
 esterno

di bordo
 interna

ARMATURE:

| N° | Ø FERRI |
|----|---------|
| | |
| | |
| | |
| | |

STAFFE Ø _____
 PASSO cm _____
 COPRIFERRO MM _____

VERIFICA CHIUSURA STAFFE
 SI NO

PASSO STAFFE NODO A cm _____
 PASSO STAFFE NODO B cm _____

Foto n° : _____

Foto n° : _____

SEZIONE:

PROSPETTO:

| Posizione dell'elemento e condizioni dello strato superficiale di c.l.s. | Qualità (da esame visivo) del cls | Tipologia di inerti |
|--|---|--|
| <input type="checkbox"/> esterno con intonaco | <input type="checkbox"/> cls friabile alla molatura | <input type="checkbox"/> affioranti |
| <input type="checkbox"/> esterno senza intonaco | <input type="checkbox"/> cls resistente alla molatura | <input type="checkbox"/> non affioranti |
| <input type="checkbox"/> interno con intonaco | <input type="checkbox"/> presenza rilevante di asperità | <input type="checkbox"/> ciottoli di fiume |
| <input type="checkbox"/> interno senza intonaco | <input type="checkbox"/> presenza modesta di asperità | <input type="checkbox"/> inerte di cava |
| <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> nessuna anomalia presente | <input type="checkbox"/> dimensione max cm _____ |

Figura 48 - Pagina 1 della scheda tipo

| DATI DI LETTURA METODO SONREB (SCLEROMETRO + ULTRASUONI) | | | | | | | | | | | SCHEDA N° |
|--|-----------|---|--------------------------------|-------------------------|---|------------------------------|---|--------------------------|----|----------|-----------|
| ZONA DI INDAGINE | A | | LATO DELL'ELEMENTO STRUTTURALE | | | | | | | 1 | |
| VALORI INDICI DI RIMBALZO PROVA SCLEROMETRICA | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| | | | | | | | | | | | |
| Indici di rimbalzo scartati | | | | Scarto quadratico medio | | | | Indice di rimbalzo medio | | | |
| MAX | | | MIN | | | | | | | | |
| ZONA DI INDAGINE | A' | | LATO DELL'ELEMENTO STRUTTURALE | | | | | | | 2 | |
| VALORI INDICI DI RIMBALZO PROVA SCLEROMETRICA | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| | | | | | | | | | | | |
| Indici di rimbalzo scartati | | | | Scarto quadratico Medio | | | | Indice di rimbalzo medio | | | |
| MAX | | | MIN | | | | | | | | |
| TEMPO ULTRASUONI [μ SEC] | | | | | | DISTANZA TRA LE SONDE [CM] : | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | Velocità Media | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Note sulla lettura degli ultrasuoni | | | | | | | | | | | |
| ZONA DI INDAGINE | B | | LATO DELL'ELEMENTO STRUTTURALE | | | | | | | 1 | |
| VALORI INDICI DI RIMBALZO PROVA SCLEROMETRICA | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| | | | | | | | | | | | |
| Indici di rimbalzo scartati | | | | Scarto quadratico Medio | | | | Indice di rimbalzo medio | | | |
| MAX | | | MIN | | | | | | | | |
| TEMPO ULTRASUONI [μSEC] | | | | | | DISTANZA TRA LE SONDE [CM] : | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | Velocità Media | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Note sulla lettura degli ultrasuoni | | | | | | | | | | | |
| TIPO SCLEROMETRO: | | | | | | TIPO ULTRASUONE: | | | | | |

Figura 49 - Pagina 2 della scheda tipo

ISTRUZIONI PER LA COMPILAZIONE DELLA SCHEDA

- **Numerazione scheda:** numero progressivo determinato dalla squadra dei tecnici rilevatori. La numerazione procederà dal piano più basso a quello più alto.

- **Data di effettuazione della prova.**

- **Nome dell'operatore e indicazione dello strumento adoperato per effettuare la prova (tipo e marca):** La battuta sclerometrica e la lettura della velocità ultrasonica vengono eseguite su una superficie resa omogenea e uniforme dall'uso di molatura manuale. Lo sclerometro verrà disposto con un angolo pari a 0° rispetto all'orizzontale. L'angolazione con la quale si effettua la prova è determinante; infatti, angolazioni diverse danno valori diversi, quindi, è necessario mantenere la stessa angolazione per tutta la serie di battute, onde evitare disomogeneità dei dati. Lo strumento è appoggiato alla superficie da provare con l'asta di percussione in posizione di massima estensione; l'asta di percussione viene pressata contro la superficie da provare. Al momento in cui si raggiunge il fine corsa dell'asta, dentro il fusto dello sclerometro si ha il colpo di martello della massa battente; si ha l'indicazione su scala graduata del ritorno del martello in percento dello spostamento iniziale prima dell'urto. Al fine di ottenere buoni risultati, è necessario effettuare la battuta con cura, assicurandosi di mantenere per le dodici battute la posizione corretta ed evitare la sovrapposizione delle battute nello stesso punto e di colpire gli inerti o le zone in prossimità delle armature. La lettura della velocità degli ultrasuoni all'interno dell'elemento strutturale verrà effettuata dopo aver misurato la distanza netta che le onde acustiche percorreranno nel mezzo; tale spessore andrà impostato sullo strumento. Si spalmerà della vaselina sulle zone dove andranno poste le sonde per migliorare la superficie di contatto e limitare al minimo le discontinuità presenti. Si ricorda che queste ultime disturbano in modo determinante la lettura dei dati. Si posizioneranno in modo stabile (per il tempo delle letture) le due sonde sulle facce opposte dell'elemento e si registreranno le letture delle velocità leggibili sul display dello strumento.

- **Ulteriori indagini effettuate:** Se sullo stesso elemento sono state effettuate in precedenza altre prove di qualità, indicare il tipo di prova e il numero di scheda relativo.

- **Strumento adoperato per rimozione intonaco:** indicazione del tipo di attrezzo (manuale o meccanico) utilizzato per rimuovere lo strato di intonaco o altro materiale posto a ricoprire l'elemento strutturale e per la molatura della superficie del cls fino a riportarla in condizioni di lisciatura omogenea.

DATI DELL'ELEMENTO STRUTTURALE

- **Piano al quale viene effettuata la prova:** dati relativi al piano dove si trova l'elemento.

- **Foto:** fotografie scattate all'elemento e indicate sulla planimetria dei punti di presa fotografici. Il numero riportato sarà riferito all'allegata scheda di documentazione fotografica.

- **Codice elemento:** indicazione della codifica dell'elemento.

Elemento strutturale: P = Pilastro, T=Trave.

Piano cui si effettua la prova: SI = Seminterrato, T = Terra, I = Primo, ..., ST = Sottotetto

Numero di pilastro o trave: come da elaborato strutturale

Metodo di prova: C = Carotaggio SO = Sonreb

ES.: P/1/23/SO = Pilastro (P); Piano primo (I); Numero dell'elemento da planimetria strutturale (23); Tipo di prova effettuata: Sonreb (SO).

- **Dati sull'elemento strutturale (PILASTRO):** indicazione del numero dell'elemento in esame con la stessa numerazione riportata sulla planimetria strutturale; sarà specificata la posizione dell'elemento in pianta (interno, esterno o esterno d'angolo); dopo aver rilevato l'armatura del pilastro tramite pacometro; le altezze da terra del baricentro di ognuna delle zone d'indagine di cui sopra.

- **Foto:** particolari della zona indagata da eseguire dopo la prova. Il numero riportato sarà riferito all'allegata scheda di documentazione fotografica.

- **Dati sull'elemento strutturale (TRAVE):** indicazione del numero dell'elemento in esame con la stessa numerazione riportata sulla planimetria strutturale; sarà specificata: la posizione dell'elemento in pianta (di bordo, interno); le dimensioni dell'elemento strutturale; le dimensioni delle zone di indagine individuate sul lato A dopo aver rilevato l'armatura del pilastro tramite pacometro; distanze dagli appoggi di ognuna delle zone d'indagine (di norma a 1/4 o 1/5 della luce della trave).

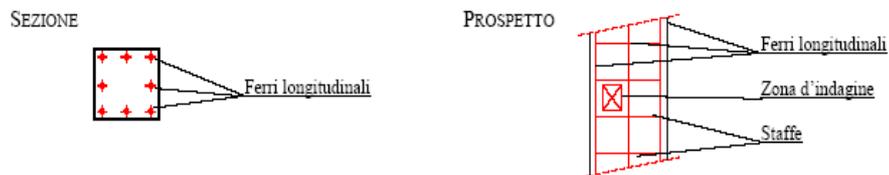
- **Foto:** particolari della zona indagata da eseguire dopo la prova. Il numero riportato sarà riferito all'allegata scheda di documentazione fotografica.

- **Zona di indagine:** sono indicate schematicamente due zone di indagini, per il lato 1 e due per il lato 2 dell'elemento strutturale (Pilastro o Trave). Le letture degli ultrasuoni vanno effettuate, per trasmissione diretta in almeno due zone che possono essere disposte orizzontalmente o verticalmente, come indicato graficamente nella scheda.

SEZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE E ARMATURE

- **Sezione:** dimensioni dell'elemento strutturale in esame – in pianta per i pilastri e in sezione per le travi – ed eventuali schemi.

- **Armature:** in seguito al rilevamento dell'armatura dell'elemento strutturale tramite strumento idoneo, e all'indicazione sullo stesso tramite gessetti colorati o altro dei ferri longitudinali e delle staffe, è possibile determinare il passo delle staffe e il copriferro; il diametro dei ferri laddove lo strumento ne permetta la misurazione; la posizione dei ferri in pianta in riferimento allo strutturale. Laddove è possibile, verificare il rilevamento dei ferri ottenuto con lo strumento con i dati del progetto o con limitati saggi distruttivi. Da eseguire una foto del particolare



- **Condizioni di prova, dello strato superficiale di cls e dell'inerte:** Si ricorda che l'uso del solo metodo sclerometrico comporta delle percentuali di incertezza, rispetto ai valori reali di resistenza del cls, pari circa al $\pm 30\%$. Il metodo, infatti, fornisce una misura della durezza superficiale del cls attraverso un indice di rimbalzo, quindi i dati forniti sono fortemente influenzati dallo stato di carbonatazione dello strato superficiale di cls, dovuto alla presenza di umidità, dal grado di invecchiamento della struttura, dalla presenza di lesioni, da inerti affioranti subito al di sotto dello strato di lattime cementizio e dalla loro tipologia. E' quindi di fondamentale importanza rimuovere lo strato superficiale di cls.

VALORI INDICI DI RIMBALZO

Le istruzioni seguenti valgono per le quattro zone di indagine e per entrambi i lati dell'elemento strutturale su cui vanno effettuate le battute sclerometriche e le letture delle velocità degli ultrasuoni.

- **Numero battute:** nella tabella devono essere inseriti i valori ottenuti dalle dodici battute sclerometriche

- **Indici di rimbalzo scartati:** nelle due caselle saranno inseriti rispettivamente il valore più alto ottenuto con le battiture sclerometriche, ed il valore più basso che saranno scartati dalla serie delle dodici battute

- **Indice di rimbalzo medio:** nella casella sarà indicato il valore medio ottenuto dalle dieci battute, avendo precedentemente scartato la più alta e la più bassa rilevate.

- **Scarto quadratico medio:** nella casella sarà indicato il valore ottenuto dalla formula dello scarto quadratico medio s_n per poter verificare di quanto gli $n=10$ valori degli indici di rimbalzo (g_i) si discostano dal valore medio g_{mn}

$$s_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (g_i - g_{mn})^2}{n-1}}$$

VALORI VELOCITA' ULTRASUONI

- **Numero Letture:** nella tabella devono essere inseriti i valori ottenuti dalle letture effettuate

- **Distanza tra le sonde:** la misura può essere indicata in cm, in caso contrario deve essere specificata l'UM usata.

- **Velocità media:** nel certificato sarà indicato il valore medio ottenuto dalle letture in m/s.

TIPO CAROTATRICE

- **Strumento adoperato per effettuare il prelievo:** la carotatrice dovrà essere del tipo ad acqua solo a rotazione, senza percussione (Figura 50 e Figura 51), il diametro della carota sarà deciso d'intesa tra l'impresa e i tecnici del Laboratorio in base alla disposizione dei ferri rilevata mediante pacometro e in base al criterio generale

che il diametro del provino estratto deve essere maggiore di tre volte la dimensione massima dell'inerte. In generale, le operazioni di carotaggio andranno concordate congiuntamente dai tecnici del Laboratorio e dell'impresa. Saranno inseriti, quindi, i dati relativi al diametro lordo e netto della corona diamantata, il numero di giri al minuto e il tempo impiegato per l'operazione di carotaggio.

- **Tipo di prelievo:** la direzione di perforazione può produrre danni. Una perforazione perpendicolare alla direzione del getto produce una diminuzione di resistenza variabile tra il 5% e l'8% per conglomerato avente $R_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$; è praticamente nulla per $R_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$. Una perforazione in direzione parallela a quella di getto comporta riduzioni minori. Inoltre è necessario specificare se la carota è passante o non passante. Le carote non si devono fratturare durante il prelievo, il trasporto in laboratorio, fino al trattamento ai fini della prova. Dopo l'estrazione la carota, con le dovute cautele, sarà protetta e conservata fino alla consegna ai tecnici del Laboratorio. Sarà indicata anche la lunghezza della carota.

- **Condizioni e qualità del provino di c.l.s. all'estrazione e tipologia degli inerti:** la presenza di spezzoni di armatura nel provino contribuisce a diminuire la resistenza misurata sulla carota, in misura non ben quantizzabile; è pertanto da evitare il prelievo di carote che inglobino spezzoni di armatura. Quando si taglia il materiale di inerte piccolo si formano inevitabilmente elementi ancora più piccoli lungo il contorno della sezione che vengono espulsi a fronte di una sollecitazione di compressione della carota. Di conseguenza, la sezione resistente viene privata del materiale espulso e quindi la tensione specifica di rottura si riduce. Quando il materiale ha inerti di grossa pezzatura non si producono danni poiché le parti in pietra tagliate sono ancora ben legate al nucleo centrale con notevole quantità di malta e non si distaccano al momento della compressione. Resta così invariata la sezione del provino.



Figura 50 - Carotaggio eseguito con macchina a rotazione tipo DD160 E Hilti

2.4 I RISULTATI

I dati forniti dalle prove di laboratorio sono stati interpretati con le formulazioni presenti in letteratura ed esposte nel capitolo 7. Di seguito si riportano i dati forniti dal laboratorio sugli elementi sottoposti a prove distruttive.

| Sigla prova | Indice rimbalzo A | Indice rimbalzo A' | Indice rimbalzo B | Indice rimbalzo B' | Indice rimbalzo A-A' - media | Indice rimbalzo B-B' - media | Carbonatazione [mm] |
|---------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------|
| P/PT/48/SO-C | 47.6 | 48.3 | 47.0 | 49.6 | 47.95 | 48.3 | 27 |
| P/PT/47/SO-C | 49.8 | 48.0 | 51.0 | 51.0 | 48.90 | 51 | 29 |
| P/PT/46/SO-C | 53.8 | 54.9 | 56.0 | 55.0 | 54.35 | 55.5 | 19 |
| P/P1/10/SO-C | 47.0 | 47.8 | 48.2 | 46.1 | 47.40 | 47.15 | 24 |
| P/P1/11/SO-C | 49.2 | 49.7 | 51.3 | 50.0 | 49.45 | 50.65 | 35 |
| P/ST/75/SO-C | 49.2 | 48.6 | 49.2 | 48.7 | 48.90 | 48.95 | 39 |
| P/ST/69/SO-C | 45.3 | 46.2 | 45.7 | 47.6 | 45.75 | 46.65 | 38 |
| P/PT/77/SO-C | 53.4 | 52.2 | 54.1 | 53.8 | 52.80 | 53.95 | 3 |
| P/PT/70/SO-C | 44.3 | 46.1 | 46.1 | 46.0 | 45.20 | 46.05 | 46 |
| P/P1/67/SO-C | 50.5 | 48.7 | 50.3 | 47.8 | 49.60 | 49.05 | 19 |
| P/P1/61/SO-C | 48.0 | 47.7 | 48.0 | 47.8 | 47.85 | 47.9 | 44 |
| P/ST/72/SO-C | 55.4 | 51.2 | 56.4 | 50.7 | 53.30 | 53.55 | 32 |
| P/PT/80/SO-C | 50.1 | 50.6 | 50.3 | 49.2 | 50.35 | 49.75 | 24 |
| P/P1/55/SO-C | 53.0 | 53.7 | 50.4 | 49.2 | 53.35 | 49.8 | 25 |
| P/PT/100/SO-C | 50.8 | 50.4 | 50.5 | 49.0 | 50.60 | 49.75 | 33 |
| P/PT/94/SO-C | 50.3 | 45.2 | 49.8 | 46.0 | 47.75 | 47.9 | 33 |
| P/PT/90/SO-C | 51.5 | 50.4 | 52.7 | 56.0 | 50.95 | 54.35 | 14 |

Tabella 24 - Risultati delle prove sclerometriche

| Sigla prova | Spessore elemento [cm] | Tempi ultrasuoni A-A' [μ s] | | | Deviazione standard A-A' | Tempo medio A-A' | Vmedia A-A' [m/s] |
|---------------|------------------------|----------------------------------|-------|-------|--------------------------|------------------|-------------------|
| | | | | | | | |
| P/PT/48/SO-C | 24.5 | 65.3 | 66.0 | 66.2 | 0.5 | 65.8 | 3721.5 |
| P/PT/47/SO-C | 30.0 | 75.8 | 80.0 | 80.8 | 2.7 | 78.9 | 3803.9 |
| P/PT/46/SO-C | 29.0 | 77.6 | 78.4 | 78.4 | 0.5 | 78.1 | 3711.6 |
| P/P1/10/SO-C | 30.0 | 92.8 | 93.6 | 93.6 | 0.5 | 93.3 | 3214.3 |
| P/P1/11/SO-C | 30.0 | 86.4 | 85.6 | 86.4 | 0.5 | 86.1 | 3483.0 |
| P/ST/75/SO-C | 30.0 | 84.2 | 84.4 | 84.1 | 0.2 | 84.2 | 3561.5 |
| P/ST/69/SO-C | 29.5 | 93.6 | 93.2 | 93.4 | 0.2 | 93.4 | 3158.5 |
| P/PT/77/SO-C | 30.0 | 84.2 | 84.2 | 84.6 | 0.2 | 84.3 | 3557.3 |
| P/PT/70/SO-C | 30.0 | 98.4 | 98.0 | 98.0 | 0.2 | 98.1 | 3057.1 |
| P/P1/67/SO-C | 30.0 | 82.0 | 82.0 | 82.3 | 0.2 | 82.1 | 3654.1 |
| P/P1/61/SO-C | 29.0 | 84.2 | 84.2 | 84.6 | 0.2 | 84.3 | 3438.7 |
| P/ST/72/SO-C | 30.0 | 88.8 | 88.6 | 88.4 | 0.2 | 88.6 | 3386.0 |
| P/PT/80/SO-C | 30.0 | 82.2 | 82.2 | 82.7 | 0.3 | 82.4 | 3642.3 |
| P/P1/55/SO-C | 28.5 | 82.3 | 82.0 | 82.0 | 0.2 | 82.1 | 3471.4 |
| P/PT/100/SO-C | 30.0 | 93.6 | 93.2 | 93.3 | 0.2 | 93.4 | 3213.1 |
| P/PT/94/SO-C | 29.5 | 103.2 | 103.2 | 101.1 | 1.2 | 102.5 | 2878.0 |
| P/PT/90/SO-C | 30.0 | 77.6 | 77.6 | 78.2 | 0.3 | 77.8 | 3856.0 |

Tabella 25 – Risultati delle prove ultrasoniche sulla zona A-A' di indagine

| Sigla prova | Spessore elemento [cm] | Tempi ultrasuoni B-B' [μ s] | | | Deviazione standard B-B' | Tempo medio B-B' | Vmedia B-B' [m/s] |
|---------------|------------------------|----------------------------------|------|------|--------------------------|------------------|-------------------|
| | | | | | | | |
| P/PT/48/SO-C | 24.5 | 69.2 | 69.4 | 69.2 | 0.1 | 69.3 | 3537.1 |
| P/PT/47/SO-C | 30.0 | 80.0 | 80.0 | 80.0 | 0.0 | 80.0 | 3750.0 |
| P/PT/46/SO-C | 29.0 | 77.8 | 78.4 | 77.6 | 0.4 | 77.9 | 3721.1 |
| P/P1/10/SO-C | 30.0 | 93.6 | 94.4 | 94.4 | 0.5 | 94.1 | 3187.0 |
| P/P1/11/SO-C | 30.0 | 84.8 | 84.8 | 85.6 | 0.5 | 85.1 | 3526.6 |
| P/ST/75/SO-C | 30.0 | 84.0 | 84.0 | 84.5 | 0.3 | 84.2 | 3564.4 |
| P/ST/69/SO-C | 29.5 | 92.8 | 92.1 | 92.4 | 0.4 | 92.4 | 3191.5 |
| P/PT/77/SO-C | 30.0 | 86.3 | 86.0 | 86.1 | 0.2 | 86.1 | 3483.0 |
| P/PT/70/SO-C | 30.0 | 96.8 | 96.0 | 96.2 | 0.4 | 96.3 | 3114.2 |
| P/P1/67/SO-C | 30.0 | 82.4 | 82.0 | 82.1 | 0.2 | 82.2 | 3651.1 |
| P/P1/61/SO-C | 29.0 | 82.1 | 82.2 | 82.6 | 0.3 | 82.3 | 3523.7 |
| P/ST/72/SO-C | 30.0 | 87.2 | 87.2 | 87.2 | 0.0 | 87.2 | 3440.4 |
| P/PT/80/SO-C | 30.0 | 83.2 | 82.9 | 83.1 | 0.2 | 83.1 | 3611.6 |
| P/P1/55/SO-C | 28.5 | 80.4 | 80.0 | 80.2 | 0.2 | 80.2 | 3553.6 |
| P/PT/100/SO-C | 30.0 | 93.2 | 92.9 | 93.2 | 0.2 | 93.1 | 3222.3 |
| P/PT/94/SO-C | 29.5 | 91.2 | 92.0 | 92.0 | 0.5 | 91.7 | 3215.8 |
| P/PT/90/SO-C | 30.0 | 78.2 | 77.0 | 77.6 | 0.6 | 77.6 | 3866.0 |

Tabella 26 - Risultati delle prove ultrasoniche sulla zona A-A' di indagine

| Sigla prova | Φ carota [cm] | Peso [g] | h carota prima della cappatura [cm] | h carota dopo cappatura [cm] | Dim. media inerte [cm] | Dim. max inerte [cm] | Tipo inerte |
|---------------|--------------------|----------|-------------------------------------|------------------------------|------------------------|----------------------|--------------------|
| P/PT/48/SO-C | 9.51 | 3271 | 20.20 | 20.58 | 3.00 | 3.26 | Di fiume e di cava |
| P/PT/47/SO-C | 9.51 | 3190 | 20.18 | 20.46 | 2.22 | 3.21 | Di fiume e di cava |
| P/PT/46/SO-C | 9.51 | 3269 | 20.19 | 20.59 | 2.31 | 2.95 | Di fiume |
| P/P1/10/SO-C | 9.51 | 3189 | 20.27 | 20.64 | 2.50 | 4.37 | Di fiume e di cava |
| P/P1/11/SO-C | 9.51 | 3155 | 20.17 | 20.64 | 2.48 | 3.52 | Di fiume |
| P/ST/75/SO-C | 9.51 | 3150 | 20.21 | 20.63 | 2.74 | 4.56 | Di fiume e di cava |
| P/ST/69/SO-C | 9.51 | 3136 | 20.24 | 20.50 | 2.38 | 2.72 | Di fiume e di cava |
| P/PT/77/SO-C | 9.51 | 3264 | 20.36 | 20.64 | 2.20 | 3.32 | Di fiume |
| P/PT/70/SO-C | 9.51 | 3072 | 20.21 | 20.71 | 2.70 | 3.00 | Di fiume e di cava |
| P/P1/67/SO-C | 9.51 | 3240 | 20.12 | 20.54 | 1.89 | 2.94 | Di fiume |
| P/P1/61/SO-C | 9.51 | 3151 | 20.19 | 20.49 | 2.46 | 3.75 | Di fiume |
| P/ST/72/SO-C | 9.51 | 3107 | 19.90 | 20.29 | 2.16 | 4.03 | Di fiume e di cava |
| P/PT/80/SO-C | 9.51 | 3282 | 20.33 | 20.66 | 3.09 | 3.70 | Di fiume |
| P/P1/55/SO-C | 9.51 | 3163 | 20.16 | 20.49 | 1.82 | 2.75 | Di fiume e di cava |
| P/PT/100/SO-C | 9.51 | 3064 | 19.81 | 20.24 | 1.80 | 2.40 | Di fiume e di cava |
| P/PT/94/SO-C | 9.51 | 3126 | 20.12 | 20.39 | 2.30 | 3.13 | Di fiume e di cava |
| P/PT/90/SO-C | 9.51 | 3273 | 20.16 | 20.37 | 2.10 | 2.74 | Di fiume e di cava |

Tabella 27 – Caratteristiche fisiche delle carote estratte dalla struttura

| Sigla prova | Identificazione prova distruttiva | Tensione rottura a compressione [kg/cmq] | Vmedia carota in laboratorio [m/s] |
|---------------|-----------------------------------|--|------------------------------------|
| P/PT/48/SO-C | P/PT/48//A-A' | 303 | 3539 |
| P/PT/47/SO-C | P/PT/47//B-B' | 342 | 3889 |
| P/PT/46/SO-C | P/PT/46//A-A' | 369 | 4047 |
| P/P1/10/SO-C | P/P1/10//B-B' | 220 | 3465 |
| P/P1/11/SO-C | P/P1/11//A-A' | 277 | 3717 |
| P/ST/75/SO-C | P/ST/75//B-B' | 284 | 3617 |
| P/ST/69/SO-C | P/ST/69//B-B' | 185 | 3465 |
| P/PT/77/SO-C | P/PT/77//B-B' | 422 | 3681 |
| P/PT/70/SO-C | P/PT/70//B-B' | 150 | 3381 |
| P/P1/67/SO-C | P/P1/67//B-B' | 454 | 3884 |
| P/P1/61/SO-C | P/P1/61//B-B' | 264 | 3721 |
| P/ST/72/SO-C | P/ST/72//B-B' | 217 | 3773 |
| P/PT/80/SO-C | P/PT/80//B-B' | 322 | 3888 |
| P/P1/55/SO-C | P/P1/55//B-B' | 220 | 3696 |
| P/PT/100/SO-C | P/PT/100//B-B' | 200 | 3648 |
| P/PT/94/SO-C | P/PT/94//B-B' | 203 | 3460 |
| P/PT/90/SO-C | P/PT/90//B-B' | 358 | 3981 |

Tabella 28 – Dati ottenuti sul provino

| Zona di Indagine | Sclerometro | | Ultrasuoni | Resistenza stimata [kg/cm ²] | | | Resistenza media A-B-C |
|------------------|----------------|----------------------------------|----------------------|--|--|------------------------------|------------------------|
| | Rimbalzo medio | Resistenza [kg/cm ²] | Velocità media [m/s] | Formula A <i>Giacchetti Laquaniti</i> | Formula B <i>Di Leo Pascale</i> | Formula C <i>Gasparik</i> | |
| P/PT/48//A-A' | 47.95 | 562.9 | 3721.5 | 333.6 | 390.3 | 404.1 | 376.0 |
| P/PT/48//B-B' | 48.30 | 570.0 | 3537.1 | 295.3 | 347.4 | 371.2 | 337.9 |
| P/PT/47//A-A' | 48.90 | 582.0 | 3803.9 | 362.9 | 420.4 | 431.2 | 404.9 |
| P/PT/47//B-B' | 51.00 | 626.0 | 3750.0 | 370.9 | 424.5 | 442.5 | 412.7 |
| P/PT/46//A-A' | 54.35 | 697.0 | 3711.6 | 394.8 | 442.8 | 470.0 | 435.9 |
| P/PT/46//B-B' | 55.50 | 722.0 | 3721.1 | 409.2 | 455.5 | 484.7 | 449.8 |
| P/P1/10//A-A' | 47.40 | 552.0 | 3214.3 | 224.2 | 269.5 | 303.7 | 265.8 |
| P/P1/10//B-B' | 47.15 | 547.0 | 3187.0 | 217.7 | 262.4 | 297.0 | 259.0 |
| P/P1/11//A-A' | 49.45 | 593.0 | 3483.0 | 293.2 | 342.9 | 371.5 | 335.9 |
| P/P1/11//B-B' | 50.65 | 618.0 | 3526.6 | 313.2 | 362.6 | 391.6 | 355.8 |
| P/ST/75//A-A' | 48.90 | 582.0 | 3561.5 | 305.8 | 357.9 | 381.7 | 348.5 |
| P/ST/75//B-B' | 48.95 | 583.0 | 3564.4 | 306.9 | 359.0 | 382.8 | 349.6 |
| P/ST/69//A-A' | 45.75 | 519.0 | 3158.5 | 203.9 | 248.7 | 281.3 | 244.6 |
| P/ST/69//B-B' | 46.65 | 537.0 | 3191.5 | 215.3 | 260.4 | 293.9 | 256.5 |
| P/PT/77//A-A' | 52.80 | 664.0 | 3557.3 | 339.5 | 387.1 | 419.1 | 381.9 |
| P/PT/77//B-B' | 53.95 | 689.0 | 3483.0 | 331.2 | 376.0 | 414.0 | 373.8 |
| P/PT/70//A-A' | 45.20 | 508.0 | 3057.1 | 184.2 | 226.7 | 260.9 | 223.9 |
| P/PT/70//B-B' | 46.05 | 525.0 | 3114.2 | 198.3 | 241.9 | 276.3 | 238.9 |
| P/P1/67//A-A' | 49.60 | 597.0 | 3654.1 | 333.5 | 386.9 | 407.5 | 375.9 |
| P/P1/67//B-B' | 49.05 | 585.0 | 3651.1 | 327.6 | 381.6 | 401.2 | 370.1 |
| P/P1/61//A-A' | 47.85 | 561.0 | 3438.7 | 270.8 | 321.0 | 348.2 | 313.3 |
| P/P1/61//B-B' | 47.90 | 562.0 | 3523.7 | 289.0 | 341.1 | 364.8 | 331.6 |
| P/ST/72//A-A' | 53.30 | 675.0 | 3386.0 | 302.6 | 346.5 | 387.1 | 345.4 |
| P/ST/72//B-B' | 53.55 | 680.0 | 3440.4 | 317.4 | 362.0 | 401.0 | 360.1 |
| P/PT/80//A-A' | 50.35 | 612.0 | 3642.3 | 337.7 | 389.9 | 412.7 | 380.1 |
| P/PT/80//B-B' | 49.75 | 600.0 | 3611.6 | 324.9 | 377.1 | 400.2 | 367.4 |
| P/P1/55//A-A' | 53.35 | 676.0 | 3471.4 | 323.2 | 368.6 | 405.8 | 365.9 |
| P/P1/55//B-B' | 49.80 | 601.0 | 3553.6 | 311.9 | 362.9 | 388.9 | 354.6 |
| P/PT/100//A-A' | 50.60 | 617.0 | 3213.1 | 245.5 | 288.5 | 329.3 | 287.7 |
| P/PT/100//B-B' | 49.75 | 600.0 | 3222.3 | 241.5 | 285.3 | 324.1 | 283.7 |
| P/PT/94//A-A' | 47.75 | 559.0 | 2878.0 | 170.0 | 207.2 | 249.9 | 209.0 |
| P/PT/94//B-B' | 47.90 | 562.0 | 3215.8 | 227.8 | 272.8 | 308.0 | 269.5 |
| P/PT/90//A-A' | 50.95 | 625.0 | 3856.0 | 398.3 | 454.0 | 465.4 | 439.2 |
| P/PT/90//B-B' | 54.35 | 697.0 | 3866.0 | 438.9 | 489.2 | 506.8 | 478.3 |

Tabella 29 – Risultati del metodo Sonreb

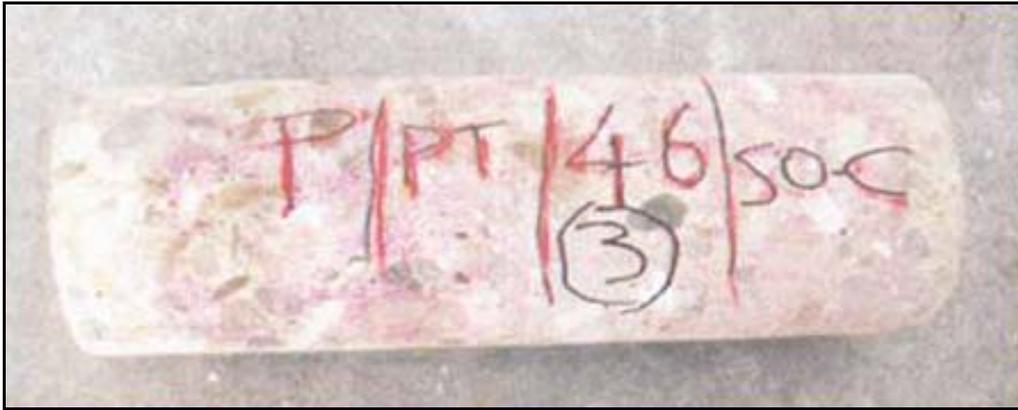


Figura 51 - Carota estratta da un pilastro

| Zona di prelievo | | P/PT/48//A-A' | P/PT/47//B-B' | P/PT/46//A-A' | P/P1/10//B-B' | P/P1/11//A-A' | P/ST/75//B-B' | P/ST/69//B-B' |
|-----------------------------|--|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Dati geometrici del provino | Diametro cm | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 |
| | Altezza prima della cappatura (cm) | 20.20 | 20.18 | 20.19 | 20.27 | 20.21 | 20.24 | 20.17 |
| | Altezza dopo la cappatura (cm) | 20.58 | 20.46 | 20.59 | 20.64 | 20.63 | 20.50 | 20.64 |
| | Area Resistente (cmq) | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 |
| | Rapporto di snellezza (su provino cappato) | 2.16 | 2.15 | 2.17 | 2.17 | 2.17 | 2.16 | 2.17 |
| Inerti | Dimensione media inerte cm | 2.0 | 2.22 | 2.31 | 2.50 | 2.74 | 2.38 | 2.48 |
| | Dimensione max inerte cm | 3.26 | 3.21 | 2.95 | 4.37 | 4.56 | 2.72 | 3.52 |
| | Rapporto diametro carota/dimensione max inerte | 2.92 | 2.96 | 3.22 | 2.18 | 2.09 | 3.50 | 2.70 |
| | Tipo inerte | | | | | | | |
| Peso (g) | | 3271 | 3190 | 3269 | 3189 | 3155 | 3150 | 3136 |
| Peso specifico (kg/mc) | | 2280 | 2225 | 2279 | 2215 | 2202 | 2194 | 2181 |

Tabella 30 – Caratteristiche fisiche delle carote. I dati con campitura azzurra indicano i provini che hanno rapporto di forma inferiore a 3 (parte 1).

| Zona di prelievo | | P/PT/48//A-A' | P/PT/47//B-B' | P/PT/46//A-A' | P/PT/10//B-B' | P/PT/11//A-A' | P/ST/75//B-B' | P/ST/69//B-B' |
|--------------------|--|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Prove ultrasoniche | Velocità media, da sonreb (m/s) | 3721.5 | 3750.0 | 3711.6 | 3187.0 | 3564.4 | 3191.5 | 3483.0 |
| | Velocità media sulla carota, in laboratorio (m/s) | 3539.0 | 3889.0 | 4047.0 | 3465.0 | 3617.0 | 3465.0 | 3717.0 |
| Carbonatazione | | 27 | 29 | 19 | 24 | 35 | 39 | 38 |
| Rcarota (kg/cmq) | | 303.0 | 342.0 | 369.0 | 220.0 | 277.0 | 284.0 | 185.0 |
| BS 1881 Part. 120 | Fattore di correzione (BS) | 1.013 | 1.012 | 1.013 | 1.014 | 1.014 | 1.012 | 1.014 |
| | Rcarota (kg/cmq) x Fattore di correzione (BS) | 307.0 | 346.1 | 373.9 | 223.0 | 287.8 | 187.3 | 280.8 |
| | Rcub equiv. in situ (kg/cmq) = Rcarota x Coeff. Correz. x 1.25 | 383.7 | 432.7 | 467.3 | 278.7 | 359.8 | 234.1 | 351.0 |
| Concrete Society | Coeff. C delle CS | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.28 | 1.27 | 1.27 | 1.28 |
| | Rcub in situ stimata (kg/cmq) = Rcarota x C | 386.1 | 435.2 | 470.2 | 280.5 | 362.1 | 235.5 | 353.2 |
| | Rcub convenzionale stimata (kg/cmq) = Rcub attuale x 1.3 | 501.9 | 565.7 | 611.3 | 364.7 | 470.7 | 306.2 | 459.1 |
| Cestelli Guidi | Coeff. C | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 |
| | Reff cil (kg/cmq)=Rcarota x C | 308.9 | 348.1 | 376.2 | 224.4 | 289.7 | 188.4 | 282.5 |
| | Reff cubica | 372.1 | 419.4 | 453.2 | 270.4 | 349.0 | 227.0 | 340.4 |
| | Rcub. convenzionale (kg/cmq) = Rreff.cub. in situ x 1.5 | 558.2 | 629.1 | 679.8 | 405.5 | 523.5 | 340.5 | 510.6 |

Tabella 31 – Elaborazione dei dati contenuti in Tabella 30

| Zona di prelievo | P/PT/48//A-A' | P/PT/47//B-B' | P/PT/46//A-A' | P/P1/10//B-B' | P/P1/11//A-A' | P/ST/75//B-B' | P/ST/69//B-B' |
|---|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Resistenza media in situ (kg/cmq) | 380.6 | 429.1 | 463.6 | 276.5 | 348.2 | 356.9 | 232.2 |
| Resistenza media convenzionale (kg/cmq) | 530.0 | 597.4 | 645.6 | 385.1 | 484.9 | 497.1 | 323.3 |
| $\Delta\%BS / Media$ | 0.80 | 0.84 | 0.81 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.83 |
| $\Delta\% CS / Media$ | 1.44 | 1.41 | 1.43 | 1.43 | 1.43 | 1.43 | 1.42 |
| $\Delta\% (CG / Media)$ | -2.24 | -2.25 | -2.24 | -2.23 | -2.23 | -2.23 | -2.25 |

Tabella 32 – Sintesi dei dati di Tabella 31

| Zona di prelievo | | P/PT/77//B-B' | P/PT/70//B-B' | P/P1/67//B-B' | P/P1/61//B-B' | P/ST/72//B-B' | P/PT/80//B-B' | P/P1/55//B-B' |
|-----------------------------|--|---------------|---------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|--------------------|
| Dati geometrici del provino | Diametro cm | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 | 9.51 |
| | Altezza prima della cappatura (cm) | 20.36 | 20.12 | 20.19 | 19.90 | 20.33 | 20.16 | 20.21 |
| | Altezza dopo la cappatura (cm) | 20.64 | 20.54 | 20.49 | 20.29 | 20.66 | 20.49 | 20.71 |
| | Area Resistente (cmq) | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 | 71.03 |
| | Rapporto di snellezza (su provino cappato) | 2.17 | 2.16 | 2.15 | 2.13 | 2.17 | 2.15 | 2.18 |
| Inerti | Dimensione media inerte cm | 2.20 | 1.89 | 2.46 | 2.16 | 3.09 | 1.82 | 2.70 |
| | Dimensione max inerte cm | 3.32 | 2.94 | 3.75 | 4.03 | 3.70 | 2.75 | 3.00 |
| | Rapporto diametro carota/dimensione max inerte | 2.86 | 3.23 | 2.54 | 2.36 | 2.57 | 3.46 | 3.17 |
| | Tipo inerte | Di fiume | Di fiume | Di fiume | Di fiume e di cava | Di fiume | Di fiume e di cava | Di fiume e di cava |
| Peso (g) | | 3264 | 3072 | 3240 | 3151 | 3107 | 3282 | 3163 |
| Peso specifico (kg/mc) | | 2257 | 2140 | 2267 | 2197 | 2198 | 2273 | 2209 |

Tabella 33 - Caratteristiche fisiche delle carote. I dati con campitura azzurra indicano i provini che hanno rapporto di forma inferiore a 3 (parte 2).

| Zona di prelievo | | P/PT/77//B-B' | P/PT/70//B-B' | P/PT/67//B-B' | P/PT/61//B-B' | P/ST/72//B-B' | P/PT/80//B-B' | P/PT/55//B-B' |
|--------------------|--|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Prove ultrasoniche | Velocità media, da sonreb (m/s) | 3483.0 | 3651.1 | 3523.7 | 3440.4 | 3611.6 | 3553.6 | 3114.2 |
| | Velocità media sulla carota, in laboratorio (m/s) | 3681.0 | 3884.0 | 3721.0 | 3773.0 | 3888.0 | 3696.0 | 3381.0 |
| Carbonatazione | | 3 | 46 | 19 | 44 | 32 | 24 | 25 |
| Rcarota (kg/cmq) | | 422.0 | 150.0 | 454.0 | 264.0 | 217.0 | 322.0 | 220.0 |
| BS 1881 Part. 120 | Fattore di correzione (BS) | 1.014 | 1.013 | 1.012 | 1.011 | 1.014 | 1.012 | 1.014 |
| | Rcarota (kg/cmq) x Fattore di correzione (BS) | 427.8 | 459.8 | 267.3 | 219.3 | 326.4 | 222.7 | 152.1 |
| | Rcub equiv. in situ (kg/cmq) = Rcarota x Coeff. Correz. x 1.25 | 534.7 | 574.8 | 334.1 | 274.1 | 408.1 | 278.4 | 190.2 |
| Concrete Society | Coeff. C delle CS | 1.28 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.28 | 1.27 | 1.28 |
| | Rcub in situ stimata (kg/cmq) = Rcarota x C | 538.1 | 578.2 | 336.0 | 275.6 | 410.6 | 280.0 | 191.4 |
| | Rcub convenzionale stimata (kg/cmq) = Rcub attuale x 1.3 | 699.5 | 751.7 | 436.8 | 358.2 | 533.8 | 364.0 | 248.8 |
| Cestelli Guidi | Coeff. C | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 |
| | Reff cil (kg/cmq)=Rcarota x C | 430.4 | 462.6 | 268.8 | 220.4 | 328.5 | 224.0 | 153.1 |
| | Reff cubica | 518.6 | 557.3 | 323.9 | 265.6 | 395.8 | 269.9 | 184.5 |
| | Rcub. convenzionale (kg/cmq) = Rreff.cub. in situ x 1.5 | 777.9 | 835.9 | 485.8 | 398.4 | 593.7 | 404.9 | 276.7 |

Tabella 34 - Elaborazione dei dati contenuti in Tabella 33

| Zona di prelievo | P/PT/77//B-B' | P/PT/70//B-B' | P/P1/67//B-B' | P/P1/61//B-B' | P/ST/72//B-B' | P/PT/80//B-B' | P/P1/55//B-B' |
|--|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Resistenza media in situ (kg/cmq) | 530.5 | 188.7 | 570.1 | 331.3 | 271.8 | 404.8 | 276.1 |
| Resistenza media convenzionale (kg/cmq) | 738.7 | 262.8 | 793.8 | 461.3 | 378.3 | 563.8 | 384.4 |
| $\Delta\%$BS / Media | 0.80 | 0.78 | 0.82 | 0.83 | 0.87 | 0.79 | 0.83 |
| $\Delta\%$ CS / Media | 1.43 | 1.44 | 1.42 | 1.42 | 1.40 | 1.44 | 1.42 |
| $\Delta\%$ (CG / Media) | -2.23 | -2.23 | -2.24 | -2.25 | -2.27 | -2.23 | -2.25 |

Tabella 35 - Sintesi dei dati di Tabella 34

| Zona di prelievo | | P/PT/100//B-B' | P/PT/94//B-B' | P/PT/90//B-B' |
|------------------------------------|--|--------------------|--------------------|--------------------|
| Dati geometrici del provino | Diametro cm | 9.51 | 9.51 | 9.51 |
| | Altezza prima della cattura (cm) | 19.81 | 20.12 | 20.16 |
| | Altezza dopo la cattura (cm) | 20.24 | 20.39 | 20.37 |
| | Area Resistente (cmq) | 71.03 | 71.03 | 71.03 |
| | Rapporto di snellezza (su provino cappato) | 2.13 | 2.14 | 2.14 |
| Inerti | Dimensione media inerte\varnothingcm | 1.80 | 2.30 | 2.10 |
| | Dimensione max inerte\varnothingcm | 2.40 | 3.13 | 2.74 |
| | Rapporto diametro carota/dimensione max inerte | 3.96 | 3.04 | 3.47 |
| | Tipo inerte | Di fiume e di cava | Di fiume e di cava | Di fiume e di cava |
| Peso (g) | | 3064 | 3126 | 3273 |
| Peso specifico (kg/mc) | | 2177 | 2187 | 2286 |

Tabella 36 –Caratteristiche fisiche delle carote. (parte 3).

| Zona di prelievo | | P/PT/100//B-B' | P/PT/94//B-B' | P/PT/90//B-B' |
|--------------------------|---|-----------------------|----------------------|----------------------|
| ultrasonich | Velocità media, da sonreb (m/s) | 3222.3 | 3215.8 | 3866.0 |
| | Velocità media sulla carota, in laboratorio (m/s) | 3648.0 | 3460.0 | 3981.0 |
| Carbonatazione | | 33 | 33 | 14 |
| Rcarota (kg/cmq) | | 200.0 | 203.0 | 358.0 |
| BS 1881 Part. 120 | Fattore di correzione (BS) | 1.010 | 1.012 | 1.011 |
| | Rcarota (kg/cmq) x Fattore di correzione (BS) | 202.1 | 205.3 | 362.1 |
| | Rcub equiv. in situ (kg/cmq) = Rcarota x Coeff. Correz. x 1.25 | 252.6 | 256.7 | 452.6 |
| Concrete Society | Coeff. C delle CS | 1.27 | 1.27 | 1.27 |
| | Rcub in situ stimata (kg/cmq) = Rcarota x C | 253.8 | 258.1 | 455.0 |
| | Rcub convenzionale stimata (kg/cmq) = Rcub attuale x 1.3 | 330.0 | 335.5 | 591.6 |
| Cestelli Guidi | Coeff. C | 1.02 | 1.02 | 1.02 |
| | Reff cil (kg/cmq)= Rcarota x C | 203.1 | 206.5 | 364.0 |
| | Reff cubica | 244.7 | 248.8 | 438.6 |
| | Rcub. convenzionale (kg/cmq) = Rreff.cub. in situ x 1.5 | 367.0 | 373.1 | 657.9 |

Tabella 37 - Elaborazione dei dati contenuti in Tabella 36

| Zona di prelievo | P/PT/100//B-B' | P/PT/94//B-B' | P/PT/90//B-B' |
|---|----------------|---------------|---------------|
| Resistenza media in situ (kg/cmq) | 250.3 | 254.5 | 448.7 |
| Resistenza media convenzionale (kg/cmq) | 348.5 | 354.3 | 624.7 |
| $\Delta\%BS / Media$ | 0.89 | 0.85 | 0.86 |
| $\Delta\% CS / Media$ | 1.39 | 1.41 | 1.40 |
| $\Delta\% (CG / Media)$ | -2.28 | -2.26 | -2.26 |

Tabella 38 - Sintesi dei dati di Tabella 37

| Allineamento | METODO SONREB | PROVE DISTRUTTIVE | | | | Differenza percentual e Rsitu / Rsonreb |
|----------------|---------------------------------|---------------------------|-------------------|---|--|---|
| | Resistenza media stimata kg/cmq | Rcub in situ Media kg/cmq | Rcarota [kg/cmq] | Velocità ultrasuoni su carota, in laboratorio [m/sec] | Rapporto diametro carota / dimensione max inerte | |
| P/PT/48//A-A' | 376.0 | 380.6 | 303.0 | 3539.0 | 2.92 | -1.22 |
| P/PT/47//B-B' | 412.7 | 429.1 | 342.0 | 3889.0 | 2.96 | -3.83 |
| P/PT/46//A-A' | 435.9 | 463.6 | 369.0 | 4047.0 | 3.22 | -5.98 |
| P/P1/10//B-B' | 259.0 | 276.5 | 220.0 | 3465.0 | 2.18 | -6.33 |
| P/P1/11//A-A' | 335.9 | 348.2 | 277.0 | 3717.0 | 2.70 | -3.54 |
| P/ST/75//B-B' | 349.6 | 356.9 | 284.0 | 3617.0 | 2.09 | -2.07 |
| P/ST/69//B-B' | 256.5 | 232.2 | 185.0 | 3465.0 | 3.50 | 10.46 |
| P/PT/77//B-B' | 373.8 | 530.5 | 422.0 | 3681.0 | 2.86 | -29.54 |
| P/PT/70//B-B' | 238.9 | 188.7 | 150.0 | 3381.0 | 3.17 | 26.59 |
| P/P1/67//B-B' | 370.1 | 570.1 | 454.0 | 3884.0 | 3.23 | -35.07 |
| P/P1/61//B-B' | 331.6 | 331.3 | 264.0 | 3721.0 | 2.54 | 0.09 |
| P/ST/72//B-B' | 360.1 | 271.8 | 217.0 | 3773.0 | 2.36 | 32.52 |
| P/PT/80//B-B' | 367.4 | 404.8 | 322.0 | 3888.0 | 2.57 | -9.24 |
| P/P1/55//B-B' | 354.6 | 276.1 | 220.0 | 3696.0 | 3.46 | 28.42 |
| P/PT/100//B-B' | 283.7 | 250.3 | 200.0 | 3648.0 | 3.96 | 13.31 |
| P/PT/94//B-B' | 269.5 | 254.5 | 203.0 | 3460.0 | 3.04 | 5.91 |
| P/PT/90//B-B' | 478.3 | 448.7 | 358.0 | 3981.0 | 3.47 | 6.59 |

Tabella 39– Sintesi dei risultati



Figura 52 - Alcune fasi dell'indagine

Dai dati sopra riportati si evince che i risultati forniti dallo sclerometro sono molto lontani dalla realtà. Ciò è dovuto principalmente alla presenza di porzioni corticali carbonatate che falsano i risultati della sclerometria. Dal grafico di Figura 53 si evince come le formulazioni proposte per correggere i valori forniti dalla pressa diano risultati praticamente coincidenti con quelli ricavabili direttamente dallo schiacciamento. Per il metodo Sonreb, la Regione Toscana ha utilizzato il valor medio delle resistenze ricavabili con le formule proposte da

Giacchetti e Laquaniti, Di Leo e Pascale, Gasparirik, ottenendo risultati molto vicini a quelli forniti dalla formula B (Figura 54 e Figura 55).

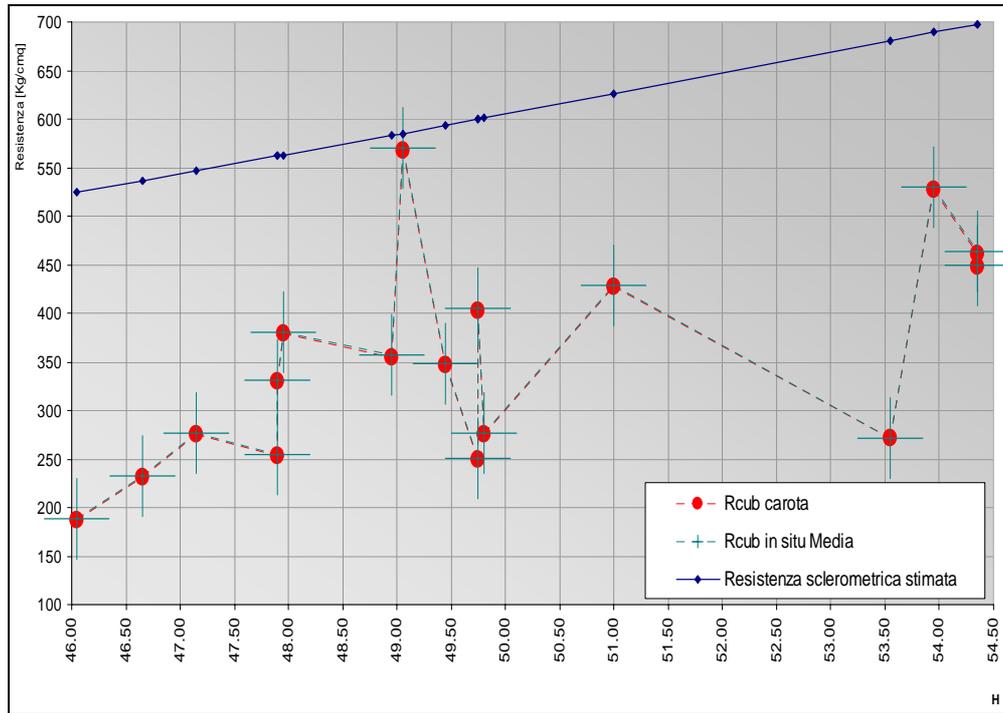


Figura 53 - Comparazione tra i risultati forniti dallo sclerometro, dalla prova a compressione e dal valore a rottura corretto e mediato con le formulazioni proposte da BS 1881 Part. 120, Concrete Society e Cestelli Guidi

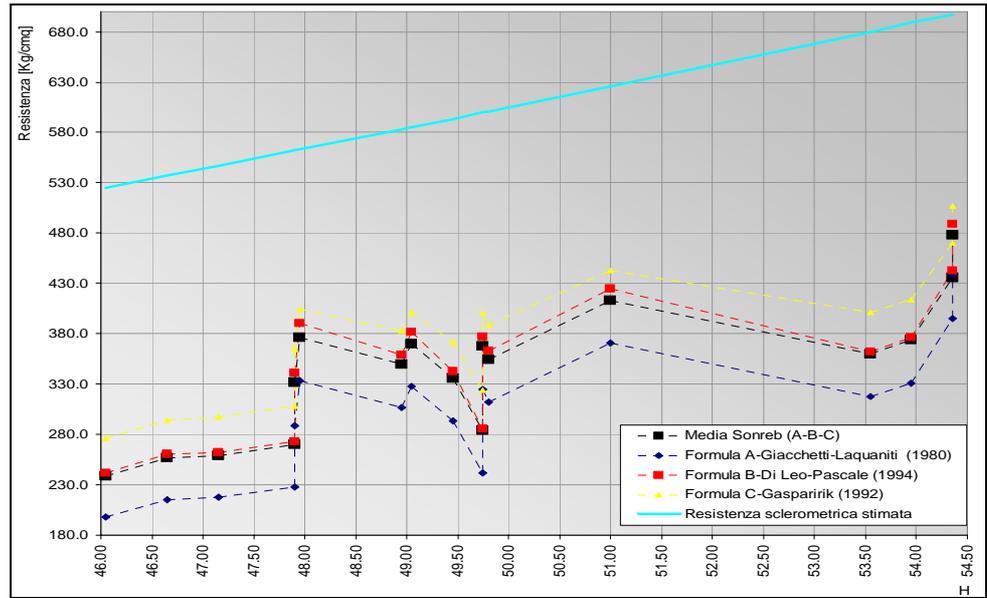


Figura 54 - Comparazione tra le 3 formulazioni adottate per il Sonreb ed i valori forniti dallo sclerometro . Sull'asse delle ascisse è riportato l'indice di rimbalzo H.

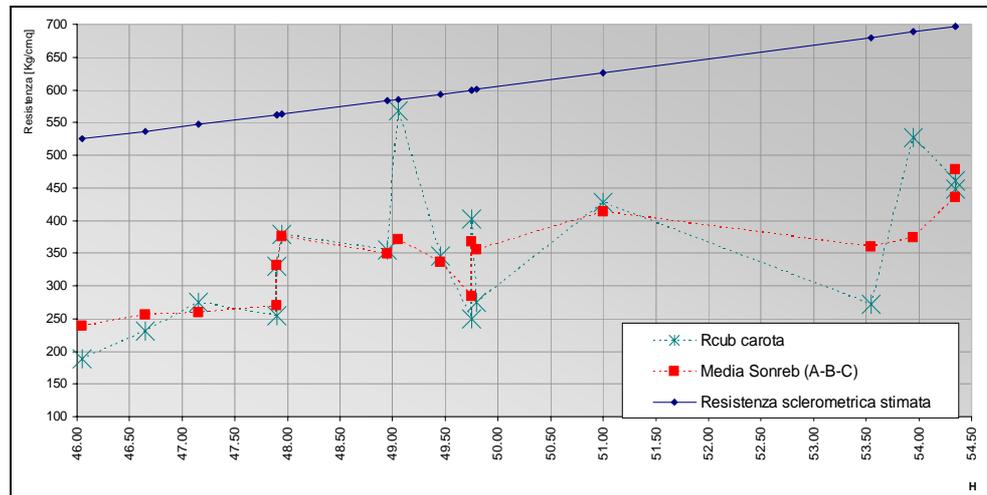


Figura 55- Comparazione il metodo Sonreb, la prova a schiacciamento ed i valori forniti dallo sclerometro . Sull'asse delle ascisse è riportato l'indice di rimbalzo H.

Oggi la sclerometria è il sistema più rapido per la stima della resistenza del calcestruzzo, è alla portata di tutti i tecnici, è molto economico ma, come abbiamo visto, poco affidabile sulle strutture che hanno più di un anno di vita. E', dunque,

interessante capire se sia possibile depurare il risultato delle battute sclerometriche dall'errore causato dalla carbonatazione. A tal fine è necessario evidenziare come, a parità di condizioni di esposizione e di età, i calcestruzzi meno resistenti abbiano fronti di carbonatazione più spessi di quelli rilevabili su conglomerati di miglior pregio (Figura 56).

Si tratta di calcestruzzi più deboli perché resi fragili dalla carbonatazione o il conglomerato messo in opera era più scadente?

In letteratura è possibile reperire studi che correlano la bassa resistenza con gli elevati fronti di carbonatazione. E' possibile rilevare una relazione di proporzionalità inversa tra densità del calcestruzzo e carbonatazione: la gran parte dei provini a minore massa volumica hanno un fronte carbonatato più spesso. Tale fenomeno può trovare una spiegazione nella maggiore porosità degli elementi più ammalorati. Per diminuire il peso a parità di volume, infatti, deve necessariamente esistere una maggiore quantità di vuoti, probabilmente lasciati da un eccesso d'acqua di impasto poi evaporata. In particolare analizzando le seguenti carote

| | Carbonatazione | Resistenza cub [kg/cmq] | Densità [kg/mc] |
|----------------------|-----------------------|------------------------------------|------------------------|
| P/PT/77//B-B' | 3 | 527.5 | 2256.9 |
| P/PT/70//B-B' | 43 | 187.5 | 2197.2 |

si può osservare che quella a minor resistenza presenta una densità di circa 60 kg in meno rispetto alla P/PT/77/B-B'. La perdita di resistenza è correlata sia ad un maggiore rapporto a/c che ad una riduzione del quantitativo di cemento utilizzato per metro cubo.

A questo punto sorge spontanea una domanda: ad un fissato tempo t è possibile ricavare una relazione che leghi l'indurimento superficiale con la minor resistenza di base del calcestruzzo?

E in altri termini è possibile traslare la curva sclerometrica (valida in genere per cls dopo una maturazione di 28-180 gg) in funzione dell'età del conglomerato che si va

ad esaminare? Per dare una risposta a questi interrogativi è stato necessario verificare se esiste una tendenza analitica tra la carbonatazione e le resistenze, sia sclerometriche che cubiche (Figura 58). A questo punto, esistendo delle semplici tendenze lineari tra gli insiemi di dati precedentemente individuati, si è proceduto a verificare la tendenza delle differenze rilevabili tra battute sclerometriche e prove a schiacciamento (Figura 59). In seguito si è utilizzata l'equazione della retta di tendenza tracciata in Figura 59 per correggere il grafico dello sclerometro, provvedendo a ricalcolarne le bande d'errore.

Si verifica che è possibile modificare la curva fornita per le battute sclerometriche ma si ha anche un allargamento della banda d'errore, con punte del 35% (Tabella 41).

I dati di una sola campagna di rilevazione non sono sufficienti per ricavare sperimentalmente una curva valida in generale per i calcestruzzi invecchiati, tuttavia, consentono di affermare l'inutilità della sclerometria quando questa sia utilizzata su calcestruzzi invecchiati senza fare ricorso anche ad altre verifiche strumentali.

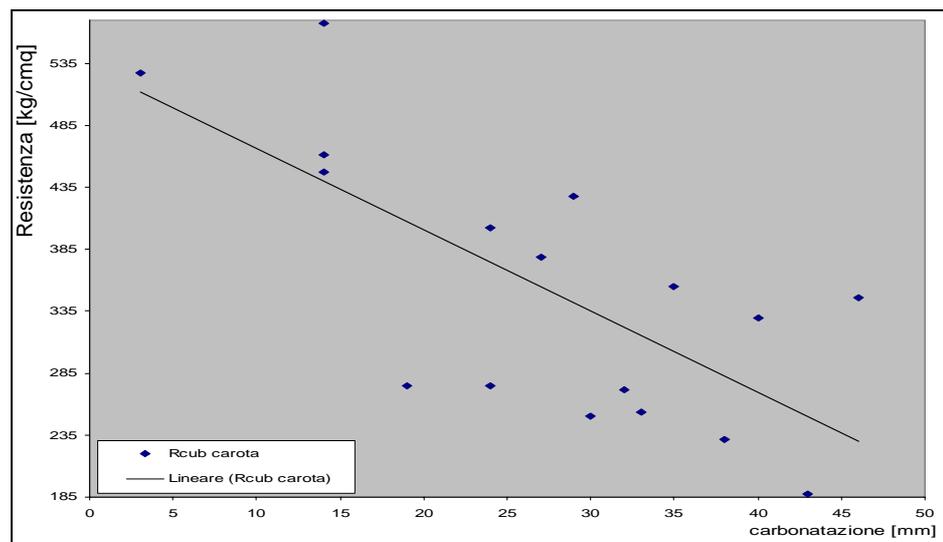


Figura 56 - Aumento della carbonatazione inversamente proporzionale alla resistenza del calcestruzzo

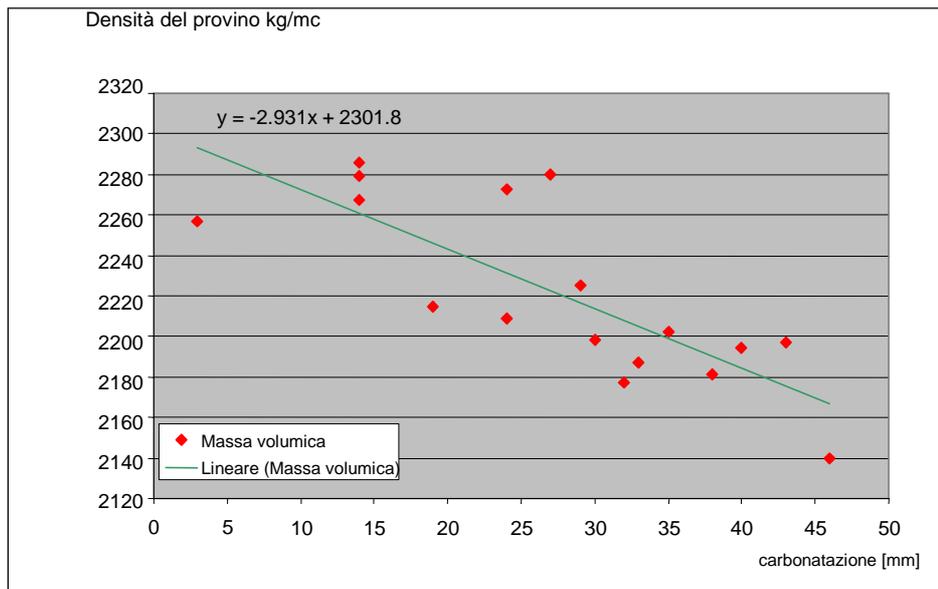


Figura 57 - Aumento della carbonatazione inversamente proporzionale al peso specifico degli elementi

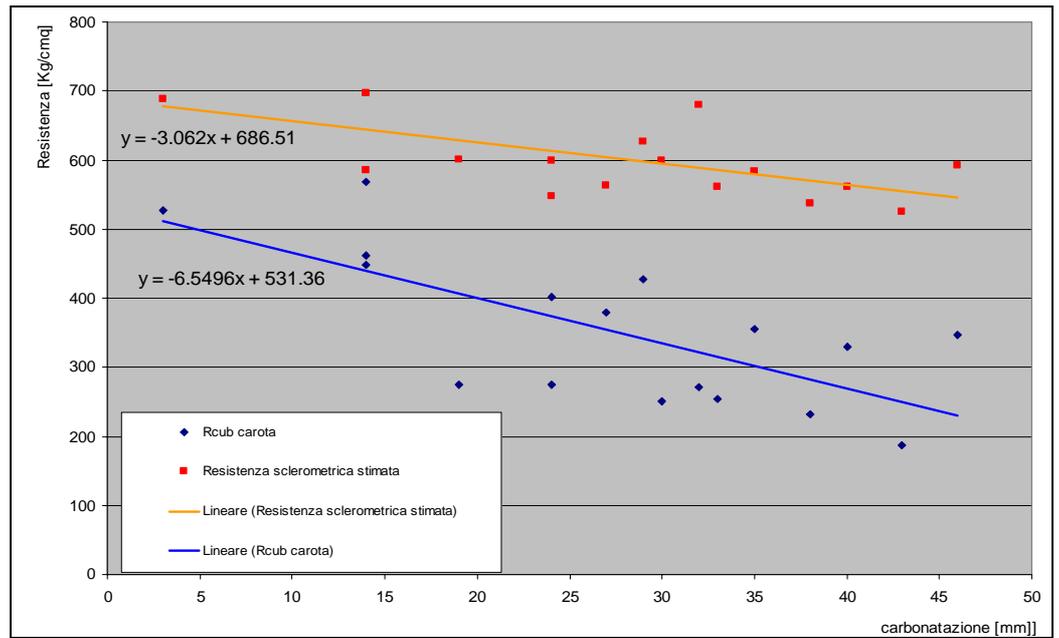


Figura 58 - Andamento della resistenza cubica e sclerometrica in funzione della carbonatazione.

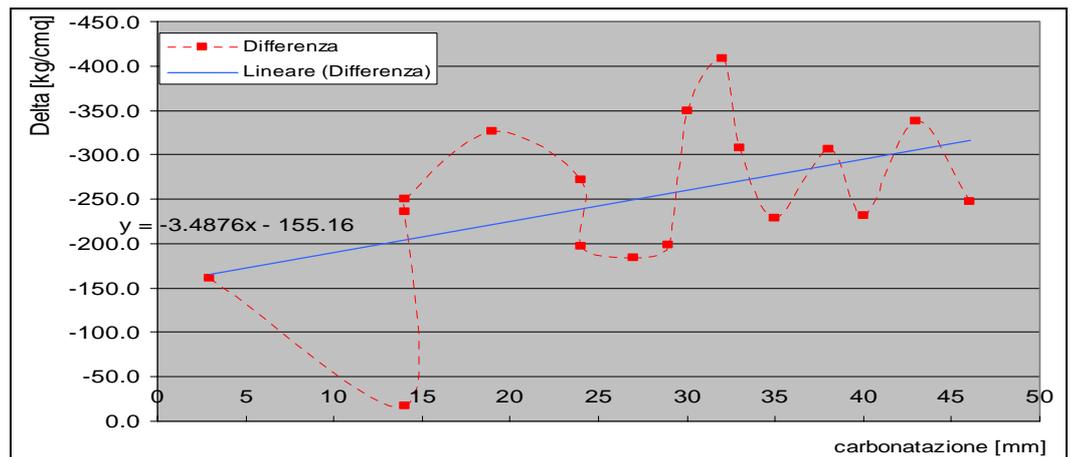


Figura 59 - Gap tra resistenza sclerometrica e cubica su provini con diversi spessori carbonatati

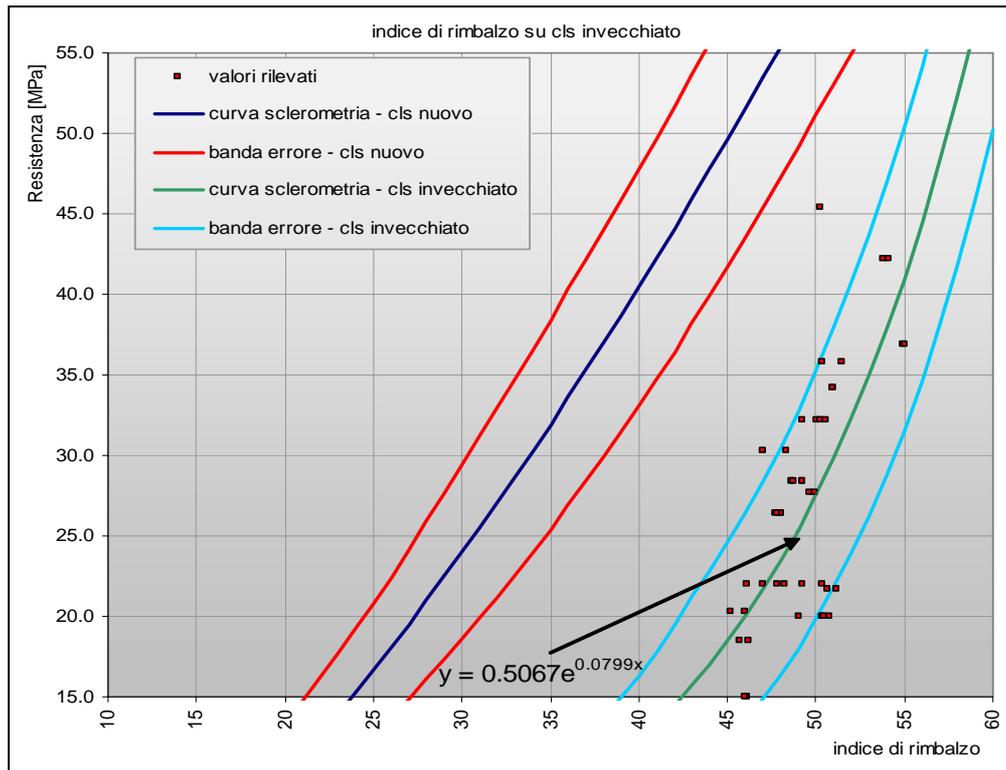


Figura 60 - Correzione della curva dello sclerometro per l'uso dello strumento su un calcestruzzo campione invecchiato circa 30 anni (sclerometro con angolo pari a 0 sull'orizzontale)

| Indice di rimbalzo | Resistenza [MPa] | Errore |
|--------------------|------------------|--------|
| 20.00 | 10.00 | 32% |
| 30.00 | 23.99 | 23% |
| 40.00 | 40.47 | 18% |
| 50.00 | 59.43 | 14% |
| 55.00 | 69.85 | 13% |

Tabella 40- Curva sclerometrica originale per calcestruzzi con età compresa tra i 28 ed i 90 gg. Sclerometro con angolo pari a 0 sull'orizzontale

| Indice di rimbalzo | Resistenza [MPa] | Errore |
|--------------------|------------------|--------|
| 38.00 | 10.55 | 30% |
| 39.00 | 11.43 | 31% |
| 40.00 | 12.38 | 32% |

| | | |
|-------|-------|-----|
| 41.00 | 13.41 | 33% |
| 42.00 | 14.53 | 34% |
| 43.00 | 15.73 | 35% |
| 44.00 | 17.04 | 34% |
| 45.00 | 18.46 | 33% |
| 46.00 | 20.00 | 32% |
| 47.00 | 21.66 | 31% |
| 48.00 | 23.46 | 30% |
| 49.00 | 25.41 | 29% |
| 50.00 | 27.53 | 28% |
| 51.00 | 29.82 | 27% |
| 52.00 | 32.30 | 26% |
| 53.00 | 34.98 | 25% |
| 54.00 | 37.89 | 24% |
| 55.00 | 41.04 | 23% |

Tabella 41- Curva sclerometrica modificata. Sclerometro con angolo pari a 0 sull'orizzontale

3. RIPRISTINO DI UN VIADOTTO A CHIANCIANO TERME

Il viadotto “Ribussolaia”, sulla Strada Statale n.146, è situato immediatamente a valle dell’agglomerato urbano di Chianciano Terme (Siena) e fa parte della viaria esterna all’abitato a suo tempo realizzata dall’ANAS per deviare il traffico dal centro del paese. Il periodo di edificazione risale agli anni 1963 – 1966.

La costruzione è del tipo a travata semplicemente appoggiata, in struttura mista acciaio–calcestruzzo, la cui sezione trasversale è costituita da due cassoni metallici collaboranti con una soletta superiore in cemento armato. Le travi in acciaio sono disconnesse elementi centrali posati su selle tipo Gerber (Figura 61).

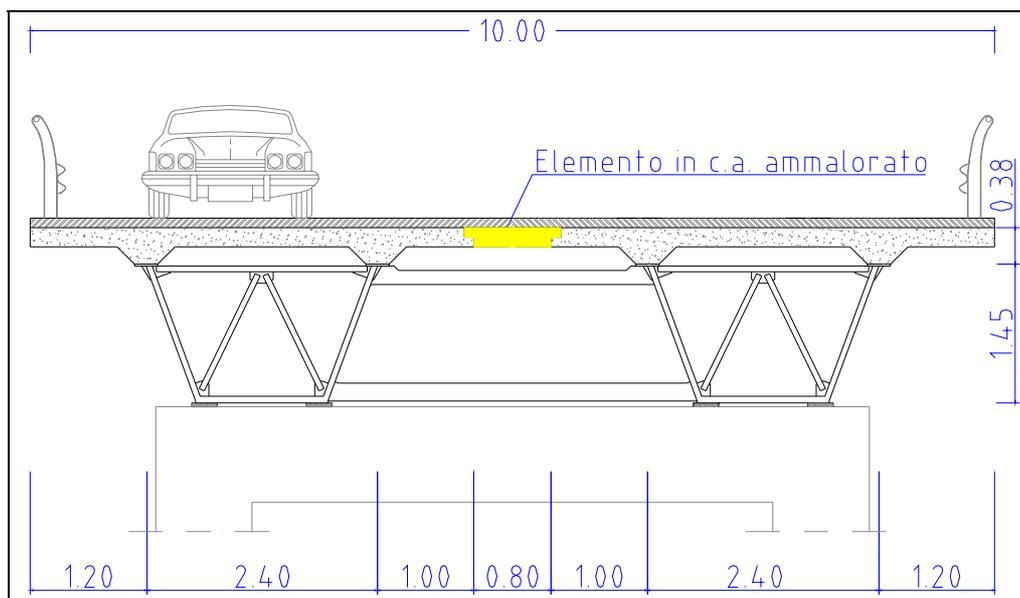


Figura 61 – Sezione tipo dell’impalcato. In giallo sono evidenziate le lastre di cls che appoggiano su due selle Gerber.

Il ponte si sviluppa per campate, larghe circa 10 m, appoggiate su 7 pile in cemento armato e su 2 spalle terminali. La lunghezza complessiva è di 280,85 m e le travate hanno tutte la luce netta di 32,00 m. Le pile sono in c. a., costituite da 4 grossi pilastri collegati da traversi e sono sovrastate da un pulvino di grandi dimensioni. La

loro altezza è variabile a seconda della profondità della depressione su cui sono fondate; l'altezza massima è di circa 30 m (Figura 62).



Figura 62 – Vista del viadotto

Prima dell'intervento il ponte versava in stato di grande degrado per la prolungata assenza di manutenzione che aveva portato notevoli problemi di corrosione e di stabilità. Infatti, gli abbassamenti differenziali dei due cassoni, sotto l'azione di carichi da traffico non uniformemente distribuiti, avevano provocato, nel tempo, una frattura longitudinale nello strato bitumato, favorendo l'infiltrazione meteorica al di sotto del pacchetto di pavimentazione. Mancando sia la cappa di impermeabilizzazione sull'impalcato, sia la dovuta manutenzione, le acque meteoriche sono lentamente ed inesorabilmente filtrate fra soletta d'impalcato e

lastre prefabbricate, provocando dapprima un semplice dilavamento e poi un grave ammaloramento del conglomerato e delle armature, con conseguente distruzione del copriferro (Figura 63 e Figura 64).



Figura 63 – Vista dall'alto delle lastre centrali



Figura 64 - Vista dal basso delle lastre centrali

Inoltre, le variazioni termiche cicliche hanno peggiorato la situazione al punto che molte lastre rischiavano di cadere a causa dello sgretolamento di alcune sezioni di appoggio.

Il recupero della zona di calcestruzzo degradata è stato reputato la soluzione economicamente più vantaggiosa tra quelle possibili esaminate. Sono state prese in considerazione anche varie ipotesi di sostituzione delle lastre centrali con un coprigiunto in acciaio che, però, oltre a risultare più costoso avrebbe creato notevoli problemi di aderenza sulla superficie stradale. Un'altra soluzione, presa in esame e scartata per motivi strutturali, è stata quella di unire le due travate principali con un'unica soletta continua che, però, sarebbe stata estremamente sollecitata a flessione in condizioni di carico asimmetrico.

L'intervento principale sull'impalcato ha riguardato proprio le lastre prefabbricate poste a chiusura dello spazio fra i due cassoni in acciaio. Esse, infatti, sono state sostituite con nuovi elementi, simili ma realizzati con calcestruzzo ad alta durabilità, impastato con loppe d'altoforno in ragione di 150 Kg/m^3 e fibre di acciaio di forma non rettilinea in quantità di 35 kg/m^3 , per migliorarne sia la resistenza agli agenti atmosferici sia la duttilità (cfr. estratto del capitolato speciale d'appalto). La parte di soletta dell'impalcato che funge da appoggio alle lastre prefabbricate è stata consolidata con un intervento complesso, articolato nelle seguenti fasi:

- Fresatura del manto stradale (Figura 65);
- Idrodemolizione per asportare lo strato superficiale di calcestruzzo ammalorato, eseguita ad alta pressione con acqua non aggressiva, prestando le dovute attenzioni a non danneggiare l'armatura messa a nudo (Figura 66);
- Disossidazione e rattivatura dei ferri d'armatura per togliere la ruggine e le scaglie di calcestruzzo ancora attaccate ai ferri (Figura 67);
- Integrazione della struttura con nuove barre d'acciaio secondo le indicazioni impartite sul posto dal Direttore Lavori;
- Trattamento di passivazione delle armature, sia vecchie che aggiuntive con prodotti tipo *Sika ferrogard 903* della "Sika" o *mapfer* della "Mapei", applicati a spruzzo o a pennello;
- Getto di ripristino della soletta in cemento armato eseguito con betoncino reoplastico del tipo "Emaco Formula Geodinamico B1", prodotto di elevate caratteristiche meccaniche, adeguata duttilità ed elevata resistenza agli agenti corrosivi (Figura 68);
- Posizionamento di nuove lastre ed impermeabilizzazione dell'impalcato (Figura 69).

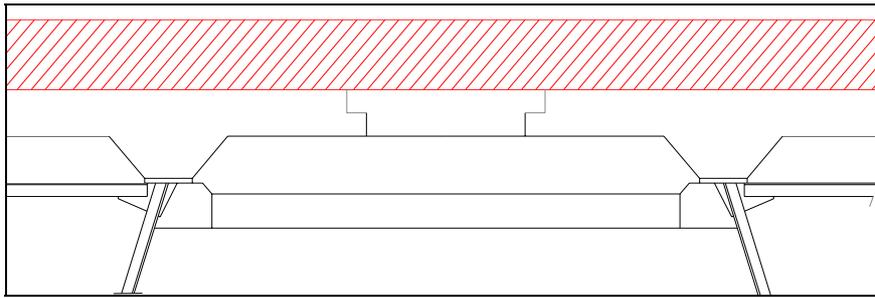


Figura 65 - Fresatura del manto bituminoso esistente

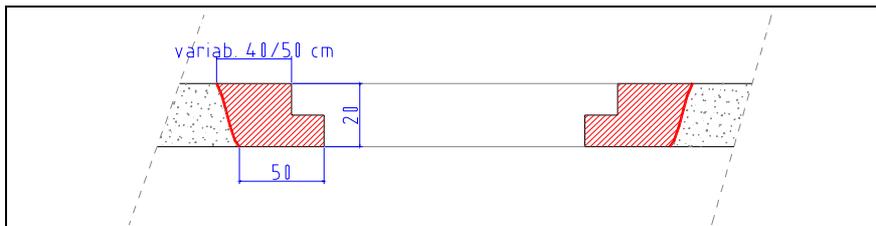


Figura 66 - Rimozione lastre ed idrodemolizione calcestruzzo ammalorato

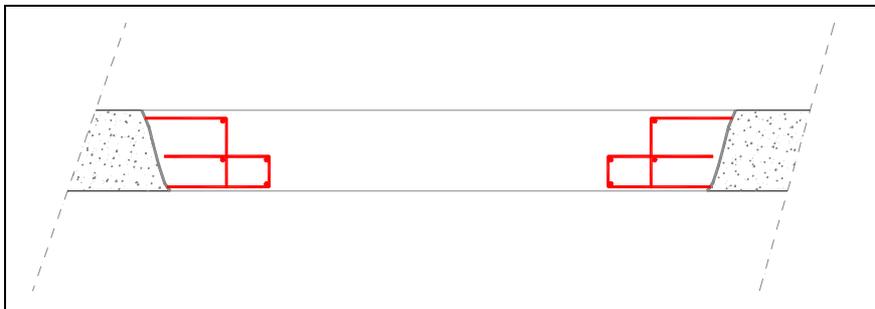


Figura 67 - Sistemazione, integrazione e trattamento protettivo ferri d'armatura

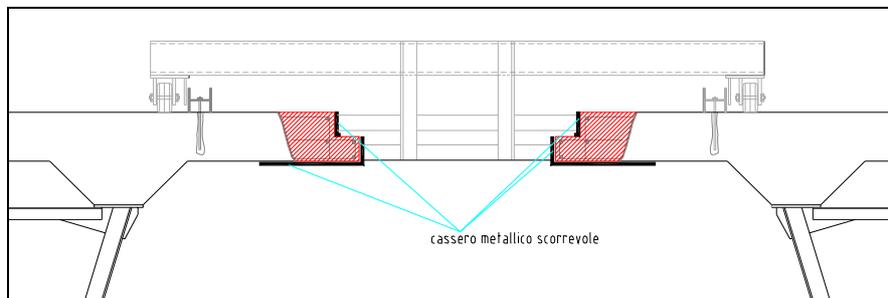


Figura 68 - Getto di betoncino reodinamico Emaco formula B1 dentro cassero scorrevole in carpenteria metallica

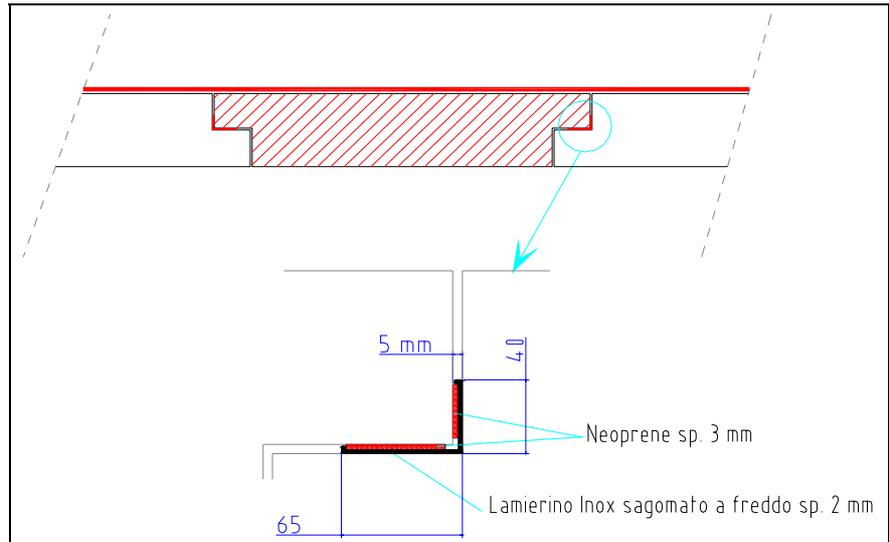


Figura 69 - Posizionamento nuove lastre e impermeabilizzazione



Figura 70 – La superficie del ponte durante la ricostruzione delle selle

Tutte le lavorazioni sopra citate sono avvenute utilizzando un carrello mobile in

carpenteria metallica, realizzato appositamente per questo cantiere, movimentato su binari posti sull'impalcato e smontati al termine dei lavori. Anche il getto delle porzioni da sostituire è stato eseguito con un cassero scorrevole vincolato agli stessi binari secondo gli schemi allegati al progetto. La realizzazione del carrello in carpenteria metallica pur essendo un attrezzo non riutilizzabile dopo la fine dei lavori, ha permesso un notevole risparmio economico, consentendo l'esecuzione di tutte le opere sull'impalcato senza l'uso dei ponteggi, estremamente costosi e pericolosi data l'altezza del viadotto. Di seguito si riporta una sinottico che espone i costi di realizzazione per categoria di lavoro eseguita.

| Categoria | Importo € |
|--------------------------|-------------------|
| Allestimento di cantiere | 3 201.12 |
| Consolidamento c.a. | 147 098.73 |
| Demolizioni | 137 652.18 |
| Nuova sede stradale | 305 136.70 |
| totale | 593 088.73 |

Tabella 42 – Estratto del computo metrico estimativo allegato al progetto.

Come si può vedere in Tabella 42, i lavori di consolidamento sono costati 593.088,73 euro, al netto dell'IVA, di cui circa il 51% sono stati spesi per opere di completamento (Figura 71).

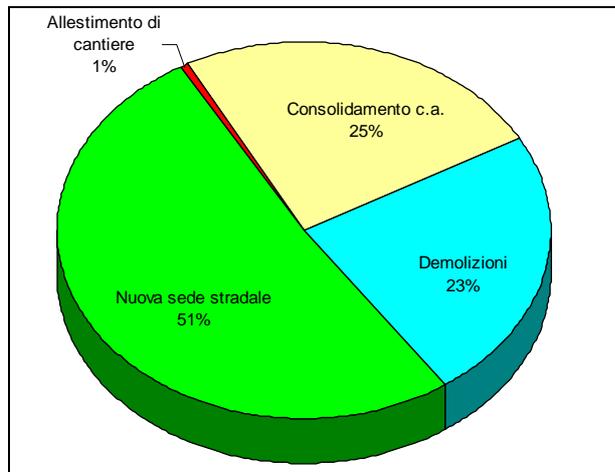


Figura 71 - Ripartizione delle spese sostenute

Attualizzando le somme impiegate negli anni '60 per costruire il viadotto, si ottiene una stima approssimativa dei costi pari a circa 2,5 milioni di euro, comprensiva di strutture di fondazione, elevazione e completamento del piano stradale. Ciò significa che per il recupero della struttura è stato speso circa il 24% dell'importo iniziale. Inoltre, sottolineando come tutto ciò sia stato causato dalla carenza di manutenzione, per un ammontare di circa 100.000 euro da ripartire in 10 anni, risulta evidente quanto la ridotta durabilità e gli elevati costi di recupero dipendano anche dalla gestione non esemplare delle infrastrutture.



Figura 72 – Scorcio del viadotto al termine dei lavori.

3.1 ESTRATTO DEL CAPITOLATO SPECIALE D'APPALTO

Articolo 76 – Opere di manutenzione straordinaria per il recupero ed il risanamento del cemento armato

Verranno eseguite sia in intradosso che in estradosso con l'ausilio del carrello mobile in carpenteria metallica eseguito secondo gli schemi forniti dalla Direzione Lavori articolate come segue:

a) Disossidazione e rattivatura di conglomerato cementizio da eseguirsi mediante pulizia meccanica delle superfici da trattare mediante sabbatura o idrosabbatura con sabbia silicea a pressione non superiore a 400 atm fino ad ottenere superficie perfettamente bonificata, scabra, pulita e sgrassata, con ferri d'armatura puliti e disossidati, tutte le operazioni dovranno avvenire nel pieno rispetto della gabbia d'armatura esistente evitando piegature, raddrizzamenti e qualsiasi tipo di forzatura.

... omissis ...

c) Trattamento di passivazione dei ferri d'armatura (inibitore di corrosione) da applicarsi a pennello o a spruzzo eseguito con prodotto specifico per la protezione dalla corrosione quali "mapefer" o "ferrogard903" o simili da eseguirsi secondo indicazione riportata nelle relative schede tecniche, applicata nei modi e nei tempi indicati dal costruttore, per un impiego complessivo di prodotto nelle quantità indicate dal produttore e sotto la supervisione di un responsabile della Ditta produttrice dell'anticorrosivo.

d) Ripristino di strutture degradate in calcestruzzo con interventi per spessori > 5 cm e fino a 10 cm, mediante applicazione per colaggio entro cassero di betoncino cementizio, premiscelato, bicomponente, ad espansione contrastata, reodinamico, provvisto di fibre sintetiche in poliacrilonitrile, resistente agli agenti aggressivi

dell'ambiente, tipo EMACO FORMULA REODINAMICO B1 o equivalente. Il betoncino sopra descritto dovrà possedere le seguenti caratteristiche:

- Consistenza misurata secondo slump flow test > 600 mm, ottenuta con 8,5% di acqua;
 - Assenza di bleeding (acqua di essudazione) secondo UNI 8998;
 - Espansione contrastata, secondo UNI 8148, >0,04% a 1 giorno e > 0,06% a 28g;
 - Espansione contrastata (inarcamento \curvearrowright) con maturazione in aria, secondo test di compatibilità dimensionale;
 - Resistenza alla fessurazione maggiore di 180 gg, secondo O - Ring test;
 - Aderenza al calcestruzzo > 6 MPa a 28 g, secondo pr EN 12615 (comp. tangenz.);
 - Profondità di penetrazione dell'acqua < 5 mm, secondo ISO EN 7031-94;
 - Resistenza cicli di gelo-disgelo > 50 cicli, secondo EN 104-840-3;
 - Resistenza alla carbonatazione: nessuna carbonatazione a dieci anni, secondo UNI 9944;
 - Coefficiente di diffusione dello ione Cl $< 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, secondo metodo TEL;
 - Resistenza ai solfati, secondo ASTM C-88: nessun degrado dopo 15 cicli;
 - Modulo elastico statico pari a $30.000 \pm 2.000 \text{ MPa}$ a 28g di stagionatura secondo UNI 6556;
 - Resistenza a compressione > 30 MPa a 1 giorno e > 70 MPa a 28g secondo UNI EN 196/1;
 - Resistenza a flessione > 4 MPa ad 1 giorno e > 7 MPa a 28g secondo UNI EN 196/1;
- Applicato secondo le indicazioni fornite dal produttore nelle quantità da lui indicate e sotto la supervisione di un responsabile incaricato dalla Ditta stessa.

Articolo 81 - Manufatti di completamento prefabbricati in calcestruzzo

I manufatti saranno realizzati con calcestruzzo cementizio vibrato, gettato in speciali casseforme multiple o mediante appositi macchinari, in modo che la superficie esposta agli agenti atmosferici sia particolarmente liscia, non porosa ed esente da qualsiasi difetto, con resistenza a compressione semplice non inferiore a 350

kg/cmq, stagionati in appositi ambienti, e trasportati in cantiere in confezioni. Il conglomerato dovrà contenere una quantità minima di 35 kg/m^3 di fibre d'acciaio impastate nel conglomerato.

a) Lastre in calcestruzzo: saranno realizzate della forma di quelle esistenti, delle dimensioni del cassero prefabbricato utilizzato per ricostruire le selle di appoggio delle piastre stesse. La piastra dovrà avere tolleranza dimensionale di $-3\text{mm}/+1\text{mm}$ e dovrà avere gli spigoli smussati per permettere la posa in opera.

Le dimensioni di progetto dovranno prevedere un gioco di 3 mm per parte sulle superfici laterali a contatto con la soletta d'impalcato.

Il calcestruzzo dovrà sottostare a tutte le norme già citate, dovrà avere resistenza caratteristica $R_{bk} 350$ e dovrà essere impastato con additivi che impediscano il ritiro. Il conglomerato dovrà contenere loppe d'altoforno, per migliorare la resistenza alle aggressioni dei cloruri, in ragione di 150 kg/m^3 , la pezzatura degli inerti dovrà essere omogenea e con dimensione massima di 25 mm.

Il ferro dovrà avere tutte le caratteristiche già specificate sopra per il ferro da cemento armato.

La movimentazione e la posa in opera dovranno avvenire con la massima attenzione e cura utilizzando macchinari e metodi scelti dall'appaltatore, le lastre comunque danneggiate per urti o vibrazioni o altre cause non saranno accettate dalla Stazione Appaltante.

La posa in opera dovrà avvenire su un tacco rivestito in neoprene (spessore gomma 5 mm) montato preventivamente sulla sede d'appoggio della lastra. Il neoprene sarà fissato su di un sagomato a freddo in acciaio zincato piegato ad "L" e posto all'interno del dente di alloggiamento in calcestruzzo.

| | |
|--|--|
| Tipo intervento: | consolidamento |
| Anno dell'opera: | 1963 – 1966 |
| Importo a base d'asta: | 716 058,02 € (comprese altre lavorazioni oltre al consolidamento - pubblico incanto) |
| Ribasso offerto: | 5,25 % |
| Caratteristiche dell'impresa esecutrice: | specializzata in opere stradali |
| Presenza di subappalto: | si |
| Analisi di laboratorio in fase progettuale: | carbonatazione, cloruri |
| Prove a rottura: | si |
| Specifiche dei materiali da ripristino nel progetto: | si |
| Trattamenti idrofobizzanti: | si |
| Sospensioni in caso di gelo: | si |
| Ordini di servizio con effetti sulla condotta dei lavori: | 3 |
| Perizia suppletiva: | si |
| Fine lavori: | luglio 2004 |

Tabella 43 –Sinottico riepilogativo dell'intervento

4. CONSOLIDAMENTO DI UN PONTE SUL CANALE MAESTRO DELLA CHIANA

Il ponte di questo caso studio è situato nel Comune di Montepulciano (Siena) e consente l'attraversamento del Canale Maestro della Chiana (Figura 73).



Figura 73 - Il ponte prima del risanamento

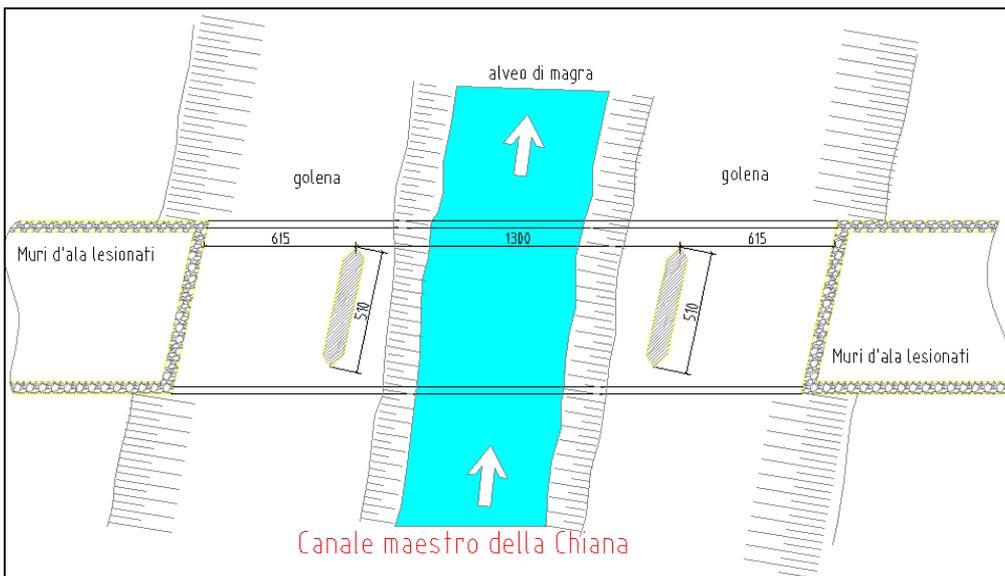


Figura 74 – Pianta schematica dell'impalcato

Il manufatto è situato sulla strada Provinciale detta “di Pozzuolo”, collegamento fondamentale tra la viabilità della Regione Umbria ed i centri abitati ad est di Siena. Del tipo a travata continua in cemento armato, si sviluppa per tre campate appoggiate su due pile in golenia e su due spalle in muratura di pietrame (Figura 75). E' stato gestito dall'ANAS sino al 2003, anno del passaggio delle competenze all'Amministrazione Provinciale di Siena.

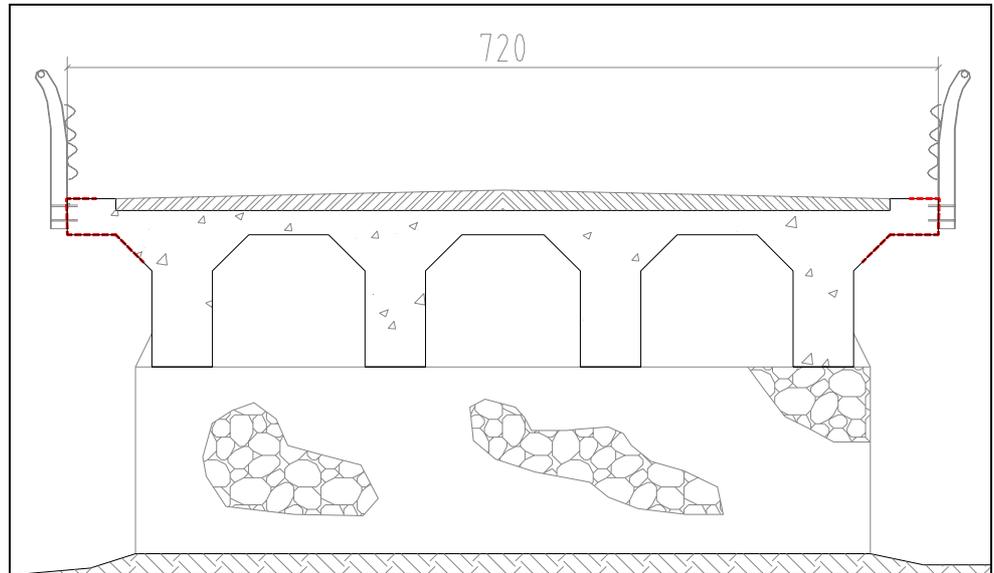


Figura 75 - Sezione schematica dell'impalcato

L'opera è giunta in gestione all'Ente Provinciale in pessimo stato di manutenzione (Figura 76), con chiari sintomi di cedimento strutturale delle spalle in muratura evidenziati da profonde lesioni e notevoli spanciamenti dei muri d'ala. I cordoli in cemento armato dell'impalcato erano fortemente ammalorati con zone ormai completamente prive di calcestruzzo e con armature completamente ossidate.

Inizialmente l'Amministrazione intendeva semplicemente ricostruire le porzioni degradate (Figura 77) e con questo intento fu redatto un progetto definitivo dall'importo lavori di 120 000.00 €. Tuttavia, durante la redazione del progetto esecutivo, furono necessarie modifiche sostanziali in seguito a dei saggi compiuti sulla soletta. Con un test colorimetrico in sito ed alcuni carotaggi fu verificata la

resistenza del calcestruzzo oltre che il contenuto dei cloruri. Dall'esito delle prove si dedusse che il degrado era dovuto soprattutto all'azione dei sali disgelanti, oltre che alla carbonatazione. In particolare l'azione dei sali disgelanti era stata così aggressiva da distruggere perfino gli ancoraggi dei guard rail.



Figura 76 - Dettaglio di una trave di riva

I risultati di laboratorio smentirono completamente i dati delle indagini sclerometriche condotte in precedenza, evidenziando la presenza di conglomerato di scarsa resistenza, l'assenza totale di impermeabilizzazione ed il conseguente ammaloramento di tutto l'impalcato. Per questi motivi fu deciso di demolire completamente la piastra in calcestruzzo, salvando solo le travi longitudinali da rinforzare con FRP. Il nuovo importo lavori fu di 184 434.00 €. L'intervento

prevedeva, inoltre, la sistemazione delle spalle con dei muri in c.a. fondati su pali e l'impermeabilizzazione dell'impalcato.

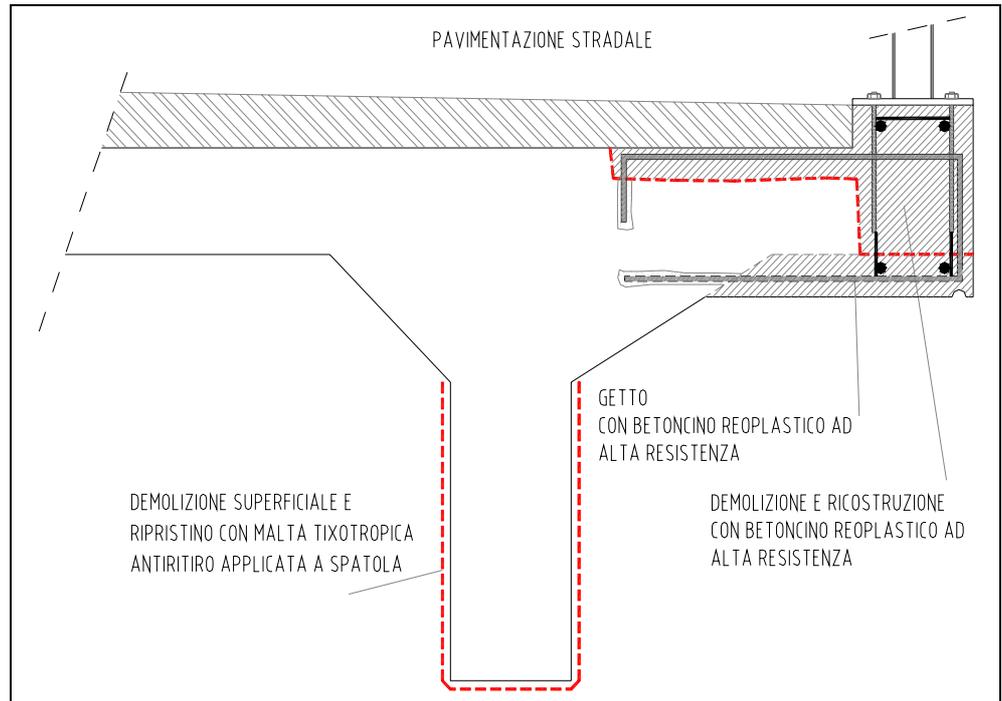


Figura 77 - Schema d'intervento. Questo tipo di risanamento non fu eseguito a causa delle gravi condizioni del ponte.

La ditta vincitrice della gara d'appalto era specializzata in ripristino strutturale di opere in c.a. I lavori di consolidamento iniziarono il 25 settembre e la cattiva qualità del conglomerato fu subito evidente, tanto che le demolizioni della soletta dell'impalcato durarono solo due giorni (Figura 78).

Durante le demolizioni si vide che le sezioni erano fortemente armate e la densità delle barre era tale da rendere inesistente l'interferro. Il calcestruzzo, inoltre, era molto poroso, spesso presentava nidi di ghiaia e, in alcuni casi, gli inerti erano completamente slegati, sintomo di una cattiva compattazione dei getti e di un rapporto a/c troppo elevato.



Figura 78 - Demolizione della soletta dell'impalcato.



Figura 79 – Dettaglio delle travi. Sono evidenti sezioni con scarso interferro ed elevato grado di ammaloramento

In fase progettuale erano state particolarmente curate le voci di capitolato per evitare i problemi che causano, a lungo termine, il degrado delle opere in c.a. All'articolo "conglomerati cementizi" del capitolato speciale d'appalto si legge: "L'Appaltatore deve consegnare alla Stazione Appaltante una relazione tecnica sulla composizione e il confezionamento dei conglomerati, indicante la provenienza dei materiali, corredata dalle prove di qualificazione e dalla relativa documentazione, rilasciata da un Laboratorio ufficiale. Inoltre tutti i tipi di conglomerati cementizi devono risultare conformi alle prescrizioni contenute nella norma UNI – EN 206 Durabilità delle opere e manufatti di calcestruzzo" ...omissis...

"Il trasporto del conglomerato dall'impianto di betonaggio al luogo d'impiego deve essere effettuato con mezzi tali da evitare qualsiasi deterioramento e, in particolare, l'evaporazione dell'acqua di impasto. Il sistema di trasporto e la posa in opera del conglomerato devono tenere conto del tempo intercorrente tra l'immissione del cemento in betoniera e l'esecuzione del getto in modo da non provocare perdita di lavorabilità"

... omissis...

"L'Appaltatore deve, inoltre, chiedere all'Amministrazione il controllo delle casseforme, delle armature, degli inserti, ecc. e l'autorizzazione a eseguire il getto. La mancanza di tale preventiva autorizzazione costituisce motivo sufficiente perché i getti non siano accettati. Il conglomerato deve essere posto in opera in strati orizzontali di spessore compreso tra 25 e 50 cm. L'eventuale impiego della pompa per la posa in opera del conglomerato deve essere autorizzato dalla Stazione Appaltante. Il conglomerato cementizio deve essere assestato con vibratori meccanici a immersione di tipo autorizzato dalla Amministrazione, in modo da ottenere il completo riempimento di cavità e casseforme e l'eliminazione dell'aria eventualmente intrappolata. La vibrazione deve essere eseguita uniformemente in tutto il getto per il tempo strettamente necessario, cioè fino a quando cessano di manifestarsi in superficie bolle d'aria, evitando, comunque, la separazione dei

componenti del conglomerato; al completamento della vibrazione non devono verificarsi fenomeni di essudazione del conglomerato stesso. La vibrazione di ogni strato deve interessare l'eventuale strato sottostante per una profondità tale da assicurare un completo collegamento tra i due strati. E' vietata la vibrazione delle casseforme, dell'armatura e di strati sottostanti o contigui già consolidati. La temperatura del conglomerato, al momento della posa in opera, deve essere compresa tra +10°C e +30°C. E' vietata la posa in opera in presenza di pioggia o neve oppure quando la temperatura ambiente non sia compresa tra 0°C e + 35°C, salvo che la Stazione Appaltante, su richiesta dell'Appaltatore, consenta di adottare particolari accorgimenti per garantire la perfetta riuscita del getto e la relativa stagionatura. Il getto di ogni elemento strutturale deve essere eseguito, di norma, in un'unica soluzione. Se l'opera lo richiede il getto è eseguito in più fasi; in tal caso le riprese devono essere orizzontali per i getti sovrapposti, verticali o a riseghe per i getti accostati. Il getto della singola fase deve procedere con velocità tale che il tempo di ricoprimento sia inferiore a quello che comporta la perdita di capacità di compattazione del conglomerato sottostante. Si potrà richiedere l'impiego di pasta pennellabile per le riprese di getto tipo "SIKADUR 32" della SIKA, tipo "EPORIP" della MAPEI o simili, previa autorizzazione della Direzione Lavori con le modalità esecutive suggerite dal produttore.

In base alle specifiche precedentemente esposte si diede seguito alla messa in opera della nuova soletta in cemento armato che fu realizzata con un conglomerato reoplastico caratterizzato da $a/c \leq 0.45$ ed $R_{ck} \geq 50$ MPa (Figura 80 e Figura 81). Particolare importanza fu data anche agli accorgimenti non strutturali quali l'impermeabilizzazione dell'impalcato e la formazione di gocciolatoi per ridurre il contatto del c.a. con l'acqua piovana.

Dopo aver realizzato il nuovo impalcato, l'Impresa esecutrice preparò il sottofondo delle travi per l'applicazione di tessuti bidirezionali in fibra di carbonio (Figura 82).



Figura 80 - Armatura del nuovo impalcato



Figura 81 - Il nuovo impalcato in fase di stagionatura

In merito alle applicazioni di FRP va segnalato, tuttavia, che i tessuti furono in taluni casi posti in opera con arrotondamento imperfetto degli spigoli delle travi (Figura 83), per quanto le indicazioni progettuali e di capitolato prevedessero la riduzione degli angoli in smussature circolari di 2 cm di raggio.



Figura 82 - Operai impegnati nell'applicazione di FRP



Figura 83 – Dettaglio degli spigoli.

Il costo complessivo delle opere di risanamento dell'impalcato è stato di 149'704.00 €. La ripartizione degli importi spesi è illustrata in Tabella 44 e Figura 84.

| Lavorazioni | € |
|--------------------------------|-------------------|
| Casseri e ponteggi | 9 100.00 |
| Demolizioni | 19 624.00 |
| Rifacimento del piano stradale | 13 823.00 |
| Nuove opere in c.a. | 29 600.00 |
| Risanamento del c.a. esistente | 60 457.00 |
| Rivestimento protettivo | 17 100.00 |
| totale | 149 704.00 |

Tabella 44 – Costi delle singole categorie di lavorazione

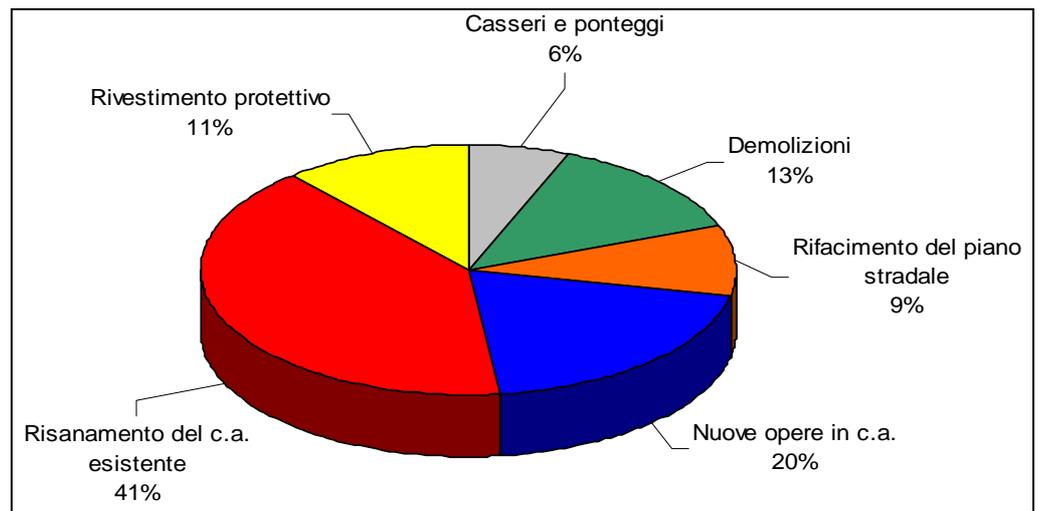


Figura 84 - Ripartizione percentuale delle somme investite per il risanamento dell'opera
 Attualizzando le somme impiegate negli anni '50 per costruire il ponte, si ottiene una stima approssimativa dei costi pari a circa 325.000 euro, comprensiva di strutture di fondazione, elevazione e completamento del piano stradale. Ciò significa che per il recupero della struttura è stato speso circa il 46 % dell'importo iniziale
 Si possono calcolare alcuni indicatori di costo, sapendo che le travi riparate hanno un volume di 56 mc e che la soletta realizzata misura 36 mc:

Costo unitario dell'intervento: $149\,704.00 \text{ €} / (56 \text{ mc} + 36 \text{ mc}) = 1\,627.22 \text{ €/mc}$

Costo del ripristino delle travi: $60\,457.00 \text{ €} / 56 \text{ mc} = 1\,079.59 \text{ €/mc}$

In particolare il ripristino delle travi, eseguito con FRP, è costato più di un tradizionale intervento di aumento della sezione con posizionamento di nuove armature. Infatti, essendo stati trattati circa 349.14 mq di superficie, ipotizzando un ringrosso di 5 cm, da eseguire solo sulle travi, ed un semplice ripristino di 2 cm di spessore per le porzioni limitrofe (Figura 85), risulterebbero necessari circa 13.95 mc di malta a ritiro compensato per un costo complessivo di 29 000.00 €, determinando in 527.27 €/mc il prezzo per il consolidamento delle sole travi.

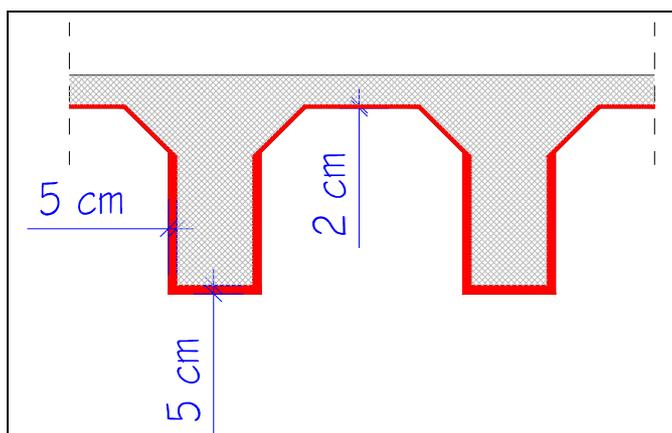


Figura 85 - Ipotesi di ringrosso con aggiunta di nuove armature



Figura 86 - Il ponte dopo il consolidamento

| | |
|--|---|
| Tipo intervento: | consolidamento |
| Anno dell'opera: | fine anni '50 |
| Importo a base d'asta: | 184 434,00 € (trattativa privata) |
| Ribasso offerto: | 10.00 % |
| Caratteristiche dell'impresa esecutrice: | specializzata in recupero del cemento armato |
| Presenza di subappalto: | no |
| Analisi di laboratorio in fase progettuale: | carotaggi con test colorimetrico alla fenolftaleina |
| Prove a rottura: | solo cls |
| Specifiche dei materiali da ripristino nel progetto: | si |
| Trattamenti idrofobizzanti: | si |
| Sospensioni in caso di gelo: | si |
| Ordini di servizio con effetti sulla condotta dei lavori: | nessuno |
| Perizia suppletiva: | no |
| Fine lavori: | 19 dicembre 2003 |

Tabella 45 - Sinottico riepilogativo dell'intervento

5. RIPRISTINO DI UN PONTE A RADICOFANI

Il ponte in esame è situato nel Comune di Radicofani (Siena) sulla Strada Provinciale n.24. Nella relazione progettuale fornita dal progettista si legge:

“L’opera d’arte, lunga circa 14 m, è costituita da n.3 campate di lunghezze rispettive 2,00, 6,70 e 2,00 metri con due spalle laterali rivestite in pietra e due pile di sezione rettangolare anch’esse rivestite in pietra.

L’altezza dell’impalcato, nella sua quota massima è di 3,70m, l’altezza della trave di riva è pari a 0,50 m e il cordolo 0,40 m (Figura 87 e Figura 88).”



Figura 87 – Il ponte prima dell’intervento



Figura 89 – Dettaglio di una trave di riva

“In molte zone il copriferro è completamente saltato, inoltre i ferri si presentano completamente ossidati, pertanto gli interventi di ripristino sono da considerarsi indispensabili.

Al fine di eliminare le deficienze sopra esposte e conferire alla strada idonee condizioni di transitabilità e sicurezza, è necessario intervenire con sollecitudine mediante rinforzi strutturali e prevedendo i seguenti lavori:

- *Demolizione corticale e profonda (per uno spessore max. 10 cm) di porzioni di calcestruzzo ammalorato;*
- *Aumento di sezione delle armature resistenti mediante saldatura in opera di modeste quantità di barre d'acciaio (Figura 91C) ;*
- *Trattamento anticorrosivo delle armature esistenti (Figura 91A e Figura 91B);*
- *Risanamento e ripristino del calcestruzzo ammalorato mediante betoncino reoplastico a ritiro compensato;*

- *Rivestimento protettivo del conglomerato cementizio.”*



Figura 90 – Copriferro ammalorato di una trave di riva

Da quanto precedentemente riportato si evince che il progettista ha correttamente individuato le cause del degrado ed i trattamenti di risanamento da attuare. I lavori, non particolarmente complessi, iniziati il 12 giugno e completati il 24 giugno 2003, sono stati discretamente eseguiti dall'impresa appaltatrice in solo nove giornate lavorative.

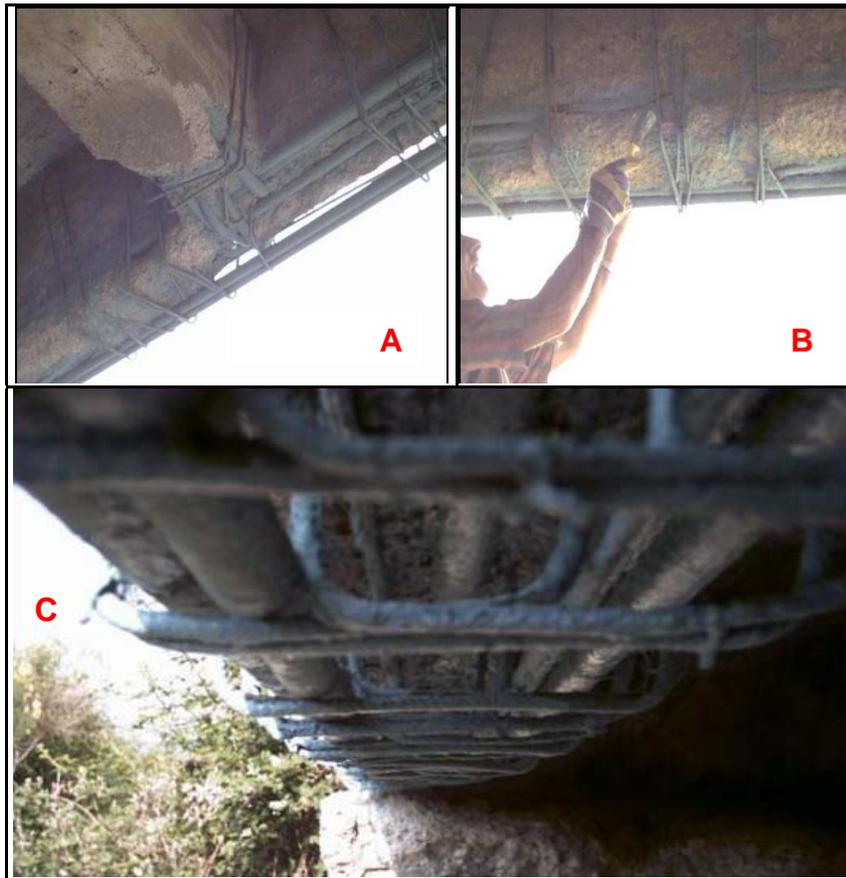


Figura 5 – Alcune fasi esecutive del risanamento

Di seguito si riportano i costi derivanti dall'analisi economica degli interventi di ripristino:

| Indicazione dei lavori e delle provviste | Importo [€] | €/mc risanato |
|--|------------------|-----------------|
| Sistemazione delle armature esistenti e pretrattamento superfici | 646.86 | 138.50 |
| Casseforme | 696.78 | 149.19 |
| Rivestimento protettivo | 1 785.47 | 382.29 |
| Fornitura e posa in opera di nuove armature | 1 979.90 | 423.92 |
| Demolizione corticale e profonda | 2 279.78 | 488.13 |
| Ponteggio tubolare | 5 740.76 | 1229.17 |
| Getto di risanamento | 6 865.56 | 1470.00 |
| Totale | 19 995.13 | 4 281.20 |

Tabella 46 – Costi delle lavorazioni e loro relativa incidenza

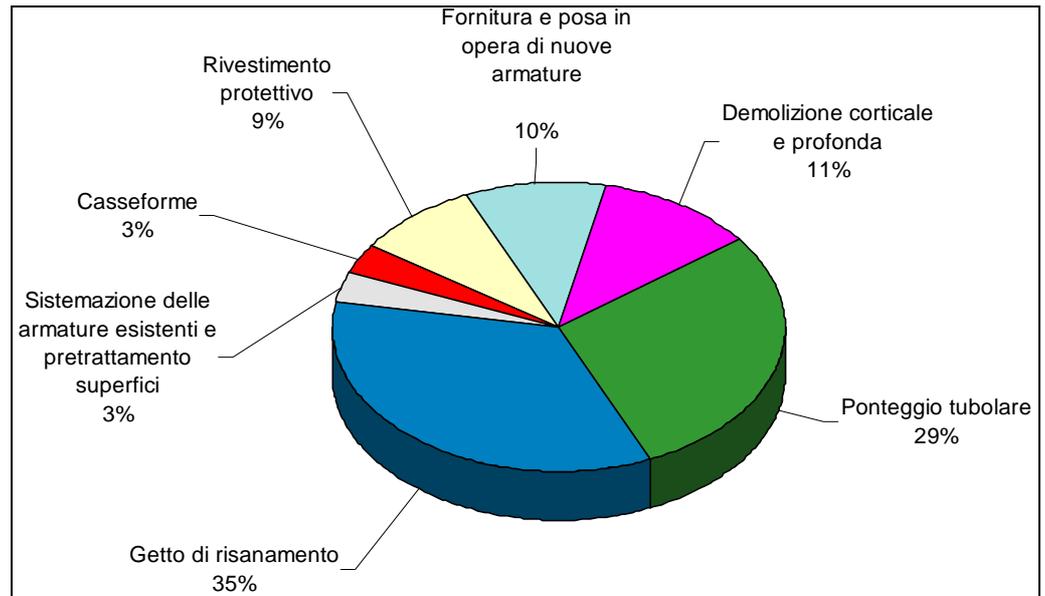


Figura 92 – Incidenza delle lavorazioni (risanati 4.26 mc)

Accorpare le categorie precedenti e comparandone gli importi con quelli necessari per realizzare ex novo le travi oggetto d'intervento si ottiene:

| Indicazione dei lavori (risanamento) | Importo [€] | Indicazione dei lavori (nuova opera) | Importo [€] |
|--------------------------------------|-------------|--------------------------------------|-------------|
| Risanamento | 13 557.58 | Cls + armature + intonaco | 1 491.00 |
| Casseforme | 696.78 | Casseforme | 696.78 |
| Ponteggio tubolare | 5 740.76 | Ponteggio tubolare | 5 740.76 |
| | | | |
| Totale risanamento | 19 995.13 | Costo di un nuovo ponte | 225 000 |

Tabella 47 – Comparazione economica tra risanamento e rifacimento ex novo delle travi. L'ultimo rigo della tabella mostra che il consolidamento costa circa il 9% di un nuovo ponte.

Si verifica semplicemente che il prezzo di risanamento risulta essere circa dell'809% superiore all'importo da sostenere per costruire ex novo gli elementi trattati, dimostrando che le spese necessarie per realizzare un calcestruzzo ad alta durabilità devono essere percepite come investimento e non come costo.



Figura 93 - Il ponte alla conclusione dei lavori

| | |
|--|--|
| Tipo intervento: | consolidamento |
| Anno dell'opera: | ricostruzione postbellica (II guerra mondiale) |
| Importo a base d'asta: | 19 995.13 € (trattativa privata) |
| Ribasso offerto: | 0.21 % |
| Caratteristiche dell'impresa esecutrice: | specializzata in recupero del cemento armato |
| Presenza di subappalto: | no |
| Analisi di laboratorio in fase progettuale: | No. Eseguito in sito test colorimetrico alla fenolftaleina |
| Prove a rottura: | solo cls |
| Specifica dei materiali da ripristino nel progetto: | si |
| Trattamenti idrofobizzanti: | si |
| Sospensioni in caso di gelo: | no, i lavori si sono svolti nel periodo estivo |
| Ordini di servizio con effetti sulla condotta dei lavori: | nessuno |
| Perizia suppletiva: | no |
| Fine lavori: | giugno 2003 (nove giornate lavorative) |

Tabella 48 - Sinottico riepilogativo dell'intervento

6. COSTRUZIONE DI UN MURO DI SOTTOSCARPA A SOVICILLE

Questo caso studio è interessante per una serie di eventi particolari che, verificatisi durante l'esecuzione dei lavori, grazie a prescrizioni progettuali molto severe, non hanno pregiudicato la qualità del prodotto finito.

Il muro in oggetto è stato costruito per sostituire le funzioni di un vecchio manufatto in pietra che sorreggeva una strada nel territorio della Provincia di Siena nei pressi di un manufatto di pregio storico denominato "ponte della Pia" (Figura 94). La decisione di costruire un muro in cemento armato maturò in seguito alla comparsa sulla sede viaria di evidenti segni di collasso della vecchia opera di contenimento. L'Ente gestore della strada decise, dunque, di avviare d'urgenza la costruzione di una nuova struttura di sostegno in c.a. che potesse garantire la viabilità in sicurezza.

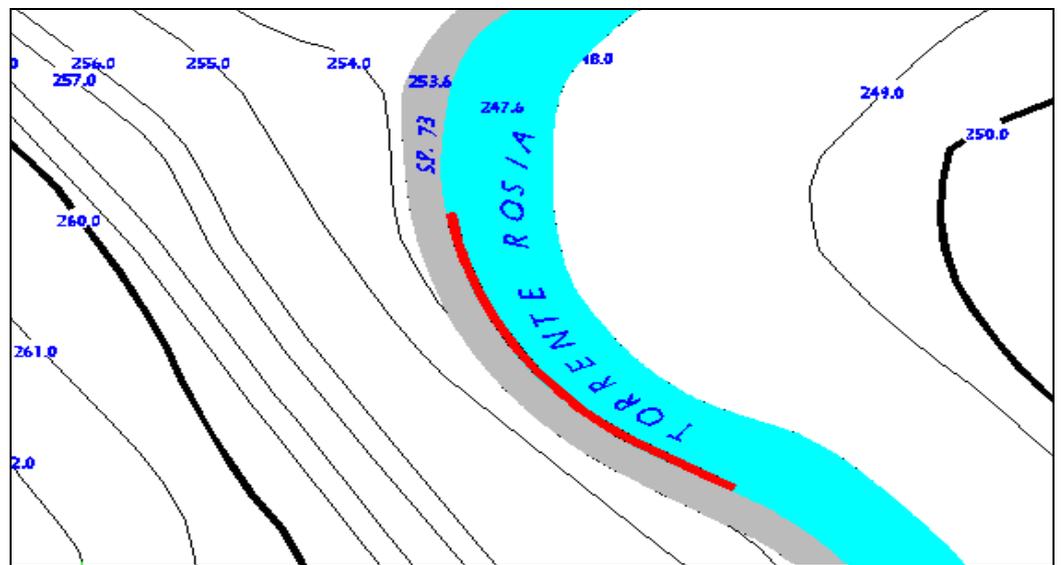


Figura 94 – Ubicazione dell'area dell'intervento (segnato in rosso)

Il sito presentava problematiche esecutive notevoli sia perché il nuovo muro doveva essere fondato nell'alveo di un torrente (Figura 95) sia per l'impervia orografia (Figura 96).

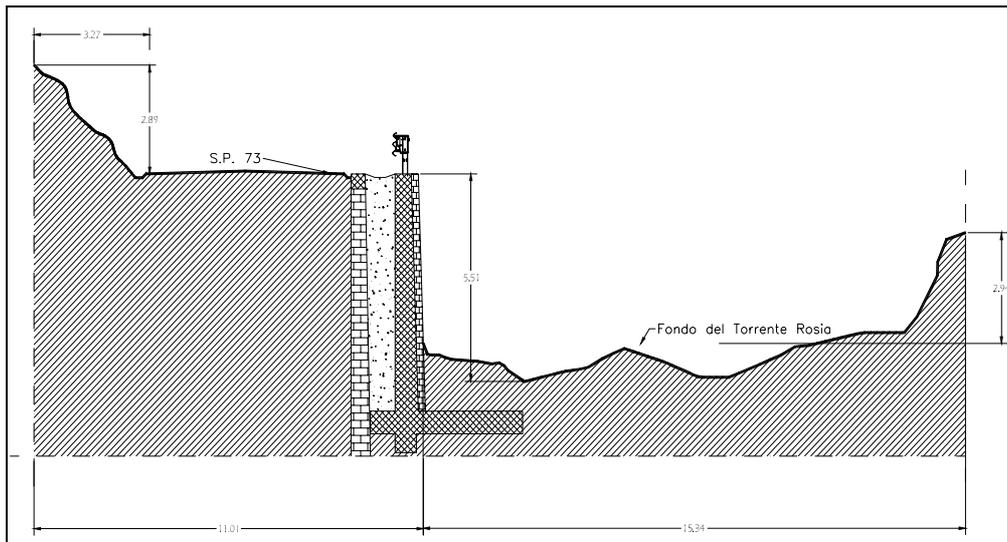


Figura 95 – Schema progettuale dell'opera



Figura 96 – Il sito in esame

Il progettista aveva individuato una serie di elementi chiave per garantire la durabilità dell'opera:

- l'opera sarebbe stata esposta a cicli di bagnatura ed essiccazione che la mettevano a rischi di carbonatazione;
- il piano stradale al di sopra del muro è soggetto a salatura durante tutto il periodo invernale;
- il sito, denominato "valle gelata", è noto per il clima avverso, caratterizzato da temperature minime invernali abbondantemente sotto gli 0°C, umidità percentuale molto elevata e venti sferzanti;
- c'era la forte probabilità che i getti di calcestruzzo sarebbero avvenuti con temperature prossime agli zero gradi centigradi.

L'analisi, condotta in fase progettuale, individuò condizioni ambientali di tipo XC4 ed XF2. Tra le due, risultando più gravosa la XF2, doveva essere prescritto un calcestruzzo Rck 37 MPa. Per produrre un cls con Rck 37 MPa, utilizzando un cemento titolo 42.5R, sarebbe stato sufficiente un a/c max ≤ 0.57 ma per rispettare le linee guida per il calcestruzzo strutturale (normativa volontaria) sarebbe stato necessario utilizzare a/c ≤ 0.50 ed un contenuto di cemento superiore a 320 kg per m³ di miscela omogenea (Tabella 49). Inoltre, essendo necessario produrre un calcestruzzo resistente ai cicli gelo-disgelo, si rendeva indispensabile l'aggiunta di additivi aeranti (tipo *Mapeplast PT1 Mapei*) con riduzione del rapporto a/c a 0.48 (Figura 97).

| Tipo di degrado | Classe | Descrizione dell'ambiente di esposizione | a/c max | cemento minimo [Kg/m ³] | Rck min [Mpa] | C min [mm] |
|---|--------|--|---------|-------------------------------------|---------------|------------|
| II classe Corrosione indotta dalla carbonatazione | XC4 | Cicli di bagnatura ed essiccazione | 0.50 | 320 | 37 - 40 | 30 |
| V classe Attacco da cicli gelo-disgelo | XF2 | Grado moderato di saturazione in presenza di sali disgelanti | 0.50 | 320 | 37 - 40 | 30 |

Tabella 49 – Rischi possibili di degrado per l'esecuzione del muro di sostegno.

Fu prescritto, quindi, un calcestruzzo dotato di $R_{ck} \geq 37$ MPa, additivato con aeranti, con classe di lavorabilità S3, rapporto a/c non superiore a 0.48 e contenuto di cemento non inferiore a 320 Kg/m^3 . Nel capitolato, inoltre, fu specificato che i getti dovevano essere sospesi in caso di gelo e che, in caso di estrema necessità, la Direzione la lavori avrebbe potuto autorizzarne l'esecuzione solo con temperature ambientali superiori a -5°C ed utilizzando miscele additivate con antigelo (tipo *Antigelo S* esente da cloruri della Mapei). La ditta che vinse la gara d'appalto aveva caratteristiche e capacità al di sopra della media locale, è specializzata in opere in cemento armato e dotata di un proprio impianto di betonaggio.

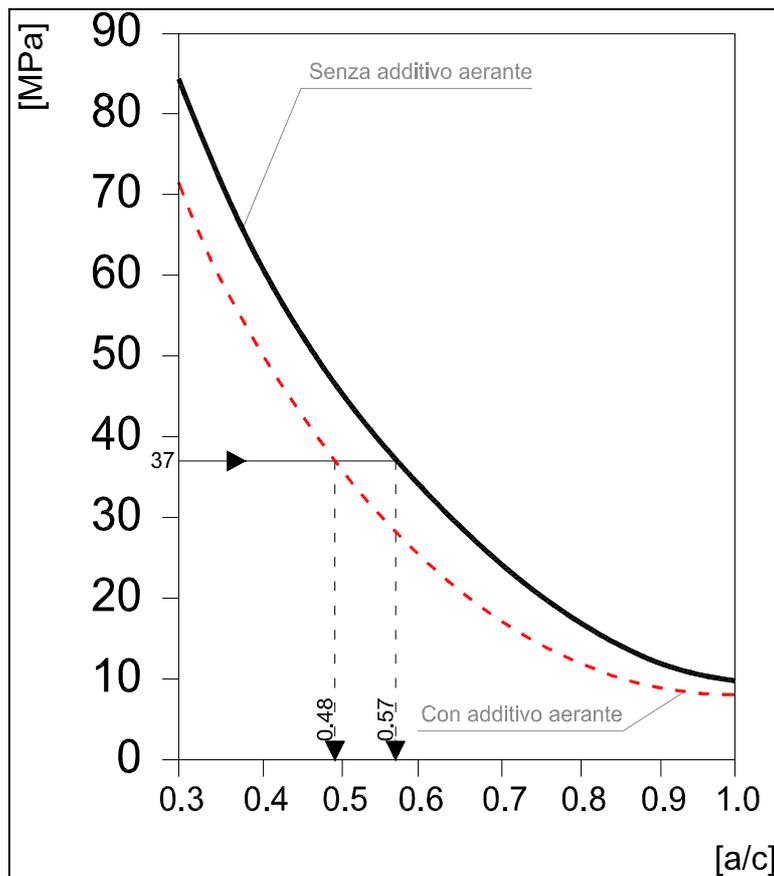


Figura 97 – Studio del quantitativo d'acqua da impiegare per produrre un cls resistente ai cicli gelo disgelo

I lavori, iniziati il 18 novembre 2004 (Figura 98), subirono subito forti attacchi da parte degli abitanti della zona (Figura 99) che per tutelare il paesaggio da uno scempio ambientale riuscirono a strappare alla stazione appaltante la promessa di eseguire i lavori in tempi molto ridotti e di rivestire l'opera con pietra locale, a tutto vantaggio della durabilità del manufatto.



Figura 98 - Operazioni preliminari per la posa in opera delle armature.

Durante l'esecuzione si verificarono una serie di eventi che misero a dura prova l'esecuzione. Dapprima la rottura di un argine provvisorio provocò l'allagamento del cantiere (Figura 100), successivamente l'abbassamento delle temperature costrinse ad eseguire i getti utilizzando degli additivi antigelo. Un ulteriore peggioramento delle condizioni atmosferiche obbligò la Direzione Lavori a prescrivere l'uso di pannelli termoisolanti per garantire una corretta ed efficace stagionatura.



Figura 99 - Alcuni articoli pubblicati sulla stampa locale

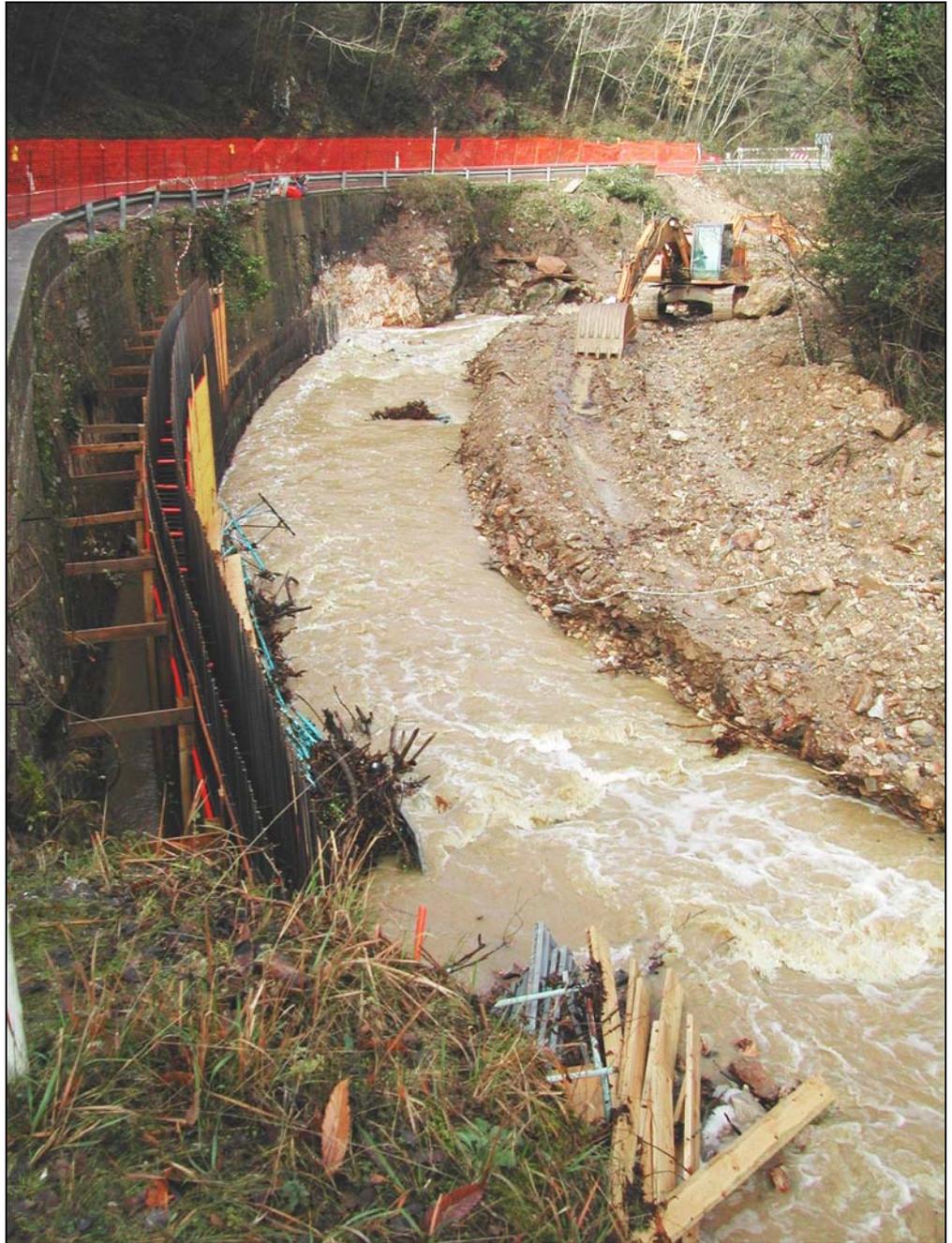


Figura 100 –Allagamento del cantiere



Figura 101 – Esposizione a cicli gelo disgelo

Nonostante tutte le vicissitudini, grazie a delle prescrizioni progettuali molto cautelative, si riuscì ad ottenere un calcestruzzo di ottima qualità, esente da nidi di ghiaia, fessurazioni da ritiro (Figura 102) e soprattutto con un copriferro netto di 55 mm (testato con pacometro).

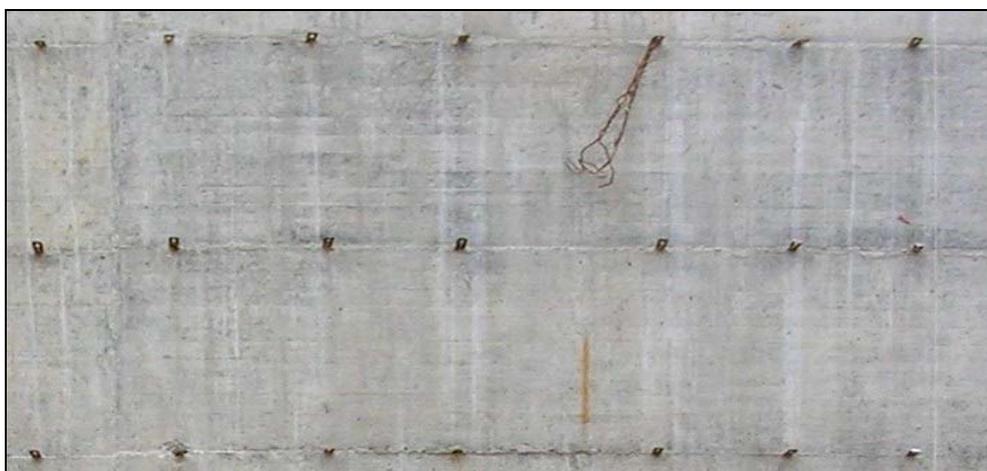


Figura 102 – Particolare della superficie finita del paramento in cemento armato.



Figura 103 - La struttura in esercizio

L'Impresa esecutrice, in un'intervista eseguita in cantiere, ha dichiarato che utilizzando un calcestruzzo di qualità inferiore la Stazione Appaltante non avrebbe risparmiato più di 5500 € (corrispondenti al 2.96 % del costo totale) e che il Direttore di cantiere, per la tipologia di opera in esame, non avrebbe autorizzato getti di miscele con Rck inferiore ai 30 MPa.

In sintesi questo caso studio dimostra come sia possibile prevedere molti degli eventi che pregiudicano la qualità finale delle opere in cemento armato e come, con le dovute precauzioni e con l'impiego di manodopera specializzata, sia possibile ottenere buoni risultati anche in condizioni in molto difficili.

| | |
|--|--|
| Tipo intervento: | nuova costruzione |
| Anno dell'opera: | fine anno 2004 |
| Importo a base d'asta: | 185 540,32 € (trattativa privata) |
| Ribasso offerto: | 5.00 % |
| Caratteristiche dell'impresa esecutrice: | specializzata in opere in cemento armato, possiede un impianto di betonaggio ed un impianto di precompressione |
| Certificazioni possedute dell'impresa: | ISO 9001 - SOA OG3 illimitata |
| Presenza di subappalto: | no |
| Analisi di durabilità in fase progettuale: | si (XF 2) |
| Trattamenti idrofobizzanti: | si |
| Sospensioni in caso di gelo: | si con temperatura inferiore ai -5°C |
| Ordini di servizio con effetti sulla condotta dei lavori: | nessuno |
| Perizia suppletiva: | no |
| Volume opere strutturali: | 370 mc circa |
| Opere strutturali: | dal 29 novembre 2005 al 22 dicembre 2005 (13 giornate lavorative) |

Tabella 50 – Sinottico riepilogativo dell'intervento

CAPITOLO 9

CONCLUSIONI

1. NOTE SUI CASI STUDIO E PROSPETTIVE DI FUTURI SVILUPPI

Frequentando i cantieri si ha la forte sensazione che le strutture prodotte oggi avranno domani gli stessi problemi di strutture prodotte cinquanta anni fa, nonostante gli sforzi di ricerca fino ad ora compiuti.

I cinque casi studio proposti nel capitolo precedente hanno consentito di esaminare il comportamento dei soggetti coinvolti nei processi riabilitativi e produttivi delle costruzioni in conglomerato cementizio armato. La prima impressione è che i tre attori principali, cioè progettista, impresa e committente, abbiano una percezione completamente diversa del problema della durabilità.

I progettisti, mediamente, conoscono le forme più comuni di degrado del cemento armato e spesso riescono ad effettuare diagnosi ancor prima di ricevere i risultati delle indagini sperimentali eventualmente prescritte. La preparazione dei tecnici, in alcuni casi, risente della carenza di aggiornamenti professionali e teorici, conducendo

a scelte che possono rivelarsi errate. E' il caso, molto frequente, di progetti di miglioramento sismico che utilizzano in input la resistenza in situ del calcestruzzo rilevata con il solo uso dello sclerometro. Si è visto in precedenza quanto grande possa essere l'errore derivante da una campagna di rilevazione basata solo su misure sclerometriche, certamente più semplici e molto più economiche del metodo Sonreb accoppiato ai carotaggi. La sclerometria, infatti, richiede un investimento iniziale molto basso (uno sclerometro analogico costa press'a poco 250€ e richiede una verifica periodica ogni 1000 battute circa, dal costo approssimativo di 50 €). I carotaggi, invece, richiedono spese non trascurabili, non inferiori ai 250 € cadauno, con costi variabili in funzione del diametro e della profondità di perforazione, dei lavori di ripristino della porzione indagata. In sostanza, dunque, accade che alcuni ingegneri ed architetti impieghino tecniche di rilevazione più economiche e meno precise di altre molto più costose ed affidabili per realizzare un risparmio sugli oneri della propria prestazione. In altri termini qualche progettista cerca di essere competitivo offrendo il proprio lavoro a parcelle più basse di altri oppure risparmiando alla committenza delle spese, allo stato attuale, inevitabili.

Si viene a creare, così, una distorsione del mercato professionale, imponendo ai più scrupolosi di competere con colleghi meno attenti alla qualità. Inoltre, chi conosce le problematiche legate alla durabilità del cemento armato si trova spesso nell'imbarazzo della scelta tra uso di calcestruzzo con elevato Rck e costi di costruzione ridotti al minimo per non perdere i clienti. Sarebbe opportuna, dunque, una norma, redatta coinvolgendo gli ordini professionali, che indichi espressamente quando usare miscele ad alte prestazioni ed alta durabilità, consentendo una competizione professionale sana, basata sulla conoscenza più che sull'ignoranza.

La direzione dei lavori, per il professionista attento e presente in cantiere, diviene, spesso, una complicata e faticosa lotta con l'impresa che tenta di ridurre i tempi oltre ai costi di costruzione. L'impresa, per definizione un organismo che coordina prestazioni di lavoro e strumenti adeguati per il conseguimento di finalità

economiche, è giustamente volta alla massimizzazione del profitto. Spesso, però, succede che l'imprenditore cerchi di realizzare, in malafede, un maggior guadagno, ricorrendo a materiali non conformi alle specifiche di capitolato e che consentono notevoli economie esecutive. E', sicuramente, questa la situazione che porta ad aggiungere acqua in eccesso ai calcestruzzi preconfezionati e forniti in cantiere con autobetoniere. E' appena il caso di sottolineare che l'acqua di impasto per l'impresa rappresenta la misura della lavorabilità mentre per il progettista è sintomatica della resistenza meccanica. Questa tendenza è stata riscontrata su diversi cantieri, di cui, mancando l'assenso alla divulgazione, non è stato possibile riportarne le esperienze. L'esempio che segue chiarisce quanto grave sia il danno che si provoca annacquando un calcestruzzo preconfezionato.

Per produrre un conglomerato con classe di consistenza S3 (semi-fluida), diametro massimo degli inerti di 25 mm, cemento tipo CEM II A/L 42.5, $R_{ck} = 30$ MPa servono 210 litri/m³ d'acqua e 333 Kg/m³ di cemento, con rapporto a/c risultante pari a 0.63. Se in cantiere si modifica la lavorabilità aggiungendo 15 litri/m³ d'acqua si ottiene una classe di consistenza S5 (superfluida) ma con resistenza meccanica penalizzata a 24 N/mm². Per mantenere invariata la resistenza andrebbero aggiunti, insieme ai 15 litri d'acqua, anche 24 kg/m³ di cemento. La lavorabilità si potrebbe modificare anche con l'uso di additivi ma i termini del problema non cambiano: a parità di resistenza meccanica l'incremento di lavorabilità si traduce nell'aumento dei costi.

| classe di consistenza | slump [mm] | denominazione | tipologia strutturale |
|-----------------------|------------|---------------|---|
| S1 | 0-40 | terra umida | pavimenti messi in opera con vibrofinitrice |
| S2 | 50-90 | plastica | strutture messe in opera con casseri rampanti |
| S3 | 100-150 | semi-fluida | strutture non armate o poco armate |
| S4 | 160-200 | fluida | strutture mediamente armate |
| S5 | > 210 | super-fluida | strutture fortemente armate, di ridotta sezione e/o complessa geometria |

Tabella 51 - classe di consistenza del calcestruzzo

| Diametro [mm] | Acqua richiesta per classe di consistenza [kg/m ³] | | | | |
|---------------|--|-----|-----|-----|-----|
| | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 |
| 8 | 195 | 210 | 230 | 250 | 255 |
| 16 | 185 | 200 | 220 | 240 | 245 |
| 20 | 180 | 195 | 215 | 225 | 230 |
| 25 | 175 | 190 | 210 | 215 | 225 |
| 32 | 165 | 180 | 200 | 210 | 220 |

Tabella 52 – Richiesta d'acqua in funzione dell'acqua di impasto e del diametro massimo degli inerti

Così, alcune volte, le imprese reagiscono alla diversificazione dei prezzi ordinando calcestruzzi ad alta consistenza (S3 se non S2) ed aggiungendo in cantiere l'acqua necessaria per elevare la lavorabilità a quella desiderata. Il vantaggio economico consiste in un getto più rapido, con maggiore produttività ed in una compattazione meno impegnativa, quindi con minor costo di manodopera. Per ottenere conglomerati di alta durabilità occorre impiegare calcestruzzi con elevate resistenze meccaniche, posti in opera con il maggior grado di compattazione possibile preferibilmente pari ad 1 e comunque non inferiore a 0.97. Tale obiettivo può essere raggiunto facilmente se si prescrivono calcestruzzi a consistenza fluida o superfluida anche in assenza di un'efficace vibratura in cantiere.

L'abbattimento dei costi spesso si realizza anche riducendo i tempi di cantierizzazione. E' il caso della mancata stagionatura, tanto importante quanto disattesa, di pareti in calcestruzzo scasserete dopo solo 16 ore (getto eseguito la sera e sformato il mattino seguente). Anche qui le ragioni sono essenzialmente di profitto: la stagionatura è una lavorazione che le imprese non vogliono eseguire se non è espressamente prevista nel computo metrico estimativo. In Canada, di recente, si stanno ottenendo buoni risultati riconoscendo un prezzo per la stagionatura ed introducendo uno specifico paragrafo nel capitolato speciale d'appalto.



Figura 104 - Nidi di ghiaia, elevata porosità e riduzione della resistenza meccanica sono solo alcuni dei difetti derivanti da una scarsa compattazione. La foto ritrae un setto in c.a. eseguito a Siena nell'aprile 2005.

La committenza, spesso, non ha la percezione della qualità esecutiva delle strutture in cemento armato. D'altronde i committenti, siano essi enti pubblici o privati, nominano appositamente un progettista ed un direttore dei lavori che curino i loro interessi. Infatti, è soprattutto obbligo del direttore dei lavori garantire che il cantiere realizzi correttamente le opere progettate e che il costruttore non commetta gravi errori.



Figura 105 - Provincia di Siena, marzo 2005. Si noti come le armature per la costruzione di un muro di sostegno fossero state appoggiate direttamente sul terreno. Il Direttore dei Lavori ha dovuto emettere un ordine di servizio per obbligare l'impresa ad eseguire il previsto strato di magrone, "accorgimento" che, ai nostri giorni, dovrebbe essere quantomeno scontato.

Le spese di ripristino delle strutture in cemento armato sono molto elevate, sia per la complessità delle operazioni da eseguire quali la rimozione delle parti ammalorate, la pulizia delle armature ossidate, la posa in opera di materiali speciali per il consolidamento, sia per l'esistenza di costi indiretti quali la realizzazione di opere provvisorie, la demolizione e la ricostruzione di parti accessorie o di complemento della costruzione, le interruzioni di servizio. Accade molto spesso che i costi di recupero siano paragonabili a quelli di una nuova costruzione. Nonostante ciò, non

esiste in Europa ed Italia una normativa cogente che, al pari degli eurocodici, dei decreti ministeriali e delle ordinanze, indichi un protocollo per la corretta realizzazione di strutture in c.a. ad alta durabilità, parallelamente non c'è un testo normativo, non a carattere volontario, che ne disciplini il recupero.

Tuttavia, le cose stanno lentamente cambiando. Nel 1992 il German Committee on Reinforced Concrete ha pubblicato le *Linee guida per la protezione ed il ripristino dei componenti in calcestruzzo armato* e nel 1993 una commissione del Rilem ha prodotto la Rilem 124 SRC, una raccomandazione tecnica dal titolo: *Strategie di strutture in calcestruzzo danneggiate dalla corrosione delle armature*.

E' auspicabile, in tal senso, studiare un testo normativo cogente per quanti realizzano e riparano le strutture in cemento armato, un regolamento che prescriva il livello prestazionale minimo dei calcestruzzi da impiegare in funzione dell'ambiente di esposizione, introducendo dei parametri di qualità, quali il rapporto a/c, la lavorabilità, il contenuto di cemento per metro cubo e non più solo la misura dell' R_{ck} .

Il testo potrebbe essere articolato in fasi relative alla formazione della decisione:

- a) valutazione delle condizioni ambientali e/o di degrado;
- b) determinazione analitica della vita di servizio in funzione delle condizioni espositive;
- c) scelta dei materiali e della strategia di intervento;
- d) redazione del progetto (nuova costruzione/recupero);
- e) messa in opera e controllo di qualità supportato da indagini di laboratorio (lavorabilità, contenuto d'acqua del calcestruzzo, ecc.);
- f) controllo finale dell'opera con verifica della resistenza sui cubi di prova e su carote estratte dalla struttura;
- g) Eventuale revisione del piano di manutenzione redatto in fase progettuale.

E' necessario rivedere anche il capitolato generale delle opere pubbliche, introducendo la stagionatura quale lavorazione, sottolineando la necessità di eseguire

la maturazione umida dei getti e determinando il giusto compenso da inserire nei prezziari regionali. Dopo più di cento anni, ancora si assiste alla produzione di nuove costruzioni con copriferro minimo o inesistente. Per garantire il risultato è forse giunto il momento obbligare contrattualmente i costruttori ad impiegare sistematicamente i distanziatori in plastica, poco diffusi ma dal prezzo molto contenuto. Contemporaneamente a questa presa di coscienza da parte del legislatore sarebbe opportuno migliorare alcune tecniche di indagine non distruttiva, ad esempio determinando, una curva sperimentale per realizzare, con maggiore affidabilità, campagne sclerometriche su calcestruzzi invecchiati.

“Di durabilità del calcestruzzo si scrive e si parla tanto. E da molto tempo. Ma in pratica che si fa? Poco in relazione alle conoscenze sull’argomento. Eppure il vantaggio economico del calcestruzzo durabile è ormai innegabile. L’impiego di un calcestruzzo durevole fa aumentare il costo del materiale del 10-20% , ma il costo dell’opera per non più dell’1%. Tuttavia i costi di restauro per un’opera in calcestruzzo non durabile possono raggiungere fino a 125 volte il costo originale dell’opera quando il degrado è così avanzato da rendere la stessa inservibile per le originali funzioni. Ma chi trae il vantaggio economico dalla durabilità dell’opera? Solo il proprietario. Ed è quindi il committente dell’opera ed il suo progettista a dover rispettivamente pretendere e prescrivere la durabilità. Qualcuno sostiene con malizia che l’impresa tragga vantaggio dal costruire, oggi, un’opera non durabile per assicurarsene domani, il lavoro di restauro. Ma a parte la battuta, nessuna impresa impiegherà un materiale più efficiente ma più costoso se non esiste una precisa prescrizione in capitolato e se non a fronte di un giusto riconoscimento economico.

In sostanza, occorre che la durabilità sia prescritta dal progettista in capitolato, che ci sia il giusto riconoscimento economico all’impresa, e che si eserciti un

controllo in corso d'opera per verificare se la prescrizione è stata rispettata. La verifica della prescrizione è possibile solo se è basata su determinazioni di proprietà oggettivamente misurabili o su operazioni facilmente controllabili” ... *omissis* ... “Si dovrebbero bandire, da ogni capitolato che si rispetti, frasi generiche ed ambigue come *calcestruzzo di buona qualità* oppure *esecuzione a regola d'arte* o determinazioni impossibili come quella sul dosaggio di cemento in una carota di calcestruzzo.”⁶

⁶ M. Collepari, *D come durabilità: si parla, si parla ma che si fà? Raccomandazioni a chi produce e mette in opera calcestruzzo durabile*”, dal sito www.enco-journal.com

BIBLIOGRAFIA

1. AA.VV., *Il Calcestruzzo Vulnerabile. Prevenzione, diagnosi del degrado e restauro*, Edizioni Tintoretto, Ponzano Veneto, 2005;
2. AA.VV., *Il degrado dei pannelli multistrato in calcestruzzo*, Ancona: CLUA, 1997;
3. AA.VV., *MANUALE del calcestruzzo (Concrete manual)*. Milano, U. Hoepli, 1955;
4. AA.VV., *Manuale di progettazione edilizia*, voll. 1-4-5, Milano, Hoepli, 1995;
5. Albenga Giuseppe, *Tecnica del cemento armato*, a cura dell'Istituto nazionale per gli studi e la sperimentazione nell'industria edilizia, Roma, Edizioni della bussola, 1946;
6. American Society for Testing and Materials - Committee G-3; (1988). *ASTM E 632-82 - Standard practice for developing accelerated tests to aid prediction of the service life of building components and materials*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 14.02, 348-353.
7. Anas: Ente Nazionale Per Le Strade - Centro Sperimentale Stradale, *Materiali e tecniche di intervento per il ripristino di calcestruzzi dei ponti e viadotti*. Roma: Gangemi, stampa 1997
8. Arcangeli Attilio, *Le costruzioni in cemento armato*, Milano, Hoepli, 1948;
9. Arcangeli Attilio, *Manuale pratico per l'impiego del cemento armato*, Milano, Hoepli, 1933;
10. Arosio Giovanni, *La progettazione di costruzioni in cemento armato*, Milano, Hoepli, 1947;
11. Associazione Italiana Tecnico Economica Del Cemento Aitec, *Il calcestruzzo: impieghi del calcestruzzo in relazione alle condizioni di ambiente*. Milano, AITEC, 1991 (Studio Minini Arti Grafiche Possenti);

12. Associazione Italiana Tecnico Economica Del Cemento AITEC, *Il calcestruzzo preconfezionato*, Milano, AITEC, 1991;
13. Associazione Italiana Tecnico Economica Del Cemento AITEC, *Il cemento armato : calcestruzzo*, Piacenza, AITEC, 1991;
14. Associazione Italiana Tecnico Economica Del Cemento AITEC, *Prove sul calcestruzzo fresco*, Milano, AITEC, 1991;
15. Associazione Italiana Tecnico Economica Del Cemento Aitec, Studio delle miscele di calcestruzzo, Milano, AITEC, (1991) (Piacenza Grafico Minini-NuovaLitoEffe);
16. Associazione Tecnico-Economica Del Calcestruzzo Preconfezionato, *Manuale del calcestruzzo di qualità: normativa, tecnologia, processo produttivo e fondamenti di controllo*, Milano, Pirola, 1996;
17. Babaei K., *Evaluation of half-cell corrosion detection test for concrete bridge decks*, Washington State Department of Transportation , final report WA-RD 95.1, Seattle, 1986.
18. Barbucci Antonio *degrado e protezione delle strutture in calcestruzzo armato, Ciclo di Seminari Tecnico-Didattici* Università degli Studi di Genova – DISEG - *Marzo-Maggio 2000*
19. Biglieri Annibale, *Travi in cemento armato: sistema Hennebique del policlinico Umberto I*, Roma, Tipografia del genio civile, 1899;
20. Bob, C. & Afana, E, *On-site assessment of concrete carbonation*, Proceedings International Conference Failures of concrete structures - RILEM, Bratislava, 1993
21. Bob, C., *Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures*, Proceedings International Conference Concrete in the service of mankind, Dundee, 1996
22. Campanella Giuseppe, *Costruzioni in cemento armato*, Napoli, Jovene N., 1911;

23. Canevazzi Silvio, Ferrocemento: cemento armato, smalto cementizio armato - formule di elasticità e resistenza ,Torino, A.F. Negro, 1904;
24. Castelli Gaetano, Patologia del cemento armato, Genova, Vitali e Ghianda Casa editrice, 1951;
25. Catalano Agostino, *Il Mix-Design: Una metodologia per la corretta progettazione del calcestruzzo*, Napoli, Cuen, 1991;
26. CIB-RILEM, *Prediction of service life of building materials and components*, Final Report - CIB W80 & RILEM 71 PSL. Materials and Structures, 1987
27. Clifton, J. R., *Methods for predicting the remaining service life of concrete*, Proc. 1st International Conference -Durability of Building Materials and Components, Brighton, 1990
28. Collepardi Mario "*Advances in Concrete Science and Technology*", atti del simposio, Roma 1997;
29. Collepardi Mario, *Il Nuovo calcestruzzo*, Ed. Tintoretto, Treviso 2002;
30. COST 509, *Corrosion and protection of metals in contact with concrete*, Draft final report - COST 509 Workshop, Edinburgh, 1996.
31. Croce Luigi, *Costruzioni in legno, ferro e cemento armato: le costruzioni in cemento armato*, Genova, Briano, 1953;
32. De Nicolo Barbara, *Materiali da costruzione: sperimentazione e normativa: calcestruzzo allo stato fresco e indurito*, Milano, F. Angeli, 1998;
33. De Stefano, *Comportamento sotto azioni cicliche di pilastri in calcestruzzo armato riparati*,1993. Torino, D.I.S., 1993;
34. Enco journal, dal n. 18 al n 28, Ed. Tintoretto, Castrette di Villorba
35. Fanti Arnaldo, *Le costruzioni rurali in cemento armato*, Milano, Hoepli, 1911;
36. Fondazione Fratelli Pesenti Studi, *Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato*, Bergamo, Italcementi, 1966;

37. G. Sergi, *Corrosion of steel in Concrete: Cement Matrix variable*, PhD thesis, University of Aston, Birmingham, 1986.
38. Giangreco Elio, *Ingegneria delle strutture*, UTET, Torino 2002
39. Guerra Camillo, *Le strutture in cemento armato dell'Istituto botanico di Napoli*, Napoli, G. e V. Caldo, 1923;
40. Guidi Camillo, *Proposta di modificazioni alle prescrizioni normali per l'esecuzione delle costruzioni in cemento armato*, Roma, Stab.del Genio Civile, 1914;
41. Kraker, A.; Tichler, J. W., & Vrouwenvelder, A. C. W. M., *Safety, reliability and service life of structures. HERON*, The Netherlands, 1982
42. L. Baruchello, G. Assenza, *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni*, DEI tipografia del genio civile, Roma 1996;
43. Landini Armando, *Le costruzioni in cemento armato*, Bologna, Stabilimento poligrafico emiliano, 1914;
44. *Le Beton armè*, Librairie Polytechnique Berages, Paris, 1920;
45. M. Collepari, *D come durabilità: si parla, si parla ma che si fa? Raccomandazioni a chi produce e mette in opera calcestruzzo durabile*”, dal sito www.enco-journal.com;
46. Manfron V., Siviero E., (a cura di), *Manutenzione delle costruzioni*, UTET, Torino 1998;
47. Mario Collepari, *La produzione del calcestruzzo antico e moderno*, pag. 4, Atti del Convegno “Calcestruzzi antichi e moderni: storia, cultura e tecnologia”, Bressanone, 6-9 luglio 1993;
48. Marrullier Emilio, *Guida pratica per la costruzione degli edifici: con speciale riguardo al cemento armato*, Torino, UTET, 1914;
49. Martin, J. W., *Service life prediction from accelerated aging test results using reliability theory and life testing analysis. Proceedings of the NATO*

- Advanced Research Workshop on Problems in Service Life Prediction of Building and Construction Materials*, Ed. L. W. Masters, Paris 1984,
50. Morinaga, S, *Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel. Proceedings 1st International Conference, Durability of Building Materials and Components*, Brighton, 1990
 51. Mörsch E., *Teoria e pratica del cemento armato con ricerche ed esempi costruttivi* Milano, Hoepli, 1910;
 52. Mörsch E., *Teoria e pratica del cemento armato*, Milano, Hoepli, 1923
 53. Mörsch E., *Teoria e pratica del cemento armato*, Milano, U. Hoepli, 1930;
 54. Narducci Luigi, *Prontuario per il calcolo e l'esecuzione del cemento armato nelle costruzioni civili*, Torino, Lattes, 1930;
 55. Nelva Riccardo, *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: Il sistema Hennebique*, Milano: Edizioni di Scienza e Tecnica, 1990;
 56. Pagano Michele, *Progetti di strutture in cemento armato*, Napoli, Libreria editrice Liguori, 1953;
 57. Parrott, L. J., *Review of carbonation in reinforced concrete*, Cement and Concrete Association, 1986
 58. Pedferri Pietro, *La corrosione nel calcestruzzo e negli ambienti naturali*, Milano, McGraw-Hill Libri Italia, 1996;
 59. Pedferri Pietro, *La durabilità del calcestruzzo armato*, Milano, McGraw-Hill, 2000;
 60. Pesenti Cesare, *Il cemento armato e la sua applicazione pratica: formule, tavole grafiche, tabelle numeriche ed esempi pratici per il calcolo di costruzioni in cemento armato*, Milano, Hoepli, 1913;
 61. Pesenti Cesare, *Il cemento armato ed il cemento semiarmato: ricerche Teoriche e loro pratiche Applicazioni*, Bergamo: Istituto d'Arti Grafiche, 1906;

62. *Quaderno di ingegneria costruzioni in legno ferro e cemento armato*, Napoli, Organismo ORUN, 1958;
63. R. Calzona, C. Cestelli Guidi, *Il calcolo del Cemento armato*, Hoepli, 1992;
64. *Raccomandazioni internazionali per il calcolo e l'esecuzione delle opere in cemento armato normale o precompresso: principi e raccomandazioni*, edizione italiana a cura dell'AITEC, Roma, AITEC, 1970;
65. Revere Giulio, *Le prove dei materiali da costruzione e le costruzioni in cemento armato*, Milano, Hoepli, 1910;
66. RILEM, *Corrosion of steel in concrete. Report of the Tech. Comm. 60-CSC-RILEM*. Edited by P. Schiessl, Pub. Chapman and Hall, London, 1988
67. RILEM, *Durability Design of Concrete Structures. Report 14 of the Tech. Comm. 130-CSL of RILEM*. Edited by A. Sarja and E. Vesikari, Pub. E & FN Spon, London, 1996
68. RILEM, *International Conference Failures of concrete structures*, Final report, , Bratislava, 80-83.
69. Rossetti Vito, *Il calcestruzzo materiali e tecnologia*, Milano, McGraw-Hill Libri Italia, 1995;
70. Santarella Luigi, *Il cemento armato: la tecnica e la statica*, Milano, Hoepli, 1933;
71. Scialò, *Consolidamento e manutenzione delle strutture in cemento armato*, DEI tipografia del genio civile, Roma 2002
72. Sentler L., *Stochastic characterization of concrete deterioration*. Proceed. Intl. Workshop on Durability of concrete structures, CEB-RILEM, Copenhagen, 1983
73. Siemes, A. J. M.; Vrouwenvelder, A. C. W. M.; & van den Beukel, A, *Durability of buildings: a reliability analysis*, *HERON*, Vol. 30 N° 3, Delft Univ. of Technology, The Netherlands, 1985
74. Siviero Enzo, *Durabilità delle opere in calcestruzzo: degrado del*

- calcestruzzo, corrosione delle armature, prevenzione, misura della durabilità, sperimentazione e controlli*, Milano, Franco Angeli, 1995;
75. Turibio Jose da Silva, Pere Roca Fabregat, *Service life of building concrete floor slabs*, internal report, Technical University of Catalonia, Barcelona, 2002
76. Tuutti K., *Corrosion of steel in concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, N° F04, Stockholm, 1982
77. Vacchelli Giuseppe, *Le costruzioni in calcestruzzo ed in cemento armato*, Milano, Hoepli, 1900.
78. Viola, *Sull'evoluzione del danneggiamento per microfessurazione del calcestruzzo come processo a catena*, 1982. Bologna, I.S.D.C., 1982;
79. Vitale Ettore, *Calcoli fatti per la determinazione delle sezioni degli elementi di strutture di cemento armato*, Napoli, 1930;
80. Vitale Ettore, *Solai in cemento armato per costruzioni civili: calcoli fatti*, Napoli, Anacreonte Chiurazzi & Figlio, 1931;
81. W.C. Olazabel e L.Traversa, FIP Notes 70, pag.13, 1977;