

**POLITECNICO DI TORINO**

Collegio di Ingegneria Civile

**Corso di Laurea Magistrale  
in Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

**Valutazione della resistenza del  
calcestruzzo in strutture esistenti tramite  
l'utilizzo di database storici**



**Politecnico  
di Torino**

**Relatori**

prof. Bernardino Chiaia

prof. Giuseppe Carlo Marano

**Candidato**

Matteo Colella

27 Ottobre 2022



# INDICE

<b>1. Introduzione</b> .....	2
<b>2. Storia del calcestruzzo armato</b> .....	4
2.1. <i>Le origini del calcestruzzo armato</i> .....	7
2.2. <i>Il calcestruzzo dopo gli anni 900</i> .....	15
2.3. <i>Evoluzione delle resistenze del calcestruzzo dagli anni 30 ad oggi</i> .....	21
<b>3. Resistenza a compressione del calcestruzzo</b> .....	27
3.1. <i>Test distruttivi</i> .....	31
3.2. <i>Test non distruttivi</i> .....	37
3.3. <i>Influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo</i> .....	40
3.3.1. <i>Comportamento in compressione del calcestruzzo</i> .....	40
3.3.2. <i>Comportamento a trazione</i> .....	42
3.3.3. <i>Effetti della temperatura, ritiro e viscosità</i> .....	44
3.3.4. <i>Legami costituiti pluriassiali</i> .....	45
3.3.5. <i>Aderenza calcestruzzo-armatura</i> .....	48
<b>4. Approccio semplificato per la valutazione della resistenza del calcestruzzo</b> .....	49
4.1. <i>Descrizione del database storico del politecnico</i> .....	50
4.2. <i>Analisi statistica</i> .....	52
4.3. <i>Considerazioni sui risultati ottenuti</i> .....	57
<b>5. Convalidazione del modello</b> .....	58
5.1. <i>Diga</i> .....	59
5.2. <i>Stadio</i> .....	65
5.3. <i>Viadotto</i> .....	69
5.4. <i>Scuola in provincia di Torino</i> .....	72
5.4.1. <i>Prove distruttive</i> .....	72
5.4.2. <i>Prove non distruttive</i> .....	77
5.5. <i>Scuola in provincia di Lecce</i> .....	82
<b>6. Conclusioni</b> .....	87
<i>Bibliografia</i> .....	90
<i>Indice figure</i> .....	91
<i>Indice grafici</i> .....	92
<i>Indice tabelle</i> .....	93





## 1. Introduzione

Conosciuto e utilizzato dall'uomo da oltre duemila anni, il calcestruzzo rappresenta la soluzione ideale per realizzare case, infrastrutture, opere piccole e grandi destinate a durare nel tempo e resistere alle avversità naturali. Costantemente migliorato nelle sue prestazioni e nella sua versatilità, il calcestruzzo armato è oggi il materiale più sicuro, durevole e sostenibile nelle mani dell'uomo per realizzare ogni tipo di costruzione. Il controllo continuo della produzione attuato attraverso l'automazione, la verifica dei materiali e dell'impianto, l'aggiornamento del personale - consente di garantire non solo le prestazioni richieste al materiale e determinate attraverso lo studio della miscela, ma anche la costanza delle stesse nel tempo. Il calcestruzzo è intrinsecamente durabile in virtù delle sue caratteristiche meccaniche e fisiche che gli consentono di resistere agli agenti che ne potrebbero causare il degrado. E', infatti, sufficiente un attento esame delle condizioni ambientali in cui l'opera si troverà in esercizio per scegliere il calcestruzzo idoneo a garantire durabilità e limitare le esigenze di manutenzione. La resistenza meccanica a compressione è la caratteristica che da sempre identifica il calcestruzzo e che lo ha reso il materiale leader nelle costruzioni. Alla luce dei grandi passi in avanti realizzati dal settore è possibile oggi raggiungere valori di resistenza tali da renderlo il materiale ideale anche per strutture particolarmente complesse dal punto di vista delle prestazioni meccaniche quali gli edifici di notevole altezza o i ponti di grande luce. Possiede, inoltre, caratteristiche di resistenza al fuoco che lo rendono vantaggioso rispetto ad altri materiali: in caso d'incendio, le straordinarie proprietà di resistenza al fuoco del calcestruzzo rappresentano una sicurezza per le persone, per le cose e l'ambiente. Tuttavia, tutte le strutture, realizzate in calcestruzzo così come in qualsiasi altro materiale, possiedono una "durata di vita prevista", ovvero un arco temporale durante il quale, se sottoposte a una manutenzione adeguata, mantengono adeguati livelli di sicurezza, ovvero superiore a quella minima di norma. La valutazione della resistenza degli edifici esistenti è una sfida fondamentale per gli ingegneri strutturali che hanno bisogno di alimentare calcoli strutturali con dati materiali. Tale valutazione è richiesta in vari contesti: quando si sono verificati danni nel tempo, quando devono essere raggiunti nuovi requisiti, a causa di cambiamenti nei regolamenti o nei carichi da sostenere (miglioramento o adeguamento sismico), quando si hanno dubbi sul materiale in opera. Per la valutazione degli interventi da effettuare e per la valutazione dello stato di degrado di una qualunque struttura in cemento armato, è generalmente richiesta una valutazione della resistenza del calcestruzzo. Le comuni valutazioni della resistenza strutturale di manufatti esistenti si basano su procedure di analisi che richiedono l'inserimento dei parametri meccanici dei materiali costituenti, tra cui la resistenza a compressione del calcestruzzo. Questa viene usualmente valutata con prove distruttive (carotaggi) e/o non distruttive (ultrasuoni, pull-out, ecc.), che richiedono l'accesso diretto alla struttura da analizzare e sono in genere onerose. In molti casi si ha la necessità di effettuare una stima di massima della resistenza a compressione, propedeutica a successive indagini e analisi, senza la possibilità di eseguire prove. Ciò accade sempre più spesso nei ponti cosiddetti "storici" delle infrastrutture viarie, alcuni dei quali risalgono addirittura agli inizi del secolo scorso. Un adeguato livello di conoscenza dei materiali non si persegue solo mediante una vasta e dispendiosa campagna di saggi e di prove sperimentali, ma anche attraverso lo studio dello stato dell'arte cristallizzato nei libri, nei

manuali ed articoli scientifici. In tale contesto, nel presente lavoro viene esaminata l'evoluzione del calcestruzzo dagli anni 30 ad oggi attraverso la comparazione di valori teorici di resistenza a compressione, desunti dalla letteratura tecnica e soprattutto dai certificati delle prove di laboratorio condotte sui materiali da costruzione e conservate all'interno del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino. Volto all'introduzione di un modello di predizione della resistenza a compressione del calcestruzzo che permetta di valutare i limiti d'impiego delle strutture, senza dover interrompere il loro utilizzo per l'esecuzione delle prove di caratterizzazione. Ciò migliora anche l'efficacia delle valutazioni speditive, conferendo loro inferenze statistiche ben più robuste, utilizzate per individuare le priorità degli interventi necessari a mitigare i rischi connessi all'esercizio prolungato delle strutture esistenti e in mancanza di prove distruttive conoscere la resistenza a compressione della struttura in esame andando semplicemente a conoscere l'età di costruzione della struttura. Ciò che viene quindi proposto è un nuovo approccio semplificato differente dai due tipi di test sopra esplicitati. Questo può essere principalmente applicato a strutture situate nella provincia di Torino essendo il database costituito da prove fatte su calcestruzzi utilizzati per le costruzioni di strutture nel torinese, ma come giustificato successivamente si è notata una certa corrispondenza anche per opere in altre zone dell'Italia. Quindi si è costruita una diretta correlazione tra la resistenza media del calcestruzzo e l'anno di costruzione e tale relazione è sintetizzata dalle cosiddette curve di resistenza calcolate statisticamente da un enorme database conservato presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino. Prendendo in esame anche due casi studio pubblicati nell'articolo "*A simplified approach to the evaluation of the strength of old concrete. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Construction Materials*" Fantilli AP, Frigo B and Chiaia B (2018). Dunque, per validare il possibile utilizzo di tali curve e la loro efficacia si sono analizzati i valori di resistenza delle strutture in calcestruzzo in opera, esaminando le carote di cinque edifici pubblici, una diga, uno stadio, un viadotto e due scuole. Due delle cinque opere, lo stadio e una delle due scuole, sono nella provincia di Torino e il risultato atteso è una migliore corrispondenza tra le prove distruttive di tali strutture e le curve costruite statisticamente, essendo quest'ultime realizzate utilizzando calcestruzzi della nell'intorno della provincia torinese. Le altre tre strutture in esame, la diga, il viadotto e una delle due scuole sono strutture ubicate rispettivamente nel Nord, nel centro e nel Sud Italia. La scelta di valutare le carote di quest'ultime strutture deriva dalla possibile valutazione dell'utilizzo del modello in tutto il paese.

## 2. Storia del calcestruzzo armato

Il calcestruzzo e il calcestruzzo armato affondano le loro origini ben oltre i noti brevetti ottocenteschi di Lambot, Monier, Hennebique e molti altri. L'idea di miscelare sabbia, ghiaia, calce e acqua per ottenere un impasto colabile e quindi resistente a presa avvenuta, appare agli albori dell'arte del costruire ed era parte di un modo di concepire l'edificazione unendo materiali diversi.

Nell'architettura egizia, come in quella mesopotamica, si utilizzavano impasti di fango argilloso, paglia, acqua (a volte anche ghiaia) per ottenere impasti che, essiccati al sole, permettevano di ottenere efficaci murature. Nel corso dei secoli si è assistito ad una progressiva trasformazione delle caratteristiche chimico-fisiche dei leganti utilizzati nelle costruzioni, con inevitabili mutamenti nel comportamento degli impasti in opera. L'uso dei leganti ottenuti dalla cottura della pietra era già pratico diffusissimo in Siria, Fenicia, Cipro e Grecia fin dal VI secolo a. C.

I Romani inizialmente utilizzavano come legante prevalentemente la calce. Fino a quando il legante della malta era costituito soltanto dalla calce, l'indurimento del calcestruzzo avveniva con estrema lentezza. A partire dal I secolo a. C. i Romani iniziarono a sostituire la sabbia costituente la malta con la pozzolana o con il cocchiopesto. Ciò segnò una rivoluzione nella realizzazione delle opere murarie, infatti il comportamento della pozzolana e del cocchiopesto faceva sì che la malta facesse presa ed indurisse anche in acqua, senza contatto con l'aria, consentendo quindi la produzione di leganti di alta resistenza e rapido indurimento.

Uno dei primi tipi di calcestruzzo, avente per legante la pozzolana mista a calce, fu chiamato dai romani con il nome di "betunium"; dal nome latino deriva quello di "beton" usato oggi da francesi e tedeschi esso veniva utilizzato per fondazioni, per murature di grande spessore e, qualche volta, per riempire i cassettoni delle cupole compresi tra i costoloni di muratura di mattoni disposti secondo i meridiani e i paralleli ovvero per realizzare delle cupole. La cupola del Pantheon a Roma è un chiaro esempio dell'impiego di questo conglomerato, al cui interno si ritrovano cocci di laterizio e di altro materiale, in quanto il confezionamento del betunium era anche l'occasione per smaltire notevoli quantità di materiali di risulta. L'inserimento di armature metalliche nel calcestruzzo è un'operazione remota perché già nei conglomerati di epoca romana sono state trovate barre e grate di ferro. Tuttavia, non si può ravvisare un calcestruzzo armato perché l'associazione dei due materiali appare casuale e priva dello scopo di sfruttarne la collaborazione statica. Ancora una volta è più aderente alla realtà l'ipotesi di uno smaltimento di materiale di risulta, secondo una prassi che è proseguita fino al secolo scorso e si è estesa anche ad altre tipologie costruttive. Alcuni esempi di costruzione in muratura armata possono essere ritrovati nelle chiese seicentesche e settecentesche, in cui era prassi inserire delle armature metalliche, usualmente dei piatti di acciaio, nel corpo delle cupole. Ma i criteri con cui venivano inseriti questi rinforzi metallici e con quale scopo sono ancora oggi poco conosciuti.

Durante tutto il Medioevo venne abbandonata la tecnologia della pozzolana in favore di leganti come il grassello di calce. Si dovrà attendere il XIV secolo, quando si cominceranno a

tradurre i testi latini di Plinio il Vecchio e di Vitruvio, che contribuiranno a chiarire il segreto del costruire secondo i Romani.

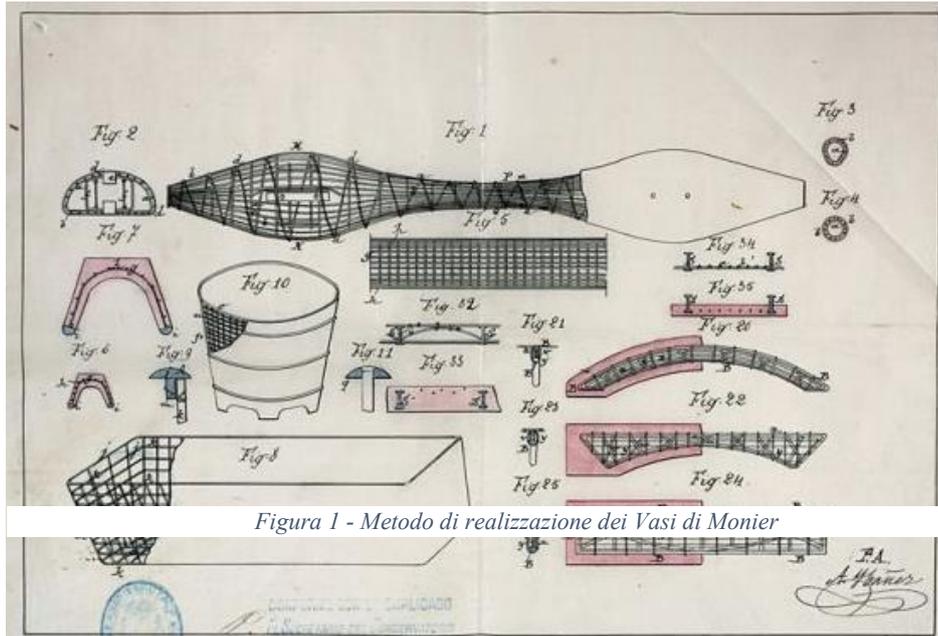
Prima di giungere alla composizione de cemento attuale, l'ingegnere britannico Jhon Smeaton, per realizzare il faro di Eddystone, utilizzò al posto della classica miscela calce-pozzolana, la prima calce idraulica ottenuta dalla cottura di calcare contenente una quantità di impurezze argillose. È la scoperta della calce idraulica che segnerà il passaggio dal calcestruzzo romano a quello moderno. Da questo momento hanno inizio sperimentazioni nella cottura di miscele artificiali di calcare ed argilla a temperature sempre più elevate che porteranno alla scoperta del moderno cemento Portland e ad altri tipi di cemento. A cavallo tra il Settecento e l'Ottocento, in particolare in Inghilterra e in Francia, si svilupperanno nuove invenzioni che porteranno alla produzione di primi leganti idraulici industriali, i cementi.

La differenza principale che caratterizza il calcestruzzo antico da quello moderno consiste nel diverso tipo di legante impiegato: nel calcestruzzo antico, il legante era costituito da calce e pozzolana o da calce idraulica avente proprietà peculiari simili a quelle del cemento grazie ad alcune impurità (silice e allumina); nel calcestruzzo moderno, invece, il legante è costituito dal cemento Portland o da miscele di questo con scorie d'altoforno e pozzolana. Un'altra importantissima differenza risiede nell'attenzione, nel calcestruzzo moderno, ad una distribuzione granulometrica degli inerti impiegati, particolarmente assortita nelle dimensioni. In queste condizioni si minimizza il volume dei vuoti interstiziali riducendo pertanto il volume di cemento necessario al loro riempimento.

Tra la fine del Diciottesimo e l'inizio del Diciannovesimo secolo, sono stati messi a punto i primi procedimenti per ricreare artificialmente il comportamento dei leganti naturali (calce e pozzolana). Fino al brevetto del 1818 dell'ingegnere francese Louis-Joseph Vicat, che porta alla nascita del cemento, di gran lunga il legante più utilizzato per la produzione di calcestruzzo.

La nascita del calcestruzzo armato risale alla fine del Diciannovesimo secolo, con i brevetti di Joseph Monier che si prevedevano l'utilizzo di un'armatura metallica per rafforzare diverse strutture, tra cui opere in cemento (cosiddetto "Sistema Monier").

Iniziamo, allora, col ricordare che è universalmente riconosciuto a Joseph Monier il merito di aver "inventato" il cemento armato, nel 1867. Monier era un giardiniere dell'Orangerie di Versailles e non sappiamo, con precisione, come sia giunto alla sua scoperta. Qualche Autore ritiene che Monier pensò bene, per impedire l'ossidazione dei cerchi di ferro che usava per proteggere dal gelo i suoi grandi vasi di fiori, di annegare i suddetti cerchi nella massa di calcestruzzo, di cui i vasi stessi erano costituiti. Qualcuno sostiene che Monier non si rese ben conto della portata della sua geniale scoperta e degli sviluppi futuri che avrebbe avuto. Sisto Mastrodicasa, nel 1924, diceva: *«Scoperte notevoli e invenzioni geniali furono fatte talvolta da uomini ignari delle discipline che luminosamente esploravano coll'ardire di una sublime inconsapevolezza. L'invenzione del cemento armato è di queste. Perché tale modernissima modalità costruttiva, che si generalizza sempre di più nel vastissimo campo delle costruzioni civili ed industriali, lanciando la grazia ardimentosa delle sue linee agilissime alla conquista dell'intentabile, fu immaginata nel 1867 da un giardiniere, dal parigino Monier... Nessun criterio di ordine tecnico o scientifico poteva guidare il buon Monier nei suoi tentativi al di fuori di un grande amore per l'utile novità...»*.



Ma

la

convincione di molti che Monier non si accorse minimamente dell'importante scoperta è smentita dallo stesso Monier, in quanto il 16 luglio del 1867, a brevettare la sua scoperta, inoltre depositò ulteriori brevetti per serbatoi e tubi, solette, ponti e scale negli anni 1868, 1869, 1873 e 1875.

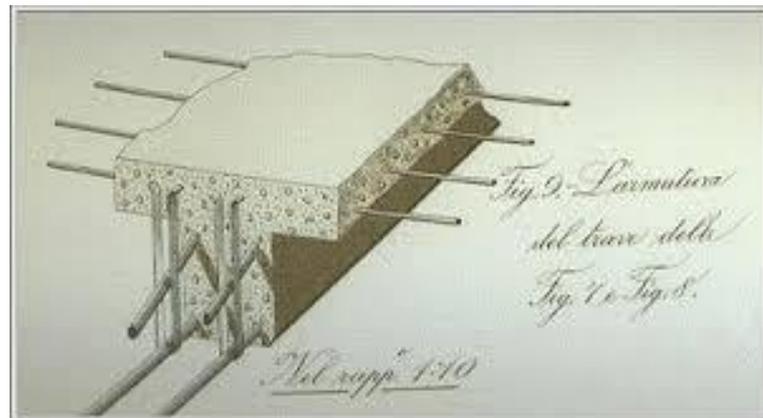


Figura 2 - Brevetto armatura soletta Monier

In America Thaddeus Hyatt riprese l'intuizione di Monier, ed estese l'impiego alle strutture portanti e ne dimostrò l'ottimo comportamento al fuoco. Hyatt faceva, nella vita, l'avvocato e, negli Stati Uniti, se lo ricordano ancora, sia come «Governator of Kansas» che come «Pioneer of Renforced Concrete». Anche l'Avv. Hyatt si affrettò a brevettare la sua invenzione. Siamo nel 1878 e, fino ad ora, il materiale strutturale più utilizzato in questo secolo, sembra ricevere più attenzione dai giardinieri e dagli avvocati, piuttosto che dai tecnici operativi nel settore delle costruzioni. Gli industriali tedeschi si accorgono della validità della scoperta.

## *2.1. Le origini del calcestruzzo armato*

Per avere un quadro generale della nascita e l'evoluzione di questo materiale nell'ambito dello sviluppo delle tecniche costruttive si può suddividere l'evoluzione della tecnica del calcestruzzo armato in vari periodi:

1. Gli inventori e primi sperimentatori, dei pionieri, che all'incirca va dalla metà all'ultimo decennio dell'Ottocento, che vede gli esperimenti di J. Monier (casce per fiori del 1849), I.L Lambot (barca in c.a. del 1848), F. Coignet, ecc.;
2. I primi realizzatori, che copre l'ultimo decennio dell'Ottocento ed il primo decennio del Novecento, che vede il diffondersi dei sistemi brevettati per la realizzazione di travi, solai, ecc. in questo periodo che si ha la diffusione de c.a. nel mondo con realizzazioni anche notevoli;
3. Lo sviluppo delle teorie e dei metodi di calcolo in campo elastico, che vede anche la comparsa dei regolamenti ufficiali di calcolo e che spazia tra gli anni 1900 e gli anni 1930;
4. Le teorie elasto-plastiche, dello studio degli stati di coazione impressi, che ha portato alle strutture precomprese e che arriva sino ai giorni nostri.

In realtà il cemento armato nacque nella seconda metà del secolo scorso, preceduto da circa un secolo di ricerche sui leganti (calce e cemento) iniziate da Smeaton (1756) e da Parker (1796) ai quali si deve la scoperta delle proprietà di presa e di indurimento dei calcari argillosi calcinati. Seguirono gli studi di Lesage (1800) e di Vicat (1818), di cui si impiega ancora oggi l'ago di Vicat per la misura della consistenza della pasta cementizia, che consentirono il sorgere delle prime fabbriche di cemento a Portland (1824) ed a Boulogne sur Mer (1840). Furono proprio le ricerche e le conoscenze scientifiche sui leganti, seguite dalla produzione industriale del cemento, a permettere lo sviluppo del cemento armato come sistema costruttivo.

Lo sviluppo di questo nuovo materiale da costruzione andò di pari passo con l'evoluzione del settore siderurgico, che avvenne agli inizi dell'Ottocento. Tuttavia, l'era dell'acciaio ha inizio solo nella seconda metà del XIX secolo: l'impiego di altiforni e l'uso del carbon coke (carbone ottenuto mediante un processo di "distillazione distruttiva" del carbon fossile - ad opera di Abram Darby), in sostituzione del carbone vegetale (ottenuto per combustione dalla legna e con maggiore potere calorico), consente produzione importante di materiale. Parallelamente fiorisce l'attività teorica e si perfezionano gli strumenti di calcolo: nasce la scienza delle costruzioni. Nel 1835 inizia la produzione industriale delle travi che vanno a sostituire gli impalcati lignei con strutture in laterizio e acciaio, mentre nel 1840 viene messa in pratica la tecnica di affinamento della ghisa per l'eliminazione delle impurità e la riduzione della percentuale di carbonio, processo che dava vita al ferro puddellato: la ghisa veniva versata in un crogiolo riscaldato dal carbone posto sotto di esso in una camera di combustione separata.

Secondo l'opinione più diffusa l'esempio più antico di costruzione in cui sia possibile riconoscere principi abbastanza prossimi a quelli dell'odierno cemento armato è "il canotto" eseguito nel 1848 dal francese Lambot e presentato all'Esposizione Universale di Parigi nel 1855. E' curioso osservare che negli anni '50 vennero riproposti scafi in cemento armato realizzati con spessori ridotti facendo ricorso alle moderne tecniche di vibrazione e

compattazione dei getti e alle tecniche per rendere impermeabile il calcestruzzo; anche questi scafi, rimasero solo considerazioni al livello sperimentale



*Figura 3 - J. J. Lambot, barca in cemento armato*

Il XIX secolo segna la nascita della teoria dell'elasticità e la derivazione di molte delle principali soluzioni elastiche associate ad importanti fenomeni fisici: Nel 1850 il matematico e ingegnere francese De Saint-Venant sviluppò il tema della flessione di travi soggette a carichi trasversali studiò la resistenza dei materiali e della teoria dell'elasticità, di cui è considerato uno dei fondatori. Nel 1861 l'ing. Coignet, nel volume "Béton agglomérés appliqués à l'art de construire" pubblicava i risultati ottenuti sperimentando travi, solette e volte nelle quali aveva incorporato profilati di acciaio, primo esempio di applicazione del cemento armato a quello che ne sarebbe divenuto il settore principe: le costruzioni civili. Il maggior contributo allo sviluppo del cemento armato, però, come precedentemente detto lo si deve al giardiniere parigino Monier nei suoi brevetti sono contenuti elementi e principi sulla disposizione delle armature i quali, anche se basati su concetti empirici che spesso tradiscono l'origine empirica ed applicativa delle conoscenze del Monier, testimoniano la sua larghezza di vedute e consentono di ritenere che egli sia stato il vero ideatore del cemento armato.

Nonostante i brevetti di Monier arrivino tutti prima del 1875, si dovranno attendere ancora circa 30 anni per assistere alla diffusione del cemento armato come tecnica costruttiva in quanto i precursori del nuovo mezzo costruttivo cercavano intuitivamente di conferire al calcestruzzo la necessaria resistenza a flessione e, pur basandosi sui suggerimenti dell'esperienza, non sempre riuscivano a darne la giustificazione statica.

Quasi contemporaneamente a Monier, l'americano Taddeo Hyatt eseguiva prove su travi armate con ferri piatti; i risultati, pubblicati nel 1877, risultarono assai importanti perché fissarono un accettabile rapporto ( $n = 20$ ) tra i moduli d'elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo e stabilirono l'uguaglianza dei coefficienti di dilatazione termica dei due materiali; inoltre suggerì di rendere scabra la superficie delle barre allo scopo di migliorare l'aderenza fra acciaio e calcestruzzo. La disposizione delle armature nei due tipi di trave sperimentati da Hyatt, l'una con barre correnti al lembo inferiore che si rialzavano verso le estremità, l'altra con armatura rettilinea collegata al lembo compresso con ferri verticali, preludeva alle future corrette posizioni. Appare evidente, infatti, come egli per primo comprese la necessità di dover

utilizzare contemporaneamente a fini resistenziali il calcestruzzo compresso e l'armatura tesa, creando già quel sistema di connessioni che preluderà alla predisposizione dell'armatura a taglio, facendo funzionare la trave come un unicum strutturale.

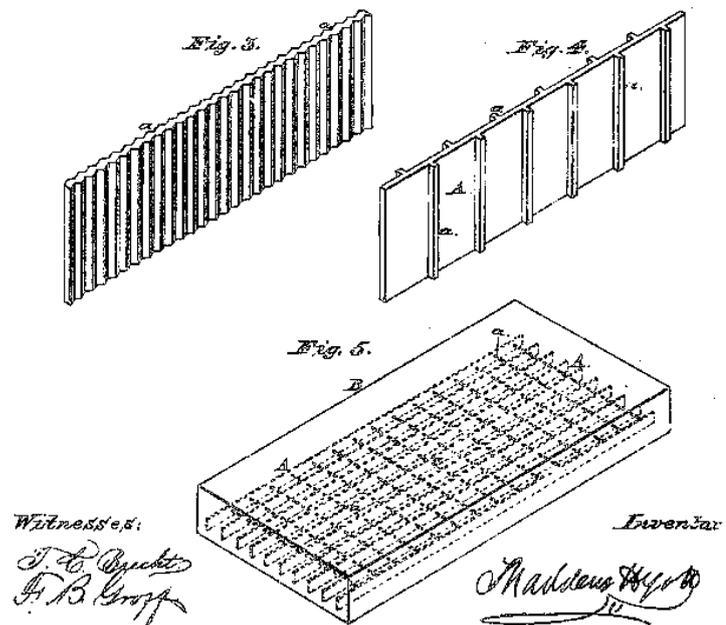


Figura 4 - Schemi delle disposizioni dei ferri d'armatura nelle solette brevettate da T. Hyatt

Nel 1884 i brevetti Monier si diffusero in Germania e, soprattutto per merito dell'ing. Gustav Adolf Wayss e della ditta Freytag, i laboratori e gli ingegneri cominciarono ad interessarsi attivamente del nuovo materiale. L'ing. Wayss ed il prof. Bauschinger di Monaco, sulla base di una serie di esperienze sperimentali, fissarono i principi fondamentali del sistema: l'aderenza acciaio-calcestruzzo impone ai due materiali di agire staticamente assieme ed il posizionamento delle armature in prossimità del lembo teso. I risultati furono pubblicati nel 1887 da Wayss nel volume "Das System Monier. Eisengrippe mit Zementumhüllung" ed in questa pubblicazione, venne considerato il problema della protezione dalla corrosione del ferro. A partire dalla pubblicazione delle esperienze di Wayss e Bauschinger divenne evidente l'eccezionale importanza tecnica del cemento armato: le ricerche teoriche e sperimentali ne ebbero un impulso che avrebbe fornito la spinta propulsiva per i 90 anni seguenti. La nuova tecnologia si era ormai diffusa in tutta l'Europa centrale, cosicché in questi anni si ritrovano diversi studi eseguiti in tutta Europa.

La diffusione delle strutture in conglomerato cementizio armato a partire dagli ultimi anni dell'Ottocento ed il crescente interesse dei costruttori per i vantaggi offerti da tale nuova tecnica sono in gran parte legati alla geniale personalità di F. Hennebique, che ebbe il merito di brevettare un sistema costruttivo razionale, di aver introdotto l'armatura con staffe e di aver studiato una intelligente disposizione del ferro in termini di posizione e tipo di piegatura, suggerita da considerazioni fondate più sull'intuito che sull'analisi teorica del comportamento di strutture composte di materiali aventi proprietà tanto diverse. Inoltre, introdusse l'uso della trave solidale con la soletta, realizzando la sezione a "T", armata con barre inferiori diritte in zona tesa e poi ripiegate verso l'estradosso nella zona di appoggio, e con staffe verticali realizzate con ferri piatti. Nel 1892 vennero rilasciati i brevetti per sfruttare le sue invenzioni

in Belgio e in Francia, e da impresario costruttore si trasformò in ingegnere consulente; da tale momento si mise a capo di un'organizzazione da lui creata per la progettazione e realizzazione di strutture ed edifici in "béton armé Système Hennebique"; questa organizzazione diffuse tale metodo costruttivo sino a ottenere il record del maggior numero di realizzazioni nel mondo in conglomerato cementizio armato.

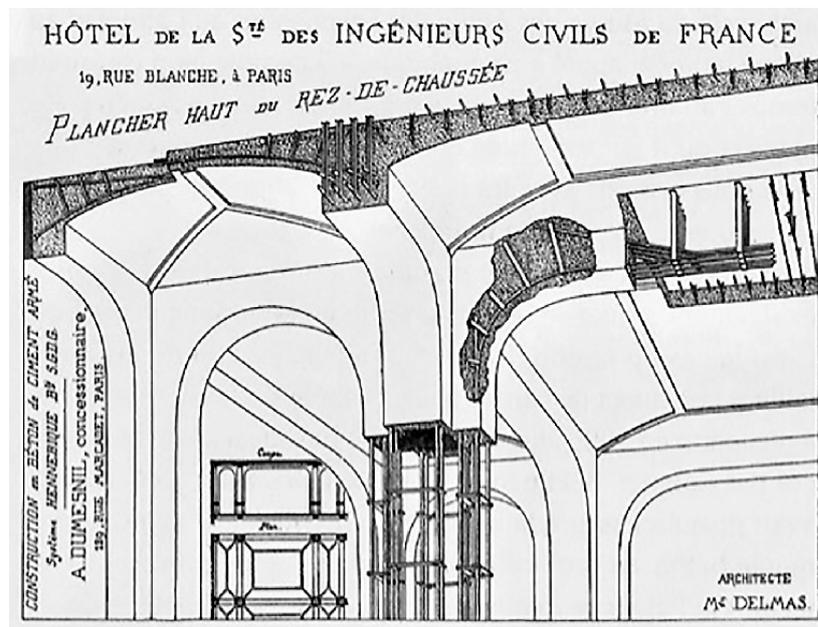


Figura 5 - Schemi delle disposizioni dei ferri d'armatura nel béton armé Système Hennebique

Già alla fine dell'Ottocento, per gli elementi strutturali più ricorrenti come le solette e i pilastri, vennero proposte numerose differenti soluzioni, fra cui le principali erano le seguenti:

- Soletta alla Monier, consiste in una lastra di cemento, nella quale è immersa una rete a maglie quadrate, formata da due sistemi di barre tonde o quadre di piccolo spessore. Il sistema a, più robusto, costituisce le barre "di resistenza", che vengono disposte nel senso della luce della lastra; la loro dimensione dipende dall'entità del carico, l'interasse è compreso fra i 5 e i 10 cm; il sistema b, definito "di ripartizione", ha lo scopo di ripartire i carichi concentrati sul maggior numero possibile di barre di resistenza e impedire lo scorrimento fra il calcestruzzo e il ferro. Con tale sistema si consente inoltre di conservare inalterata la distanza fra le barre di resistenza, mentre più in generale a intervalli costanti, nei punti di intersezione, i due sistemi sono legati insieme. Con tale sistema venne realizzata nel 1872 la prima opera civile consistente in un serbatoio per la raccolta dell'acqua piovana

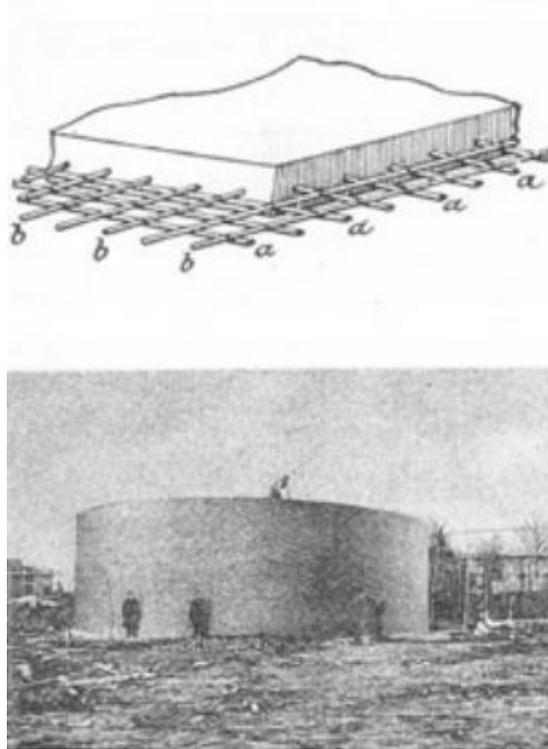


Figura 6 - Soletta in rete metallica, Monier e Serbatoio realizzato con tale tecnica (1875)

- Il sistema Hyatt pur essendo simile a quello di Monier viene ridotta l'importanza delle barre di ripartizione, la soletta è in tal modo costituita da barre di resistenza in forma di ferri quadri o piatti con piccoli fori che permettono il passaggio di tondini di ripartizione

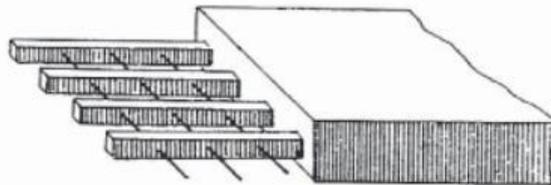
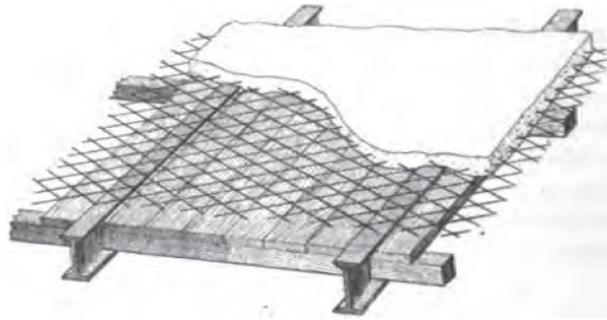


Figura 7 - Soletta sperimentata da Hynatt (1876)

- Il sistema Cottancin prevede un'armatura a reticolo formata da un unico filo di ferro intrecciato; la resistenza del reticolo viene proporzionata variando le dimensioni delle maglie e lasciando inalterato il diametro del filo. Con tale sistema Cottancin cercò di aumentare l'adesione tra il ferro e la malta utilizzando accorgendosi della fondamentale importanza della collaborazione tra i due materiali.
- Sistema alla J.F.Golding, si tratta di lastre aventi per armatura una rete a rombi formata dal taglio e dallo stiramento di un foglio di metallo. Il vantaggio maggiore risiede nella messa in opera, perché si era certi di ottenere maglie regolari perché già confezionate e non esigevo di manodopera specializzata. Come inconveniente aveva il fatto che era fabbricato con dimensioni limitate per cui poteva esser

utilizzato solo per luci non importanti ed aveva un costo elevato anche se paragonato con le reti di tondini Monier messi in opera.



- Il sistema di Hennebique permetteva la costruzione completa di un'ossatura portante monolitica in conglomerato cementizio armato che prevedeva plinti di fondazione (o travi rovesce o platea), pilastri, travi, travi secondarie e solette. L'armatura delle solette era costituita da una serie di barre tonde: alcune (dritte) dislocate in prossimità della faccia inferiore della trave; altre (parallele alle prime) erano ripiegate alle due estremità verso l'alto, in modo da assicurare nelle zone di incastro la presenza di armature metalliche sia al lembo inferiore sia a quello superiore della struttura. La ripartizione tra ferri dritti e piegati era generalmente in parti uguali. Tutti i ferri dovevano terminare con ganci e particolare cura veniva posta agli ancoraggi sul perimetro del solaio. Il sistema prevedeva, inoltre, come caratteristica fondamentale, la presenza di staffe, elementi a braccia verticali, in piattina di ferro (sezione 20x2 mm o 30x2 mm) o in barre tonde, che contrastavano gli sforzi di taglio presenti nell'elemento inflesso. Le staffe costituirono una innovazione importantissima che però non fu all'epoca sufficientemente compresa.



Figura 9 - Soletta sperimentata da Hennebique (1891)

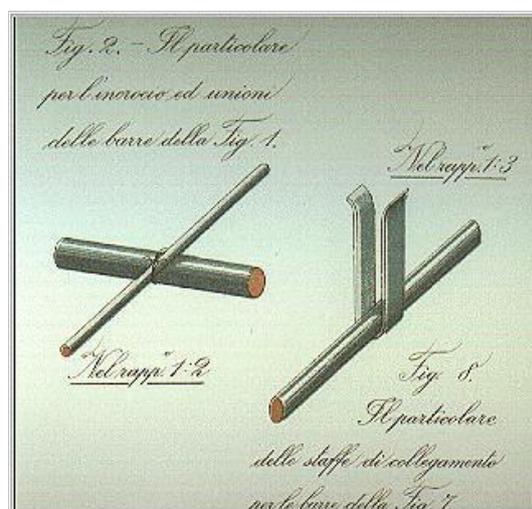


Figura 10 - Staffe sperimentate da Hennebique

Un notevole passo in applicazioni del c.a. fu l'uso opportunamente distribuite

Da questa iniziativa prenderà poi spunto la nascita di un elemento strutturale di grande rilievo qual è la soletta nervata, il cui successo di impiego sarà poi dovuto al sapersi proporre quale soluzione costruttiva estremamente razionale a fronte di costi economici contenuti. Anche in questo caso vennero proposte numerose soluzioni, la prima fu il sistema adottato dalla Società des chaux et ciments de Crèches, costituito da un'armatura inferiore composta da una barra tonda e dritta mentre nella soletta l'armatura risulta è formata da piccole barre tonde dritte, non collegate fra loro; alcuni legamenti in filo di ferro uniscono la barra della nervatura a un tondino posto superiormente.

avanti nelle di barre nervate nelle lastre in

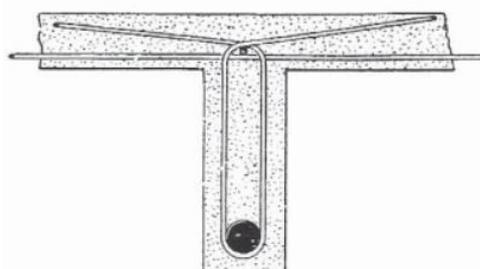


Figura 11 - Sistema solaio a T dalla Società des chaux et ciments de Crèches

Nel sistema Moller le nervature hanno l'intradosso curvilineo esse sono armate nella parte inferiore con un ferro piatto, ancorato agli appoggi con diversi pezzi di cantonali inchiodati su di esso ad intervalli prefissati, impedendone lo scorrimento. La soletta presenta uno spessore più elevato. In corrispondenza degli appoggi.

L'evoluzione della struttura solaio conduce anche verso un'attenta razionalizzazione nell'uso sia dell'acciaio che del calcestruzzo, dovuta principalmente a una migliore conoscenza del comportamento delle sezioni in cemento armato. L'armatura composta da una maglia regolare si è via via semplificata fino a trasformarsi in barre longitudinali disposta interassi regolari. Con la soletta nervata è stato possibile concentrare l'acciaio in zona tesa, lasciando il calcestruzzo prevalentemente in zona compressa. In tal modo vengono sfruttate al meglio le

caratteristiche prestazionali dei due materiali i cui vantaggi si riflettono sia in termini economici che statici.

## *2.2. Il calcestruzzo dopo gli anni 900*

In Italia la diffusione del calcestruzzo armato è da ricercare in diverse motivazioni: è di facile impiego per il mondo dell'artigianato, molto diffuso nel nostro paese, ma al contempo anche per la realizzazione di grandi opere pubbliche, risulta essere di semplice realizzazione, ha ottime caratteristiche di resistenza al contr al miglioramento igienico delle città. L'utilizzo del calcestruzzo armato in Italia non fu immediato, probabilmente dovuto agli ottimi materiali di costruzioni disponibili in larga scala sul territorio. Ma una volta scoperti gli innumerevoli vantaggi di questo materiale divenne il primo materiale da costruzione.

Viste le ottime capacità idrauliche del calcestruzzo, in Italia, come in Francia, si iniziarono a progettare e a realizzare serbatoi e cisterne per l'acqua potabile. All'ingegner Giovanni Antonio Porcheddu si deve l'intuizione di apprezzare sin da subito la validità del «Système Hennebique», ovvero il conglomerato cementizio armato internamente con profilati di ferro disposti e rafforzati con apposite staffe. L'utilizzo di questa tecnica, che prese il nome di cemento armato, fu ideato e brevettato nel 1892 dall'ingegnere francese François Hennebique e Porcheddu, contrariamente al parere del suo socio Ferrero, ottenne già nello stesso anno la concessione esclusiva per l'applicazione del brevetto in Italia. I risultati dell'intuizione dell'ingegnere furono sensazionali.

L'inizio del XX secolo segnò la grande diffusione del cemento armato in Italia; in città come Torino e Genova, l'impiego della nuova tecnica si ebbe quasi esclusivamente attraverso l'uso dei brevetti Hennebique, grazie all'attività dell'ing. Porcheddu, mentre in altre realtà urbane, come Milano, dopo alcuni iniziali successi, tale brevetto fu contrastato dalla presenza di numerosi operatori locali. Le nuove tecniche costruttive erano viste con diffidenza in Italia, dove pochi ingegneri e costruttori vollero prenderli in considerazione, anche se in altri paesi europei erano stati accolti con maggior favore, e Hennebique, come s'è detto, attraverso una Società Generale portante il suo nome, con sedi a Parigi e Bruxelles, aveva creato una fitta rete di agenti e di concessionari del brevetto. Nel 1896, l'ing. Porcheddu, che aveva aperto a Torino un modesto studio tecnico professionale, ne prese la rappresentanza esclusiva per l'Alta Italia e nel giro di pochi decenni divenne l'incontrastato dominatore del settore.

Nel 1901 la neonata Impresa Porcheddu realizzò i silos granari. Il primo esempio fu nel comune di Milano, dove nel 1881 e nel 1887 si bandirono due concorsi per la costruzione della nuova rete idrica municipale: l'occasione venne data dall'opportunità di restaurare i due torrioni fatti costruire da Francesco I Sforza, la scelta del materiale da impiegare per la costruzione del serbatoio fu più articolata. vincitrice del concorso fu l'impresa dell'ingegner Porcheddu, che realizzò, nel 1904, due serbatoi cilindrici sovrapposti con capacità di oltre 2000 m<sup>3</sup> di acqua.

A Genova il silos granario 1899-1901, venne costruito per ospitare i traffici delle granaglie, rappresenta una tappa importante sia della società Porcheddu e di Hennebique, ma anche dell'evoluzione del cemento armato, essendo stata, per quei tempi, la più grande costruzione al mondo realizzata con tale tecnica. Contribuì a dissolvere i dubbi che ancora esistevano sul cemento armato. Complessivamente nella sola Genova, dove Porcheddu disponeva di una propria filiale, realizzò 457 opere, e 219 nel resto della regione.

A Venezia il calcestruzzo venne utilizzato per la ricostruzione integrale del famoso campanile di Piazza San Marco, crollato improvvisamente nel 1902. La municipalità veneziana aveva deliberato di ricostruirlo integralmente riproducendo esattamente le medesime linee

architettoniche: i paramenti esterni, la cella campanaria e la bellissima cuspide dovevano apparire non modificati, mentre all'interno la costruzione doveva risultare ampiamente alleggerita e compattata con strutture portanti in cemento armato secondo il sistema Hennebique. Il progetto di ricostruzione integrale comportava il sostegno di quattro grandi pilastri interni di cemento armato legati alle murature perimetrali e a una scala di accesso le cui rampe erano anch'esse di cemento armato. Alleggerita e rinforzata risultava la cella campanaria, formata da adeguate strutture metalliche, mentre l'ardita ed elegante cuspide piramidale, alta 20 metri, era resa rigida da nervature verticali e da travature orizzontali di collegamento, tutte in conglomerato cementizio armato. Alla fine dei lavori (1911) l'intera opera, opportunamente stabilizzata e rinforzata alla base con un'ampia piattaforma cementizia poggiante su oltre 3.000 pali, segnò una consistente diminuzione di peso con un sensibile abbassamento del centro di gravità, con notevole vantaggio per la solidità e la staticità dell'insigne monumento. Il progetto generale portava la firma del celebre ing. G. Donghi, mentre il progetto delle strutture portanti e dei relativi calcoli era dovuto ai tecnici della Società Porcheddu, con in testa il più attivo e valido dei collaboratori dell'imprenditore sardo, l'ing. Arturo Danusso.



*Figura 12- Crollo campanile di San Marco (sinistra) ricostruzione rampe in cemento armato (destra)*

Il crescente interesse intorno alle realizzazioni in cemento armato portò anche in Italia nel gennaio del 1907 all'emanazione del primo strumento legislativo per regolamentare le strutture. Questo sanciva l'avvenuta affermazione di tale tecnica e la necessità di sottrarla a scelte arbitrarie, affermando l'esigenza di un attento controllo in cantiere, oltre che di una corretta progettazione, ribadendo il ruolo dell'ingegnere nell'ambito del progetto esecutivo e del calcolo strutturale. Da questo momento in poi anche in Italia le costruzioni in calcestruzzo armato ebbero uno sviluppo vertiginoso: dapprima fabbricati industriali, poi edifici pubblici di servizi e abitazioni. La versatilità del cemento fu subito apprezzata da chi vedeva nell'utilizzo

del nuovo materiale e nella industrializzazione dei componenti e dei processi edilizi, una maggiore economicità e razionalità costruttiva.

Altra grande realizzazione di Giovanni Antonio Porcheddu, il Ponte Risorgimento a Roma, fu condotta a termine nello stesso anno 1911. Essa è stata sempre considerata, nella storia mondiale dell'architettura e della tecnica viaria, come uno dei più significativi prototipi in cemento armato. La progettazione di massima fu fatta negli studi parigini della Hennebique in collaborazione con i tecnici torinesi della Società Porcheddu; questa curò i calcoli del cemento armato e la direzione dei lavori. Fu il primo grande ponte al mondo ad unica campata (100 metri di lunghezza e 10 metri di freccia) ed a minimo spessore nella chiave di volta (85 centimetri complessivamente tra la soletta e la carreggiata). il Ponte Risorgimento è degno di menzione per la sua importanza urbanistica. Esso si inquadra in pieno nel grandioso disegno di razionalizzare organicamente l'espansione edilizia della Capitale, fino ad allora sviluppatasi senza alcuna regola. L'opera, di risonanza mondiale per il suo ardimento, fu oggetto di studio e soprattutto di polemiche per molti anni dopo la sua costruzione in quanto il ponte presenta un diffuso e rilevante stato di fessurazione che si manifestò a breve dalla sua costruzione. L'interesse che suscitò la costruzione del ponte è dovuto in parte all'assenza di una rigorosa procedura di calcolo nel procedimento della sua progettazione, e al suo disarmo precoce, pare ordinato da Hennebique a soli due giorni dal getto ed eseguito nottetempo per superare le perplessità dei tecnici che erano coinvolti nell'esecuzione dell'opera. Oggi, a distanza di 90 anni il ponte gode di ottima salute, ma forse proprio per l'intervento dei Hennebique che, ordinando un disarmo precoce, da un lato favorì la fessurazione della struttura, ma dall'altro favorì anche la redistribuzione delle tensioni all'interno della struttura verso l'assetto statico che ha consentito al ponte di giungere fino a noi pressoché intatto.



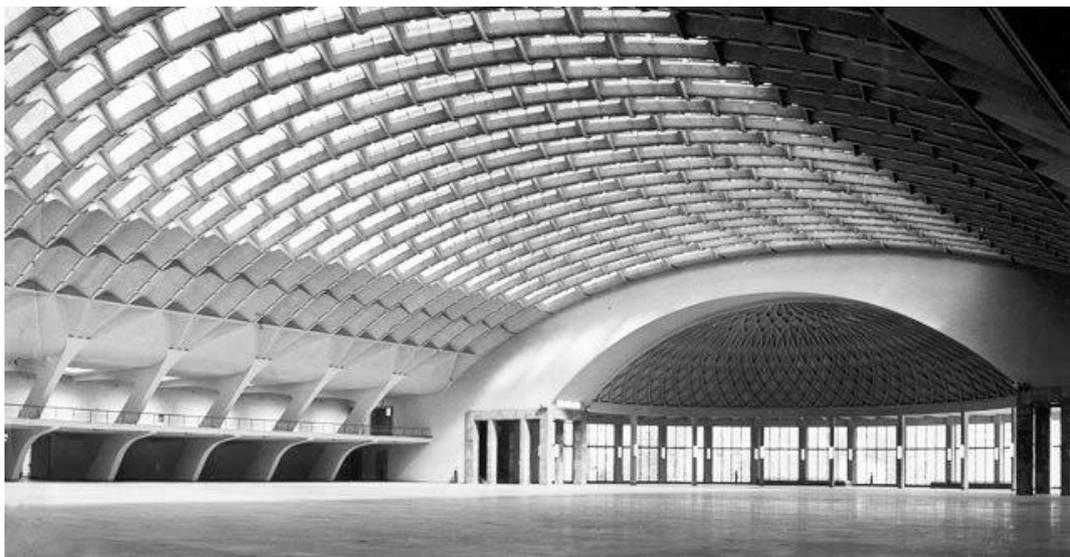
*Figura 13 - Ponte risorgimento Roma*

Nel 1910 a Torino eseguì i lavori per la realizzazione dello Stadium, il più grande stadio d'Italia fino ad allora, realizzato in soli dieci mesi; sempre a Torino nel 1922 fu autore del progetto strutturale dello stabilimento Fiat Lingotto.

Ma a seguito delle due guerre mondiali la comunità internazionale impose il blocco delle esportazioni e delle importazioni. Vennero così a mancare materie prime e si dovette organizzare un regime autarchico, con evidenti ripercussioni negative sul mondo delle costruzioni, in particolare per l'impiego del calcestruzzo armato, data la necessità di ferro e acciaio per le armature. Si dovette quindi cercare di sostituire l'acciaio. Con una circolare del

ministero dei Lavori pubblici del febbraio 1938 si bandì l'impiego del calcestruzzo armato per le abitazioni civili, consentendo di utilizzare solai in laterocemento di notevole spessore, in modo da beneficiare della resistenza del laterizio. Emersero, così, nuovi e interessanti brevetti che sfruttavano la resistenza a trazione sia del calcestruzzo sia del laterizio. A causa della crisi e della conseguente difficoltà a reperire un degno sostituto dell'acciaio che potesse garantire tutti gli aspetti di adesione, resistenza, e le altre sue proprietà, si cercarono nuove soluzioni e si brevettarono diversi sistemi in cui il legno, la canna di bambù e altri materiali simili fungevano da armatura all'interno delle travi. È di questo periodo la grande sperimentazione italiana del 'cemento-amianto', ideale per le tubazioni e le condotte. Si cercò di utilizzare materiale sempre più leggero per poter fabbricare solai sempre più performanti. Alcuni brevetti introdussero materiali leggeri al fine di diminuire la necessità di ferro nelle armature e, in altri casi, si riuscì a eliminare completamente la presenza di armatura (solaio Lares, 1939). Sempre nel 1939 in Italia si iniziò a discutere del cemento armato precompresso grazie alla pubblicazione di importanti studi francesi e tedeschi.

Fu in un clima di grande fermento scientifico e imprenditoriale che emerse la figura di Pier Luigi Nervi (1891- 1979), in un periodo in cui il cemento si affermò come uno dei simboli più eloquenti della modernità. La sua prima opera fu lo stadio comunale di Firenze (1930), in cui emerge il concetto, più volte ripreso, della verità strutturale. La prima sperimentazione di grandi volte di copertura in calcestruzzo fu realizzata nel 1935-38 e nel 1939-42 a Orvieto per la costruzione di due hangar per l'aeronautica militare. La struttura reticolare 'leggera' rappresentò la prima sperimentazione del sistema di prefabbricazione in cui elementi preparati al di fuori del cantiere costituivano contemporaneamente elementi strutturali e casseri per il getto. Fra il 1943 e il 1944 Nervi depositò due brevetti per il ferrocemento che gli permisero di realizzare solette molto sottili e resistenti. Questo sistema sarà alla base di due grandi opere: il Salone B di Torino Esposizioni (1947) e l'Aula Paolo VI (1967).



*Figura 14 - il Salone B di Torino Esposizioni (1947)*

A Roma ebbe modo di progettare sia il Palazzetto dello sport (1956), con una copertura di 60 m di diametro, posante su 36 cavalletti laterali, sia il Palazzo dello sport (nello stesso

anno, con Marcello Piacentini): la minuta tessitura di nervature che si percepiscono all'interno, in quanto evidenzia il flusso delle tensioni, gradualmente convogliate attraverso i ventagli di bordo ai cavalletti radiali e all'anello di fondazione, è un caso esemplare di sincerità strutturale, che costituisce la cifra inconfondibile dell'architettura di Nervi.



*Figura 15 - il Palazzo dello sport Roma (1956)*

Un'altra grande opera realizzata verso la fine degli anni '50 è il Grattacielo Pirelli, chiamato comunemente "Pirellone", è un edificio di 127 metri d'altezza, distribuiti su 31 piani, che si trova a Milano. L'intera struttura portante è in calcestruzzo armato, materiale singolare per realizzare costruzioni di notevole altezza, dato che solitamente si utilizza l'acciaio. Gli elementi verticali dell'ossatura sono costituiti da quattro piloni, visibili anche dall'esterno, rastremati: mentre alla base hanno una larghezza di due metri, verso la sommità diventano 50 centimetri. Travi orizzontali, congiungenti i pilastri, fungono da basi per i solai dei piani. Si stima che la quantità di calcestruzzo impiegato per la sua costruzione sia stata pari a circa 30.000 mc. Il design del grattacielo avrebbe inoltre ispirato la realizzazione di diversi grattacieli mondiali, tra cui il Pan Am Building a New York.

Il mito delle strutture in cemento armato raggiunge il suo apice negli anni Sessanta del secolo scorso; come appare chiaramente dalla grande quantità di manufatti e infrastrutture che si stavano producendo con questo materiale, e ad oggi il calcestruzzo è il materiale più utilizzato al mondo dopo l'acqua ed è la soluzione principe nelle costruzioni grazie alle sue caratteristiche di resistenza, affidabilità, durabilità, un conglomerato capace di adattarsi alle richieste in continua evoluzione di progettisti, ingegneri e architetti.



### 2.3. Evoluzione delle resistenze del calcestruzzo dagli anni 30 ad oggi

In epoca di ampie ristrutturazioni, adeguamenti, miglioramenti sismici, e di ampia diffusione delle pushover per valutare la sicurezza strutturale delle infrastrutture esistenti in c.a. risulta particolarmente importante la profonda conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la costruzione in esame. Un adeguato livello di conoscenza dei materiali non si persegue solo mediante una vasta e dispendiosa campagna di saggi e di prove sperimentali, ma anche attraverso lo studio dello stato dell'arte cristallizzato nei libri, nei manuali ed articoli scientifici. In tale contesto, nel presente lavoro viene esaminata l'evoluzione del calcestruzzo dagli anni 30 ad oggi.

Uno studio critico della letteratura tecnica consente di tracciare l'evoluzione del calcestruzzo nei suoi aspetti salienti, ovvero, la modalità di preparazione e getto dell'impasto, la normativa vigente e la resistenza minima e massima del calcestruzzo. Sulla base di queste informazioni, è stato possibile definire tre generazioni di calcestruzzi (Figura 1) in dipendenza del particolare periodo storico in cui è stato realizzato:

- 1° Generazione, calcestruzzi compresi tra il 1930 e 1955;
- 2° Generazione, calcestruzzi compresi tra il 1955 e 1980;
- 3° Generazione, calcestruzzi compresi tra il 1980 ad oggi.

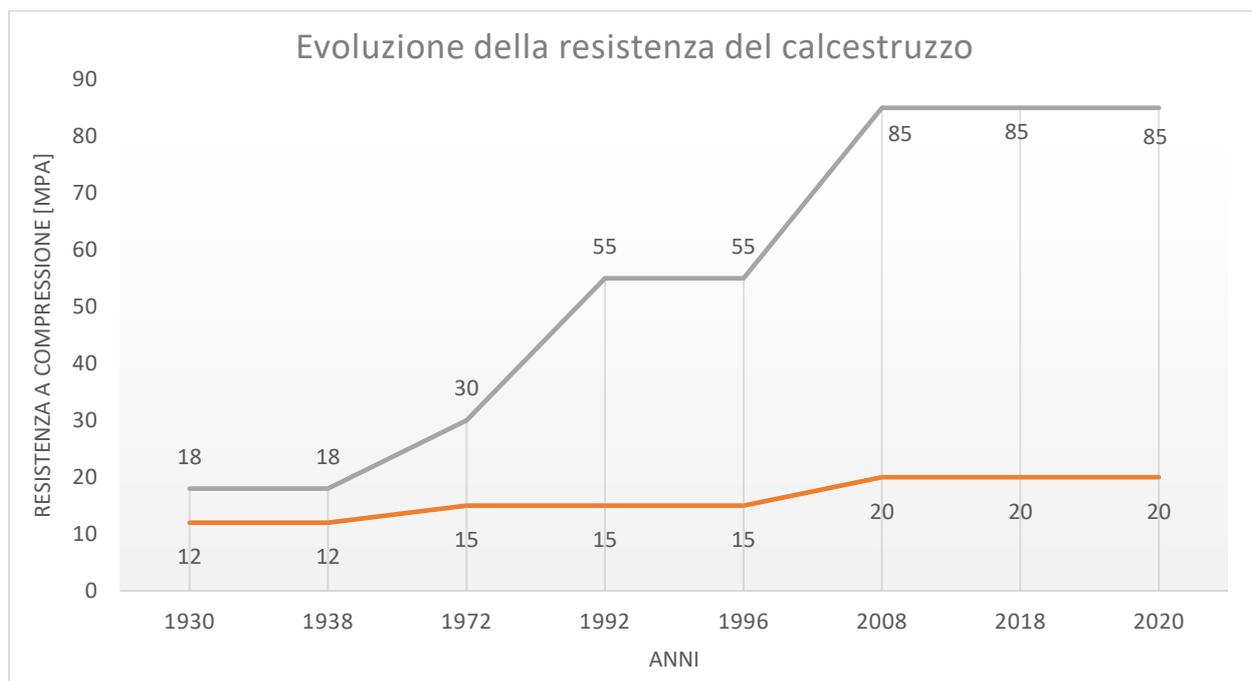


Grafico 1 - Evoluzione resistenza del calcestruzzo

Per la prima generazione di calcestruzzo (1930 e 1955), occorre evidenziare che il conglomerato cementizio veniva preparato con la tecnica del “dosaggio”, fatto a mano o con macchina, che, attraverso le prove conformi alle norme vigenti in quegli anni, conferiva all'impasto una tensione compresa tra 12-18 N/mm<sup>2</sup>. Per la seconda generazione di calcestruzzi (1955 e 1980) varia la tecnica di preparazione del conglomerato, passando dal dosaggio all'assortimento granulometrico. Grazie a quest'ultima modalità di realizzazione fu possibile

incrementare la resistenza di compressione dell'impasto fino ad arrivare a 800-900 kg/cm<sup>2</sup> (95 N/mm<sup>2</sup>) grazie al riempimento degli spazi fra le varie "pietruzze" costituenti l'impasto. Di conseguenza anche la resistenza finale del calcestruzzo è aumentata.

La metodologia di getto ha giocato anch'esso un ruolo fondamentale per la crescita del calcestruzzo. Agli inizi degli anni 30, il getto avveniva dall'alto attraverso un sistema a gravità che permetteva di infiltrarsi nelle casseforme con un'ulteriore vibratura finale anche nel caso di impasti poco fluidi. Successivamente, nei calcestruzzi di seconda generazione non si potette più utilizzare il sistema a gravità dato che il calcestruzzo arrivava nei cantieri in grosse impastatrici, trasportati da macchine attraverso una pompa che permetteva di prelevare e iniettare l'impasto nelle casseforme con l'ausilio di tubi. Questa tecnica ha determinato un fabbisogno maggiore di acqua, poiché un impasto più fluido avrebbe facilitato l'intera operazione. Come oggi è noto, l'aumento di acqua determina una diminuzione di resistenza, pertanto, per evitare l'uso eccessivo di acqua, si è cominciato ad utilizzare gli additivi, sostanze chimiche che hanno permesso e permettono di modificare alcune caratteristiche dell'impasto durante la presa e l'indurimento. Vi sono poi i calcestruzzi di terza generazione (1980 ad oggi), che hanno dato la possibilità di incrementare il campo delle resistenze offrendo ai progettisti calcestruzzi ad elevate resistenze e prestazioni. Si passa, infatti, da valori minimi di 20 N/mm<sup>2</sup>, contemplati dalla norma come calcestruzzi ad uso strutturale, fino ad arrivare a valori di resistenza superiori a 150 N/mm<sup>2</sup>. Esistono anche calcestruzzi autocompattanti che possiedono un'elevata fluidità e, nonostante ciò, possiedono una elevata resistenza alla segregazione, infatti si compatta, qualunque siano le forme dei casseri, le dimensioni dei getti e la densità delle armature metalliche, per effetto del solo peso proprio senza l'apporto di energia esterna cioè senza vibrazione meccanica. Il processo di evoluzione del calcestruzzo non riguarda un singolo aspetto. Tutte le fasi che permettono di definirlo e realizzarlo conferiscono le caratteristiche volute del conglomerato. Il calcestruzzo finale è dunque influenzato da molteplici fattori, alcuni più determinanti rispetto ad altri ma comunque partecipanti. L'evoluzione del calcestruzzo è stata contrassegnata anche dalle norme e dalle leggi che lo hanno regolamentato.

Inoltre, se si valutano i fattori di sicurezza rispetto ai valori di resistenza cubica massima e minima. Come si può osservare dalla Figura 4 il coefficiente di sicurezza tende a diminuire con le NTC' 2008 e 2018 perché si passa dal metodo delle tensioni ammissibili a quello agli stati limite ultimi. Per i calcestruzzi di prima generazione, il fattore di sicurezza oscilla tra i valori di 1,5 e 2; per i calcestruzzi di seconda generazione, varia tra 2 e 3; per i calcestruzzi di terza generazione si arriva ai valori di 1,6 e 1,5. Questa diminuzione dimostra che con il metodo degli stati limite viene sfruttata la riserva plastica del calcestruzzo. Infatti, con le tensioni ammissibili, gli elementi in calcestruzzo venivano progettati per restare in campo elastico: i valori alti del fattore di sicurezza permettevano di sfruttare il solo ramo elastico lineare del legame costitutivo. Con gli stati limite si inizia a sfruttare anche il ramo plastico non lineare del legame costitutivo del materiale: questo permette di abbassare il fattore di sicurezza dal momento che si sfrutta la riserva plastica del materiale. Da un confronto tra i valori delle resistenze di calcolo ottenute con il metodo alle tensioni ammissibili e le resistenze di calcolo ottenute con il metodo agli stati limite, può osservarsi come queste ultime siano maggiori di circa il 50% rispetto alle prime proprio perché il fattore di sicurezza diminuisce.

Con il Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 10 gennaio 1907, pubblicato sulla G.U. n. 28 del 2/2/1907, vennero approvate in Italia le prime norme tecniche per l'esecuzione

di opere in cemento armato, da applicarsi però alle sole opere di competenza del Ministero dei Lavori Pubblici. Tali norme, redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rappresentarono per l'Italia la prima norma cogente riguardante la sicurezza delle costruzioni intesa come problematica di interesse sociale di rilevanza tale da dover essere regolamentata ex lege. La norma poneva fine all'epoca ottocentesca durante la quale la sicurezza delle costruzioni si ipotizzava formalmente garantita dal rispetto di regole tecniche senza l'obbligo della verifica numerica, introducendo la necessità di verifica dei livelli tensionali dei componenti strutturali. La norma imponeva infatti che i progetti dovessero essere obbligatoriamente accompagnati dai calcoli statici che dovevano dimostrare il rispetto di tensioni ammissibili. Nell'allegato B del Decreto vengono inoltre specificate le qualità dei materiali da utilizzare

	Dopo 7 giorni di stagionatura di cui i 6 ultimi in acqua dolce	Dopo 28 giorni di stagionatura di cui i 27 ultimi in acqua dolce
Trazione kg/cm <sup>2</sup>	16	20
Pressione "	180	220

Figura 16 - Resistenza minima del cemento armato prescritto nel Decreto del 1907

Con Decreto Presidenziale del 15 maggio 1925 le prescrizioni contenute nelle norme tecniche per il c.a. approvate al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 14 novembre 1924 vengono rese cogenti per tutte le amministrazioni dello Stato (non solo il Ministero dei Lavori Pubblici) e con Regio Decreto-legge n. 1981 del 4/9/1927 la disciplina delle opere in c.a. è stata estesa all'ambito privato. A partire dall'11/11/1927 quindi, nell'esecuzione di opere in c.a., è sorto l'obbligo di:

- il prefetto svolgeva l'attività di sorveglianza delle opere in c.a.
- l'opera doveva essere costruita sulla base di un progetto esecutivo; si può notare che il Regio Decreto imponeva che tale progetto potesse essere firmato solo da ingegneri;
- l'opera doveva essere *diretta* da un ingegnere ed eseguita da imprese di comprovata idoneità tecnica, specificando la necessità di certificati che attestassero l'esecuzione di opere analoghe con esito pienamente favorevole;
- la qualità e la proprietà dei materiali impiegati doveva essere comprovata da certificati rilasciati da laboratori ufficiali;
- al termine dei lavori il committente doveva consegnare al prefetto copia del certificato di collaudo redatto anch'esso da un ingegnere.

Inoltre, la qualità del cemento armato richiesta aumenta più del doppio. Si riporta in seguito una tabella della resistenza richiesta dei leganti:

ANNOTAZIONI	Residuo massimo % al setaccio di maglie (a cmq.)		Peso specifico minimo	Durata presa		Resistenza minima Kg/cmq.							
	900	4900		Inizia dopo ore	Termina dopo ore	Trazione dopo				Pressione dopo			
						24 ore	3 giorni	7 giorni	28 giorni	24 ore	3 giorni	7 giorni	28 giorni
<b>CALCI</b>													
a) idrauliche . . . . .	7	25	2,70	2 a 6	8 a 48	—	—	—	5 (1)	—	—	—	25 (1)
b) eminentemente idrauliche . . . . .	7	25	2,70	2 a 6	8 a 48	—	—	—	8 (1)	—	—	—	50 (1)
<b>AGGLOMERANTI CEMENTIZI</b>													
a) a rapida presa . . . . .	15	—	2,80	1/60	1/2	—	—	12 (2)	—	—	—	120 (2)	—
b) a lenta presa: . . . . .	2	20	2,80	1	6 a 12	—	—	18 (1)	22 (1)	—	—	180 (1)	300 (1)
<b>CEMENTI</b>													
a) Portland, d'alto forno e pozzolanici . . . . .	2	20	2,90	1	6 a 12	—	—	25 (1)	30 (1)	—	—	350 (1)	450 (1)
b) ad alta resistenza:													
Portland . . . . .	2	15	3,05	1	6 a 10	—	20 (1)	30 (1)	35 (1)	—	250 (1)	450 (1)	600 (1)
d'alto forno . . . . .	2	15	2,90	1	6 a 10	—	20 (1)	30 (1)	35 (1)	—	250 (1)	450 (1)	600 (1)
pozzolanici . . . . .	2	15	2,90	1	6 a 10	—	20 (1)	30 (1)	35 (1)	—	250 (1)	450 (1)	600 (1)
alluminosi . . . . .	2	15	3,05	1	4 a 7	25 (2)	30 (1)	—	40 (1)	300	500	—	650

Figura 17 - Resistenza minima del cemento prescritta nel Decreto Presidenziale del 1925

Il turbolento periodo della Prima Guerra Mondiale e del successivo dopoguerra portò ad aggiornamenti, modifiche e Circolari, molte volte con prescrizioni contraddittorie. Questo disordine ebbe fine con le "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato", approntate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed emanate il 16 novembre 1939 con il Regio Decreto Legge n.2229. La norma attuava ed imponeva in maniera rigorosa le aspettative della precedente norma del 1907, indicando in modo puntuale prestazioni e processi di verifica della sicurezza, stabilendo l'elenco dei Laboratori Ufficiali per le prove sui materiali ed introducendo il processo del controllo ed approvazione dei calcoli statici e del progetto da parte dei Geni Civili e delle Prefetture. La Norma è stata alla base della ricostruzione del dopoguerra e della costruzione delle grandi opere per le nuove infrastrutture nel corso degli anni '60 e '70. Secondo questa Legge i progetti con materiali e tecniche innovative (es. cemento armato precompresso) dovevano essere approvati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Lo stesso Consiglio Superiore, ovvero il Consiglio Nazionale delle Ricerche, attraverso una serie di Circolari o pareri, hanno cercato di integrare negli anni i contenuti della norma per rispondere alle nuove

esigenze. Il successo della norma del '39 fu conseguenza, essenzialmente, della sua chiarezza ed univocità. Una particolarità di tale decreto è proprio quella di seguire maggiormente alle norme del 1907 rispetto a Decreto Presidenziale del 1925, vediamo infatti che anche per la resistenza del calcestruzzo si ritorna ai livelli di resistenza del 1907

<i>Conglomerato</i>	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{r,28}$ minimo (kg/cm <sup>2</sup> )
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland) .....	35	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso .....	45	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28 g., e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro .....	$\frac{\sigma_{r,28}}{3}$	
ma non superiore a .....	60	180

Il carico di sicurezza nella sollecitazione di flessione e di flessione e pressione deve assumersi come segue:

<i>Conglomerato</i>	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{r,28}$ minimo (kg/cm <sup>2</sup> )
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland) .....	40	120
Conglomerato di cemento normale ad alta resistenza ed alluminoso...	50	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28 g. e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro .....	$\frac{\sigma_{r,28}}{3}$	
ma non superiore a .....	75	225

Figura 18 - Resistenza minima del cemento armato prescritta del 1939

Per rispondere alle nuove aspettative del mondo del lavoro, all'evoluzione tecnico-scientifica e tecnologica e porre fine all'incertezza normativa, la Legge n.1086 del 5 novembre 1971 diede origine alla nuova normativa tecnica che si estrinsecò nel D.M. 30 maggio 1972 che conteneva a sua volta la nuova norma tecnica sulle opere in cemento armato, cemento armato precompresso ed acciaio. Questa norma, nella prima stesura, essenziale e prestazionale come quelle che l'avevano preceduta, conteneva aspetti fortemente innovativi: l'analisi probabilistica della sicurezza strutturale e la derivazione statistica delle caratteristiche meccaniche. Per verificare la sicurezza viene introdotta, oltre ai metodi elastici, la possibilità di utilizzare il calcolo a rottura. La Legge prevede infine un aggiornamento biennale delle norme tecniche. Questa clausola si rivelerà catastrofica, in quanto darà origine ad un disordinato e contraddittorio aggiornamento normativo. Le norme di attuazione della Legge 1086/71, sono

affiancate, a partire dal 1974, dalle norme applicative della Legge 2 febbraio 1974 n.64 che, per la prima volta, codificano:

- i carichi ed i sovraccarichi sulle costruzioni
- le norme sismiche per le costruzioni in zona sismica
- le norme relative al le indagini sui terreni e sulle rocce (dal 1982).

Sino ad arrivare alle norme tecniche del 2008 e del 2018 nella quale la resistenza minima del calcestruzzo viene valutata in funzione della destinazione della struttura che in per strutture semplicemente armate è di 20 MPa (resistenza a compressione cubica), una resistenza in linea con il Regio Decreto Legge n.2229 del 1939 e il Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 10 gennaio 1907.

**Tab. 4.1.II** – *Impiego delle diverse classi di resistenza*

<b>Strutture di destinazione</b>	<b>Classe di resistenza minima</b>
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

*Figura 19 - Resistenza minima del cemento armato NTC18 e NTC08*

### 3. Resistenza a compressione del calcestruzzo

Per eseguire un'analisi strutturale delle strutture in calcestruzzo esistenti, la resistenza alla compressione del calcestruzzo deve essere conosciuta in anticipo. Infatti, le norme tecniche attuali e passate mettono in relazione questo parametro con altre proprietà meccaniche del calcestruzzo, quali resistenza a trazione, resistenza a taglio, modulo elastico, resistenza al fuoco.

La resistenza meccanica del calcestruzzo dipende da numerosi fattori alcuni dei quali difficilmente trattabili teoricamente. I principali sono il rapporto acqua/cemento, la qualità degli inerti, la quantità e la tipologia di cemento, la compattezza della miscela, le condizioni di maturazione.

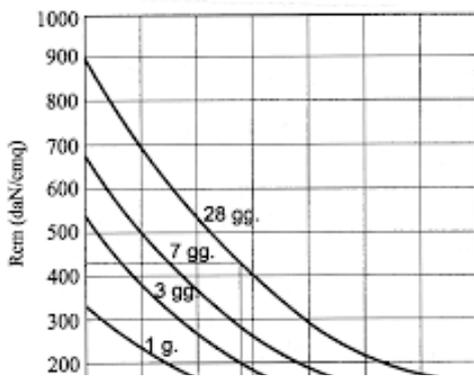
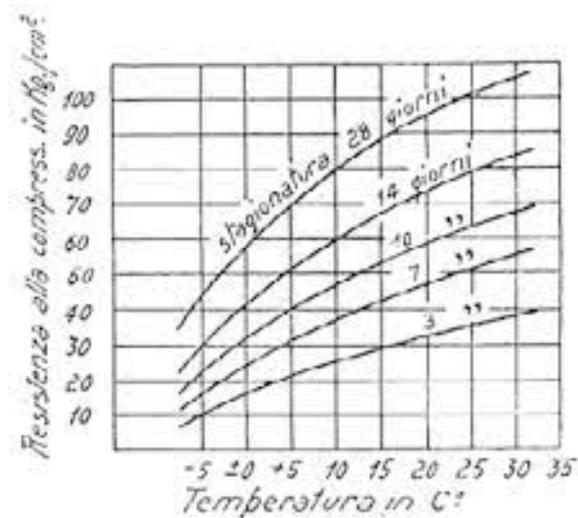


Figura 16 - Variazione della resistenza meccanica in funzione del rapporto a/c per diversi tempi di stagionatura



La quantità dei componenti del calcestruzzo, oltre alla loro qualità ne determina le caratteristiche. Come detto precedentemente una proprietà importante del calcestruzzo è la resistenza a compressione, una delle prime relazioni tra dosaggio e la resistenza fu proposta nel 1896 da Feret:

$$R_c = k\lambda^2; \quad \lambda = \frac{c}{c+a+v}$$

Dove:

- $R_c$  è la resistenza a compressione
- $k$  è una costante che dipende dal tipo di cemento, tempo e modalità di stagionatura e caratteristiche dell'aggregato
- $c$  rappresenta il volume di cemento
- $a$  rappresenta il volume d'acqua
- $v$  è l'aria inglobata nel conglomerato

Questa relazione mostra come la resistenza a compressione sia funzione di molteplici fattori come il rapporto tra acqua e cemento.

L'evoluzione della tecnologia del calcestruzzo consente oggi di disporre di miscele con caratteristiche particolari che possono soddisfare esigenze specifiche delle realizzazioni in c.a. Sicuramente tra questi devono essere menzionati, e trovano già un notevole impiego, i calcestruzzi ad alta resistenza (HSC – High Strength Concrete), gli autocompattanti (SSC – Self Compacting Concrete), i fibrorinforzati (FRC – Fiber Reinforced Concrete). Nonostante la disomogeneità, il comportamento macroscopico del calcestruzzo, con riferimento cioè a

elementi di dimensioni molto maggiori degli inerti più grandi che lo compongono, può essere schematizzato in modo affidabile come quello di un materiale omogeneo e isotropo.

Il funzionamento delle strutture è regolato forze note con incertezza. Tra questi ci sono: le azioni, le proprietà dei materiali, in alcuni casi geometrie degli elementi, le caratteristiche della risposta della struttura, le leggi che regolano l'evoluzione nel tempo di fenomeni di degrado o di invecchiamento e molte altre ancora. Tutte queste grandezze sono rappresentabili da variabili aleatorie in altre parole grandezze che, pur essendo determinate, non sono note allo stato delle conoscenze del progettista. L'incertezza sul valore di ciascuna variabile aleatoria si può caratterizzare attraverso la cosiddetta funzione distribuzione cumulata, che si indica spesso come  $F(x)$ . Essa è una funzione che associa a ogni possibile valore della variabile  $X$  la probabilità che essa assuma valore inferiore a  $x$  (un particolare valore possibile della variabile aleatoria).

Le variabili aleatorie che tipicamente entrano nella valutazione della sicurezza delle strutture sono legate ai carichi e alle proprietà dei materiali. Queste ultime entrano in gioco per la caratterizzazione probabilistica della resistenza degli elementi strutturali. Le incertezze sulle proprietà meccaniche dei materiali possono dipendere, dalle variabilità connaturate al processo produttivo e dalla realizzazione della costruzione stessa. Se si prende, per esempio, un materiale eterogeneo come il calcestruzzo, la cui produzione spesso è un processo che avviene a piè d'opera senza un rigido controllo di qualità industriale, le sue proprietà possono presentare variabilità significative. Simili considerazioni sono valide per l'acciaio il quale, essendo per sua natura meno eterogeneo del calcestruzzo e prodotto in stabilimento, gode tipicamente di incertezza inferiore.

Tradizionalmente i modelli di variabile aleatoria più utilizzati per caratterizzare le resistenze di acciaio e calcestruzzo sono le distribuzioni normale, lognormale e Weibull. Il modello normale è spesso usato per descrivere la variabilità della resistenza a compressione del calcestruzzo.

*Tabella 1 - Medie e coefficienti di variazione della resistenza a compressione per calcestruzzi con diversi valori caratteristici*

$f_{ck}$ (Mpa)	(Mpa)	CoV
21	28	0.10
28	34	0.15
34	39	0.06
41	46	0.04

Nella Tabella 1.1 si riportano i valori dei parametri della distribuzione normale della resistenza stimati su dei campioni di calcestruzzo con diversi valori caratteristici,  $f_{ck}$ . Si noti che il coefficiente di variazione è nell'ordine del 10÷15 % per quelli a resistenza inferiore mentre per quelli a resistenza più alta la covarianza è meno della metà.

Fino agli anni Sessanta la sicurezza strutturale nei codici di tutto il mondo era basata sul concetto di tensione ammissibile che sottintendeva il principio che le strutture fossero elastiche, sebbene fosse molto raro che esse si comportassero elasticamente fino al collasso. Le incertezze erano tenute in conto nelle verifiche utilizzando dei valori delle tensioni ammissibili

ridotti da coefficienti di sicurezza ben maggiori di uno. È chiaro che utilizzare dei coefficienti di sicurezza sulle tensioni non dava alcuna possibilità di controllare il livello di rischio dell'intera struttura. Tra la fine degli anni Sessanta e gli anni Settanta, tuttavia, si ebbe un cambio di filosofia nella progettazione per la sicurezza strutturale. Una serie di collassi di strutture nel mondo soprattutto a causa di terremoti, rivelarono una serie di deficienze nell'approccio alla sicurezza dei codici del tempo. Per questo motivo nasceva la necessità di distinguere le condizioni di funzionamento delle strutture nel caso di eventi pericolosi (ma rari) e nel quotidiano. Il processo descritto produsse all'inizio degli anni Ottanta la prima ufficializzazione della necessità di adottare nei codici un approccio alla sicurezza secondo il modello sollecitazione-resistenza e che solo le strutture che rispettavano una certa probabilità di collasso accettata erano da considerarsi sicure. Venne proposto un formato semi-probabilistico agli stati limite che si formalizza nella relazione sottostante. Essa rappresenta una verifica tra scalari in cui la resistenza nominale,  $R_n$ , viene stabilita sulle basi della meccanica strutturale e ridotta da opportuni coefficienti ( $\gamma_m$ ), mentre le azioni nominali,  $Q_i$ , fornite dai codici vengono anch'esse amplificate (da coefficienti ( $\gamma_q$ ) per tenere conto delle incertezze e garantire, in qualche modo, una certa probabilità di collasso strutturale.

$$\sum \gamma_q Q_i \leq R_n / \gamma_m$$

Minorare una variabile aleatoria è in teoria impossibile essendo essa per definizione ignota. In realtà si considerano percentili molto bassi per le resistenze (molto alti per le sollecitazioni) in modo che tali valori siano molto probabilmente superati (non superati). Ciò si traduce nella trasformazione della condizione di sicurezza da  $R > S$ , valutata in termini probabilistici, alla (1.2) che è un confronto tra scalari e in cui il pedice  $d$  sta per design.  $R_d$  e  $S_d$  sono, appunto, i valori di progetto e rappresentano rispettivamente il limite superiore dei valori delle resistenze da attribuire ai materiali e il limite inferiore degli effetti delle azioni che si possono considerare.

$$R_d > S_d$$

Il concetto dei valori di progetto è strettamente legato ai valori caratteristici (Fig. 17), definiti come i percentili tali che si abbia una probabilità del 5% che la resistenza effettiva sia minore di quella caratteristica  $R_k$  e che la sollecitazione effettiva sia maggiore di  $S_k$ .

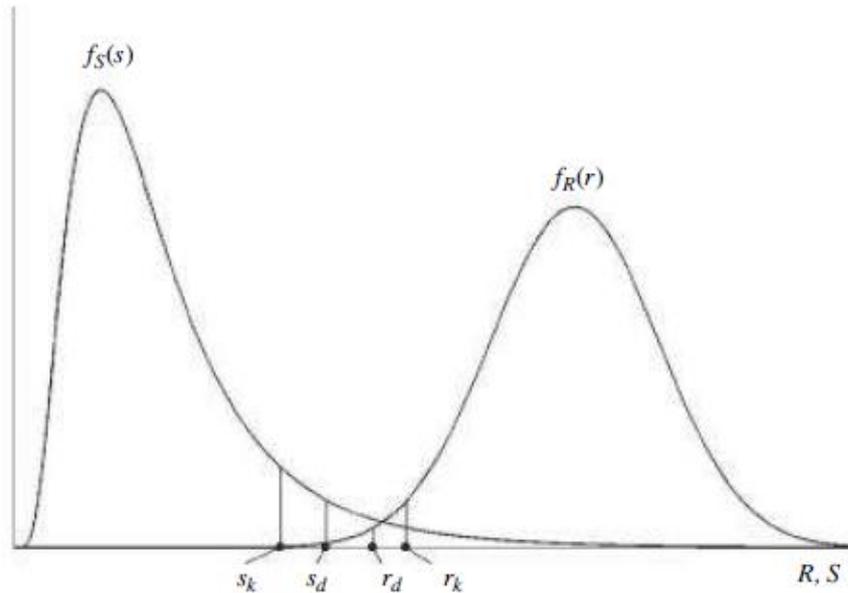


Figura 17 - Significato probabilistico di valori di progetto e caratteristici

Per la determinazione dei valori di progetto  $R_d$  ed  $S_d$ , il metodo semiprobabilistico agli stati limite amplifica i carichi e ridurre le resistenze in base alla rispettiva statistica e probabilità di occorrenza. Dal lato delle resistenze questo risultato si può ottenere passando dai valori caratteristici a quelli di progetto, adottando coefficienti parziali di sicurezza. La normativa italiana stabilisce per il calcestruzzo  $\gamma_c = 1,5$  e per l'acciaio  $\gamma_f = 1,15$ .

$$R_d = R_k / \gamma$$

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata (pari a 0,85);

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo (pari a 1,5);

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Ma le metodologie ad oggi attuate possono essere per calcolare la resistenza a compressione del calcestruzzo dono diverse e divise in due principali categorie:

- Test distruttivi: basati principalmente sulla prova uniassiale eseguita su provini estratti dalla struttura.
- Test non distruttivi: dove la resistenza del calcestruzzo viene valutata indirettamente misurando diverse proprietà fisiche del materiale.

Tuttavia, tali test presentano delle problematiche, spesso i test distruttivi non possono essere effettuati in modo esaustivo mentre i test non distruttivi potrebbero essere poco affidabili e non presenti nelle norme tecniche.

### 3.1. Test distruttivi

Tradizionalmente la resistenza a compressione del calcestruzzo veniva determinata su una serie di quattro cubetti di 16 cm. In genere venivano confezionati in cantiere almeno quattro cubetti ogni 500 m<sup>3</sup> di calcestruzzo, dopo 48 ore dal prelievo venivano stagionati per 28 giorni sotto sabbia umida.

Ad oggi, dimensioni del provino, modalità di stagionatura e numero di prelievi sono cambiati. Infatti, come indicato al paragrafo 5.5 della norma UNI EN 12390-2:2009, i provini vanno tolti dalla cassaforma dopo almeno 16 ore dalla confezione e non oltre i 3 giorni; nel restante tempo, prima della prova di compressione, il provino deve essere immerso in acqua o rimanere ad una condizione di almeno il 95% di umidità e temperatura compresa tra 18 e 22°. Le dimensioni nominali dei provini, con inerte massimo impiegato di 30 mm di diametro, sono: 150x150x150mm, con tolleranza dell'1% ( $\pm 1,5$  mm) rispetto alla faccia rasata e dello 0,5% ( $\pm 0,75$  mm) rispetto alle facce casserate.

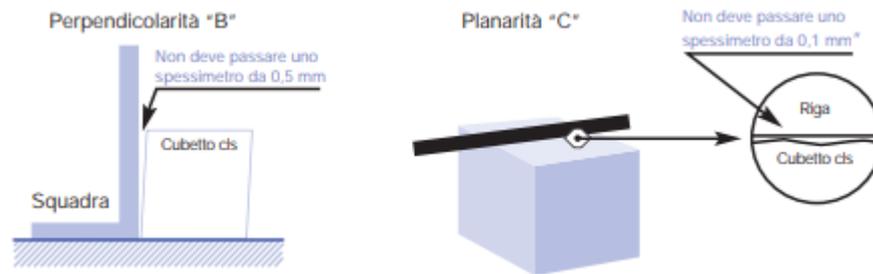


Figura 18 - Esempi di controlli geometrici sui provini

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli in corso d'opera, per verificare se la resistenza caratteristica verificata con le prove di laboratorio è conforme a quella prevista in fase progettuale. Il controllo di accettazione è di due tipologie:

- Controllo di Tipo A: si applica per calcestruzzi omogenei per quantità fino a 1500 mc. Ogni controllo deve essere sempre composto da almeno 3 prelievi (6 provini).
- Controllo di Tipo B: si applica per calcestruzzi omogenei per quantità oltre 1500 mc. Ogni controllo deve essere sempre composto da almeno 15 prelievi (30 provini).

Tabella 2 - Controlli di accettazione sui provini di calcestruzzo

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_1 \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_m \geq R_{ck} + 3,5$	$R_m \geq R_{ck} + 3,5$
(N° prelievi $\geq 3$ )	(N° prelievi $\geq 15$ )
Dove $R_m$ : resistenza media dei prelievi	
$R_1$ : valore minimo della resistenza dei prelievi	
s: scarto quadratico medio	

La prova di resistenza a compressione su cubetti di calcestruzzo deve necessariamente essere eseguita tra il ventottesimo ed il quarantacinquesimo giorno dal prelievo del campione.



*Figura 19 - Rottura a compressione di un provino cubico 15x15x15 cm*

Nel caso di controllo della resistenza del calcestruzzo già indurito (o in opera) tale controllo viene effettuato mediante carotaggi e successiva prova di compressione.

Il prelievo di carote ed il successivo schiacciamento è il metodo più diretto più affidabile per stimare le proprietà meccaniche del calcestruzzo di strutture esistenti. Le specifiche per l'esecuzione del carotaggio sono contenute nella norma UNI EN 12504-1 (2002). Nell'esecuzione dei carotaggi vanno seguite alcune regole, tra le quali:

- il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati cercando di prelevare, ove possibile, carote di diametro non inferiore a 100 mm;
- le carote non dovrebbero contenere ferri d'armatura, e vanno comunque scartati i provini contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse della carota;
- il rapporto lunghezza/diametro dei provini deve essere possibilmente uguale a 2, o comunque compreso fra 1 e 2;
- si deve impedire l'essiccazione e realizzare prove su provini con umidità originale;
- si deve tenere in conto la posizione del carotaggio rispetto all'elemento, effettuando il prelievo nei pilastri possibilmente a metà altezza.

Anche osservando queste regole, comunque, i valori ottenuti differiranno da quelli reali per diversi fattori.

Il primo fattore, e forse il più difficile da valutarsi, è legato al “disturbo del provino” cioè al danneggiamento arrecato in fase di prelievo del campione che provoca inevitabilmente un deterioramento del materiale. Per questo un fattore importante è dato dalla velocità di rotazione della carotatrice, che deve essere limitata a non più di 600 giri/min; inoltre è importanti

assicurarsi che la macchina carotatrice sia ben fissata ed agisca perpendicolarmente alla superficie dell'elemento oggetto di prelievo. Il disturbo da estrazione produce una riduzione della resistenza reale, dovuta alla sezione utile minore di quella geometrica. Risulta infatti che, essendo Area reale > Area prelevata, la tensione  $\sigma = N/(Area \text{ reale})$  è minore di quella che si ottiene con  $N/(Area \text{ 1 prelevata})$ , utilizzando l'area efficace.

Un secondo fattore è dovuto alla forma del provino, ed in particolare al diametro in valore assoluto ed in relazione alla lunghezza (snellezza). Un ulteriore fattore non sempre tenuto debitamente in conto è l'umidità del provino al momento del prelievo. Il provino secco manifesta una resistenza inferiore al provino conservato nelle stesse condizioni di umidità all'atto dell'estrazione; per questo è consigliabile avvolgere i provini in materiale plastico subito dopo l'estrazione. Esistono infine formule correttive che permettono di stimare la resistenza in sito anche di carote contenenti barre di armatura (campioni che in generale sarebbero da non ritenere validi). Nel modulo ET "Resistenza prove cls in opera" sono implementati i seguenti metodi, meglio descritti in seguito.

Tabella 3- Metodi che tengono in conto delle diverse configurazioni della carota estratta

	<i>Disturbo</i>	<i>Snellezza</i>	<i>Diametro</i>	<i>Umidità</i>	<i>Armature</i>
<b>A.C.I.</b>	Valutato	Valutato	Valutato	Valutato	
<b>Masi</b>	Valutato	Valutato	Valutato		Valutato
<b>B.S. 1881</b>		Valutato			
<b>Concrete Society</b>	Valutato	Valutato			Valutato
<b>Catelli Guidi</b>	Valutato	Valutato			
<b>EN 13791 – NTC08</b>	Valutato	Valutato			

Il metodo A.C.I. è calibrato su calcestruzzi di caratteristiche medie e carote di diametro pari a 100 mm, è una delle espressioni più complete disponibili in letteratura per la trasformazione della resistenza di carota in resistenza in opera:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d$$

Dove:

- $f_{core}$  è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  correzione per forma e umidità del provino, pari a ( $\alpha = 4.3 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^2/\text{N}$ )
  - o  $1 - (0,130 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot \left(2 - \frac{l}{d}\right)^2$  per umidità del provino come prelevato;
  - o  $1 - (0,117 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot \left(2 - \frac{l}{d}\right)^2$  per provino immerso per 48 h in acqua;
  - o  $1 - (0,114 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot \left(2 - \frac{l}{d}\right)^2$  per provino conservato in aria secca;
- $F_{dia}$  correzione per diametro della carota, pari a:
  - o 1.06 per diametri pari a 50 mm
  - o 1.00 per diametri pari a 100 mm
  - o 0.98 per diametri pari a 150 mm
- $F_{mc}$  correzione per umidità, pari a:
  - o 1.00 per umidità pari alla condizione di prelievo;

- 1.09 per provino immersa 48 h in acqua;
- 0.98 per provino conservato in aria secca;
- $F_d$  correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a 1.06.

*Il metodo masi* calibrata su provini di diametro pari a 100 mm, permette di tenere in conto la presenza di barre di armatura nel provino e dell'influenza della resistenza del calcestruzzo nel valutare il disturbo dovuto al prelievo del provino:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_a \cdot F_d$$

Dove:

- $f_{core}$  è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  correzione per la snellezza del provino, pari a  $\frac{2}{1,5 + \frac{D}{l}}$
- $F_{dia}$  correzione per diametro della carota, pari a:
  - 1.06 per diametro pari a 50 mm;
  - 1.00 per diametro pari a 100 mm;
  - 0.98 per diametro pari a 150 mm;
- $F_a$  correzione per armature incluse, variabile tra:
  - 1.03 per barre di piccolo diametro ( $\phi$  10);
  - 1.13 per barre di diametro elevato ( $\phi$  20);
- $F_d$  correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a:
  - 1.20 per  $f_{core} < 20$  MPa;
  - 1.10 per  $f_{core} > 20$  MPa

*Il British Standard* tiene conto di un solo fattore e applica un unico coefficiente correttivo alla resistenza misurata sul provino:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d}$$

Dove:

- $f_{core}$  è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  correzione per la snellezza del provino, pari a  $0,92 + 0,08 \cdot \left(\frac{l}{D-1}\right)$

*Nel metodo della Concrete Society* si tiene conto del disturbo, della forma della carota e della presenza di armature incluse con la seguente espressione:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_a \cdot F_d$$

Dove:

- $f_{core}$  è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  correzione per la snellezza del provino, pari a  $\frac{2}{1,5 \cdot \frac{D}{l}}$
- $F_a$  correzione per presenza di armature, pari a  $1 + 1,5 \cdot \left(\frac{\phi}{D} \cdot \frac{d}{l}\right)$ 
  - $d$  è la distanza della barra dalla base del provino più vicina;
  - $\phi$  è il diametro della barra.
- $F_d$  è la correzione per il disturbo, pari a 1.30

Il metodo di Guidi risulta tra i primi metodi proposti. L'espressione ha la particolarità di tenere in conto la direzione di perforazione rispetto alla direzione del getto:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_{dir} \cdot F_d$$

Dove:

- $f_{core}$  è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  correzione per la snellezza del provino, pari a  $\frac{2}{1,5 \cdot \frac{l}{D}}$
- $F_{dir}$  correzione per direzione della perforazione al getto pari a:
  - o 1 per direzione ortogonale
  - o 0.92 per direzione parallela
- $F_d$  è la correzione per il disturbo, pari a 1.50

Sebbene le NTC non propongano un'espressione per la correzione dei dati sperimentali, trattando il controllo della resistenza del calcestruzzo in opera sono ritenuti accettabili valori medi di resistenza fino all'85% della resistenza definita in fase di progetto, pertanto si può interpretare tale percentuale come un coefficiente di disturbo. Nelle NTC08 - EN 13791 viene considerata una correzione per la snellezza del provino, il passaggio da resistenza cubica ( $l/D = 1$ ) a cilindrica ( $l/D = 2$ ) è effettuato moltiplicando per 0.83, da cui si può ricavare un'espressione linearmente variabile per snellezza compresa tra 1 e 2. Pertanto:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_d$$

Dove:

- $f_{core}$  è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  correzione per la snellezza del provino, pari a  $0,83 + (1 - 0,83) \cdot \left(\frac{l}{D-1}\right)$
- $F_d$  è la correzione per il disturbo, pari a  $\frac{1}{0,85}$

Le diverse normative sopra indicate poi usano metodi diversi per passare dal valore medio al valore caratteristico.

Una volta valutata la resistenza in opera opportunamente corrette potrebbe essere necessario calcolare il valore caratteristico corrispondente.

Le NTC 08, le Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e le norme UNI EN 13971 propongono approcci simili nella forma, ma con diversi coefficienti moltiplicativi che possono portare a risultati diversi:

- Numero di prove maggiori o uguali a 15
  - o NTC 08:  $f_{ck} = f_{c,m} - 1,48 \cdot \sigma$
  - o Linee guida C.S.LL.PP.:  $f_{ck} = \min (f_{c,m} - 1,48 \cdot \sigma, f_{c,min} + 4 \text{ Mpa})$
  - o UNI EN13791:  $f_{ck} = \min (f_{c,m} - 1,48 \cdot \sigma, f_{c,min} + 4 \text{ Mpa})$
- Numero di prove minore di 15
  - o NTC 08:  $f_{ck} = f_{c,m} - 8 \text{ Mpa}$
  - o Linee guida C.S.LL.PP.:  $f_{ck} = \min (f_{c,m} - 1,48 \frac{k}{0,85} \cdot \sigma, f_{c,min} + 4 \text{ Mpa})$

- UNI EN13791:  $f_{ck} = \min (f_{cm} - 1,48 \frac{k}{0,85}, f_{c,min} + 4 \text{ Mpa})$

Tabella 4 - Valori di k

<i>numero provini</i>	<i>Linee Guida [Mpa]</i>	<i>EN 13791 [Mpa]</i>
<i>Valori k</i>		
<b>3</b>	-	7
<b>4 ÷ 6</b>	6	7
<b>7 ÷ 9</b>	5	6
<b>10 ÷ 14</b>	4	5

### 3.2. Test non distruttivi

La distinzione tra prove distruttive e non-distruttive consiste fundamentalmente nel fatto che le prime si basano su prove sperimentali, generalmente eseguite in laboratorio, effettuate su provini o campioni prelevati dalla struttura e tali operazioni arrecano un danno alla struttura più o meno esteso in base al grado di dettaglio dell'indagine. Le prove non-distruttive, invece, presentano il vantaggio di fornire elementi utili alla interpretazione del potenziale deterioramento in atto, senza minimamente aggravare lo stato della struttura dal punto di vista estetico o strutturale.

Tra le tecniche non distruttive più utilizzate ci sono:

- Fotografica, la documentazione fotografica è una prova non-distruttiva che sempre dovrebbe accompagnare una diagnosi, anche se seguita da prove distruttive in laboratorio, per evidenziare e documentare dove sono localizzati i prelievi sottoposti alle altre osservazioni o analisi;
- Termografica, il principio della termografia è basato sul fatto che qualsiasi oggetto che si trova ad una determinata temperatura emette un flusso di energia regolato dalla legge di Stefan-Boltzmann:  $E = \epsilon \sigma T^4$  ;



Figura 20 - immagine termografica

- Indagine magnetometrica, è una prova per l'identificazione delle armature all'interno dei getti di calcestruzzo. Il principio del metodo si basa sull'induzione magnetica: se un conduttore elettrico (di lunghezza  $l$ ) si muove con una velocità  $v$  attraverso un campo magnetico di intensità  $B$ , all'estremità del conduttore si genera una differenza di potenziale  $e$  così calcolabile:  $e = B l v$

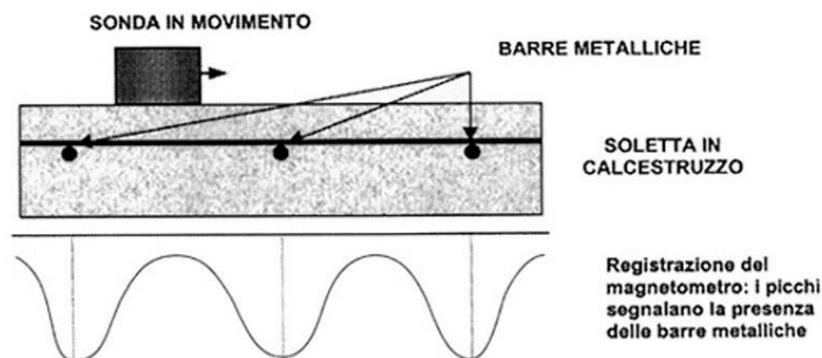


Figura 21 - indagine magnetometrica

- Gammagrafica, si basa sulle diverse capacità dei materiali di assorbire energia elettromagnetica emessa da sorgenti radioattive in grado di produrre raggi X.
- Prove sclerometriche, consentono di determinare la durezza superficiale di una struttura in calcestruzzo mediante la misura del rimbalzo di un'asta proiettata sulla superficie della struttura. Cercando una correlazione tra la durezza superficiale e la resistenza meccanica, molto spesso lo sclerometro è utilizzato per ricavare i valori di resistenza meccanica a compressione.
- Misura di rimbalzo, consiste in una sollecitazione meccanica diretta della struttura. Il valore di rimbalzo è correlato con la durezza del calcestruzzo vicino alla superficie

Molte ricerche sono state dedicate allo sviluppo di NDT e al trattamento dei dati. Alcuni autori hanno cercato di sintetizzare le capacità di NDT con rispetto a determinati problemi o per definire i più promettenti i percorsi per gli sviluppi, ma la qualità della valutazione rimane limitata a causa di fattori di incertezza derivanti a vari livelli e causati: dal metodo di prova, dalla sistematica interferenze con l'ambiente, della variabilità intrinseca del materiale, dal fattore umano influenza, dall'interpretazione dei dati e dagli errori nel modello tra ciò che si misura e ciò che si cerca. La difficoltà per correlare i valori delle misurazioni fisiche di NDT con le proprietà meccaniche è stata sottolineata per lungo tempo.

NDT è attualmente utilizzato in combinazione con test distruttivi o prove semi distruttive che forniscono informazioni specifiche e dirette. Misurazione del rimbalzo e velocità dell'impulso ultrasonico (UPV) sono tra i metodi non distruttivi più utilizzati per quanto riguarda valutazione della resistenza del calcestruzzo e una recente norma europea fornisce una soluzione formale su come la resistenza concreta può essere stimata da prove in situ (*EN 13791-2007*). Tuttavia, questa norma richiede almeno 15 carote del sito da utilizzare per stabilire una curva di calibrazione.

La difficoltà sopra elencate hanno quindi portato a scoraggiare l'utilizzo di queste tipologie di prove. Anche se per le strutture in cemento armato, la Circolare n. 617 prevede che, indipendentemente dal livello di conoscenza che si vuole raggiungere, si possano effettuare prove sui materiali mediante verifiche limitate, estese o esaustive. Tipicamente, se la progettazione del piano delle prove viene preceduto dalle analisi preliminari è possibile effettuare la valutazione della sicurezza globale basandosi su verifiche limitate (1 provino di

cls per 300 mq di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio). In taluni casi (ad esempio nel caso di strutture con elevato numero di piani oppure nel caso di strutture giuntate costituite da corpi di fabbrica realizzati in tempi diversi), è possibile: a) ridurre ulteriormente il numero di carote di calcestruzzo sfruttando quanto suggerito dalla Circolare n. 617 per cui "Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive"; b) valutare la possibilità di ridurre il numero dei prelievi di campioni di armatura, in considerazione della delicatezza e della laboriosità dell'estrazione e del successivo ripristino; ciò è tipicamente possibile quando è nota con buona approssimazione l'epoca di costruzione e quindi la relativa classe dell'acciaio utilizzato come barre di armatura.

### 3.3. *Influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo*

La resistenza e la durabilità di un'opera possono essere garantite da soluzioni progettuali e costruttive che garantiscano all'opera stessa di fare fronte a due azioni: compressione e trazione. In una semplificazione estrema, la prima è la capacità di sopportare carichi verticali, come il peso della stessa infrastruttura sommato al peso dei mezzi che la attraversano, scaricandolo sul terreno su cui l'opera stessa è ancorata. La seconda è legata alla flessione che si determina ad esempio in caso di sisma o in un ponte nella parte centrale della campata. A seguito della flessione, la parte inferiore della campata si trova sottoposta a trazione, mentre quella superiore a flessione, queste due sono legate e la loro conoscenza è indispensabile per prevedere il comportamento della struttura.

Quello che veniva suggerito in passato era di utilizzare calcestruzzi con  $80 \leq \sigma_{28} \leq 120$  Kg/cm<sup>2</sup> per sottofondazioni o fondazioni poco sollecitate, con  $160 \leq \sigma_{28} \leq 225$  Kg/cm<sup>2</sup> per normali costruzioni in cemento armato e con  $300 \leq \sigma_{28} \leq 600$  Kg/cm<sup>2</sup> per strutture in cemento armato precompresso. Le NTC 2008 consentono, per la realizzazione di opere in calcestruzzo armato, l'utilizzazione di calcestruzzo con resistenza cilindrica da 16 a 90 MPa ovvero con resistenza cubica da 20 a 105 MPa, stabilendo una suddivisione in calcestruzzo normale fino a una classe C50/60 e ad alta resistenza per classi superiori fino a C90/105, e fornendo apposite indicazioni per legami costitutivi e altre proprietà.

#### 3.3.1. Comportamento in compressione del calcestruzzo

In presenza di uno stato di sollecitazione di compressione monoassiale tale microfessurazione determina un legame sperimentale tensione-deformazione, che si presenta non lineare per valori di carico anche molto più bassi di quello di rottura. In particolare, quando il calcestruzzo ha una resistenza cosiddetta normale (fino a 50 MPa), le prove monoassiali di compressione mostrano un andamento della relazione  $\sigma$ - $\varepsilon$  pressoché lineare fino a valori di tensioni di circa il 30 ÷ 40% di quella massima; successivamente, la microfessurazione interna si diffonde determinando un progressivo abbattimento della rigidità. In questo primo tratto pressoché lineare è possibile definire una deformabilità elastica, necessaria per alcune verifiche di servizio di elementi in cemento armato (per esempio calcolo degli spostamenti) che sono condotte mediante analisi in campo elastico lineare.

In particolare, si può stimare un valore del modulo elastico sulla base di apposite prove sperimentali di compressione monoassiale considerando valori di tensione inferiori al 40% della resistenza. La formulazione indicata dalle NTC del 2008, coincidente con quella dell'Eurocodice 2, è:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$

Quando si raggiunge la resistenza a compressione  $f_c$  si manifestano delle macrofessure e il legame costitutivo comincia a percorrere un ramo discendente.

All'aumentare della resistenza l'andamento iniziale si presenta lineare fino a una percentuale della resistenza sempre più elevata, la deformazione corrispondente al punto di picco aumenta e il ramo discendente diventa sempre più ripido, come si può vedere nella Figura 2.1, dove sono riportati tipici legami costitutivi ottenuti da prove sperimentali di compressione realizzati con calcestruzzi di resistenza crescente.

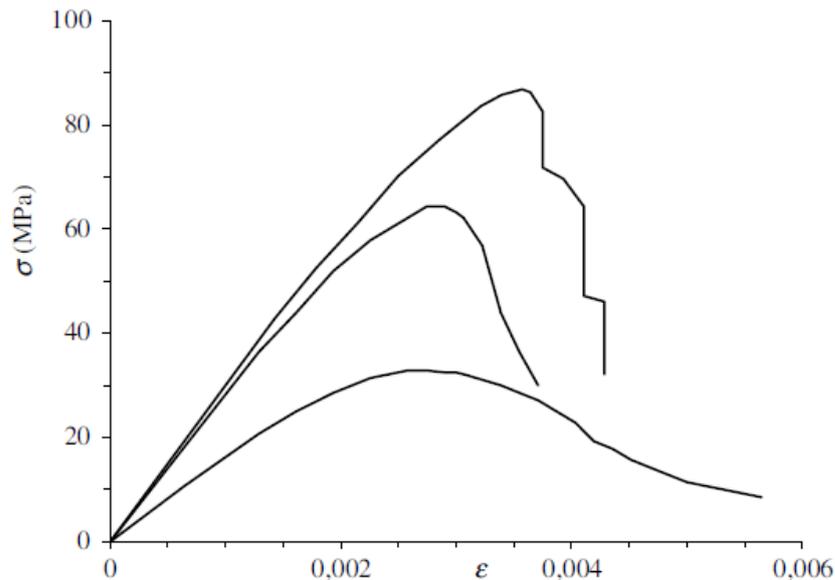


Figura 22 - legame costitutivo del calcestruzzo al variare della resistenza a compressione

Come si nota dalla figura sovrastante il meccanismo di rottura sempre più fragile al crescere della resistenza della matrice, che non consente un danneggiamento graduale e diffuso. Tale aspetto del comportamento del calcestruzzo è rappresentativo della duttilità del materiale, che in un moderno approccio progettuale assume un ruolo rilevante nella definizione della sicurezza strutturale.

A tale scopo nella tecnologia di produzione del calcestruzzo è stata introdotta la possibilità di aggiungere nella miscela fibre di diversa natura che consentono proprio una diffusione delle microfessure. In questo modo si incrementa l'energia di frattura del materiale e si ottiene a livello macroscopico un ramo post-picco del legame costitutivo meno ripido, anche per calcestruzzi ad alta resistenza. L'energia di frattura  $G_F$  [N/mm], in assenza di apposita sperimentazione, si può valutare secondo il Model 10 come:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.15}$$

dove  $f_{cm}$  è la resistenza media a compressione in MPa. Anche in questo caso quindi le normative propongono una correlazione con la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Considerando ora il tratto discendente della relazione tra sforzo e deformazione, si può osservare che le macrofessure interessano solo una zona limitata del provino, la cui estensione è pressoché indipendente dalle dimensioni del provino stesso, cosicché i risultati sono influenzati da un effetto scala, con tratti discendenti apparentemente più ripidi all'aumentare

della lunghezza del provino. In realtà l'andamento post-picco del legame costitutivo dovrebbe essere rappresentato in termini di relazione tensione-accorciamento. Un metodo semplice per tener conto di tale aspetto come suggerito da Hilsdorf (1991) e riportato nella Figura 23, dove il ramo di softening del legame costitutivo è rappresentato da un diagramma  $\sigma - w$ , il classico legame costitutivo sforzo deformazione, si tramuta quindi in un legame  $\sigma - \varepsilon'$ , dove

$$\varepsilon' = \varepsilon + w/L,$$

dove L è la lunghezza del provino.

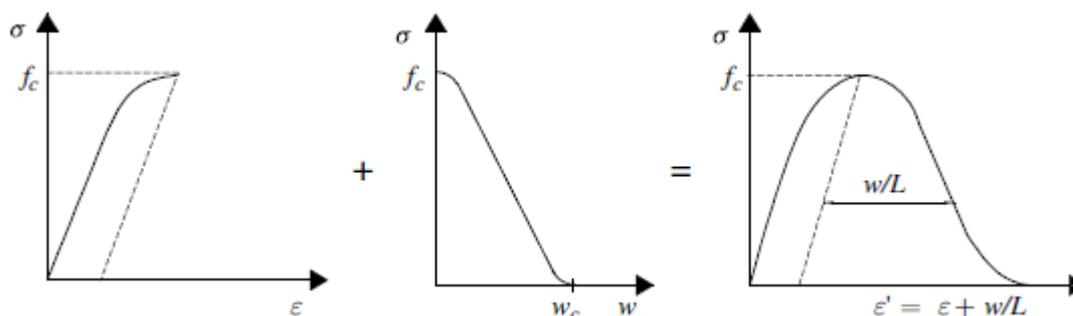


Figura 23 - legame costitutivo tensione – accorciamento a compressione

Si ottengono in tal modo dei legami per il calcestruzzo variabili, per quello che riguarda il ramo decrescente, al variare dell'altezza del provino.

### 3.3.2. Comportamento a trazione

La disomogeneità del materiale e la presenza di microfessure all'interfaccia tra inerti e matrice cementizia giocano un ruolo fondamentale nella definizione del legame costitutivo del calcestruzzo e del suo meccanismo di rottura, anche in presenza di azioni di trazione.

L'applicazione di uno stato monoassiale e uniforme di sforzi di trazione non determina una significativa microfessurazione fino a circa il 70% della resistenza a trazione  $f_{ct}$ , per cui il legame tensione-deformazione è pressoché lineare fino a tale livello.

La resistenza a trazione si presenta molto più bassa di quella a compressione, circa il 10%, e può essere determinata con varie metodologie. La prova di trazione diretta, sebbene sembri la più adatta a valutare tale resistenza, viene raramente impiegata per le difficoltà di presa del provino. La prova di trazione per flessione viene effettuata su provini prismatici generalmente sollecitati a flessione su 3 punti; la resistenza a trazione viene calcolata in corrispondenza della fibra più tesa in ipotesi di elasticità lineare e conservazione della sezione piana, sicché il valore risulta, in genere, sovrastimato. Nella prova di trazione per spacco (prova brasiliana) la resistenza si valuta su provini cilindrici sollecitati a compressione su due generatrici diametralmente opposte. In tal modo l'azione del carico determina uno stato di tensione biassiale con trazione normale alla direzione del carico applicato

Proprio per le difficoltà di valutare sperimentalmente la resistenza a trazione, sono state messe a punto, e adottate dai codici normativi, diverse formulazioni per correlare la resistenza a trazione con quella a compressione, più semplice da misurare sperimentalmente. Si riportano

le formule suggerite dalla NTC 2008 per valutare la resistenza media a trazione diretta  $f_{ctm}$  in funzione della resistenza a compressione caratteristica:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f^{2/3}_{ck} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \text{per classi} > C50/60$$

Tali formulazioni mostrano la stretta correlazione tra la classe del calcestruzzo, la sua resistenza a compressione e quella a trazione.

Il comportamento del provino prima del picco può essere descritto con un legame  $\sigma_{ct} - \varepsilon$ , mentre il ramo di softening deve essere analizzato in termini di relazione tensione-allungamento  $\sigma_{ct} - w$ . Le tensioni di trazione nel ramo discendente si chiamano “tensioni coesive” perché sono collegate ai fenomeni di ingranamento degli inerti nella fase di microfessurazione. La relazione  $\sigma_{ct} - w$  può essere interpretata fisicamente come il risultato di una prova di trazione dove si misura la deformazione in una zona qualsiasi del provino (punto B) e in corrispondenza della fessura (punto A) (Fig. 24). La deformazione misurata è uguale nei due punti fino al raggiungimento della resistenza a trazione,  $f_{ct}$ , poi la fessura si apre in corrispondenza del punto A e, mentre nel punto A la deformazione aumenta, nel punto B la deformazione decresce.

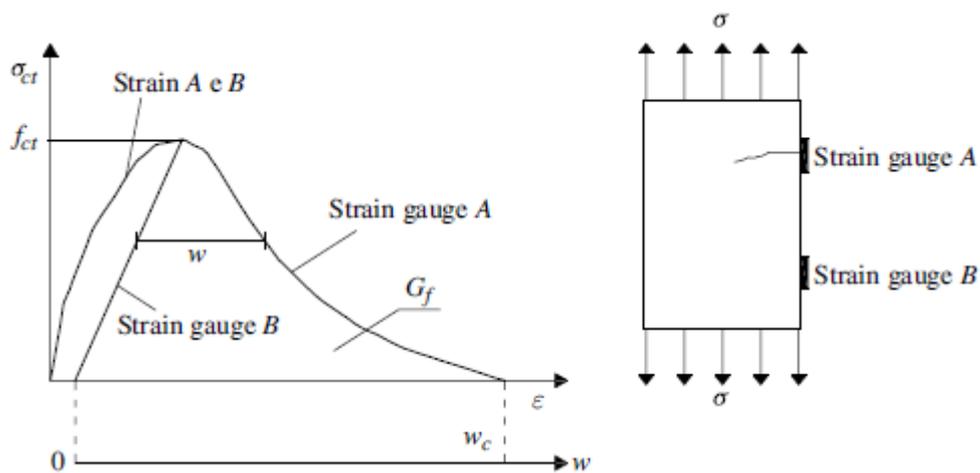


Figura 24 - modello coesivo della fessurazione

L'area al di sotto del ramo di softening del grafico  $\sigma_{ct} - w$  ottenuto dall'estensimetro disposto in A si definisce energia di frattura  $G_f$ :

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma_{ct}(w) dw$$

dove  $w_c$  è l'apertura della fessura corrispondente all'annullamento della tensione di coesione.

### 3.3.3. Effetti della temperatura, ritiro e viscosità

Le proprietà fisiche del calcestruzzo comportano anche lo sviluppo di fenomeni dipendenti dal tempo (ritiro e viscosità) che devono essere considerati nella progettazione perché intervengono sul comportamento strutturale.

Il ritiro consiste nella diminuzione di volume dovuta alla perdita di acqua durante la maturazione del materiale. La deformazione da ritiro è isotropa e si può suddividere in due aliquote che si sommano: ritiro autogeno e ritiro per essiccamento. L'aliquota dovuta al ritiro autogeno dipende fondamentalmente dalla miscela del calcestruzzo e può essere sinteticamente valutata in funzione della resistenza a compressione; per un calcestruzzo di resistenza  $f_{ck} = 25$  MPa, la deformazione da ritiro autogeno assume a tempo infinito valori di circa  $4 \cdot 10^{-5}$  calcestruzzo.

Un altro fenomeno che si sviluppa nel tempo e che caratterizza in modo sostanziale il comportamento del calcestruzzo è la viscosità, in presenza di carichi di lunga durata, le deformazioni subiscono un incremento nel tempo rispetto al valore iniziale. Infatti, quando si applica un carico a un elemento in calcestruzzo si possono manifestare tre tipi di deformazione (Fig. 2.9): elastica, plastica e viscosa

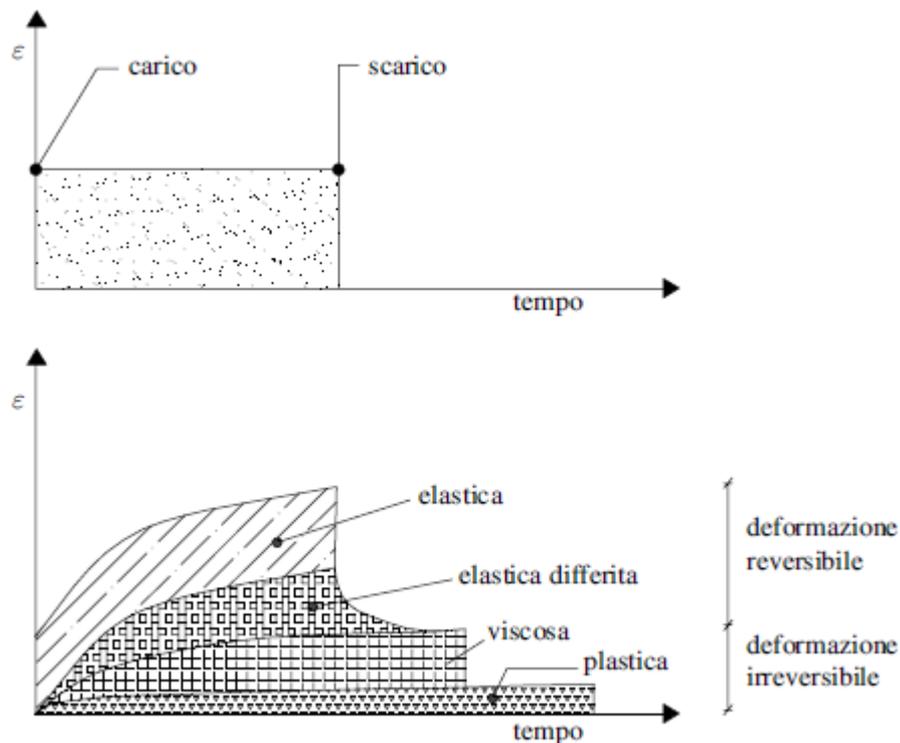


Figura 25 - deformazione del calcestruzzo al variare del tempo

La deformazione a lungo termine non è completamente reversibile a causa della componente plastica che modifica la microstruttura della matrice cementizia. Tuttavia, per livelli di carico dell'ordine del 30÷40% della resistenza il fenomeno viscoso si può assumere lineare e applicare il principio di sovrapposizione degli effetti; mentre per tensioni maggiori l'evoluzione della microfessurazione rende non trascurabili gli effetti non lineari.

L'intensità del fenomeno viscoso dipende da numerosi fattori: composizione del calcestruzzo, geometria dell'elemento strutturale, umidità e temperatura ambientale, età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico, tipo e livello dello stato tensionale.

In particolare, si può assumere che, sotto carico costante nel tempo e tensori dell'ordine del 40% della resistenza a compressione del calcestruzzo (Fig. 2.10a), la deformazione viscosa sia uguale a una aliquota della deformazione elastica dovuta al carico applicato al tempo  $t_0$ , secondo l'espressione seguente (Fig. fig2.10b):

$$\varepsilon_v(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)}$$

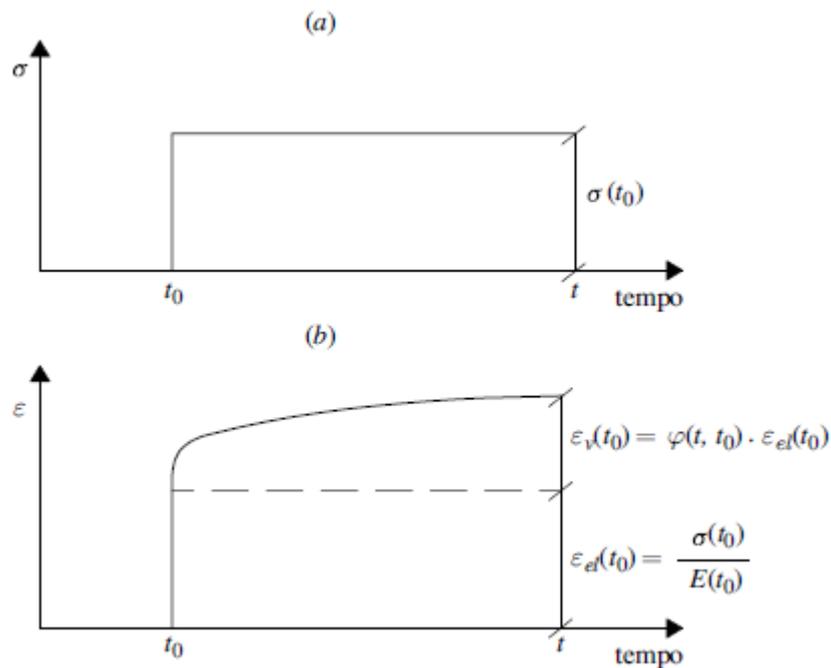


Figura 26 - andamento delle deformazioni nel tempo del cls

Le NTC 2008 forniscono i valori del coefficiente  $\varphi(\infty, t_0)$  a tempo infinito per valutare la deformazione viscosa del calcestruzzo in diverse condizioni di umidità ambientale, in base al tempo  $t_0$  di applicazione del carico e alla dimensione fittizia  $h_0$  della sezione espressa come rapporto  $2 A_c/u$ , essendo  $A_c$  l'area e  $u$  il perimetro della sezione esposto all'aria.

### 3.3.4. Legami costitutivi pluriassiali

Sotto l'azione di una tensione monoassiale, oltre alla deformazione nella direzione della tensione applicata, nasce una deformazione trasversale. Nel caso di compressione monoassiale questa deformazione trasversale mostra un andamento non lineare analogo a quello della deformazione longitudinale (Fig. 2.11).

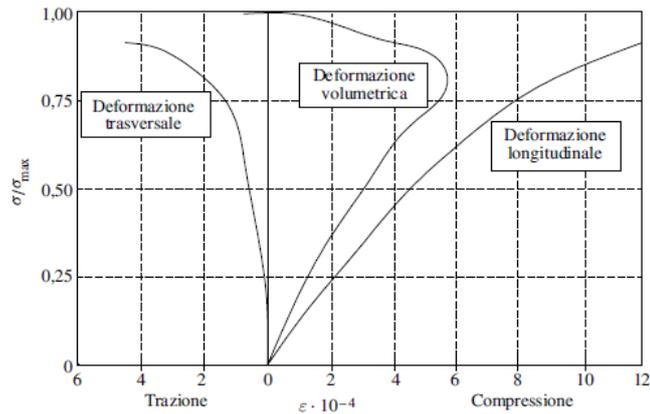


Figura 27 - Deformazione longitudinale e trasversale del calcestruzzo compresso

Nel caso di uno stato tensionale biassiale si verifica che, in presenza di compressione trasversale, la resistenza a compressione si incrementa fino a circa il 30%, mentre quella a trazione diminuisce; la presenza di tensione di trazione trasversale invece lascia praticamente inalterata la resistenza a trazione e riduce in modo sostanziale quella a compressione. Nella Figura 2.12 è rappresentato il dominio resistente biassiale descritto dalla formulazione di Kupfer & Gerstle (1973).

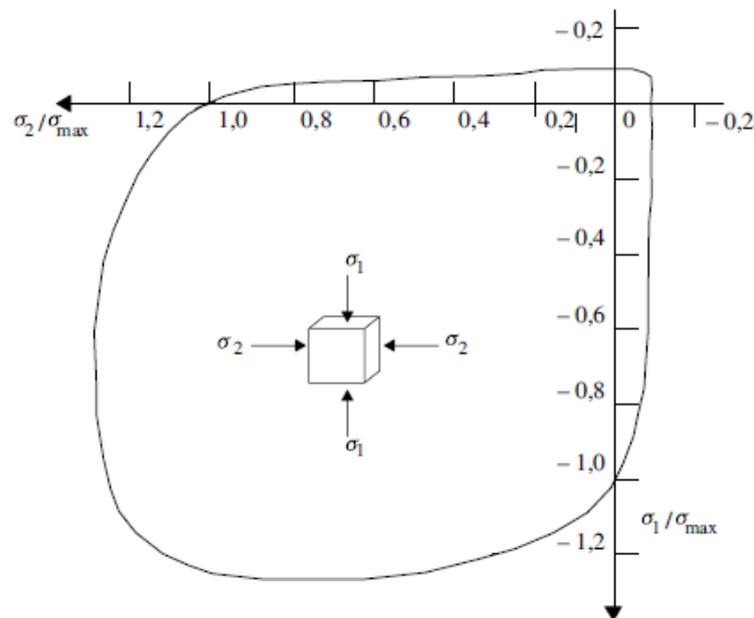


Figura 28 - formulazione di Kupfer & Gerstle legame biassiale

Nel caso di stato tensione triassiale è importante sottolineare che la compressione laterale determina un sostanziale miglioramento del comportamento nella direzione longitudinale di applicazione del carico sia in termini di resistenza sia di capacità deformativa ultima. Infatti, nella Figura 2.13 si osserva l'incremento della resistenza e della duttilità delle curve tensione-deformazione in una direzione, quando si applica anche una compressione trasversale; tale effetto è crescente all'aumentare della tensione trasversale applicata.

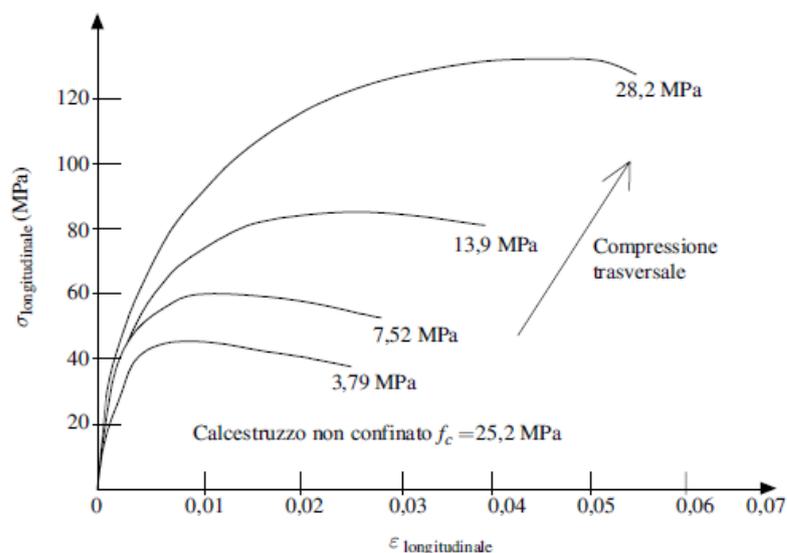


Figura 29 - legame costitutivo calcestruzzo compresso in presenza di compressione trasversale

L'osservazione della dilatazione trasversale in un elemento compresso e dell'effetto benefico della tensione trasversale consentono di comprendere il ben noto effetto delle staffe in acciaio negli elementi in calcestruzzo armato (c.a.).

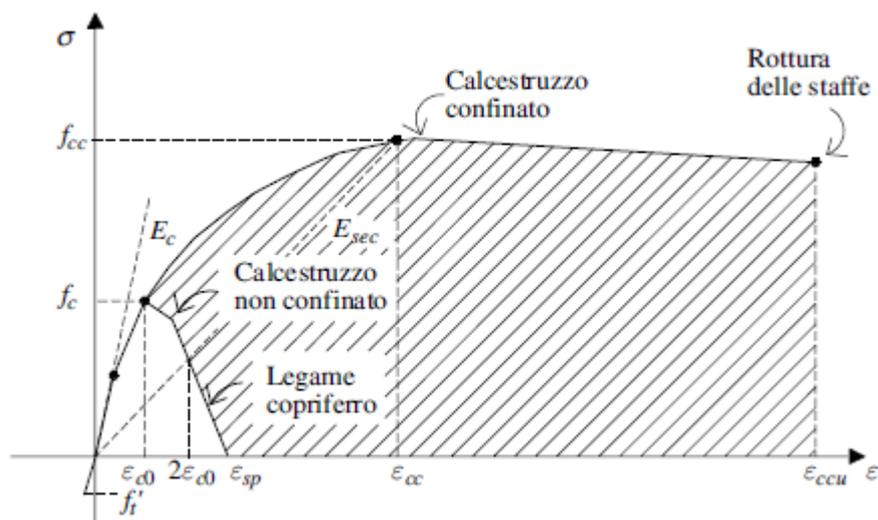


Figura 30 - confronto del legame costitutivo tra calcestruzzo confinato e non

In particolare, la deformazione ultima  $\varepsilon_{ccu}$  in un provino di calcestruzzo soggetto a una tensione radiale  $\sigma_r$  si può dedurre con buona approssimazione dalla seguente formula di origine sperimentale

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \frac{\sigma_r}{f_c}$$

essendo  $\varepsilon_{cu}$  la deformazione ultima e  $f_c$  la resistenza del calcestruzzo in assenza di confinamento.

### 3.3.5. Aderenza calcestruzzo-armatura

L'aderenza tra i due materiali è di cruciale importanza nel calcestruzzo armato per poter esplicitare al meglio la sua resistenza. L'intensità di tale legame deriva dalla frizione e dall'adesione tra i due materiali ed è perciò determinata dalle caratteristiche sia del calcestruzzo sia dell'acciaio, oltre che dai movimenti relativi dovuti alle variazioni dimensionali da ritiro e fenomeni termici.

L'aderenza è in genere proporzionale alla resistenza del calcestruzzo, fino a resistenze dell'ordine di 20 Mpa, mentre per valori più alti l'aderenza migliora all'aumentare della resistenza a compressione ma di poco.

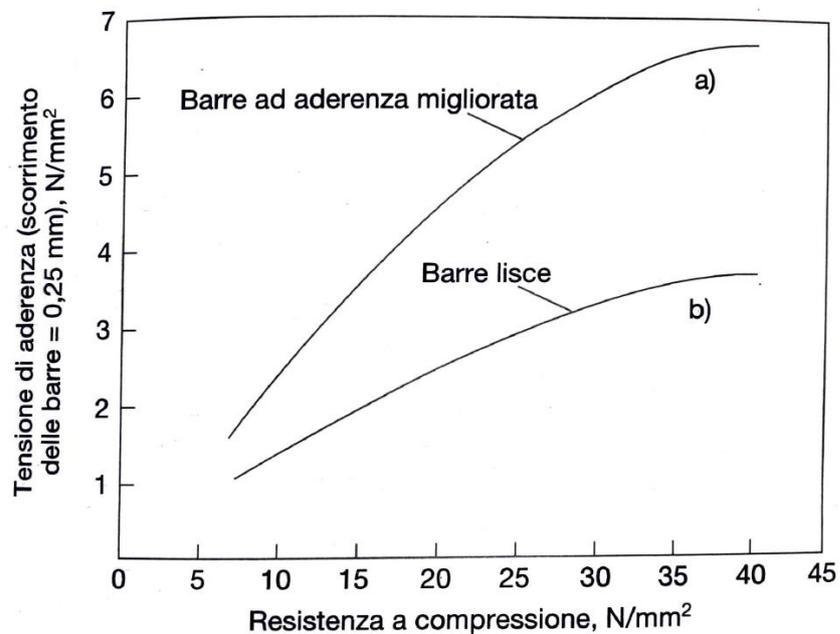


Figura 31 - Influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo sull'aderenza

#### **4. Approccio semplificato per la valutazione della resistenza del calcestruzzo**

Per svolgere un'indagine su vasta scala riguardante edifici di epoche diverse, non sempre si riescono a conoscere numerose informazioni, soprattutto in merito alla struttura e ai materiali utilizzati. Questa grande difficoltà nel reperire i dati relativi alle strutture assume una notevole importanza specialmente nei casi in cui per esempio è necessario compiere uno studio atto a definire la vulnerabilità sismica di un edificio. In queste circostanze, può essere di grande aiuto la realizzazione di un contenitore di dati (database) in cui sono inserite le informazioni riguardo ai materiali strutturali degli edifici del nostro paese che, coprendo un arco temporale relativamente ampio, possa coprire la maggior parte dei manufatti e possa servire come fonte di informazioni riguardo ai materiali e alle loro caratteristiche prestazionali. Con questa idea di partenza, nasce la necessità di creare un metodo che, attraverso un metodo empirico basato sull'analisi statistica di una grande mole di dati che consenta di stimare, in relazione all'anno di costruzione dell'edificio, i valori di resistenza del calcestruzzo in opera. Questi valori potranno essere ricavati da un grafico, in cui sull'asse delle ascisse si ha il tempo, mentre su quelle delle ordinate si avrà rispettivamente la resistenza. Questo grafico può essere equiparato nella sostanza alle curve di crescita che l'Organizzazione Mondiale della Sanità ha diffuso nel 2006: nella medicina pediatrica, infatti, la salute dei bambini viene stabilita con riferimento a delle curve di crescita, riferite ai valori del peso (o delle altezze) misurate nei primi anni di vita dei bambini di una certa localizzazione geografica, stabilendone un valore medio e le relative variazioni caratteristiche. Da questo principio, è auspicabile che un andamento simile delle curve si possa riscontrare anche nel caso delle caratteristiche meccaniche degli acciai da armatura e del calcestruzzo in generale, ovvero l'oggetto dello studio di questo lavoro.

In sintesi, la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo di una struttura in c.a. esistente può essere eseguita con il modello proposto. Con tale approccio, si può stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione dell'anno di realizzazione del manufatto, facendo uso delle curve resistenza-età illustrate nel grafico 4. Tale grafico mostra la distribuzione dei valori medi della resistenza cubica  $R_c$ , misurati in circa 100 anni di prove di certificazione dei calcestruzzi strutturali, e dei relativi frattili 5%, 25%, 75% e 95%.

Tali curve sono state ottenute a partire dalle prove di compressione su provini di forma cubica di differenti annate, eseguite presso il Politecnico di Torino. A titolo di esempio, in Fig.2 si riporta la distribuzione delle resistenze cubiche a compressione dei calcestruzzi messi in opera nell'anno 1955.

#### *4.1. Descrizione del database storico del politecnico*

Fin dalla fondazione del Politecnico di Torino (1903) sono state valutate le proprietà meccaniche dei materiali strutturali. Tra queste, numerose strutture in calcestruzzo armato sono state testate per un controllo di qualità e accettazione del materiale. Per cercare di creare uno strumento utile che potesse veramente diventare un valido aiuto nei casi in cui la valutazione di un edificio può diventare problematica a causa della mancanza di informazioni, la popolazione di dati analizzata per la creazione del database doveva per forza di cose essere molto ampia. Per questa ragione, di fondamentale importanza è stata la consultazione dell'enorme mole di volumi contenenti i certificati delle prove di laboratorio condotte sui materiali da costruzione e conservate all'interno del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino.

Per l'analisi fatta, volta a ricercare le caratteristiche prestazionali del calcestruzzo, sono stati analizzati i soli certificati relativi a tale materiale, andando a osservare come si sono evoluti i risultati delle prove effettuate sui provini nel corso del tempo. Ciascun certificato contiene al suo interno numerose informazioni, e nel corso degli anni si è osservato un radicale cambiamento anche nella presentazione e nella mole dei dati stessi; questa evoluzione è andata di pari passo con la normativa del tempo, la quale col passare degli anni è diventata sempre più dettagliata e ha richiesto la definizione di una quantità sempre più ampia di informazioni in merito ai materiali.

Nel dettaglio, ogni certificato comprende le seguenti informazioni:

- Numero di protocollo e numero del certificato;
- Denominazione della committenza - Luogo di provenienza;
- Data prelievo dei provini;
- Estremi della lettera di richiesta;
- Denominazione dei saggi (non sempre presente);
- Dimensione dei provini;
- Sezione dei provini (o sezione effettiva);
- Resistenza a rottura, espressa come carico di rottura del provino;
- Resistenza a snervamento, espressa come carico di snervamento (in tonnellate) del provino e/o come tensione di rottura (in kg/mm<sup>2</sup>);
- Osservazioni (viene riportato il buono/cattivo esito della prova oppure il tratto in cui avviene la rottura);
- Data di emissione del certificato;
- Firma di chi ha eseguito la prova, del direttore del laboratorio e del rettore.

Si riporta in seguito un tipico certificato:

Prot. 5555    Certificato N. 580I

**PROVE ALLA COMPRESSIONE**

SCUOLA D'INGEGNERIA DI TORINO  
 LABORATORIO SPERIMENTALE  
 DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE  
 Castello del Valentino  
 TELEFONO 60.779

a 28 giorni su cubi di calcestruzzo inviati dal  
 Impresa GIACHETTI GIOV. BATTISTA Corso Francia 30  
 Torino con lettera del 10/4-35-X111.

INDICAZIONE DEI SAGGI	Dimensioni del saggio in cm.	Superficie compressa cm. <sup>2</sup>	Peso per m <sup>3</sup> t.	RESISTENZA		OSSERVAZIONI
				Totale t.	Per cm <sup>2</sup> kg.	
-----	16x16x16	256	2.34	85.6	334	
-----	"	"	"	87.5	342	
-----	"	"	"	90.0	352	
-----	"	"	"	94.1	368	

no, li 12/4-35-X111 19

L'Esperimentatore  
*Guisti*

Il Direttore del Laboratorio  
*BZ*

Figura 32 - Tipico certificato rilasciato dal laboratorio (1935)

## 4.2. Analisi statistica

Per creare una curva di resistenza a compressione di calcestruzzi esistenti sono stati considerati solo test fatti su calcestruzzi stagionati per 28 giorni. Il numero di provini considerati negli anni 1935, 1955, 1975, 1985 e 2002 è di seguito riportato:

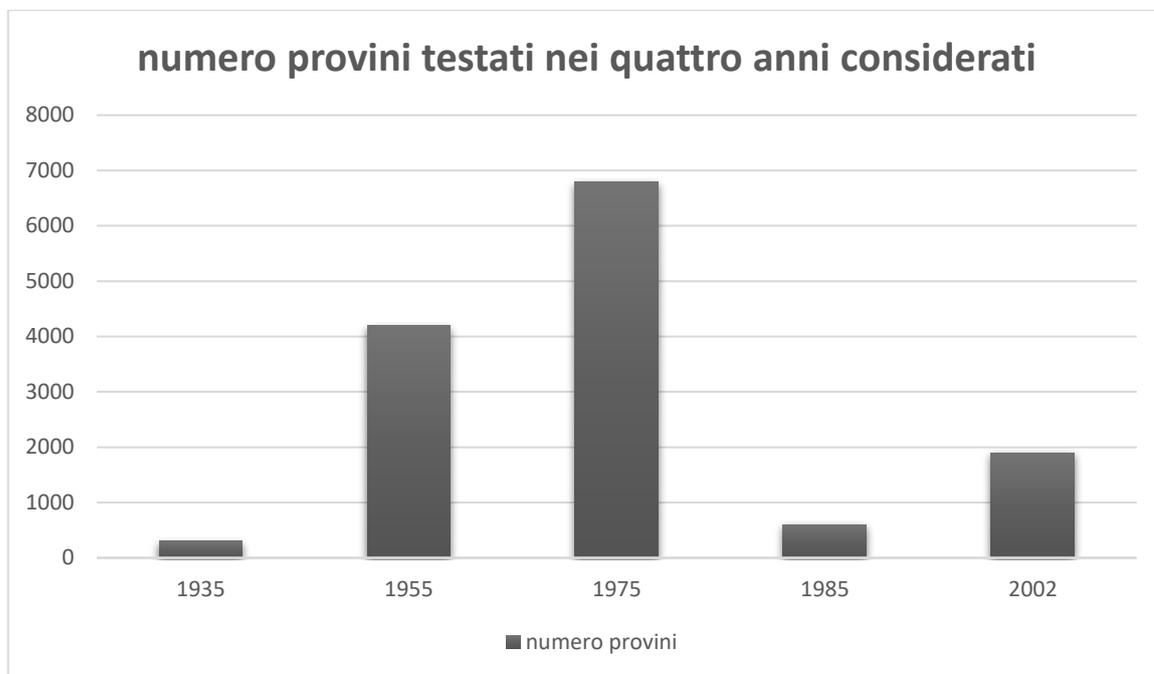


Grafico 2 - Numero di provini analizzati

Come si può constatare, il numero di provini analizzato è sufficiente per poter fare un'analisi statistica per ogni anno e quindi costruire una distribuzione di probabilità che permetta di prevedere la resistenza a compressione di un edificio conoscendo l'anno di costruzione di quest'ultimo. Grazie quindi a tal numero di prove si sono costruiti due grafici descrittivi l'andamento della resistenza funzione dell'anno del provino, un grafico che riporta i dati reali delle prove ed uno riportanti quelli gaussiani.

Tabella 5 - Risultati statistici

	1935		1955		1975	
	<i>Gaussiana</i>	<i>Reale</i>	<i>Gaussiana</i>	<i>Reale</i>	<i>Gaussiana</i>	<i>Reale</i>
$\sigma$	9,89	-	8,73	-	13,19	-
<b>Minimo</b>	-	1,23	-	2,79	-	3,18
<b>Percentile 5%</b>	2,06	5,97	6,46	8,76	12,00	14,33
<b>Percentile 25%</b>	11,66	11,03	14,94	14,33	24,81	23,89
<b>Media <math>\mu</math></b>	18,33	18,33	20,82	20,82	33,70	33,70
<b>Percentile 75%</b>	25,00	22,78	26,70	25,88	42,60	42,21
<b>Percentile 95%</b>	34,61	39,10	35,18	37,03	55,41	56,71
<b>Massimo</b>	-	54,55	-	101,94	-	91,58

	1985		2002	
	<i>Gauss</i>	<i>Reale</i>	<i>Gaussiana</i>	<i>Reale</i>
<b>Deviazione standard <math>\sigma</math></b>	9,34	-	11,88	-
<b>Minimo</b>	-	12,36	-	8,83
<b>Percentile 5%</b>	23,06	24,55	23,97	27,94
<b>Percentile 25%</b>	32,13	33,41	35,50	36,02
<b>Media <math>\mu</math></b>	38,43	38,43	43,51	43,51
<b>Percentile 75%</b>	44,72	43,17	51,52	48,75
<b>Percentile 95%</b>	53,80	53,01	63,06	67,37
<b>Massimo</b>	-	94,06	-	127,05

La media  $\mu$  e la deviazione standard  $\sigma$  sono state calcolate con le classiche formulazioni:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n R_{c,i}}{n}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_{c,i} - \mu)^2}$$

Con:

- n: numero di test analizzati
- $R_{c,i}$ : resistenza a compressione dello i-esimo test

Un indice di dispersione come lo scarto quadratico medio serve per descrivere sinteticamente una distribuzione statistica quantitativa, e in modo particolare la misura con la quale i suoi valori sono distanti da un valore centrale (identificato con un indice di posizione, solitamente media o mediana).

Ordinando i valori in ordine crescente si sono poi calcolati i vari percentili per la distribuzione reale. Il percentile è il valore di una variabile (aleatoria) sotto il quale si verifica una certa percentuale dell'osservazione. Ad esempio, il 25° percentile è il valore sotto al quale si trovano il 25% delle osservazioni. In ambito discreto, come nel caso in analisi, valutare un percentile significa determinare il termine di un insieme ordinato tale per cui lui e tutti gli altri termini ad esso inferiori sono in quantità pari al valore di percentile visto come percentuale.

Calcolo dei percentili:

1. Si ordinano gli  $n$  dati assegnati in ordine crescente;
2. Si calcola il prodotto  $k = np$ , dove  $p = 0.25$  per il primo quartile e  $p = 0.75$  per il terzo quartile;
3. se  $k$  è un intero, il quartile si ottiene facendo la media del  $k$ -esimo e del  $(k+1)$ -esimo valore dei dati ordinati;
4. se  $k$  non è intero, si arrotonda  $k$  per eccesso al primo intero successivo e si sceglie come quartile il corrispondente valore dei dati ordinati.

Affinché la funzione non dipenda ogni volta dalla media e dallo scarto si può introdurre una nuova variabile casuale  $z$  standardizzata a cui viene associata la relativa distribuzione (standardizzata) equivalente ad una variabile normale avente media nulla e varianza unitaria

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Ed infine i percentili per la distribuzione gaussiana permette un loro calcolo diretto  $z_\alpha$  con la semplice formula (Mandel 1964) sotto riportata:

$$z_\alpha = \mu - \gamma\sigma$$

Dove:

$\gamma = 1,645$	se $\alpha = 95\%$
$\gamma = 0,674$	se $\alpha = 75\%$
$\gamma = -0,674$	se $\alpha = 25\%$
$\gamma = -1,645$	se $\alpha = 5\%$

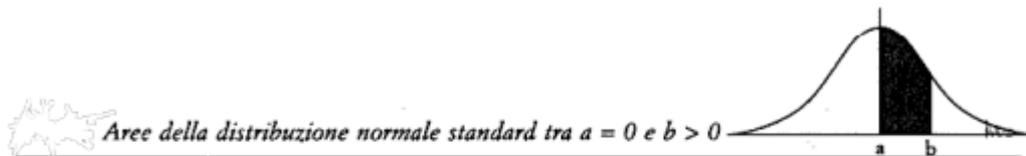
Esempio di calcolo del 25° percentile:

Per verificare che per l'anno 1985, il valore 32,13 corrisponda al 25° percentile è sufficiente prendere in considerazione il valore di  $\mu = 38,43$ ,  $s = 9,34$  e procedere nel seguente modo:

- I. Calcolare il valore standardizzato  $z$  corrispondente al valore 23,06 MPa:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} = \frac{32,13 - 38,43}{9,34} = -0,674$$

- II. Entrare nella tavola sottostante della distribuzione Normale Standard che in corrispondenza dei diversi valori di  $z$  riporta le aree sottese alla curva e osservare che l'area compresa nell'intervallo  $[-0,674, 0]$ , per la simmetria della Normale, è uguale a quella dell'intervallo  $[0, 0,674]$ ;



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	.0000	.0040	.0080	.0120	.0160	.0199	.0239	.0279	.0319	.0359
0.1	.0398	.0438	.0478	.0517	.0557	.0596	.0636	.0675	.0714	.0754
0.2	.0793	.0832	.0871	.0910	.0948	.0987	.1026	.1064	.1103	.1141
0.3	.1179	.1217	.1255	.1293	.1331	.1368	.1406	.1443	.1480	.1517
0.4	.1554	.1591	.1628	.1664	.1700	.1736	.1772	.1808	.1844	.1879
0.5	.1915	.1950	.1985	.2019	.2054	.2088	.2123	.2157	.2190	.2224
0.6	.2258	.2291	.2324	.2357	.2389	.2422	.2454	.2486	.2518	.2549
0.7	.2580	.2612	.2642	.2673	.2704	.2734	.2764	.2794	.2823	.2852
0.8	.2881	.2910	.2939	.2967	.2996	.3023	.3051	.3078	.3106	.3133
0.9	.3159	.3186	.3212	.3238	.3264	.3289	.3315	.3340	.3365	.3389

- III. Cercare 0,674 sulla tavola e qualora non si trovi il valore esatto interpolare i due valori più prossimi:  $(0,2486 + 0,2518) / 2 = 0,2502$ ;
- IV. Sottrarre l'area a sinistra del valore medio:  $0,5 - 0,2502 = 0,2498$ ; - Concludere dicendo che il  $24,98\% \approx 25\%$  di  $R_c$  non supera  $23,06$  MPa.

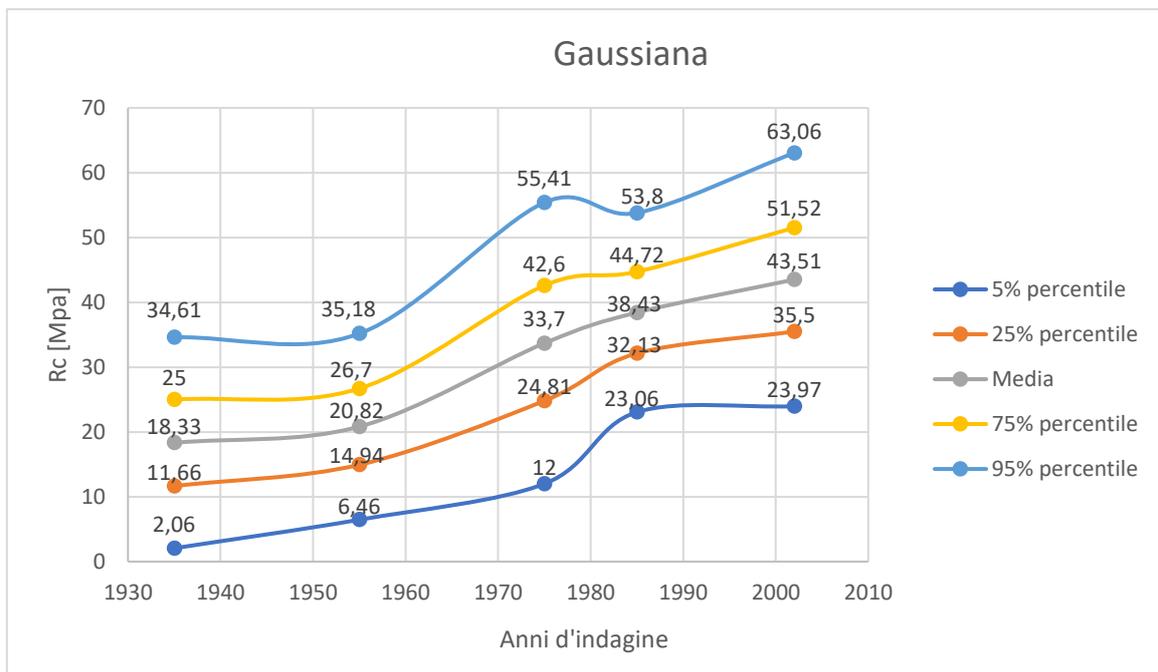


Grafico 3 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione Gaussiana

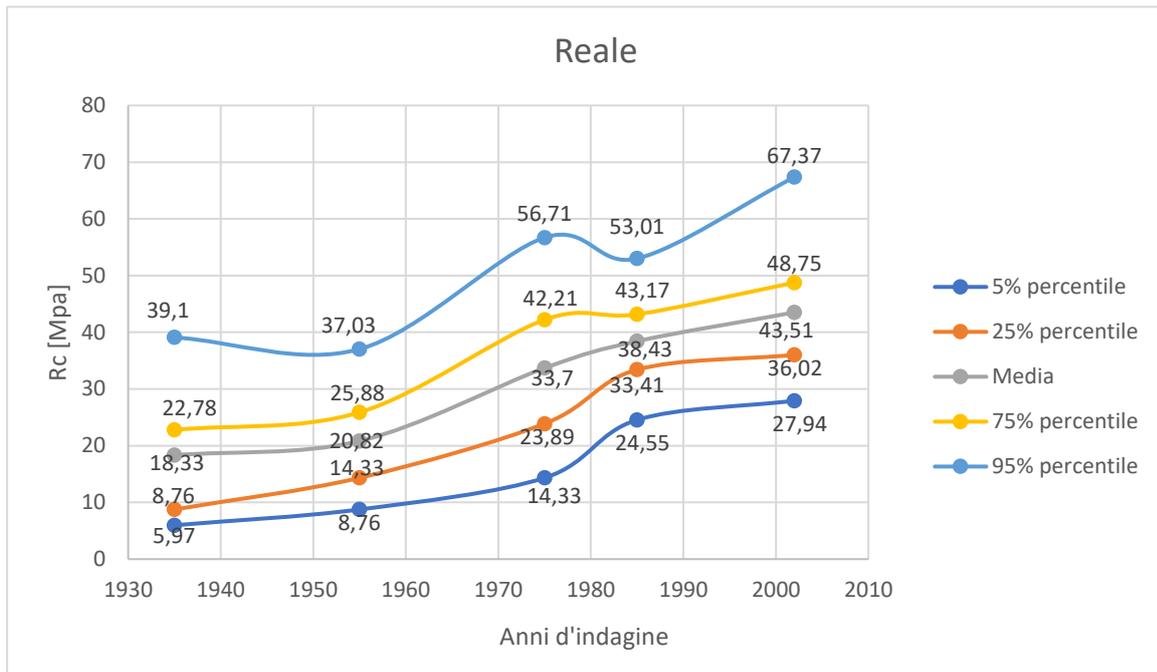


Grafico 4 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione Reale

### 4.3. Considerazioni sui risultati ottenuti

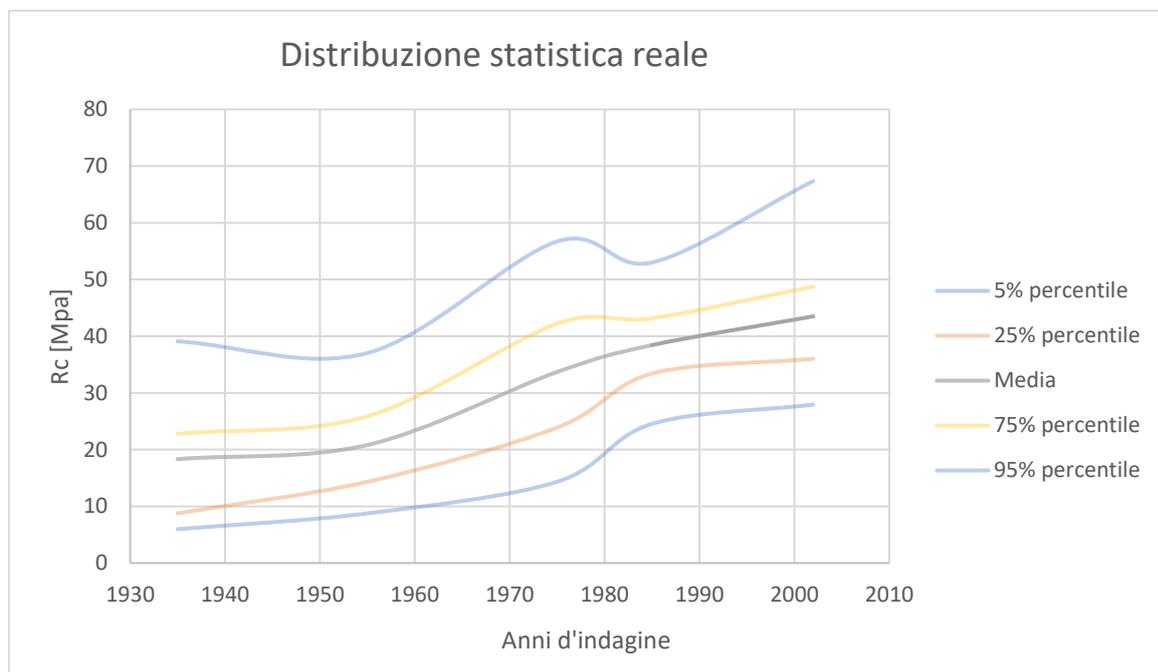
Come si può denotare dai precedenti grafici la resistenza caratteristica media del calcestruzzo utilizzato nella provincia di Torino è aumentata notevolmente da 18,33 Mpa nel 1935 a 34,51 Mpa nel 2002, un incremento di resistenza di quasi il doppio in circa 70 anni. Un'osservazione particolare va fatta sulle minime resistenze a compressione del calcestruzzo. Dove si è passati da soli 5,97 Mpa a circa 28 Mpa. Questo notevole incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo può essere giustificato da tre aspetti differenti:

- Variazioni ed evoluzioni nella preparazione dell'impasto;
- Il cambiamento delle norme tecniche;
- Controllo del calcestruzzo in opera.

Ciò che è stato evidenziato al capitolo Evoluzione della resistenza del calcestruzzo (*Cap. 2.3.*) è confermato dall'analisi statistica; infatti, essendo il calcestruzzo di prima generazione dosato a mano e senza particolare attenzione alla dimensione degli aggregati la resistenza minima era molto più bassa. Ciò comunque non giustifica la resistenza di alcuni provini al di sotto dei limiti di normativa degli anni 1935 e 1955. In questi due anni, il percentile del 95% è molto al di sotto i limiti di normativa, essendo nel 1935 in vigore il Decreto Presidenziale del 15 maggio 1925 il quale sanciva che la resistenza minima a compressione per cementi Portland, d'alto forno e pozzolanici doveva essere maggiore di 450 kg/cmq e per agglomerati cementizi maggiore di 300 kg/cmq, nell'analisi statistica però si sono riscontrati valori al di sotto i 60 kg/cmq. Questo potrebbe essere parzialmente giustificato dalla crisi del primo dopoguerra e la guerra nel 1935-1936 in Etiopia, la quale ha probabilmente portato all'utilizzo di materiali scadenti non in grado di garantire la richiesta di resistenza delle norme vigenti all'epoca, inoltre essendo stata introdotto il controllo della qualità e la proprietà dei materiali impiegati e il certificato di collaudo proprio nel decreto del 35 il loro adempimento fu ritardato. Un discorso analogo può essere fatto per i provini del 1955, in quegli anni era in vigore il Regio Decreto-legge n.2229, nel quale si richiedeva una resistenza minima a compressione del calcestruzzo tra i 120 e i 225 kg/cmq. Se infatti nelle norme precedenti a quelle del 1955 non vi era una resistenza massima a compressione da non superare, con il Regio Decreto-legge n.2229 viene introdotta, probabilmente a causa della fragilità espressa da tali conglomerati, ciò andrebbe anche a giustificare il perché la resistenza massima della curva del 5% del 1955 è minore di quella del 1935. Per i provini del 1975 era già in vigore D.M. 30 maggio 1972, dove non vi era più una limitazione sulla massima resistenza a compressione, ma si richiedevano solo ulteriori analisi per calcestruzzi che superavano resistenze di 500 kg/cmq, questo giustifica il salto di quest'ultima da 370 kg/cmq nel 1955 a 567 kg/cmq nel 1975. Inoltre, sempre nel D.M del 72 la resistenza minima ammessa era di 150 kg/cmq, nell'analisi statistica il minimo valore è di 140, quindi al contrario dei provini degli anni precedenti in questo caso la resistenza minima di progetto è stata rispettata per il 95% delle strutture in esame ciò dovuto a controlli sui provini di calcestruzzo più attenta ed approfondita.

## 5. Convalidazione del modello

Poiché lo scopo di tale lavoro è di convalidare le curve di resistenza a compressione reale (*Grafico 3*) e non di valutare la conformità dei dati di prova con le normali distribuzioni gaussiane. L'introduzione di un modello di predizione della resistenza a compressione del calcestruzzo permette di valutare i limiti d'impiego di tali strutture, migliora l'efficacia delle valutazioni speditive, conferendo loro inferenze statistiche ben più robuste, utilizzate per individuare le priorità degli interventi necessari a mitigare i rischi connessi all'esercizio prolungato delle strutture esistenti.



*Grafico 5 - Analisi statistica da convalidare*

Per verificare quindi il possibile utilizzo di tali curve e la loro efficacia si sono analizzati i valori di resistenza delle strutture in calcestruzzo in opera, misurati tramite DT. Pertanto, nel seguito, sono state prese in considerazione le carote perforate da cinque edifici pubblici, una diga, uno stadio, un viadotto e due scuole, testate in compressione uniassiale. Due delle cinque opere, lo stadio e una delle due scuole, sono nella provincia di Torino e il risultato atteso è una migliore corrispondenza tra le prove distruttive di tali strutture e le curve costruite statisticamente, essendo quest'ultime realizzate utilizzando calcestruzzi della nell'intorno della provincia torinese. Le altre tre strutture in esame, la diga, il viadotto e una delle due scuole sono strutture ubicate rispettivamente nel Nord, nel centro e nel Sud Italia. La scelta di valutare le carote di quest'ultime strutture deriva dalla possibile valutazione dell'utilizzo del modello in tutto il paese.

## 5.1. Diga

Al fine di testare la validità dei risultati ottenuti per via statistica dalle curve di resistenza è stato deciso di effettuare per la diga di Entrebin situata nei pressi di Aosta il prelievo di tre carote da sottoporre al test di compressione uniassiale. Si riporta sotto la scheda di dettaglio dell'opera (Tabella 6) e foto del paramento da cui sono state estratte le tre carote (Figura 38-39).

Tabella 6 - Scheda tecnica della diga

<i>Scheda di dettaglio</i>	
<b>Comune</b>	Aosta
<b>Coordinate</b>	$\varphi = 45^{\circ}75'56''$ N; $\lambda = 7^{\circ}30'89''$ E
<b>Tipologia strutturale</b>	Diga muraria a gravità
<b>Altezza</b>	7,43 m
<b>Anno di Costruzione</b>	1953
<b>Volume di immagazzinamento</b>	22000 m <sup>3</sup>



Figura 33 - Paramento diga prima e dopo il carotaggio

La struttura costruita nel 1953 e tuttora attiva è stata uno dei siti sperimentali di progetto scelto non solo per verificare e confrontare i risultati ottenuti dalle curve di resistenza bensì anche per testare la metodologia speditiva proposta e adottata per una preliminare valutazione della vulnerabilità e del conseguente rischio sismico degli sbarramenti in calcestruzzo della Regione Autonoma della Valle d'Aosta.

I risultati ottenuti in laboratorio dalle prove di compressione uniassiale delle tre carote prelevate hanno dimostrato una buona corrispondenza con quelli ricavati per via statistica. Infatti, dalla curva tensioni-deformazioni (Figura 34) di ciascuna carota è possibile notare come i valori di massima resistenza a compressione misurati in laboratorio (Tabella 7) abbiano raggiunto valori del tutto prossimi a quelli ricavati per via statistica mediante l'utilizzo delle curve di resistenza.



Figura 34 - Carote estratte

Tabella 7 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti

Carota	H [mm]	D [mm]	H/D	$\sigma_{max}$ [MPa]
<b>Provino 1</b>	232	191	1,21	21,2
<b>Provino 2</b>	154	191	0,81	26,5
<b>Provino 3</b>	125	191	0,65	30,6

Nell'immagine sottostante vengono riportate le tre curve sforzo-deformazione delle tre carote estratte. Si può notare che all'aumentare della dimensione del provino (in questo caso l'altezza) la resistenza diminuisce ma aumenta la sua duttilità, avendo una deformazione maggiore. Nella prova di compressione con provini cilindrici, per la determinazione della  $R_c$ , occorre ridurre l'influenza del confinamento laterale. Infatti, lo sforzo laterale di confinamento varia in funzione della snellezza del provino e quindi del rapporto H/D. A tal fine, vengono usati carote con rapporto H/D pari a 2. Infatti, la maggiore snellezza determina un minor grado di confinamento nelle zone centrali. Ciò implica che tali zone raggiungeranno la rottura per valori dello sforzo prossimi a quelli che si avrebbero conducendo prove uniassiali in assenza di confinamento.

Nel dettaglio, com'è possibile osservare dalla tabella sopra, a parità di diametro D della carota e all'aumentare della sua altezza H il rapporto D/H e la tensione di compressione massima raggiunta diminuiscono. Dato che i valori di  $\sigma_{max}$  risultano decrescere all'aumentare di H un loro confronto con le resistenze di provini cubici ha senso solo quando  $H \approx D$ .

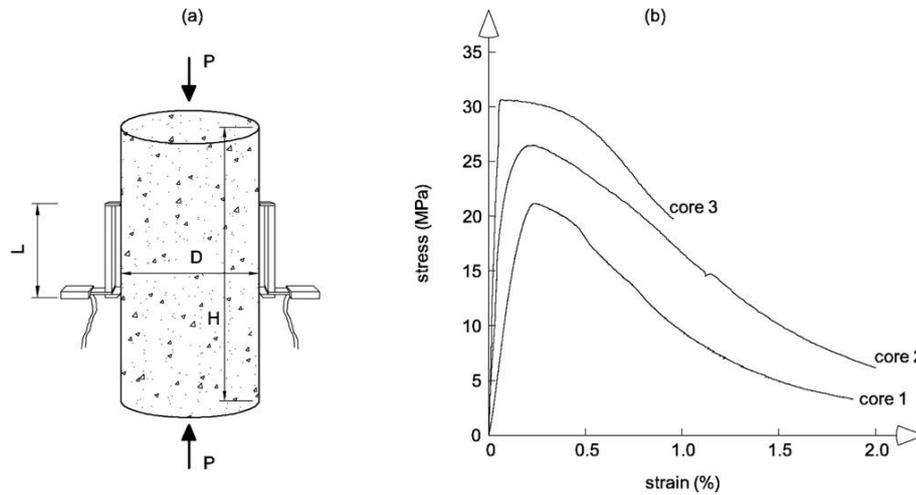


Grafico 04 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle tre carote

In prima approssimazione ciò che viene fatto è un confronto tra i risultati ottenuti dai tre provini e la distribuzione reale delle prove di compressione ottenuta con la banca dati del Politecnico di Torino. Facendo particolare attenzione alla carota n. 2 essendo quella con rapporto H/D più vicina ad 1 e quindi confrontabile con le prove fatte sui provini cubici nel laboratorio dell'università.

Tabella 8 - Risultati statistici 1955

Anno	1955	
	Gaussiana	Reale
$\sigma$	8,73	-
<b>Minimo</b>	-	2,79
<b>Percentile 5%</b>	6,46	8,76
<b>Percentile 25%</b>	14,94	14,33
<b>Media <math>\mu</math></b>	20,82	20,82
<b>Percentile 75%</b>	26,70	25,88
<b>Percentile 95%</b>	35,18	37,03
<b>Massimo</b>	-	101,94

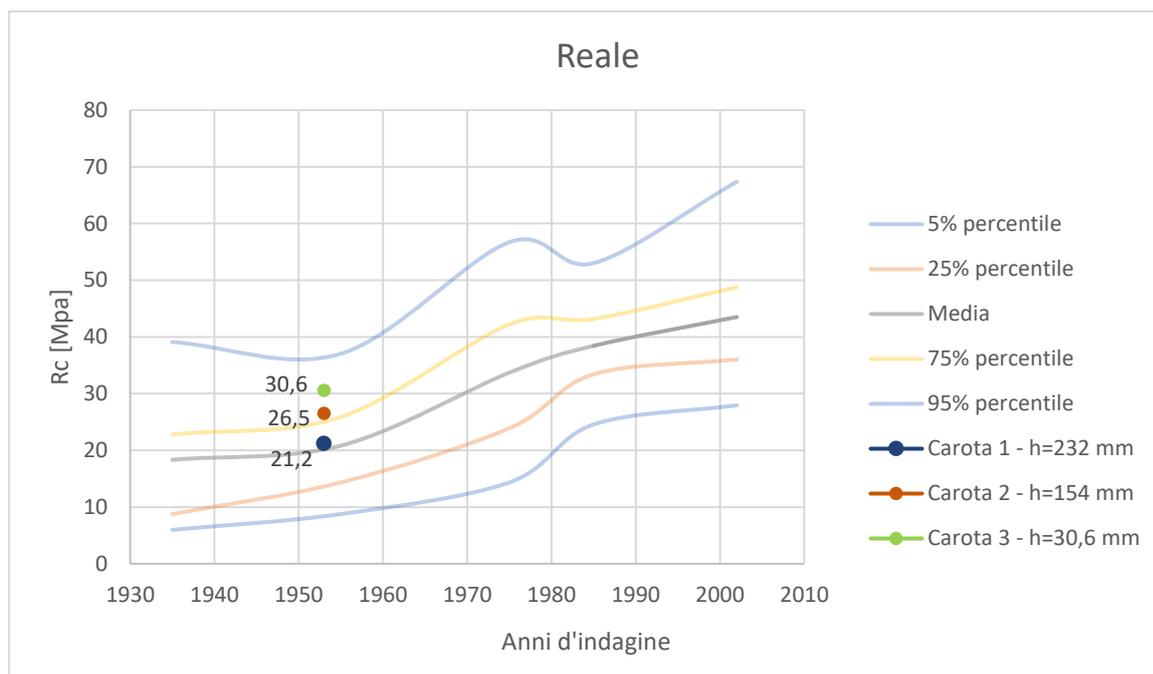


Grafico 6 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle tre carote

Per effettuare una correlazione più attendibile tra i risultati sperimentali e quelli delle carote si possono correggere i valori ottenuti dalla prova di compressione sulla carota tramite dei coefficienti di forma e successivamente passare dalla resistenza cilindrica  $f_c$  a quella cubica  $R_c$ .

In accordo con la norma EN 13791 la resistenza a compressione misurata su carote con diametro 100 mm e rapporto  $h/d=1$  è assimilabile a quella misurata proprio sul provino cubico di lato 150 mm (nelle stesse condizioni di compattazione e con le stesse modalità di stagionatura). Nel caso in esame però tali condizioni non sono state rispettate pertanto si possono utilizzare dei coefficienti correttivi esposti al paragrafo 3.1. oppure un metodo più speditivo in funzione della resistenza a compressione misurata sulla carota e il rapporto  $h/d$ . Sia nelle *NTC08* che nelle *EN 13791* viene considerata una correzione per la snellezza del provino, da cui si può ricavare un'espressione linearmente variabile per snellezza compresa tra 1 e 2, questa correlazione non può essere usata nel caso del secondo e del terzo provino.

- Valutazione tramite metodo speditivo

Tabella 9 - Coefficiente di forma correttivo della resistenza a compressione

$f_{c-carota}$	$H/D$						
	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
15 ÷ 20 MPa	0,66	0,83	1,00	1,10	1,20	1,27	1,32
21 ÷ 35 MPa	0,70	0,84	1,00	1,06	1,16	1,18	1,22
36 ÷ 50 MPa	0,75	0,89	1,00	1,04	1,08	1,10	1,12

Nel caso in esame quindi:

Tabella 10 - Correlazione tra resistenza a compressione su provini cubici e cilindrici

$f_{c-carota}$	Carota	H/D	$F_{l/d}$	$f_c$	$R_c = f_c \cdot F_{l/d}$
15 ÷ 20 MPa	Prov. 1	1,21	1,065	21,2	25,652
21 ÷ 35 MPa	Prov. 2	0,81	0,907	26,5	24,035
	Prov. 3	0,65	0,728	30,6	22,277

Si può immediatamente notare la notevole riduzione della dispersione dei dati, e sovrapponendo i risultati nella tabella con i grafici ottenuti dall'analisi statistica è evidente come i risultati siano più vicini alla curva media dei risultati statistici e compresi tra la curva del 75% percentile e quella mediana.

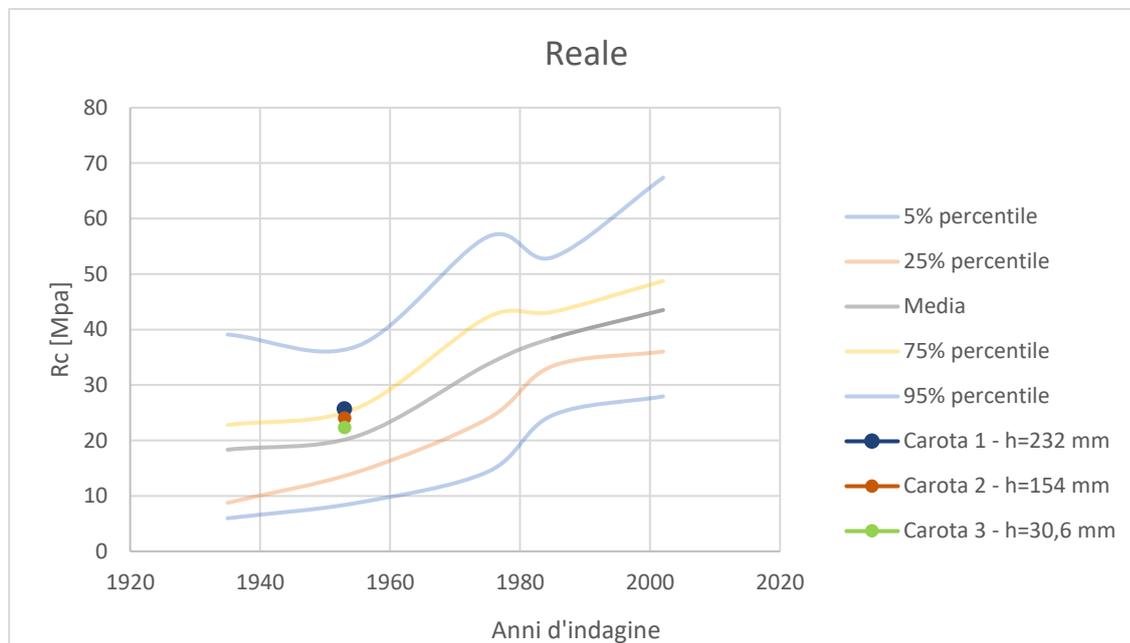


Grafico 7 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle tre carote corrette tramite il metodo semplificato

- Il British Standard tiene conto di un solo fattore e applica un unico coefficiente correttivo alla resistenza misurata sul provino:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d}$$

Dove:

- $f_{core}$  è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  correzione per la snellezza del provino, pari a  $0,92 + 0,08 \cdot \left(\frac{l}{D-1}\right)$

Tabella 11- Correlazione tra resistenza a compressione su provini cubici e cilindrici

Carota	H/D	H [mm]	D [mm]	$F_{l/d}$	$f_{Core}$	$R_c = f_{Core} \cdot F_{l/d}$
Prov. 1	1,21	232	191	1,017	21,2	21,56
Prov. 2	0,81	154	191	0,985	26,5	26,10
Prov. 3	0,65	125	191	0,973	30,6	29,76

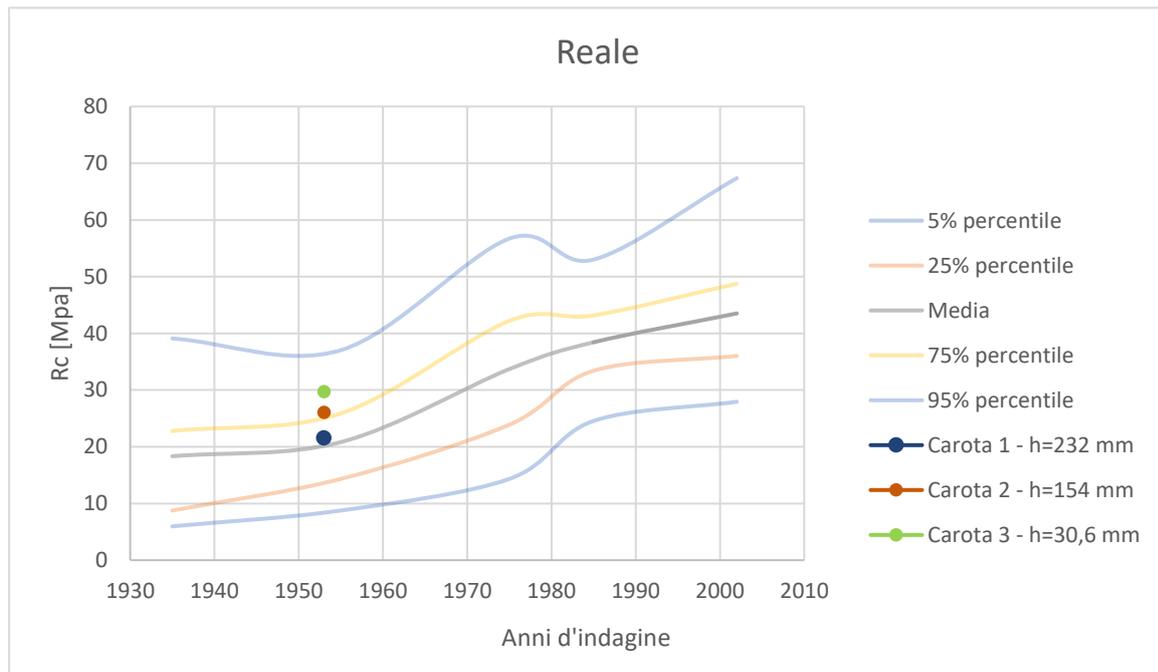


Grafico 8 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle tre carote corrette tramite il BS

In quest'ultimo caso la correzione dei risultati ottenuti porta ad una maggiore dispersione rispetto al metodo semplificato ma in ogni caso ho un avvicinamento verso la curva media dei valori di resistenza a compressione delle carote.

## 5.2. *Stadio*

Sempre allo scopo di validare l'analisi statistica effettuata, si è deciso di prendere un ulteriore caso studio, inerente questa volta una tipologia strutturale completamente differente. Il caso in esame è inerente ad uno stadio nella provincia di Torino che per motivi di privacy non è possibile rivelare. Lo stadio è a quattro piani in c.a. sormontato da una mensola di 10 metri. Ulteriori informazioni utili sono riportate nella tabella riassuntiva sottostante:

*Tabella 12 - Scheda tecnica dello stadio*

<i>Scheda di dettaglio</i>	
<b>Comune</b>	Torino
<b>Tipologia strutturale</b>	Costruzione in c.a. (stadio)
<b>n. piani</b>	4 fuori terra
<b>Anno di Costruzione</b>	1967

In questo caso si sono estratte otto carote in diversi punti della struttura. Una caratteristica fondamentale di tali carote è il rapporto  $H/D=1$  ciò permette come detto precedentemente una diretta correlazione tra i risultati di prova di compressione delle carote e quelli cubici fatti nel dipartimento.

*Tabella 13 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti*

<i>Carota</i>	<i>Elemento strutturale</i>	<i>H/D</i>	<i><math>\sigma_{max}</math> [MPa]</i>
<b>Provino 1</b>	Pilastro del tetto	1,00	46,2
<b>Provino 2</b>	Trave del tetto	1,00	31,8
<b>Provino 3</b>	Trave del tetto	1,00	34,7
<b>Provino 4</b>	Pilastro primo piano	1,00	32,1
<b>Provino 5</b>	Trave primo piano	1,00	30,6
<b>Provino 6</b>	Pilastro piano terra	1,00	22,5
<b>Provino 7</b>	Pilastro piano terra	1,00	17,3
<b>Provino 8</b>	Trave piano terra	1,00	31,0

Da una prima analisi statistica dei dati si può notare l'elevata dispersione dei dati, avendo una compressione massima di 46,2 MPa e una minima di 17,3 MPa cioè una differenza tra i due valori di quasi tre volte.

Tabella 14 - Risultati statistici

	Stadio (1967)
$\sigma$	8,50
<b>Minimo</b>	17,30
<b>Percentile 25%</b>	17,30
<b>Media <math>\mu</math></b>	30,77
<b>Percentile 75%</b>	32,75
<b>Massimo</b>	46,10

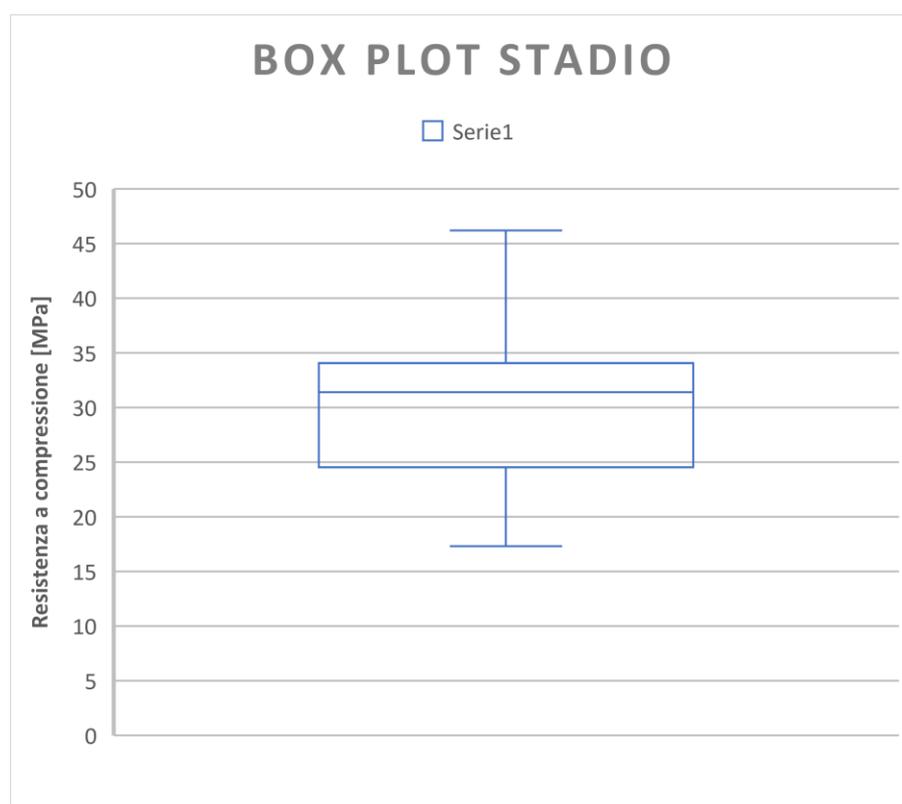


Grafico 9 - Box plot della resistenza a compressione ottenuta dalle carote estratte

I grafici a scatola sono tra i grafici più comuni, insieme ai popolari istogrammi, per rappresentare in maniera grafica le variabili quantitative. Consentono di esporre rapidamente un'idea della distribuzione della variabile e valutarne l'andamento. La linea centrale nella scatola rappresenta la mediana dei dati. La metà dei dati si trova sopra questo valore, l'altra metà sotto. Se i dati sono simmetrici, la mediana è al centro della scatola. Se, invece, i dati sono asimmetrici, la mediana sarà più vicina alla parte superiore o a quella inferiore della scatola. La parte inferiore e superiore della scatola mostrano il 25° e il 75° quantile, o percentile. Questi due quantili sono chiamati anche quartili, poiché ciascuno di essi esclude un quarto (25 %) dei dati. La lunghezza della scatola è la differenza tra i due percentili e si chiama range interquartile (IQR). Le linee che si estendono a partire dalla scatola sono chiamate baffi. I baffi rappresentano la variazione dei dati attesa e si estendono per 1,5 volte dall'IQR dalla parte

superiore e inferiore della scatola. Quindi come si può notare dal grafico pur avendo una dispersione ampia dei risultati possono non essere considerati come degli outliers.

Essendo la costruzione del 1967 i dati di interesse sono quelli tra il 1955 e il 1975 che si riportano nella tabella

Tabella 15 - Risultati statistici 1955 e 1975

	1955		1975	
	Gaussiana	Reale	Gaussiana	Reale
$\sigma$	8,73	-	13,19	-
<b>Minimo</b>	-	2,79	-	3,18
<b>Percentile 5%</b>	6,46	8,76	12,00	14,33
<b>Percentile 25%</b>	14,94	14,33	24,81	23,89
<b>Media <math>\mu</math></b>	20,82	20,82	33,70	33,70
<b>Percentile 75%</b>	26,70	25,88	42,60	42,21
<b>Percentile 95%</b>	35,18	37,03	55,41	56,71
<b>Massimo</b>	-	101,94	-	91,58

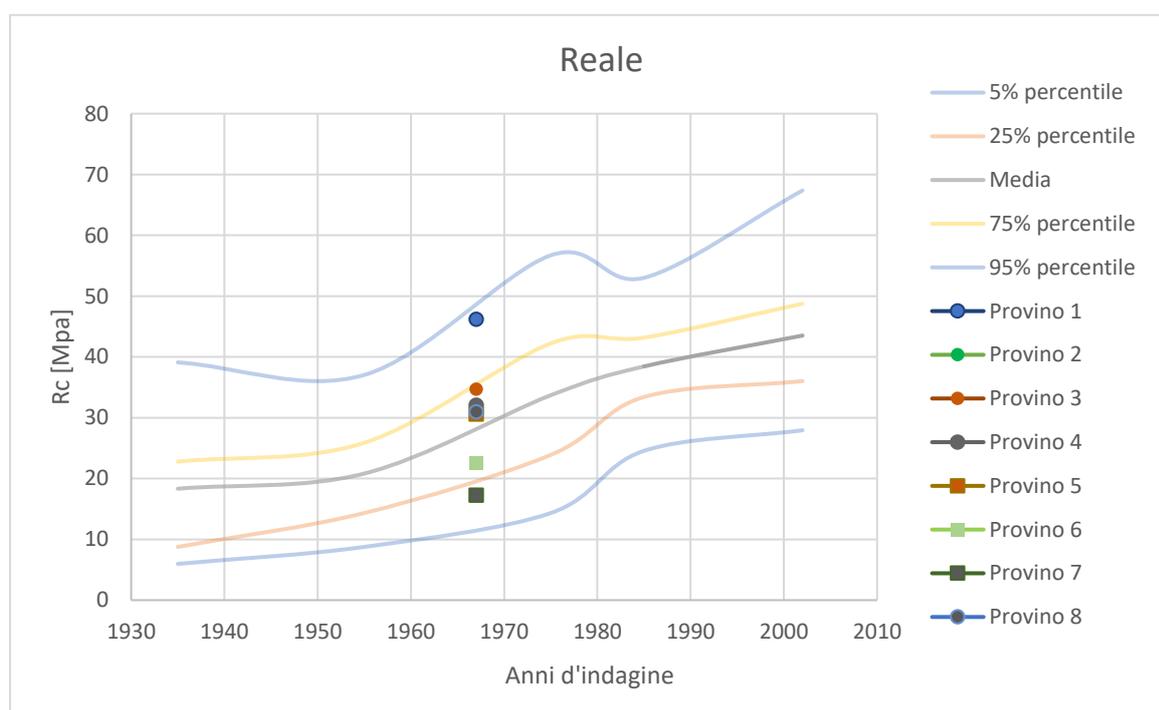


Grafico 10 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle otto carote

Confrontando il Box plot costruito con i soli dati provenienti dalle carote estratte e il grafico ottenuto dall'analisi statistica con sovrapposti i risultati dei provini dello stadio si può notare come la maggior parte dei valori è compresa tra la linea mediana e il 75% percentile e nessun dato è al di sopra del 95% o al di sotto il 5% ciò conferma la non presenza di outliers.

In questo caso la correlazione tra resistenza a compressione cilindrica e resistenza cubica è immediata avendo un rapporto di conversione pari all'unità dovuto al rapporto  $H/D=1$  della carota. Non si necessita quindi alcuna correzione dei valori.

### 5.3. Viadotto

Il viadotto è sito sulla Strada Provinciale n.52, Tronco S. Stefano Belbo, nel comune di S. Stefano Belbo (CN). La struttura è stata realizzata dall'ANAS nei primi anni '70 del secolo scorso. L'opera è costituita da un viadotto di 10 campate, da una rampa in uscita (con 2 campate) e da una rampa di accesso (con un'unica campata). La quota del piano viabile, rispetto al piano campagna sottostante, è mediamente di 8.50 m. Gli impalcati sono costituiti da travi prefabbricate in c.a.p. realizzate in cantiere, collegate trasversalmente da setti e superiormente dalla soletta dell'impalcato, entrambi gettati in opera

Tabella 16 - Scheda tecnica ponte

<i>Scheda di dettaglio</i>	
<b>Comune</b>	S. Stefano Belbo (CN)
<b>Coordinate</b>	$\varphi = 44^{\circ}42'07''$ N; $\lambda = 08^{\circ}14'00''$ E
<b>Tipologia strutturale</b>	Viadotto
<b>Luce massima</b>	30 m
<b>Anno di Costruzione</b>	1972



Figura 35 - Sezione trasversale del ponte

Le travi in c.a.p. delle principali campate del viadotto presentano una lunghezza di 29.70 m, la soletta d'impalcato ha altezza 0,20 m e larghezza totale di 10,50 m (7.50 m per la carreggiata e 1.50 m per ciascun marciapiede).

Per eseguire un intervento di ripristino, che ha interessato l'intero viadotto, la Provincia di Cuneo ha effettuato una campagna di indagini nella quale sono state prelevate carote di

calcestruzzo dai seguenti elementi: muro di sostegno all'appoggio dell'ultima campata del viadotto, pile, pulvini, e travi precomprese. Da dette carote sono stati realizzati provini di altezza prossima al diametro, che successivamente sono stati sottoposti a prove di compressione monoassiale.

Tabella 17 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti

<i>Carota</i>	<i>Elemento strutturale</i>	$R_c$ [MPa]	$R_{c,media}$ [MPa]
<b>Provino 1</b>	Muro di sostegno	30	
<b>Provino 2</b>	Muro di sostegno	23	24
<b>Provino 3</b>	Muro di sostegno	19	
<b>Provino 4</b>	Pile	31	
<b>Provino 5</b>	Pile	26	24,3
<b>Provino 6</b>	Pile	16	
<b>Provino 7</b>	Pulvino	34	
<b>Provino 8</b>	Pulvino	26	27,3
<b>Provino 9</b>	Pulvino	22	
<b>Provino 10</b>	Travi precomprese	43	
<b>Provino 11</b>	Travi precomprese	33	31,3
<b>Provino 12</b>	Travi precomprese	18	

Dati i seguenti dati si è fatta un'analisi statistica analoga a quella effettuata per lo stadio. I risultati dell'analisi sono riportati nella tabella sottostante.

Tabella 18 - Risultati statistici Ponte

	<i>Ponte (1972)</i>
$\sigma$	7,82
<b>Minimo</b>	16
<b>Percentile 25%</b>	16
<b>Media <math>\mu</math></b>	26,75
<b>Percentile 75%</b>	31,5
<b>Massimo</b>	43

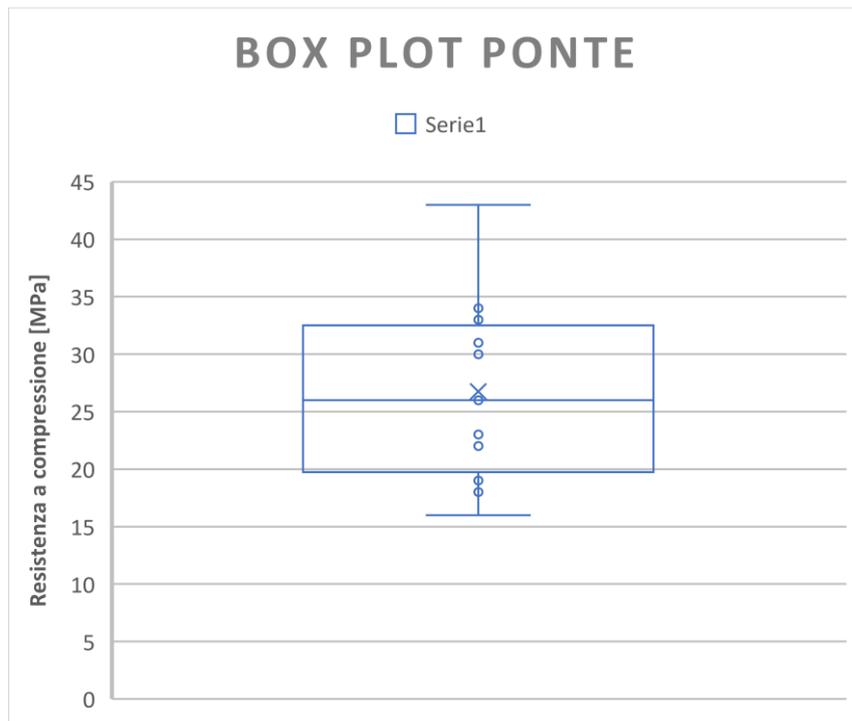


Grafico 11 - Box plot della resistenza a compressione ottenuta dalle carote estratte

Anche in questo caso la dispersione dei dati statistici è abbastanza ampia ma non si hanno outliers come si può osservare dal box plot.

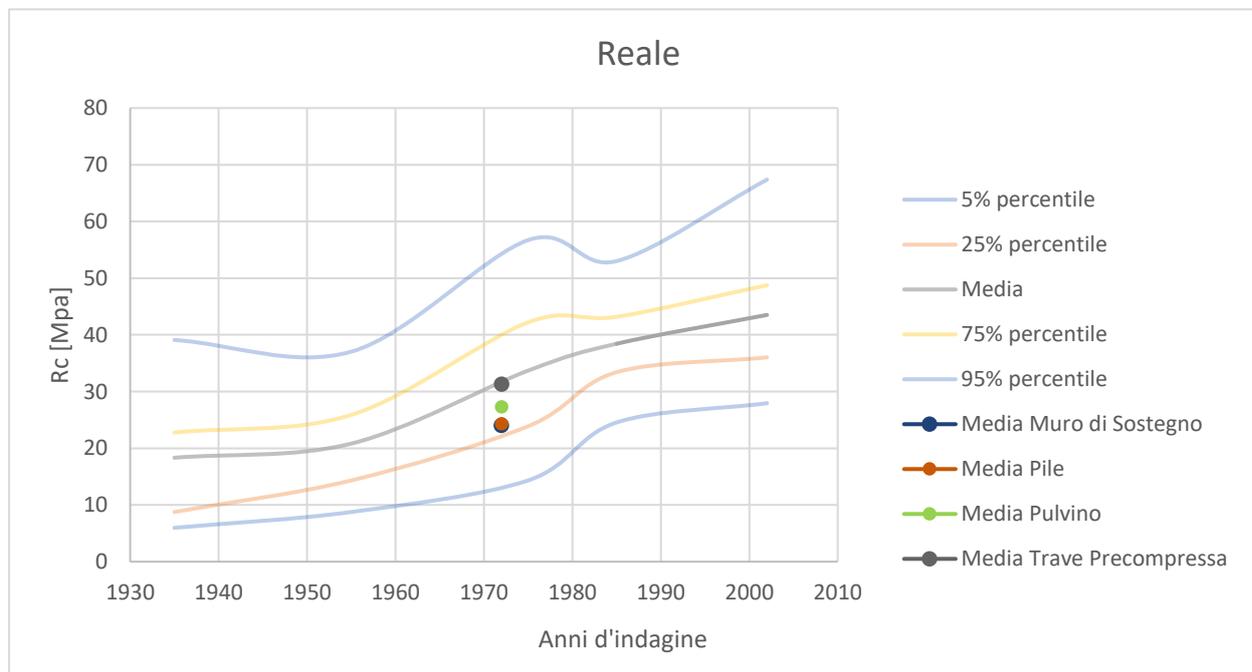


Grafico 12 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle quattro carote mediate

Negli elementi oggetto d'indagine, la resistenza media misurata in sito è compresa tra la curva dei valori medi e quella frattile 25%. Si rileva, altresì, un'ampia variabilità della resistenza a compressione, in particolare nelle travi precomprese.

#### 5.4. Scuola nella provincia di Torino

Nel caso in esame si sono riportati i risultati delle indagini diagnostiche eseguite dalla Scuola Primaria nel comune di Torino, allo scopo di convalidare il modello statistico e incrementare la base dati per effettuare un miglioramento dello stesso. Il programma delle indagini prevedeva l'analisi delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio e il rilievo dei dettagli costruttivi della struttura in calcestruzzo e in muratura.

Le indagini sono state articolate secondo il seguente:

- Indagini sulle strutture in c.a.
  - Prelievo dalle strutture in elevazione in calcestruzzo armato di campioni di calcestruzzo mediante carotiere di diametro 100 mm provvisto di corona diamantata, previa individuazione dei ferri di armatura mediante pacometro;
  - Determinazione della profondità di carbonatazione mediante fenolftaleina (eseguita in sito subito dopo il prelievo del campione);
  - Prove sclerometriche e misure di velocità ultrasonica per la valutazione delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo mediante metodo combinato (SonReb);
  - Prelievi di campioni dei ferri di armatura mediante demolizione del copriferro, taglio del campione di armatura;
  - Prove di durezza per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dell'acciaio;
  - indagini pacometriche, indagini georadar, carotaggi e saggi esplorativi per il rilievo dei dettagli costruttivi dei solai e della pavimentazione;
- Prove meccaniche di laboratorio:
  - Prove di compressione monoassiale per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo;
  - Prove ultrasoniche sui campioni estratti dai carotaggi una volta tagliati e rettificati in laboratorio;
  - Prove di trazione sui ferri di armatura.

Nel caso in esame si valuteranno principalmente i risultati delle prove di compressione per validare ulteriormente l'analisi statistica effettuata, andando a confrontare anche i differenti valori ottenuti tra le prove distruttive e quelle non distruttive.

##### 5.4.1. Prove distruttive

Il prelievo dei campioni di calcestruzzo è stato eseguito utilizzando una carotatrice ad avanzamento manuale (Figura 1), con raffreddamento a circolazione d'acqua, dotata di corona diamantata a parete sottile, con diametro esterno pari a 80 e 100 mm. La carotatrice è provvista di dispositivo per l'aspirazione e la raccolta dell'acqua di perforazione.



*Figura 36 - Esecuzione dei carotaggi meccanici per il prelievo del campione di calcestruzzo*

La zona prescelta per l'esecuzione di ciascun carotaggio è stata accuratamente ispezionata mediante pacometro allo scopo di intercettare ferri di armatura durante l'operazione di carotaggio. Dai campioni prelevati nel corso dei carotaggi meccanici sono stati ricavati provini cilindrici di calcestruzzo con rapporto altezza/diametro  $h/d = 1$  per le prove per la determinazione della resistenza a rottura. I campioni sono stati rettificati mediante speciale attrezzatura di precisione provvista di utensili diamantati in grado di garantire una deviazione di planarità delle facce inferiore a 0.010 mm come previsto dalla normativa vigente. Sui provini ottenuti sono state eseguite prove di compressione monoassiale presso laboratorio prove per ogni campione è stata redatta una scheda contenente:

- ubicazione del punto di prelievo del campione;
- foto dei campioni dopo la prova con fenolftaleina per la determinazione della profondità di carbonatazione;
- tabella contenente le caratteristiche geometriche del campione, il peso di volume del calcestruzzo e i risultati delle prove di compressione eseguite.

Per ciascun provino, oltre alle caratteristiche geometriche e di peso, viene riportato il valore di resistenza a compressione in MPa. Nella Tabella viene inoltre indicato il valore della resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$ , desunto dai risultati delle prove di compressione monoassiale sui provini cilindrici  $R_c$  mediante la seguente relazione:

- campione con  $h/d=2$   $R_{ck} = \frac{R_c}{0,83}$
- campione con  $h/d=1$   $R_{ck} = R_c$
- campione con  $1 < h / d < 2$   $R_{ck} = \frac{R_c}{\left(\frac{h}{d}-1\right)^{0,83} - \left(\frac{h}{d}-2\right)}$

Si riporta una scheda di sintesi di un provino estratto per snellire l'elaborato verranno riportati i soli dati necessari all'analisi statistica

Edificio: /

Ubicazione: VD TAVOLA

Livello: -1

Struttura: PIL

Campione n°: **C1**




Carbonatazione (mm): 5 mm

C N°	Data prelievo	Data prova	D (mm)	H (mm)	Umidità	Carico (kN)	H/D	Resistenza (MPa)	Massa vol (kg/m3)	Toller.	Rottura
1	02/08/2018	31/08/2018	95	95	Asciutto	197.6	1	27.9	2208	RETT	1

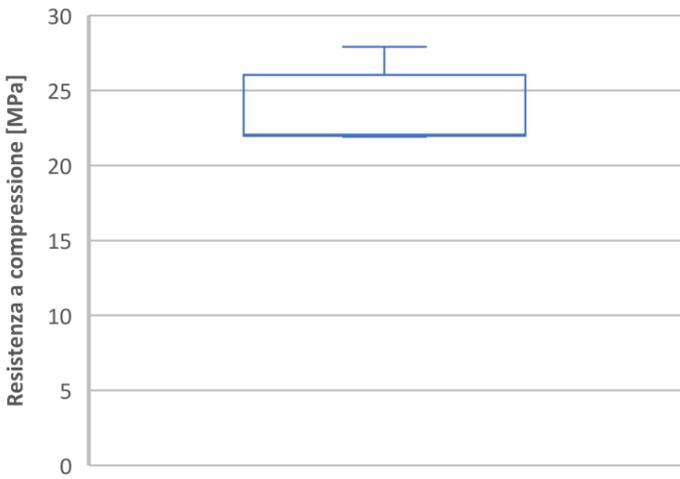
Figura 37 - Scheda caratteristica del provino C1.

Tabella 19 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti

<i>Carota</i>	<i>H/D</i>	<i>R<sub>c</sub> [MPa]</i>
<b>Provino 1</b>	1,00	27,9
<b>Provino 2</b>	1,00	25,4
<b>Provino 3</b>	1,00	22,0
<b>Provino 4</b>	1,00	21,9
<b>Provino 5</b>	1,00	22,0
<b>Provino 6</b>	1,00	22,1

## BOX PLOT

□ Serie1



bella 20 - Risultati statistici

### Scuola (1975)

2,50
21,9
21,9
23,55
24,57
27,9

re la deviazione standard in questo caso studio è molto  
ci è minima come si può confermare valutando il

diagramma a scatola di seguito riportato.

## ISTOGRAMMA

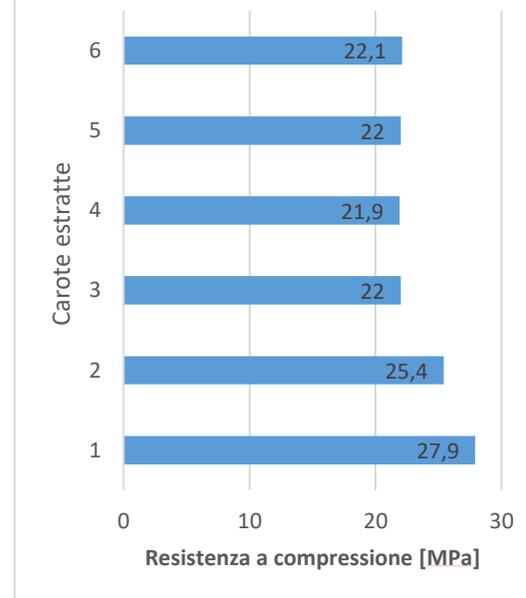


Grafico 13 - Box plot e istogramma delle carote estratte

In questo caso come in quello dello stadio non è necessario afre alcuna rettifica dei risultati delle prove di compressione fatte sulle carote essendo il rapporto  $h/d=1$ .

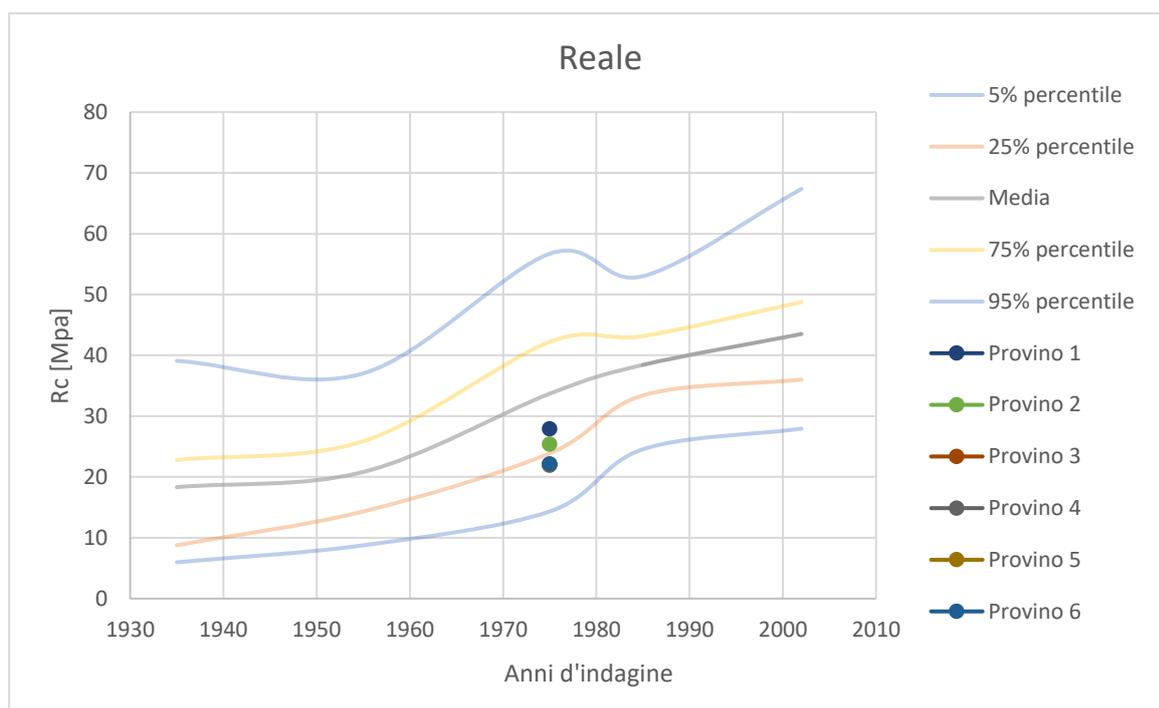


Grafico 14 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata

Ottenuta una così dettagliata analisi statistica si può valutare anche la resistenza caratteristica dell'opera in esame. Si possono distinguere due casistiche in base al numero di provini estratti:

- Numero di prove maggiore o uguale a 15:
  - NTC08:  $f_{ck} = f_{c,m} - 1,48\sigma$ ;
  - Linee Guida C.S.LL.PP.:  $f_{ck} = \min ( f_{c,m} - 1,48\sigma; f_{c,min} + 4MPa )$ ;
  - UNI EN 13791:  $f_{ck} = \min ( f_{c,m} - 1,48\sigma; f_{c,min} + 4MPa )$ .
  
- Numero di prove minore di 15:
  - NTC08:  $f_{ck} = f_{c,m} - 8$ ;
  - Linee Guida C.S.LL.PP.:  $f_{ck} = \min ( f_{c,m} - 1,48 \frac{k}{0,85}; f_{c,min} + 4MPa )$ ;
  - UNI EN 13791:  $f_{ck} = \min ( f_{c,m} - 1,48 \frac{k}{0,85}; f_{c,min} + 4MPa )$ ;

Dove k varia a seconda del numero di provini analizzati:

Tabella 21 - Valore del  $k$

$n. \text{ provini}$	$k \text{ (Linee Guida)}$	$k \text{ (EN 13791)}$
3	-	7
4-6	6	7
7-9	5	6
10-14	4	5

Nel caso in esame essendo i provini minori di 15 per valutare la resistenza a compressione caratteristica si utilizzano:

- NTC08:

$$f_{ck} = f_{c,m} - 8 = 23,55 - 8 = 15,55 \text{ MPa}$$

- Linee Guida C.S.LL.PP:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= \min \left( f_{c,m} - 1,48 \frac{k}{0,85}; f_{c,min} + 4 \text{MPa} \right) \\ &= \min \left( 23,55 - 1,48 \frac{6}{0,85}; 21,9 + 4 \right) = \min (13,10; 25,9) = 13,10 \end{aligned}$$

- UNI EN 13791:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= \min \left( f_{c,m} - 1,48 \frac{k}{0,85}; f_{c,min} + 4 \text{MPa} \right) \\ &= \min \left( 23,55 - 1,48 \frac{7}{0,85}; 21,9 + 4 \right) = \min (11,36; 25,9) = 11,36 \end{aligned}$$

Quindi nel caso in esame la resistenza a caratteristica secondo le NTC08 è di 15,55 MPa che è relativamente basso considerando l'epoca di costruzione dell'edificio.

#### 5.4.2. Prove non distruttive

Sui provini cilindrici ricavati dai campioni sono state eseguite misure ultrasoniche. L'indagine ultrasonica viene condotta utilizzando due trasduttori di misura, un trasmettitore ed un ricevitore, posizionati su due punti contrapposti del manufatto in esame. Ogni misura consiste nella determinazione della velocità di propagazione dell'onda sonora, intesa come rapporto tra la distanza che separa i due trasduttori ed il tempo impiegato dall'onda sonora per raggiungere il ricevitore. Lo schema della prova è indicato nella figura seguente. Per l'esecuzione delle misure sono stati utilizzati un trasmettitore elettrodinamico e un ricevitore piezoelettrico. La misura del tempo di percorso delle onde P tra trasmettitore e ricevitore è stata eseguita mediante un "interval timer" di precisione (Figura 38).

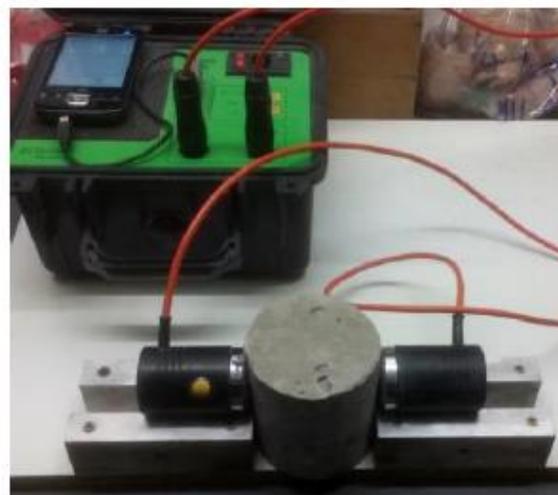
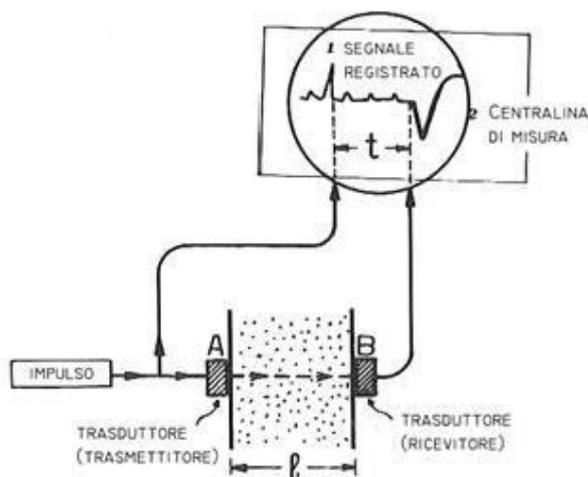


Figura 38 - Schema di esecuzione delle misure di velocità sonora.

Nella Tabella seguente (Tabella 22) sono riportati i risultati espressi in termini di velocità ultrasonica in m/s. I valori di velocità ottenuta sono poi stati correlati con i valori della resistenza a compressione monoassiale ricavata dalle prove meccaniche.

Tabella 22 - Risultati delle prove ultrasoniche sui provini di calcestruzzo sottoposti a prove di compressione monoassiale. Viene indicata la velocità sonora in m/s e il valore della resistenza a compressione monoassiale in MPa determinato dalle prove meccaniche

Carota	Velocità sonora m/s	$R_c$ [MPa]
<b>Provino 1</b>	3773.0	27,9
<b>Provino 2</b>	3723.4	25,4
<b>Provino 3</b>	3475.0	22,0
<b>Provino 4</b>	3609.0	21,9
<b>Provino 5</b>	3480.0	22,0
<b>Provino 6</b>	3593.0	22,1

Nel 1951 Whitehurst pubblicò una proposta di classificazione della qualità dei calcestruzzi basata sulla velocità degli ultrasuoni:

Tabella 23 - Correlazione tra velocità ultrasonica e qualità del calcestruzzo

Velocità sonora m/s	Qualità calcestruzzo
Oltre 4570	Eccellente
3660 ÷ 4570	Generalmente buona
3050 ÷ 3660	Dubbia
2130 ÷ 3050	Scadente
Sotto 2130	Molto scadente

Confrontando le due tabelle si può giungere alla conclusione che la conoscenza del calcestruzzo è per lo più dubbia essendo solo due provi su sei una velocità maggiore di 3660 m/s.

Per la valutazione della resistenza del calcestruzzo con metodo combinato SONREB sono state eseguite prove sclerometriche e misure di velocità sonora. Le prove sclerometriche sono state eseguite utilizzando uno sclerometro per calcestruzzo calibrato. Per ogni punto di prova sono state eseguite n° 12 battute e sono stati eliminati i valori massimo e minimo. L'indagine ultrasonica viene condotta utilizzando due trasduttori di misura, un trasmettitore ed un ricevitore, posizionati su due punti contrapposti del manufatto in esame. Ogni misura consiste nella determinazione della velocità di propagazione dell'onda sonora, intesa come rapporto tra la distanza che separa i due trasduttori ed il tempo impiegato dall'onda sonora per raggiungere il ricevitore.

Le misure soniche possono essere eseguite con le seguenti modalità:

- Metodo diretto: per trasparenza posizionando i trasduttori (trasmettitore e ricevitore) sulle due superfici contrapposte.

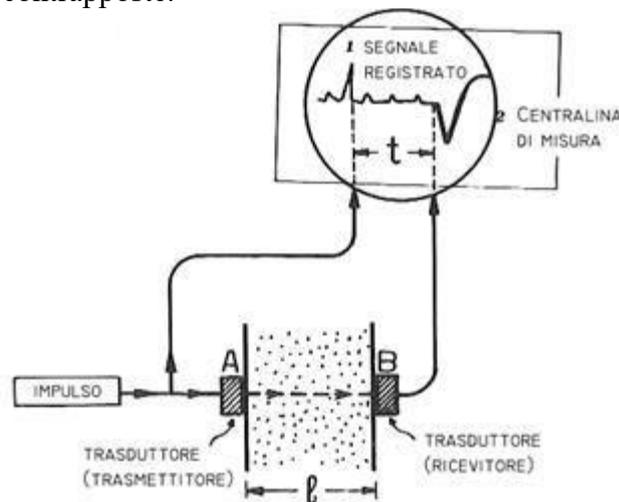


Figura 39 - Schema di esecuzione delle misure di velocità sonora metodo diretto.

- Metodo indiretto (Figura 7): posizionando i trasduttori (trasmettitore e ricevitore) sulla stessa superficie. Per l'esecuzione delle misure viene tenuta fissa la posizione dell'emettitore mentre viene variata la posizione del ricevitore, secondo lo schema seguente. I valori dei tempi di trasmissione registrati vengono diagrammati in funzione della distanza che separa i trasduttori

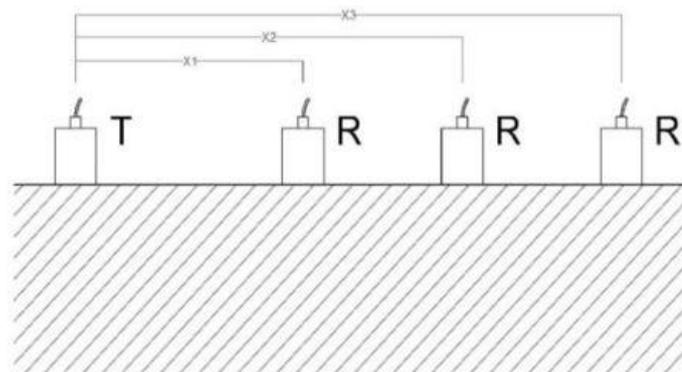


Figura 40 - Schema di esecuzione delle misure di velocità sonora metodo indiretto.

Nel caso in esame le misure sono state eseguite con metodo diretto. La superficie del calcestruzzo è stata esaminata con strumentazione pacometrica per evitare i ferri di armature. Per l'esecuzione delle misure sono stati utilizzati un trasmettitore elettrodinamico e un ricevitore piezoelettrico. La misura del tempo di percorso delle onde P tra trasmettitore e ricevitore è stata eseguita mediante un "interval timer" di precisione. In particolare, nella campagna di indagini in oggetto è stato valutato l'indice sclerometrico Q:

$$R_{C,Q} = 5,77853^{-7} \cdot Q^{2,005} \cdot V^{1,202} \left[ MPa, \frac{m}{s} \right] \quad (Proceq, 2017)$$

Si riportano i risultati delle prove sclerometriche per il primo campionamento allo scopo di snellire l'elaborato:

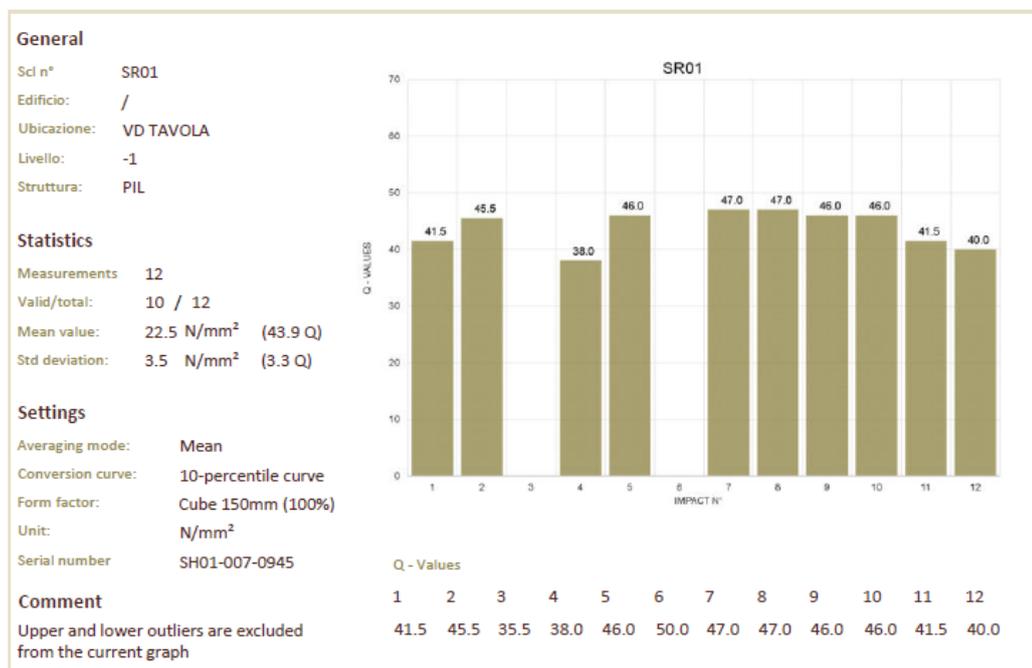
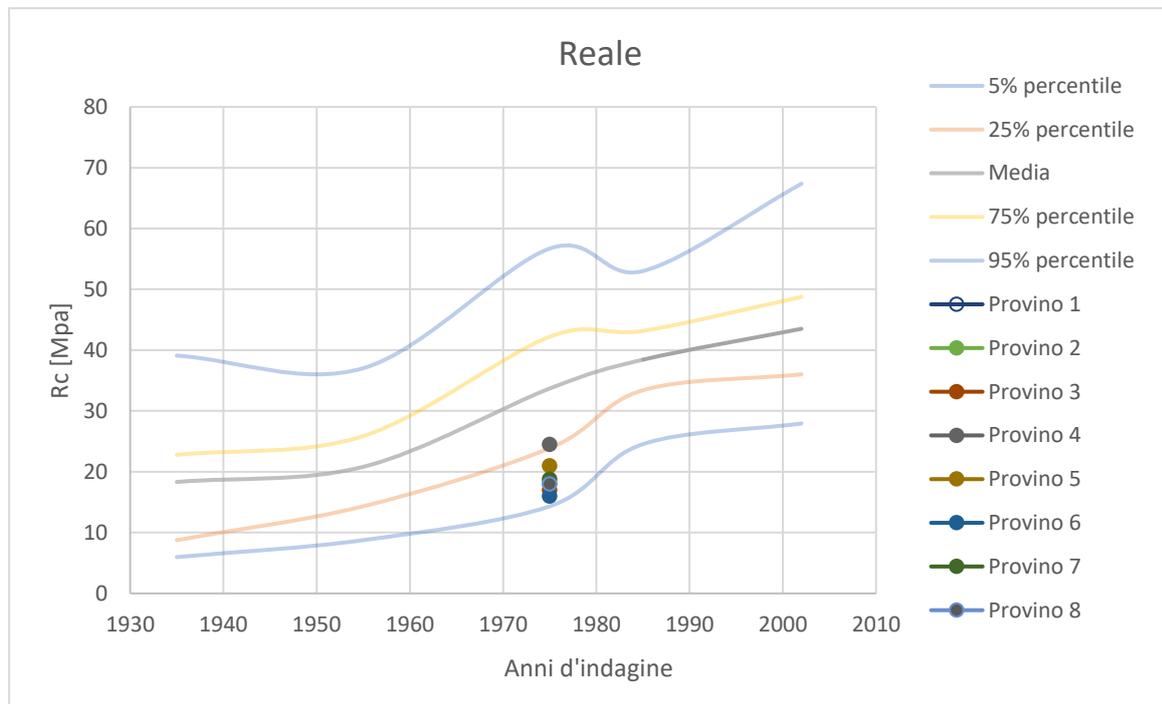


Figura 41 - Risultati delle prove ultrasoniche sul primo sondaggio.

Tabella 24 - Risultati delle prove ultrasoniche.

Prova n°	Velocità sonica [m/s]	Indice Q	$R_{c,Q}$ [MPa]
<b>Sondaggio 1</b>	3037.1	43,9	17,37
<b>Sondaggio 2</b>	3077.7	44,2	17,90
<b>Sondaggio 3</b>	3088.4	42,8	16,90
<b>Sondaggio 4</b>	3458.4	48,1	24,45
<b>Sondaggio 5</b>	3270.8	46,0	20,91
<b>Sondaggio 6</b>	3340.1	39,5	15,80
<b>Sondaggio 7</b>	3135.2	42,6	16,99
<b>Sondaggio 8</b>	2894.5	44,9	17,19
<b>Sondaggio 9</b>	3113.3	44,9	18,73
<b>Sondaggio 10</b>	3298.8	42,2	17,73

I risultati ottenuti con le prove ultrasoniche sono paragonabili a quelli ottenuti dalla resistenza a compressione dai provini carotati ma comunque abbastanza differenti. E andando a fare una sovrapposizione tra i risultati ottenuti dalle prove indirette con le curve derivanti dall'analisi statistica si nota anche in questo caso una sottoresistenza del calcestruzzo in esame.



### 5.5. Scuola nella provincia di Lecce

Nell'ultimo caso analizzato si è scelto il Liceo Scientifico G. Stampacchia sito a Tricase nella provincia di Lecce ciò ha permesso di estendere l'analisi anche nel sud Italia verificando la validità del modello anche al di fuori della provincia di Torino. Il corpo della scuola si compone essenzialmente di due piani fuori terra oltre alla Palestra e locali per deposito attrezzi ricavati in un piano seminterrato. Si tratta di una struttura mista con presenza di pilastri e travi in c.a. I solai dei piani seminterrati sono del tipo laterocementizio gettati in opera.

Tabella 25 - Scheda tecnica della scuola

<i>Scheda di dettaglio</i>	
<b>Comune</b>	Tricase (LE)
<b>Coordinate</b>	$\varphi = 39^{\circ}92'38''$ N; $\lambda = 18^{\circ}36'64''$ E
<b>Tipologia strutturale</b>	Mista muratura c.a. (scuola)
<b>n. piani</b>	2 fuori terra, 2 interrati
<b>Anno di Costruzione</b>	1970

Il carotaggio è stato effettuato su alcuni pilastri, travi e architravi dell'intero edificio secondo quanto riportato nella tabella sottostante. I relativi provini cilindrici ricavati, dopo il taglio e spianatura delle carote estratte dalle strutture dell'edificio hanno dato i seguenti risultati alla prova di compressione:

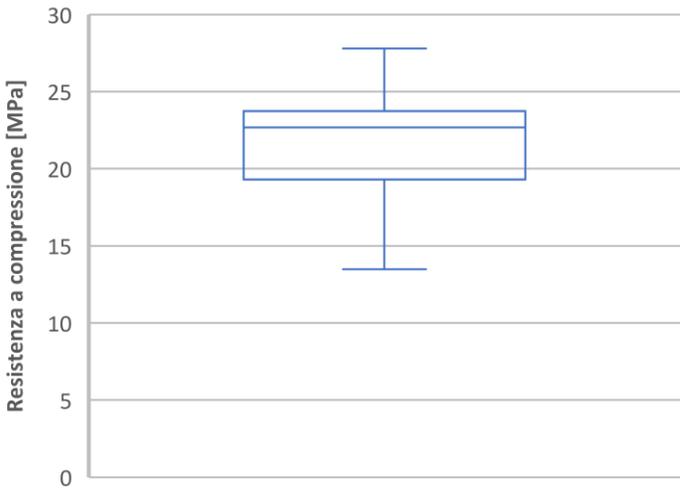
Tabella 26 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti

<i>Carota</i>	<i>Elemento strutturale</i>	<i>H/D</i>	<i>R<sub>c</sub> [MPa]</i>
<b>Provino 1</b>	Pilastro secondo piano	0,5	16,08
<b>Provino 2</b>	Pilastro secondo piano	0,5	22,68
<b>Provino 3</b>	Trave secondo piano	0,5	22,47
<b>Provino 4</b>	Pilastro primo piano	0,5	21,32
<b>Provino 5</b>	Pilastro primo piano	0,5	23,73
<b>Provino 6</b>	Pilastro primo piano	0,5	23,01
<b>Provino 7</b>	Trave primo terra	0,5	24,92
<b>Provino 8</b>	Pilastro piano terra	0,5	19,31
<b>Provino 9</b>	Pilastro piano terra	0,5	22,86
<b>Provino 10</b>	Trave seminterrato -1	0,5	13,49
<b>Provino 11</b>	Pilastro seminterrato -1	0,5	23,90
<b>Provino 12</b>	Trave seminterrato -1	0,5	15,08
<b>Provino 13</b>	Trave seminterrato -2	0,5	22,84
<b>Provino 14</b>	Trave seminterrato -2	0,5	20,73
<b>Provino 15</b>	Trave seminterrato -2	0,5	27,80

I risultati di prova forniscono una resistenza media a compressione  $\geq 200$  kg/cm<sup>2</sup> risultato in linea con l'epoca di costruzione. I valori del provino 10 e 12 sono al di sotto del limite di stabilito dalle Norme tecniche dell'epoca (1972) cioè sotto i 150 kg/cm<sup>2</sup> quindi potrebbero essere poco significativi per l'analisi ma verranno comunque considerati. Per avere una visione semplicistica dei risultati ottenuti dalle carote anche in questo caso si riporta il box plot e l'istogramma della resistenza a compressione ottenuta.

## BOX PLOT

□ Serie1



bella 27 - Risultati statistici

### Scuola (1970)

3,87
13,49
13,49
23,55
23,37
27,80

## ISTOGRAMMA

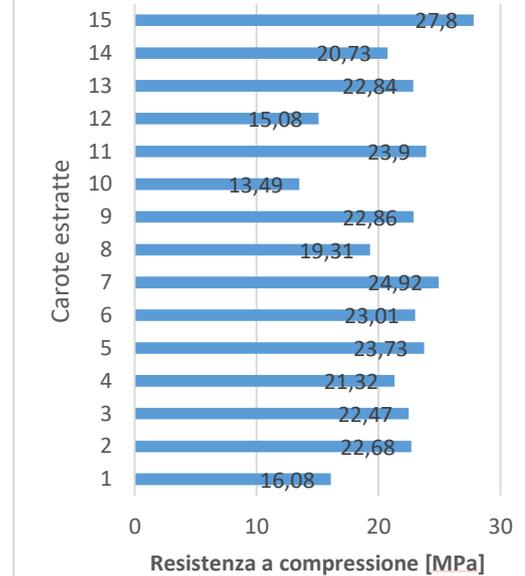


Grafico 15 - Box plot e istogramma delle carote estratte

Per snellire l'elaborato e il grafico di comparazione tra i risultati ottenuti dalle carote e quello dell'analisi statistica si sono raggruppati i vari elementi strutturali facendo una media della resistenza a compressione del calcestruzzo dello stesso elemento:

Tabella 28 - Risultati prove di compressione delle carote mediate

Carota	Elemento strutturale	H/D	$R_{c,media}$ [MPa]
<b>Provino 1-2</b>	Pilastrini secondo piano	0,5	19,38
<b>Provino 3</b>	Trave secondo piano	0,5	22,47
<b>Provino 4-5-6</b>	Pilastrini primo piano	0,5	22,69
<b>Provino 7</b>	Trave primo terra	0,5	24,92
<b>Provino 8-9</b>	Pilastrini piano terra	0,5	21,09
<b>Provino 10-11-12</b>	Travi seminterrato -1	0,5	17,49
<b>Provino 13-14-15</b>	Travi seminterrato -2	0,5	23,79

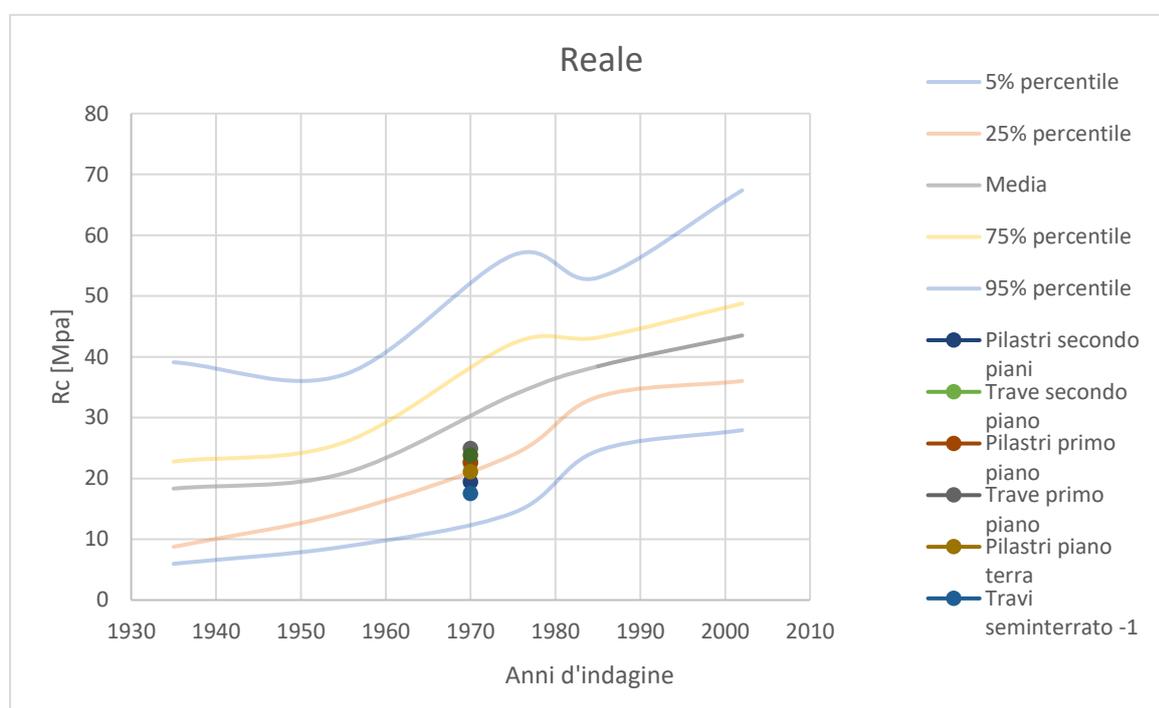


Grafico 16 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata

Dal confronto effettuato nel grafico sovrastante si può notare la bassa dispersione dei risultati ma una resistenza a compressione più bassa rispetto a quella attesa essendo le prove sulle carote tra la media e il 5%. Questa sottoresistenza si è riscontrata in tutti gli edifici costruiti dopo il 1960.



## 6. Conclusioni

Diversi sono stati i boom edilizi in Italia e in altri Paesi nelle diverse epoche. Nella fattispecie quando si parla di boom edilizio in Italia ci si riferisce a quello avvenuto negli anni sessanta, in stretto rapporto al più generale boom economico degli anni 1958–63 che vide una grande e inaspettata, nelle sue proporzioni, espansione dell'economia Italiana. Il patrimonio edilizio in Italia aumentò vertiginosamente nel dopoguerra. Nel 1951 erano stati costruiti 10,7 milioni di abitazioni che erano quasi raddoppiate nel 1991 raggiungendo la cifra di 19,7 milioni di unità, ad oggi quindi dopo 50-60 anni siamo in epoca di grandi ristrutturazioni con associati miglioramenti ed adeguamenti sismici spesso difficili da raggiungere. Migliorare sismicamente una struttura significa migliorare la risposta sismica di un edificio esistente alle azioni di un terremoto, mentre adeguamento sismico, significa invece raggiungere il livello di sicurezza rispetto all'azione di un sisma che è richiesto dalla normativa per le nuove costruzioni. Troppo spesso però il raggiungimento di questi requisiti è estremamente complicato. Ciò è in piccola parte implicabile alle tecniche di costruzione della metà del 900 e principalmente alla limitata conoscenza che troppo spesso si ha negli edifici esistenti. Più è approfondito il Livello di conoscenza e minore sarà il fattore di confidenza con il quale andremo a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente. Un livello di conoscenza limitato comporta un fattore di confidenza di 1.35 che corrisponde ad una riduzione delle resistenze dei materiali del 35%, ovviamente una tale riduzione comporta una penalizzazione del materiale che difficilmente potrà riuscire a soddisfare le verifiche per un miglioramento né tanto meno di un adeguamento sismico. Quando si affronta l'analisi di una costruzione esistente, per poter definire il modello di riferimento la Normativa (Cap. 8.5 NTC18) prescrive di eseguire uno studio preliminare sul fabbricato che deve essere composto da tre elementi: analisi storico-critica del fabbricato, caratterizzazione meccanica dei materiali e rilievo. Le curve della resistenza-età sviluppate si apprestano ad avere contemporaneamente e in maniera correlata l'analisi storico del fabbricato e la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo. Un adeguato livello di conoscenza dei materiali non si persegue solo mediante una vasta e dispendiosa campagna di saggi e di prove sperimentali, ma anche attraverso lo studio dello stato dell'arte cristallizzato nei libri, nei manuali ed articoli scientifici.

Come verificato nel capitolo 5, la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo di una struttura in c.a. esistente può essere eseguita con il modello proposto. Grazie ad esso, si può stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione dell'anno di realizzazione del manufatto, facendo uso delle curve resistenza-età. Dalle indagini sperimentali eseguite sui calcestruzzi dei casi in esame, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Rispetto alle curve di resistenza-età del calcestruzzo, nei manufatti più recenti si osserva una resistenza a compressione attuale (in opera) inferiore a quella misurata (in laboratorio) a 28 giorni dal getto.
- Viceversa, nei manufatti più antichi la resistenza a compressione attuale (in opera) superiore a quella misurata (in laboratorio) il 28° giorno dopo il getto.
- Questa dicotomia di comportamento è imputabile principalmente alla produzione del cemento, che ha determinato un incremento medio della resistenza del calcestruzzo, ma

ha anche generato una crescente disattenzione nel processo produttivo del calcestruzzo e, soprattutto, della sua posa in opera

Ciò quindi che si è proposto è una taratura delle curve resistenza-età del calcestruzzo, con un incremento del 25% della resistenza per i calcestruzzi di opere realizzate prima del 1955 e una riduzione della resistenza a compressione del 25% per i calcestruzzi confezionati dopo il 1955.

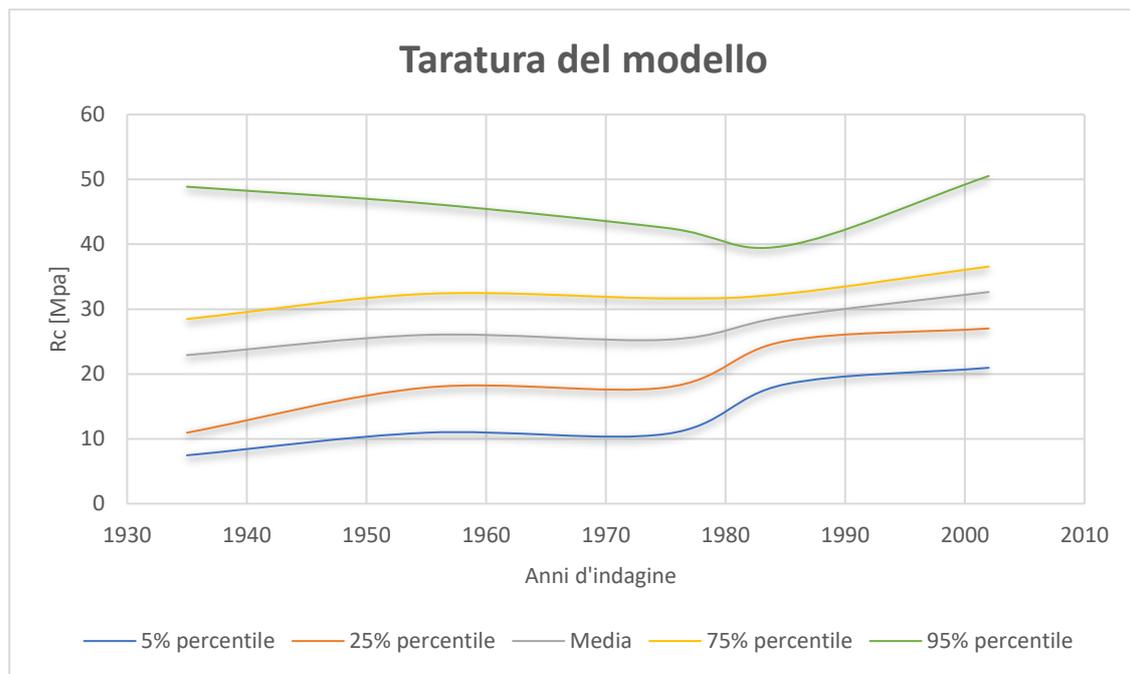


Grafico 17 - Taratura delle curve di resistenza-età del calcestruzzo

Rispetto al modello di resistenza-età di già utilizzato per la stima della resistenza a compressione delle strutture storiche, il calcestruzzo in esame mostra caratteristiche lievemente differenti. Infatti, nelle costruzioni antecedenti il secondo conflitto mondiale, si osserva, in generale, una sovra-resistenza attuale (in opera) rispetto a quella misurata (in laboratorio) dopo 28 giorni dal getto. Ciò è dovuto principalmente alla maggior quantità di  $C_2S$  presente nei cementi più antichi, nonché alla maggiore dimensione delle sue particelle. Altro fattore che influisce sulla sovra-resistenza è la presenza di cenere nel clinker, a sua volta dovuta all'utilizzo di polvere di carbone come combustibile nei forni di cottura. Tale "aggiunta" presentava caratteristiche di pozzolanicità analoghe a quelle della cenere volante impiegata nei cementi moderni. Con il progredire delle tecniche di produzione, il quantitativo di  $C_2S$  nel cemento è diminuito a scapito del  $C_3S$ , maggiormente reattivo a breve termine e più facilmente macinabile. Inoltre, si è anche assistito a un progressivo aumento della finezza di macinazione dei cementi. Questo orientamento produttivo non è stato tuttavia sempre positivo. Ad esso è infatti imputabile la sotto-resistenza che si osserva nei calcestruzzi realizzati dopo la Seconda Guerra Mondiale. La resistenza a compressione attuale (in opera) di tali conglomerati è, infatti, inferiore a quella misurata (in laboratorio) il 28° giorno successivo al getto. Se da un lato il progresso tecnologico della produzione del cemento ha portato ad un incremento medio della

resistenza del calcestruzzo, dall'alto ha generato una crescente "disattenzione" nel processo produttivo del calcestruzzo e, soprattutto, della sua posa in opera.

### *Bibliografia*

- *“A simplified approach to the evaluation of the strength of old concrete. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Construction Materials”* Fantilli AP, Frigo B and Chiaia B (2018);
- *“Estimation of Steel Rebar Strength in Existing Concrete Bridges”* Alessandro P. Fantilli and Bernardino Chiaia;
- *“Teoria e pratica delle strutture in cemento armato”* Vincenzo Nunziata;
- *“Evoluzione delle resistenze del calcestruzzo dagli anni 30 ad oggi”* Federica Petrongaro, Andrea Basile, Giuseppe Brandonisio;
- *“La resistenza dei calcestruzzi dei ponti storici in cemento armato”* Alessandro P. Fantilli, Bernardino Chiaia, Erik Ferraro;
- *“Calcestruzzo, il materiale delle grandi opere”* Federbeton;
- *“Il calcestruzzo. Materiali e tecnologia”* Vito Alunno Rossetti;
- *Tesi: “Le proprietà meccaniche delle barre di armature in c.a. utilizzate negli anni 1908-1955”* Gianmarco Pasini, Relatori: Alessandro P. Fantilli e Bernardino Chiaia;
- *“Vulnerabilità sismica delle strutture esistenti in cemento armato: come valutarla”* Marco De Pisapia;
- *“Il patrimonio delle strutture antiche. Vulnerabilità sismica, aspetti costruttivi e consolidamento”* M. Como, F. M. Mazzolani, N. Ruggeri, G. Tamponi;
- NTC18 Norme Tecniche delle Costruzioni 2018;
- Circolare 21 Gennaio 2019;
- NTC08 Norme Tecniche delle Costruzioni 2008;
- D.M. 30 maggio 1972;
- Regio Decreto Legge n.2229 del 1939;
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 10 gennaio 1907.

## Indice figure

Figura 1 - Metodo di realizzazione dei Vasi di Monier	6
Figura 2 - Brevetto armatura soletta Monier	6
Figura 3 - J. J. Lambot, barca in cemento armato	8
Figura 4 - Schemi delle disposizioni dei ferri d'armatura nelle solette brevettate da T. Hyatt	9
Figura 5 - Schemi delle disposizioni dei ferri d'armatura nel béton armé Système Hennebique	10
Figura 6 - Soletta in rete metallica, Monier e Serbatoio realizzato con tale tecnica (1875)	11
Figura 7 - Soletta sperimentata da Hynatt (1876)	11
Figura 8 - Soletta sperimentata da J.F.Golding (1880)	12
Figura 9 - Soletta sperimentata da Hennebique (1891)	12
Figura 10 - Staffe sperimentate da Hennebique	13
Figura 11 - Sistema solaio a T dalla Società des chaux et ciments de Crèches	13
Figura 12- Crollo campanile di San Marco (sinistra) ricostruzione rampe in cemento armato (destra)	16
Figura 13 - Ponte risorgimento Roma	17
Figura 14 - il Salone B di Torino Esposizioni (1947)	18
Figura 15 - il Palazzo dello sport Roma (1956)	19
Figura 16 - Variazione della resistenza meccanica del calcestruzzo al variare del rapporto a/c e al variare dello stato di maturazione a destra	27
Figura 17 - Significato probabilistico di valori di progetto e caratteristici	30
Figura 18 - Esempi di controlli geometrici sui provini	31
Figura 19 - Rottura a compressione di un provino cubico 15x15x15 cm	32
Figura 20 - immagine termografica	37
Figura 21 - indagine magnetometrica	38
Figura 22 - legame costitutivo del calcestruzzo al variare della resistenza a compressione	41
Figura 23 - legame costitutivo tensione – accorciamento a compressione	42
Figura 24 - modello coesivo della fessurazione	43
Figura 25 - deformazione del calcestruzzo al variare del tempo	44
Figura 26 - andamento delle deformazioni nel tempo del cls	45
Figura 27 - Deformazione longitudinale e trasversale del calcestruzzo compresso	46
Figura 28 - formulazione di Kupfer & Gerstle legame biassiale	46
Figura 29 - legame costitutivo calcestruzzo compresso in presenza di compressione trasversale	47
Figura 30 - confronto del legame costitutivo tra calcestruzzo confinato e non	47
Figura 31 - Influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo sull'aderenza	48
Figura 32 - Tipico certificato rilasciato dal laboratorio (1935)	51
Figura 33 - Paramento diga prima e dopo il carotaggio	59
Figura 34 - Carote estratte	60
Figura 35 - Sezione trasversale del ponte	69
Figura 36 - Esecuzione dei carotaggi meccanici per il prelievo del campione di calcestruzzo	73
Figura 37 - Scheda caratteristica del provino C1.	74
Figura 38 - Schema di esecuzione delle misure di velocità sonica.	78
Figura 39 - Schema di esecuzione delle misure di velocità sonica metodo diretto.	79
Figura 40 - Schema di esecuzione delle misure di velocità sonica metodo indiretto.	79
Figura 41 - Risultati delle prove ultrasoniche sul primo sondaggio.	80

## *Indice grafici*

<i>Grafico 1 - Evoluzione resistenza del calcestruzzo .....</i>	<i>21</i>
<i>Grafico 2 - Numero di provini analizzati.....</i>	<i>52</i>
<i>Grafico 3 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione Gaussiana.....</i>	<i>55</i>
<i>Grafico 4 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione Reale .....</i>	<i>56</i>
<i>Grafico 5 - Analisi statistica da convalidare .....</i>	<i>58</i>
<i>Grafico 6 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle tre carote .....</i>	<i>62</i>
<i>Grafico 7 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle tre carote corrette tramite il metodo semplificato.....</i>	<i>63</i>
<i>Grafico 8 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle tre carote corrette tramite il BS.....</i>	<i>64</i>
<i>Grafico 9 - Box plot della resistenza a compressione ottenuta dalle carote estratte .....</i>	<i>66</i>
<i>Grafico 10 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle otto carote .....</i>	<i>67</i>
<i>Grafico 11 - Box plot della resistenza a compressione ottenuta dalle carote estratte .....</i>	<i>71</i>
<i>Grafico 12 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata con i risultati ottenuti dalle quattro carote mediate.....</i>	<i>71</i>
<i>Grafico 13 - Box plot e istogramma delle carote estratte.....</i>	<i>75</i>
<i>Grafico 14 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata .....</i>	<i>76</i>
<i>Grafico 15 - Box plot e istogramma delle carote estratte .....</i>	<i>84</i>
<i>Grafico 16 - Curve della resistenza a compressione - distribuzione reale confrontata .....</i>	<i>85</i>

## *Indice tabelle*

<i>Tabella 1 - Medie e coefficienti di variazione della resistenza a compressione per calcestruzzi con diversi valori caratteristici .....</i>	<i>28</i>
<i>Tabella 2 - Controlli di accettazione sui provini di calcestruzzo .....</i>	<i>31</i>
<i>Tabella 3- Metodi che tengono in conto delle diverse configurazioni della carota estratta .....</i>	<i>33</i>
<i>Tabella 4 - Valori di k.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabella 5 - Risultati statistici.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabella 6 - Scheda tecnica della diga .....</i>	<i>59</i>
<i>Tabella 7 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabella 8 - Risultati statistici 1955 .....</i>	<i>61</i>
<i>Tabella 9 - Coefficiente di forma correttivo della resistenza a compressione.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabella 10 - Correlazione tra resistenza a compressione su provini cubici e cilindrici .....</i>	<i>63</i>
<i>Tabella 11- Correlazione tra resistenza a compressione su provini cubici e cilindrici .....</i>	<i>64</i>
<i>Tabella 12 - Scheda tecnica dello stadio .....</i>	<i>65</i>
<i>Tabella 13 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabella 14 - Risultati statistici .....</i>	<i>66</i>
<i>Tabella 15 - Risultati statistici 1955 e 1975 .....</i>	<i>67</i>
<i>Tabella 16 - Scheda tecnica ponte.....</i>	<i>69</i>
<i>Tabella 17 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabella 18 - Risultati statistici Ponte.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabella 19 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti.....</i>	<i>74</i>
<i>Tabella 20 - Risultati statistici .....</i>	<i>75</i>
<i>Tabella 21 - Valore del k.....</i>	<i>77</i>
<i>Tabella 22 - Risultati delle prove ultrasoniche sui provini di calcestruzzo sottoposti a prove di compressione monoassiale. Viene indicata la velocità sonica in m/s e il valore della resistenza a compressione monoassiale in MPa determinato dalle prove meccaniche .....</i>	<i>78</i>
<i>Tabella 23 - Correlazione tra velocità ultrasonica e qualità del calcestruzzo .....</i>	<i>78</i>
<i>Tabella 24 - Risultati delle prove ultrasoniche. ....</i>	<i>81</i>
<i>Tabella 25 - Scheda tecnica della scuola .....</i>	<i>82</i>
<i>Tabella 26 - Proprietà geometriche e di resistenza dei provini estratti.....</i>	<i>83</i>
<i>Tabella 27 - Risultati statistici .....</i>	<i>84</i>
<i>Tabella 29 - Risultati prove di compressione delle carote mediate.....</i>	<i>85</i>