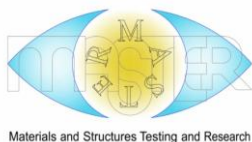


# MASTER Magazine

Rivista ufficiale dell'Associazione MASTER  
*Materials and Structures Testing and Research*



*Edizione straordinaria in occasione  
del 69° Congresso Nazionale Ordini Ingegneri d'Italia  
Ancona, 13-16 ottobre 2025*



Il **MASTER Magazine** è una rivista a carattere tecnico-scientifica pubblicata dall'Associazione MASTER. La collaborazione è aperta a tutti.

## **Direzione e redazione:**

Stefano Bufarini - Vincenzo D'Aria - Salvatore Menditto - Domenico Squillacioti - Riccardo Martini

## **Comitato Scientifico:**

Stefano Bufarini - Vincenzo D'Aria - Santo Mineo - Sandro Pariset - Domenico Squillacioti - Alessandro Zizzi

Articoli:

- **Durabilità dei Materiali Compositi per il Consolidamento Strutturale** Pag. 1  
S. Agnetti
- **Impermeabilizzazione intrinseca e autoriparazione: il ruolo dei cristallizzanti** Pag. 11  
M. Agostino, L. Morgillo
- **Requisiti minimi di sicurezza per le gallerie della rete stradale transeuropea. La politica europea dei trasporti: il libro bianco 12 settembre 2001, la DIRETTIVA 2004/54/CE del 29 aprile 2004, il D. Lgs 05 ottobre 2006, n. 264 e il DM 12/07/2021 - aggiornamento ed adeguamento degli allegati al decreto legislativo 5 ottobre 2006, n. 264** Pag. 28  
C. Brillante
- **Prova di carico statica eseguita nel ponte ciclopedonale sul fiume Cesano nel Comune di Senigallia (AN)** Pag. 46  
F. Gara, S. Carbonari, S. Bufarini, R. Martini
- **Stima della tensione di rottura e di snervamento di barre d'armatura da c.a. tramite misure di durezza Leeb in situ. Illustrazione dei risultati ottenuti su un edificio esistente della fine degli anni '60** Pag. 53  
A. Crosatti
- **Ispezione e diagnosi delle strutture storiche in legno: procedure operative ed esempi pratici** Pag. 60  
R. De Ponti, L. Bolondi
- **L'Influenza del Calore di Idratazione sulla Durabilità e Qualità del Calcestruzzo: Metodologie di Monitoraggio Chimico-Fisico e Controllo** Pag. 74  
C. Li Calzi
- **Valutazione sperimentale del comportamento statico e dinamico di un impalcato stradale propedeutica al collaudo** Pag. 88  
E. Lo Giudice, G. Mugnos, G. Castellano, G. Navarra, G. Catanzaro
- **Fondazioni profonde: prova di carico dinamica su pali di fondazione e correlazione con le prove di carico statiche** Pag. 114  
F. Mattiauda, M. Massaccesi, G. Lanzetta
- **Tracciabilità Digitale dei Controlli di Accettazione del Calcestruzzo: il sistema C3 per sicurezza, sostenibilità e digitalizzazione delle costruzioni** Pag. 127  
F. Mecarelli



Materials and Structures Testing and Research

- **Intervento di risanamento conservativo in edificio vincolato, atto al mantenimento del rivestimento in spaccatello di travertino a mezzo di tassellamento** Pag. 142  
M. Parrini, A. I. Piazza
- **Indagini non distruttive sugli affreschi di Villa Allegri-Arvedi (Grezzana, Verona) ai fini del DM 17-01-2018 al cap 8.4, 8.4.2, cap12 ed alle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale...”** Pag. 164  
F. Rossitto, F. Fenzi, L. Turella
- **L’Italia della misura: evoluzione normativa, scientifica e istituzionale** Pag. 182  
S. Mineo
- **Controllo Tecnico e Polizza Decennale Postuma: un binomio fondamentale per la sicurezza edilizia** Pag. 200  
E. Turella
- **Etica e deontologia nella professione. Esperienze di un lustro di attività** Pag. 204  
L. Turella

*È concessa la riproduzione degli articoli purché venga citata la fonte e rispettata la sua integrità.*

## Durabilità dei Materiali Compositi per il Consolidamento Strutturale

S. Agnetti<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup> Kimia Spa.

\* Corresponding author: stefano.agnetti@kimia.it

**Abstract:** Il patrimonio edilizio italiano è costituito principalmente da edifici storici in muratura, che presentano spesso debolezze strutturali aggravate da eventi sismici e modifiche nel tempo. Questo lavoro presenta l'uso di materiali compositi per il consolidamento strutturale, evidenziando la loro efficacia e durabilità rispetto alle tecniche tradizionali. I materiali compositi, come FRP (Fiber Reinforced Polymers), FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix) e CRM (Composite Reinforced Mortar), offrono soluzioni meno invasive e più durature per migliorare la resistenza sismica e la stabilità degli edifici. Si analizzano i processi di invecchiamento e degrado delle strutture in muratura, come fessurazioni, degrado chimico, umidità e cicli di gelo-disgelo, e come i materiali compositi offrano ottime resistenze a queste tipologie di aggressioni. Vengono presentati casi studio di interventi su edifici storici, tra cui la Chiesa di San Biagio di Frassineto (AR), la Cattedrale di S. Feliciano di Foligno (PG) e il Santuario di Rivotorto di Assisi (PG), dimostrando la durabilità e l'efficacia dei materiali compositi nel tempo. In conclusione, viene presentata l'importanza di sistemi di monitoraggio integrati per garantire la sicurezza e la conservazione a lungo termine delle strutture storiche, proponendo l'uso di tecnologie avanzate per una gestione sostenibile del patrimonio edilizio.

*Keywords:* Materiali compositi; Consolidamento strutturale; Durabilità; FRP; FRCM; CRM; Edifici storici; Resistenza sismica; Degrado murature; Monitoraggio strutturale

### 1. Introduzione

Il nostro patrimonio edilizio è prevalentemente costituito da edifici con struttura muraria, realizzati con materiali come laterizi e conci lapidei, variabili a seconda delle aree geografiche e dei periodi storici. Nonostante i numerosi terremoti che hanno colpito il nostro paese, molti di questi edifici, soprattutto quelli di carattere monumentale, testimoniano ancora oggi la maestria dei costruttori. Le tecniche costruttive tramandate oralmente e l'uso di materiali di buona qualità hanno permesso a questi edifici di mantenere la loro stabilità nel tempo.

Tuttavia, esiste anche un ampio numero di edifici che non hanno beneficiato di questa sapienza costruttiva. Le condizioni di povertà di alcune aree del paese nei secoli passati hanno portato alla costruzione di edifici con significative debolezze strutturali, evidenziate tragicamente dai vari eventi sismici. Queste debolezze sono spesso

aggravate dalle modifiche apportate nel tempo, come ampliamenti, superfetazioni e aperture nelle murature portanti, che hanno aumentato la vulnerabilità degli edifici, spesso peggiorata anche dalla scarsa manutenzione.

La buona qualità delle murature e degli ammorsamenti, l'uso di architravi rigidi e la realizzazione di un comportamento scatolare tramite catene e cerchiature sono caratteristiche raramente presenti nell'edilizia storica minore. Pertanto, è necessario intervenire con misure e opere che garantiscano adeguati livelli di sicurezza per le persone che vivono in queste strutture.

Anche le strutture monumentali possono presentare elementi di debolezza a causa dei danni subiti nel tempo. I terremoti storici, ad esempio, hanno alterato il comportamento strutturale di molti edifici, causando lesioni nelle murature che non sono mai state completamente riparate. La scarsa regolarizzazione dei blocchi lapidei e i ridotti collegamenti tra i paramenti murari sono tra i problemi più comuni che rendono vulnerabili molti edifici storici.

Inoltre, le strutture in muratura sono soggette a vari processi di invecchiamento e degrado che possono compromettere la loro integrità strutturale. Tra le principali criticità si annoverano:

1. Fessurazioni e crepe: causate da sollecitazioni meccaniche, variazioni termiche e fenomeni di ritiro. Le fessurazioni possono compromettere la capacità portante delle strutture e facilitare l'ingresso di agenti aggressivi.
2. Degrado chimico: l'esposizione ad ambienti aggressivi, come quelli salini o alcalini, può portare alla corrosione delle armature e alla degradazione del calcestruzzo. Ad esempio, l'anidride carbonica e i solfati possono penetrare nel calcestruzzo, causando la corrosione delle barre d'acciaio e la formazione di prodotti di corrosione che aumentano di volume, provocando ulteriori fessurazioni.
3. Umidità: l'infiltrazione d'acqua può causare danni significativi, inclusa la formazione di efflorescenze e la riduzione della resistenza meccanica. L'umidità può anche favorire la crescita di microrganismi che possono ulteriormente deteriorare i materiali.
4. Cicli di gelo-disgelo: questi cicli possono provocare la formazione di microfessure e il distacco di parti superficiali. L'acqua che penetra nelle fessure può congelare e espandersi, aumentando le dimensioni delle fessure e accelerando il degrado.

## **2. Impiego dei materiali compositi per il consolidamento delle Strutture in Muratura**

Oltre alle tecniche tradizionali, l'uso dei materiali compositi negli edifici in muratura rappresenta oggi un promettente campo per il consolidamento e il miglioramento sismico. Questi materiali, grazie alle loro eccellenti caratteristiche di resistenza a trazione, permettono di risolvere facilmente situazioni precarie sia nelle strutture verticali che in quelle orizzontali. A differenza degli interventi con materiali tradizionali, i materiali compositi sono meno invasivi e consentono di mantenere quasi inalterate le dimensioni degli elementi esistenti.

I materiali compositi si sono dimostrati efficaci in molte applicazioni e uno dei primi campi di applicazione di questi materiali, ormai da alcuni decenni, è stato il consolidamento e il miglioramento sismico delle strutture voltate. Spesso, a causa di cedimenti delle fondazioni, terremoti o progetti strutturali inadeguati, le volte subiscono deformazioni che

ne compromettono la capacità di resistenza. La deformazione sposta la curva delle pressioni fuori dall'arco, creando punti di “cernierizzazione” pericolosi per la stabilità della volta.

In passato, la tecnica più comune per risolvere questi problemi era la realizzazione di una cappa armata. Tuttavia, le problematiche di compatibilità igrometrica e la scarsa compatibilità dei materiali utilizzati (come il cemento) hanno portato allo sviluppo di interventi con materiali compositi, che offrono soluzioni più compatibili e durature.

I materiali compositi, come FRP (Fiber Reinforced Polymers), FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix) e CRM (Composite Reinforced Mortar), sono sempre più utilizzati per il consolidamento strutturale grazie alle loro eccellenti proprietà meccaniche e alla loro leggerezza. Negli ultimi anni si è inoltre prestata particolare attenzione anche all'aspetto tutt'altro che secondario, della loro capacità di resistenza alle aggressioni nel tempo e di conseguenza alla stabilità delle loro caratteristiche meccaniche per lunghi periodi di esercizio.

## 2.1 *Analisi dei materiali compositi in base alla loro durabilità*

I recenti sviluppi in ambito di ricerca scientifica su questi materiali hanno dimostrato che anche questi possono subire un decadimento delle resistenze in funzione dell'aggressività dell'ambiente in cui trovano applicazione e in particolare in laboratorio sono stati ricreati dei protocolli di prova standardizzati che simulano con degli ambienti particolarmente aggressivi, delle particolari situazioni di condizionamento. Di seguito si riportano alcune considerazioni di carattere bibliografico in merito alla conoscenza della durabilità dei sistemi compositi testati e sperimentati in numerose ricerche scientifiche.

### 2.1.1 FRP (Fiber Reinforced Polymers)

- Fibra di vetro (GFRP): Sensibile all'umidità e agli ambienti alcalini, può subire una riduzione delle proprietà meccaniche nel tempo. Le analisi hanno mostrato una leggera permeabilità all'acqua delle resine, ma la stabilità delle fibre e l'adesione al supporto sono rimaste intatte.
- Fibra di carbonio (CFRP): Offre una buona resistenza chimica, ma può essere influenzata da ambienti salini. Le prove di pull-off hanno dimostrato l'efficacia e la durabilità del rinforzo, con valori di adesione comparabili a quelli iniziali.
- Fibra di basalto (BFRP): Resistente agli ambienti alcalini e salini, ma può essere soggetta a degrado in presenza di umidità. Le analisi hanno confermato la durabilità del rinforzo, nonostante l'assenza di monitoraggio e manutenzione.

### 2.1.2 FRP (Fiber Reinforced Polymers)

Questi sistemi combinano fibre (vetro, carbonio, basalto) con matrici cementizie, offrendo una buona resistenza agli ambienti aggressivi. Tuttavia, l'umidità può influenzare la durabilità delle fibre. Ad esempio, i sistemi FRCM composti da strisce di fibra di acciaio inox e malte a base di calce hanno dimostrato una resistenza eccezionale in ambienti aggressivi.

## 2.1.3 CRM (Composite Reinforced Mortar)

Utilizzano malte a base di calce o cemento rinforzate con fibre, offrendo una buona compatibilità con le strutture storiche. Anche in questo caso, l'umidità e gli ambienti salini possono influenzare le prestazioni, oltre agli ambienti alcalini, naturalmente prodotti dalle malte.

## 3. Casi Studio di Verifica della Durabilità nel Tempo degli Interventi

### 3.1 San Biagio di Frassineto (AR)

La Chiesa di San Biagio a Frassineto, costruita nella prima metà dell'Ottocento, presenta una pianta a croce latina con transetto. La navata unica e il transetto sono coperti da volte a botte in laterizio. All'incrocio tra navata e transetto si trova un tamburo con una cupola sferica ribassata, di circa 8 metri di diametro, anch'essa in laterizio, rinforzata alla base da quattro costoloni.

Negli anni '70 e '80, la cupola ha subito deformazioni e lesioni a causa dei movimenti delle masse murarie del transetto, portando a una lesione orizzontale che ha compromesso la stabilità della struttura. Per risolvere il problema, è stato eseguito un intervento di recupero parziale della forma originaria della cupola, utilizzando materiali compositi come fibra di vetro e resine epossidiche.

Intervento: Nel 1984, la cupola in muratura della chiesa di San Biagio di Frassineto ad Arezzo è stata consolidata utilizzando GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). Questo intervento è stato uno dei primi esempi di utilizzo di materiali compositi per il consolidamento strutturale di edifici storici.



**Figura 1.** Intervento di rinforzo con GFRP della cupola della chiesa di S. Biagio di Frassineto (AR) eseguito nel 1984.

Verifica: Dopo 20 anni, nel 2004, è stata condotta un'indagine per valutare la durabilità dell'intervento. La ricerca è stata divisa in due fasi:

1. **Analisi in situ:** Sono stati eseguiti test di pull-off, analisi ultrasoniche e misurazioni igrometriche, insieme ad analisi chimiche dei materiali prelevati. Questi test hanno permesso di valutare la durata degli interventi a distanza di 20 anni.
2. **Attività sperimentale:** Sono stati eseguiti test per verificare l'effetto di stress termici e igrometrici su diverse combinazioni di supporti e compositi, inclusi cicli di gelo-disgelo e effetti di temporali.

A distanza di 20 anni, sono state effettuate verifiche sui materiali compositi, che hanno mostrato un leggero aumento della permeabilità all'acqua delle resine, ma senza compromettere la loro durata. Le analisi hanno confermato la stabilità dei materiali e il mantenimento del legame adesivo con il supporto, nonostante alcuni distacchi dovuti a difetti esecutivi originari.

Le analisi termo-igrometriche hanno evidenziato la stabilità dei valori di umidità nel laterizio e nella resina, con l'assenza di viraggi cromatici nelle pitture sottostanti. Tuttavia, in alcune zone con presenza di guano di piccioni, sono stati rilevati valori di umidità più alti, legati a composti formati a seguito della deposizione del guano, ma senza fenomeni di degrado dei materiali.

### 3.2 *Cattedrale di San Feliciano a Foligno (PG)*

**Intervento:** Nel 1998, la Cattedrale di S. Feliciano a Foligno è stata rinforzata con nastri in fibra di carbonio (CFRP) forniti da Kimia. Questo intervento è stato eseguito dopo il terremoto che ha colpito le regioni di Umbria e Marche nel 1997.

**Verifica:** Nel 2021, 23 anni dopo l'intervento, è stata condotta una campagna di indagini per verificare lo stato di conservazione del rinforzo. Sono stati eseguiti 30 test di pull-off sui tessuti in carbonio applicati all'estradosso delle volte. I test hanno dimostrato l'efficacia e la durabilità del rinforzo, con valori di adesione comparabili a quelli iniziali. Le analisi hanno confermato che l'intervento ha mantenuto le sue proprietà meccaniche nonostante l'assenza di monitoraggio e manutenzione.

Le prove di pull-off hanno mostrato che i materiali compositi hanno mantenuto una buona adesione al supporto, con rotture che si sono verificate principalmente nel substrato e nella malta sottostante.

I materiali compositi hanno dimostrato una notevole resistenza nel tempo, nonostante l'assenza di monitoraggio e manutenzione programmata. L'invecchiamento naturale dei materiali e la presenza di sostanze organiche come il guano di volatili non hanno compromesso significativamente le prestazioni dei compositi.

L'indagine ha confermato l'efficacia e la durabilità dei sistemi compositi FRP (Fiber Reinforced Polymer) utilizzati per il consolidamento strutturale. I risultati suggeriscono che, per incrementare ulteriormente la resistenza al degrado, qualora fosse stata riscontrata una diminuzione della resistenza, è possibile applicare ulteriori strati di rinforzo che consentano inoltre di proteggere i tessuti in carbonio già installati in precedenza dagli agenti aggressivi.



**Figura 2.** La Cattedrale di San Feliciano di Foligno (PG) a sinistra e l'intervento sull'estradosso delle volte a destra.



**Figura 3.** Il campo prove per verificare l'efficacia degli interventi dopo vent'anni dall'applicazione avvenuta post sisma '97.

### 3.3 Santuario di Rivotorto di Assisi (PG)

Intervento: Nel 1984, il Santuario di Rivotorto di Assisi è stato consolidato utilizzando GFRP. Questo intervento è stato eseguito dopo che il santuario era stato danneggiato da violenti terremoti che avevano causato gravi problemi strutturali. Il Santuario, 13 anni dopo l'intervento, resistette al violento terremoto Umbria-Marche del 1997 che colpì gravemente la città di Assisi. Il Santuario di Rivotorto rappresenta una testimonianza di un tipico edificio storico religioso soggetto a un terremoto disastroso che grazie all'impiego dei compositi ha resistito all'azione sismica. Una testimonianza importante, rafforzata oggi, a quarant'anni di distanza dall'intervento di consolidamento, dai risultati delle indagini eseguite in collaborazione con l'Università degli Studi di Perugia.

Verifica: Le prove di pull-off eseguite sui rinforzi in GFRP hanno dimostrato l'efficacia e la durabilità del rinforzo. I test hanno mostrato che i materiali compositi hanno mantenuto le loro proprietà meccaniche nel tempo, anche in presenza di condizioni ambientali variabili

L'indagine ha confermato che l'applicazione del rinforzo non ha subito monitoraggio o manutenzione nel corso degli anni, ma ha comunque mantenuto la sua efficacia.



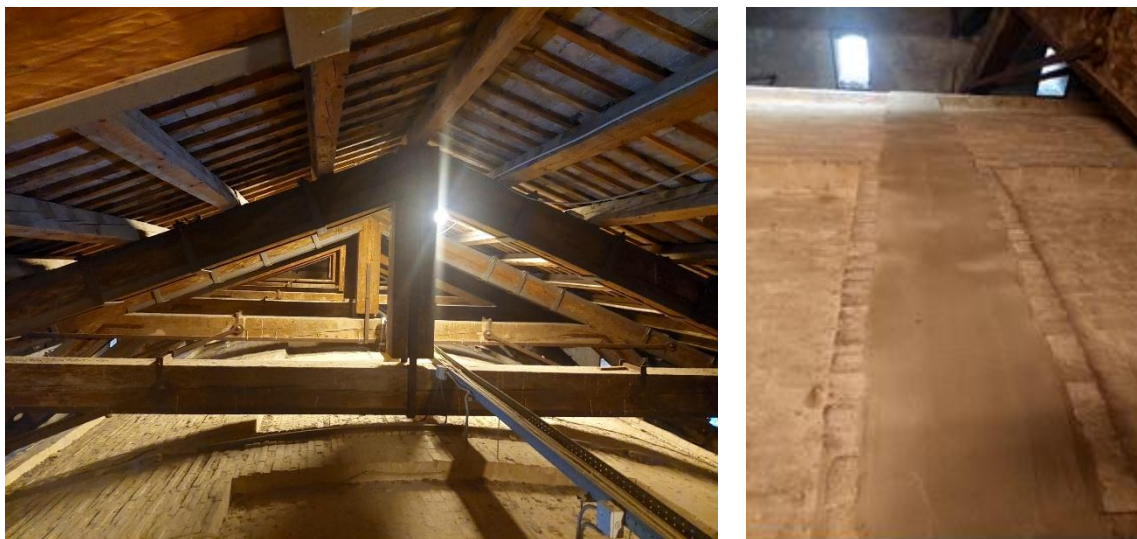
**Figura 4.** Il campo prove per verificare l'efficacia degli interventi sul Santuario di Rivotorto dopo quaranta anni dall'applicazione avvenuta nel 1984.

#### 4. Combinazione di interventi ad elevata durabilità e sistemi integrati di monitoraggio

La Basilica di Santa Maria degli Angeli, situata a circa 4 chilometri dal centro di Assisi, è un monumento di grande importanza storica e religiosa. Costruita tra il 1565 e il 1685 su progetto di Galeazzo Alessi, la basilica ospita al suo interno la Porziuncola, una piccola chiesa concessa in uso a San Francesco e ai suoi primi compagni dai Benedettini. La basilica è caratterizzata da una struttura semplice e rigorosa, conforme all'ideale francescano di povertà. Dopo i terremoti che hanno colpito l'Umbria nel 1832, la basilica ha subito gravi danni ed è stata oggetto di un lungo restauro diretto dall'architetto Luigi Poletti, riaperta al culto nel 1840. La facciata è stata successivamente rielaborata da Cesare Bazzani e inaugurata nel 1930.

A seguito degli eventi sismici del 2016, è stato necessario un intervento di miglioramento sismico e rinforzo strutturale della basilica. L'intervento presso la Basilica di Santa Maria degli Angeli ha previsto l'uso di sistemi di rinforzo ad elevata durabilità, come SRG (Steel Reinforced Grout) con fasce di trefoli in acciaio inox e malta a base di calce. Questo sistema è stato applicato alle volte e alla cupola, garantendo una resistenza eccezionale in ambienti aggressivi. I rinforzi sono stati integrati con un sistema di monitoraggio strutturale basato su sensori a fibra ottica, che permette una gestione remota e continua delle condizioni strutturali.

Nel dettaglio, per il consolidamento delle volte della facciata è stato previsto l'impiego del sistema CRM composto da reti in fibra di vetro alcali resistente e malta a base di calce M15 e del sistema di tipo FRCM composto da tessuti con trefoli in acciaio inossidabile e malta a base di calce M15.

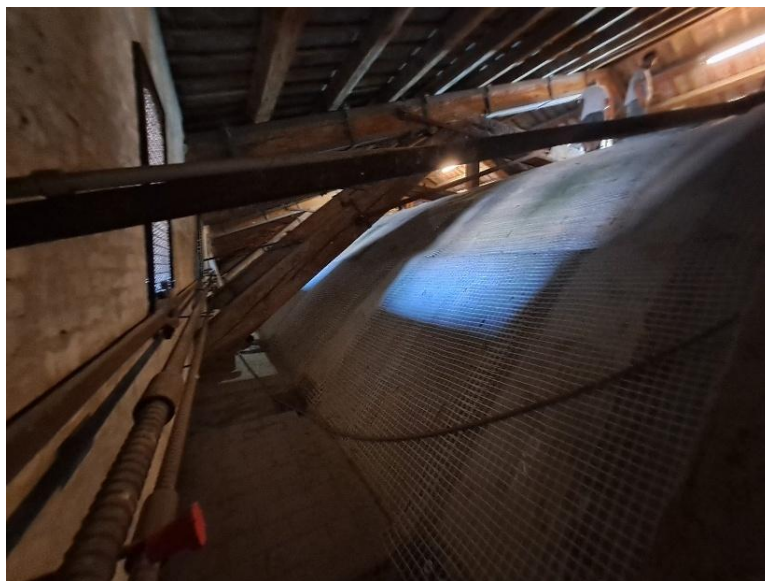


**Figura 5.** Intervento di rinforzo con SRG della volta della navata principale della Basilica di Santa Maria degli Angeli di Assisi (PG).

Il sistema CRM è stato scelto per realizzare uno spessore di malta di ricoprimento per le fasciature con una rete di armatura in grado di garantire l'uniformità della distribuzione delle deformazioni sulla superficie estradossale della volta. La malta a base di calce, oltre a garantire adeguate resistenze meccaniche, mantiene inalterati i livelli di traspirabilità del supporto e la rete in vetro, esente da corrosione, garantisce un'elevata durabilità contro le aggressioni alcaline e saline. La malta è stata applicata meccanicamente, tramite intonacatrice, sulle superfici su cui è stata posizionata la rete, opportunamente distanziata.

Il tessuto in acciaio inox è stato scelto invece, oltre che per la propria compatibilità con i supporti murari, per la sua durabilità testata. Il sistema, infatti, nell'ambito dei processi di accertamento della durabilità previsti dai protocolli certificativi, è stato sottoposto nei laboratori dell'Università Roma TRE a prove di condizionamento in ambiente umido, salino e alcalino e a cicli di gelo e disgelo. Le prove hanno avuto una durata complessiva pari a 5000 ore, superiori rispetto alle 3000 ore previste dalle normative. Il risultato finale, nonostante l'ulteriore periodo di condizionamento, ha dimostrato che il tasso di degrado è prossimo a zero. Tale condizione, in aggiunta alla sua compatibilità con le murature e ad altri vantaggi quali la bassa invasività, gli spessori di malta ridotti necessari, la traspirabilità del sistema e la facilità di posa, rendono il sistema SRG impiegato, estremamente idoneo per il consolidamento strutturale dei beni storici e vincolati.

Il sistema è stato applicato sull'estradosso delle volte, realizzando piste di malta a base di calce sul quale sono state appoggiati 4 rotoli di tessuto in acciaio inox di larghezza 10 cm srotolati progressivamente per poter gestire al meglio l'applicazione del tessuto e in modo da poter inglobare correttamente le fasce nella malta. Il fissaggio alle estremità del rinforzo è stato realizzato eseguendo dei getti di solidarizzazione per impedire lo sfilamento dei tessuti.



**Figura 6.** Intervento di rinforzo con CRM della volta della navata principale della Basilica di Santa Maria degli Angeli di Assisi (PG).

Sulla cupola invece il sistema SRG è stato applicato realizzando delle cerchiature esterne su vari livelli. Inoltre, sulla cupola, è stato installato un sistema di monitoraggio integrato con sensori a fibra ottica. I sensori sono collegati alla dorsale in fibra ottica e al sistema di acquisizione, disposto in un luogo accessibile e protetto.

Il supporto all'ancoraggio dei sensori è costituito da una maglia in fibra di vetro, posizionata e incollata parallelamente ai cordoli armati. I sensori sono ancorati chimicamente al supporto e collegati alla dorsale tramite un box di connessione. Il sistema di acquisizione è dotato di un'unità di acquisizione, un PC industriale e un UPS. La messa in opera del sistema è stata definita per essere pienamente compatibile con le tecniche di lavorazione già utilizzate dalle maestranze per la realizzazione dei cordoli armati.



**Figura 7.** Intervento di rinforzo con SRG della cupola con sistema di monitoraggio integrato mediante fibra ottica.

## 5. Conclusioni

La durabilità dei materiali compositi per il consolidamento strutturale è un tema di grande rilevanza, soprattutto per la conservazione dei beni storici. Gli studi e i casi pratici dimostrano che, nonostante le sfide ambientali, i materiali compositi possono offrire soluzioni efficaci e durature. Tuttavia, è essenziale implementare sistemi di monitoraggio per garantire la sicurezza e la conservazione a lungo termine delle strutture. L'uso di tecnologie avanzate per il monitoraggio e il consolidamento strutturale rappresenta una prospettiva estremamente vantaggiosa per la gestione sostenibile del patrimonio edilizio e infrastrutturale.

L'intervento presso la Basilica di Santa Maria degli Angeli rappresenta un esempio significativo di come le tecnologie avanzate per il rinforzo strutturale e il monitoraggio possano essere utilizzate per preservare e proteggere il patrimonio storico. L'uso di materiali compositi ad elevata durabilità e di sistemi di monitoraggio integrati garantisce non solo la sicurezza delle strutture, ma anche la loro conservazione a lungo termine.

## Impermeabilizzazione intrinseca e autoriparazione: il ruolo dei cristallizzanti

M. Agostino<sup>a\*</sup>, L. Morgillo<sup>b,c\*</sup>

<sup>a</sup> Dottore in Scienze Geologiche – Ma Consulting assistenza tecnica e consulenza del calcestruzzo

<sup>b</sup> Dottore in Scienze e Tecnologie della Chimica Industriale - Università degli Studi di Napoli Parthenope – Dip. di Ingegneria

<sup>c</sup> Istituto per le Tecnologie della Costruzione (ITC-CNR) – Sede di San Giuliano Milanese

\* Corresponding author <sup>a</sup>: [consulenze@maurizioagostino.it](mailto:consulenze@maurizioagostino.it)

\* Corresponding author <sup>b,c</sup>: [luigi.morgillo001@studenti.uniparthenope.it](mailto:luigi.morgillo001@studenti.uniparthenope.it), [luigi.morgillo@itc.cnr.it](mailto:luigi.morgillo@itc.cnr.it)

**Abstract:** Il lavoro illustra il trattamento cristallizzante applicato al calcestruzzo di una vasca di compostaggio per lo smaltimento di rifiuti organici, avente come scopo la sua protezione chimica e impermeabile. I prodotti organici in decomposizione contenuti in essa innalzano la propria temperatura e generano un attacco chimico fortemente aggressivo con distruzione del calcestruzzo armato. La manutenzione consiste nel rifacimento periodico del calcestruzzo e dell'armatura. Dopo l'ennesimo rifacimento, per allungare la vita utile dell'opera è stato applicato una boiaccia cristallizzante in modalità di coating. *Contite Seal ACCI* è una malta cristallizzante in polvere con inibitore di corrosione che, miscelata con acqua, genera una boiaccia. Applicata sul calcestruzzo innesca una reazione chimica di cristallizzazione della matrice cementizia, che attraversa l'intera sezione del manufatto rendendolo totalmente impermeabile e chimicamente inattaccabile in un range di pH compreso fra pH 2 e pH 12 per contatto costante e fra pH 3 e pH 13 per contatto saltuario. La presenza dello strato di boiaccia è necessaria fino al completamento della reazione chimica (circa venti giorni) periodo oltre il quale, la sua rimozione, non compromette le caratteristiche impermeabili e di protezione chimica ottenute. Sul fondo vasca l'applicazione è avvenuta a spolvero (metodo *dry-shake*) dopo il getto. L'autoriparazione spontanea di fessure fino a 0,4 mm. di ampiezza, detta "*self-healing*", ha garantito la sigillatura di quadri fessurativi. La caratteristica "*air-curing*" del prodotto, elimina le operazioni postume di *curing*, poiché per la maturazione della boiaccia è sufficiente la sola umidità presente nell'aria.

**Keywords:** concrete; calcestruzzo; impermeabilità; waterproofing; protezione chimica; chemical protection; chimica; chemistry; cristallizzazione; self-healing

## 1. Introduzione

Montello Spa è una società convertita dal settore siderurgico a quello della Green Economy, attualmente specializzata nell'attività di recupero e riciclo dei rifiuti d'imballaggi in plastica e post consumo, nonché dei rifiuti organici provenienti dalla raccolta differenziata, con produzione finale di biogas e fertilizzanti. Il rifiuto organico FORSU viene raccolto in vasche di accumulo in calcestruzzo armato, aventi dimensioni di circa 12x12 metri e altezza di 9 metri. Il materiale organico staziona all'interno della vasca prima di essere introdotto all'interno di strutture chiuse mantenute in depressione.

Il processo di decomposizione organica genera, all'interno dell'accumulo, un aumento di temperatura (fino a 70°C) e un percolato caldo acido, fortemente aggressivo. Il calcestruzzo armato delle pareti e del fondo vasca subisce un attacco chimico così importante, da richiedere una ricostruzione periodica, approssimativamente quinquennale, causa la distruzione del copriferro e della parte più esterna dell'armatura.

## 2. Principi chimici nella tecnologia dei cristallizzanti

Le infrastrutture moderne devono garantire una vita utile molto più lunga rispetto al passato, in un contesto in cui i costi di manutenzione e le esigenze di sostenibilità rendono fondamentale ridurre gli interventi di riparazione. Tuttavia, il calcestruzzo rimane un materiale poroso e vulnerabile: l'acqua, i sali disciolti e gli agenti chimici presenti nell'ambiente rappresentano i principali fattori di degrado. Le conseguenze di tali fenomeni sono note: corrosione delle armature in ponti e viadotti, perdita di prestazioni meccaniche negli edifici, infiltrazioni in gallerie, vasche e fondazioni.

Tradizionalmente, per contrastare queste criticità, si è fatto ricorso a membrane impermeabilizzanti o additivi idrofobizzanti. Questi sistemi, pur efficaci, presentano limiti intrinseci: le membrane proteggono solo la superficie e possono danneggiarsi con il tempo o a causa di movimenti strutturali; gli additivi idrofobizzanti rendono il materiale repellente all'acqua, ma non ne modificano la porosità interna. In entrambi i casi, la protezione offerta non è sempre durevole nel lungo periodo.

In questo scenario si colloca lo sviluppo degli additivi cristallizzanti, una tecnologia innovativa che ha suscitato crescente interesse a livello internazionale. Questi additivi, sotto forma di polveri o sospensioni, possono essere introdotti direttamente nell'impasto di calcestruzzo fresco oppure applicati come boiaccia su malte e superfici già indurite. La loro peculiarità consiste nella capacità di reagire con i prodotti di idratazione del cemento, in particolare con l'idrossido di calcio, innescando la formazione di cristalli insolubili. Questi cristalli si sviluppano progressivamente all'interno della matrice cementizia, andando a occludere i pori capillari e le microfessure.

Il risultato non è la creazione di una barriera superficiale, bensì un processo di impermeabilizzazione intrinseco, che nasce dall'interno del materiale stesso. A differenza delle soluzioni tradizionali, i cristallizzanti mantengono nel tempo la capacità di reagire in presenza di nuova umidità: ogni volta che l'acqua penetra nel calcestruzzo, essa riattiva gli additivi ancora disponibili, alimentando la crescita cristallina.

Questo meccanismo spiega il fenomeno di auto-riparazione (self-healing), grazie al quale microfessure fino a 0,4–0,5 mm possono richiudersi spontaneamente.

L'efficacia dei cristallizzanti non si limita però alla sola impermeabilizzazione. Riducendo in maniera significativa la penetrazione di cloruri, solfati e anidride carbonica, essi contribuiscono a proteggere le armature dalla corrosione, che rappresenta una delle cause principali di degrado del calcestruzzo armato. Inoltre, la densificazione della microstruttura riduce la porosità complessiva, migliorando le prestazioni meccaniche e la resistenza chimica del materiale. Ciò si traduce in un allungamento della vita utile delle strutture, con benefici sia economici sia ambientali, poiché una maggiore durabilità implica minore consumo di risorse per riparazioni o ricostruzioni.

Per queste ragioni, gli additivi cristallizzanti trovano oggi applicazione in una gamma sempre più ampia di contesti: grandi opere infrastrutturali come dighe, gallerie e ponti, impianti idrici e serbatoi soggetti a forti pressioni idrostatiche, ma anche interventi di riqualificazione edilizia, dove occorre garantire impermeabilità e protezione a lungo termine. Il loro utilizzo risponde così alle esigenze dell'edilizia contemporanea, sempre più orientata verso soluzioni sostenibili, durevoli e capaci di autoripararsi, trasformando il calcestruzzo da materiale vulnerabile a vero e proprio protagonista di una nuova generazione di costruzioni resilienti.

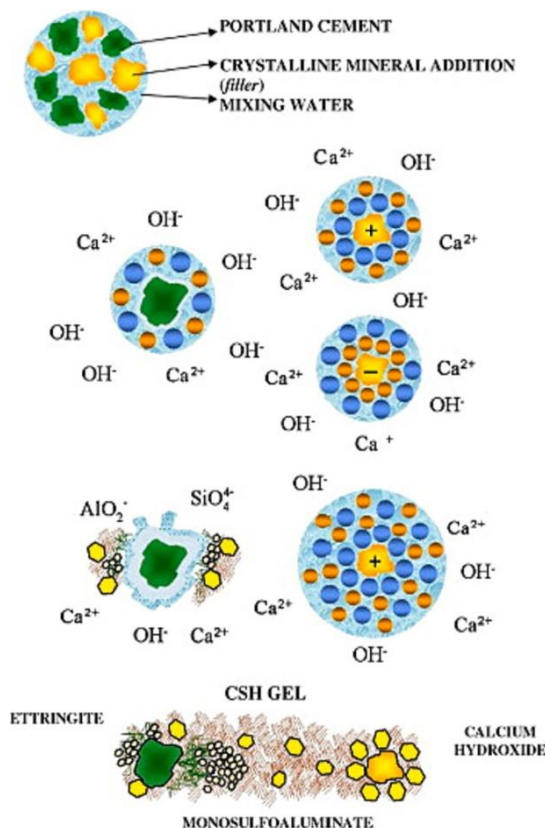
## 2.1 Proprietà degli additivi cristallizzanti

Le conoscenze attuali sugli additivi cristallizzanti (CA – Crystalline Admixtures) derivano da una crescente produzione scientifica, recentemente riassunta nella review di Ammar et al. (2024) [1], che ha raccolto e confrontato i principali risultati sperimentali e applicativi disponibili in letteratura. Gli additivi cristallizzanti possono essere definiti in modo semplice come composti chimici capaci di reagire con i prodotti di idratazione del cemento, generando strutture cristalline insolubili che si sviluppano all'interno della matrice cementizia. L'effetto diretto di questo processo è la chiusura dei pori capillari e delle microfessure, con conseguente riduzione della permeabilità e miglioramento della durabilità complessiva.

Dal punto di vista compositivo, i CA sono generalmente costituiti da una base di cemento Portland ordinario, sabbia quarzifera finemente macinata e una serie di sostanze attive proprietarie, la cui natura esatta è spesso coperta da segreto industriale. Le analisi sperimentali hanno tuttavia mostrato che tali additivi contengono proporzioni variabili di ossidi come  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{MgO}$ . In particolare, il contenuto relativamente più alto di  $\text{Na}_2\text{O}$  rispetto al cemento comune contribuisce ad aumentare l'alcalinità della soluzione interstiziale, accelerando i processi di cristallizzazione alcali-silicatica e favorendo la carbonatazione espansiva di alcuni prodotti di idratazione. Questo comportamento si traduce in una maggiore capacità di ostruire i percorsi capillari e di limitare la migrazione di specie aggressive come cloruri e solfati, fenomeno di grande rilevanza nelle strutture esposte ad ambienti marini o a sali disgelanti.

Il meccanismo di funzionamento si attiva quando gli additivi vengono a contatto con l'umidità: le sostanze attive migrano all'interno della matrice cementizia per gradiente di concentrazione e incontrano zone ricche di portlandite ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), un sottoprodotto solubile e relativamente debole dell'idratazione del clinker.

Qui reagiscono con gli ioni  $\text{Ca}^{2+}$ , formando inizialmente complessi solubili e instabili che, in presenza di specie più stabili come  $\text{SiO}_3^{2-}$ ,  $\text{AlO}_2^-$  o  $\text{CO}_3^{2-}$ , precipitano sotto forma di composti cristallini insolubili e duraturi, tra cui C–S–H (silicato di calcio idrato) secondario, C–A–S–H (silicato alluminato di calcio idrato), carbonati e, in alcuni casi, ettringite compatta. La formazione progressiva di cristalli aghiformi e lamellari riempie i vuoti capillari e le microfessure, contribuendo a una vera e propria impermeabilizzazione intrinseca.



**Figura 1.** Reazione di ricristallizzazione indotta da CA.

Una proprietà fondamentale dei CA è la loro capacità di riattivarsi nel tempo: gli additivi non ancora reagiti rimangono “dormienti” all’interno della matrice e si riattivano quando nuova acqua penetra nel calcestruzzo. Questo garantisce un comportamento di autoriparazione (self-healing), grazie al quale fessure di ampiezza fino a 0,3–0,4 mm possono essere sigillate anche a distanza di anni, mentre il calcestruzzo ordinario riesce a richiudere in autonomia solo fessure di pochi decimi di millimetro (30–100  $\mu\text{m}$ ). Studi come quello di Antón et al. (2024) [2] hanno evidenziato come la crescita continua dei cristalli migliori non solo l’impermeabilità, ma anche la resistenza a compressione, con incrementi dell’ordine del 6% rispetto ai campioni di controllo.

Le proprietà dei CA non si esauriscono alla riduzione della permeabilità. Wang et al. (2018) [3] hanno osservato che la precipitazione di carbonato di calcio (calcite o aragonite) nelle fessure contribuisce a un sigillo più stabile, mentre Escoffres et al. (2018) [4] hanno dimostrato che in calcestruzzi fibrorinforzati gli additivi cristallizzanti favoriscono la formazione di aragonite, che si sviluppa più lentamente ma offre un riempimento duraturo, specialmente in combinazione con fibre che distribuiscono fessure più sottili e diffuse.

Pazderka & Hájková (2016) [5] hanno invece studiato la permeabilità al vapore, rilevando una sua reale riduzione, senza compromessi significativi sulla resistenza meccanica a lungo termine, seppur con un lieve ritardo nei tempi di presa iniziali.

Un ulteriore contributo arriva dagli studi di Hermawan et al. (2024) [6], i quali hanno sottolineato come la densificazione della matrice e la continua crescita di cristalli di C–S–H e CaCO<sub>3</sub> siano i veri fattori alla base della capacità di guarigione autogena e della protezione durevole delle armature. L'azione sinergica di questi meccanismi riduce la diffusione degli agenti aggressivi, mantiene elevato il pH interno e ostacola la corrosione delle barre di acciaio, allungando così la vita utile delle strutture.

In sintesi, le proprietà degli additivi cristallizzanti si fondano su alcuni principi distintivi: reattività mirata, capacità di migrazione, formazione progressiva e duratura di cristalli insolubili, riattivabilità in presenza d'acqua e compatibilità intrinseca con la matrice cementizia. Questi aspetti li rendono strumenti estremamente efficaci per incrementare impermeabilità, resistenza meccanica e durabilità a lungo termine del calcestruzzo, confermandone il ruolo centrale nelle strategie moderne per la protezione e la resilienza delle infrastrutture.

### 2.1.1 Meccanismo d'azione degli additivi cristallizzanti

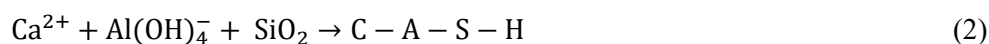
Il principio di funzionamento degli additivi cristallizzanti si basa sulla loro capacità di attivare reazioni chimiche all'interno della matrice cementizia, sfruttando i sottoprodotti dell'idratazione del cemento. Quando il clinker si idrata, infatti, si formano due prodotti fondamentali: il C–S–H (silicato di calcio idrato), principale responsabile della resistenza meccanica, e la portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub>), cristallina, solubile e relativamente debole. Proprio la portlandite rappresenta il principale “bersaglio” dei cristallizzanti, poiché la sua trasformazione in composti più stabili e insolubili è la chiave della tecnologia [7].

Gli additivi contengono tipicamente silice amorfa o precursori solubili come i silicati alcalini (Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>, K<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>). Questi ultimi, grazie alla loro elevata solubilità, rilasciano rapidamente ioni silicato (SiO<sub>3</sub><sup>2-</sup>), che reagiscono con la portlandite secondo la classica reazione pozzolanica:



Il risultato è la formazione di nuovi C–S–H secondari, più compatti e con struttura cristallina aghiforme, che progressivamente crescono nei pori capillari e nelle microfessure del calcestruzzo. Questa crescita non solo riduce la permeabilità, ma contribuisce a una vera e propria densificazione della microstruttura, trasformando un materiale poroso in una matrice più solida e resistente agli agenti aggressivi.

Accanto alla silice, gli additivi contengono anche alluminosilicati, che svolgono una funzione complementare. In presenza di ioni Ca<sup>2+</sup> e OH<sup>-</sup>, essi reagiscono secondo il meccanismo:

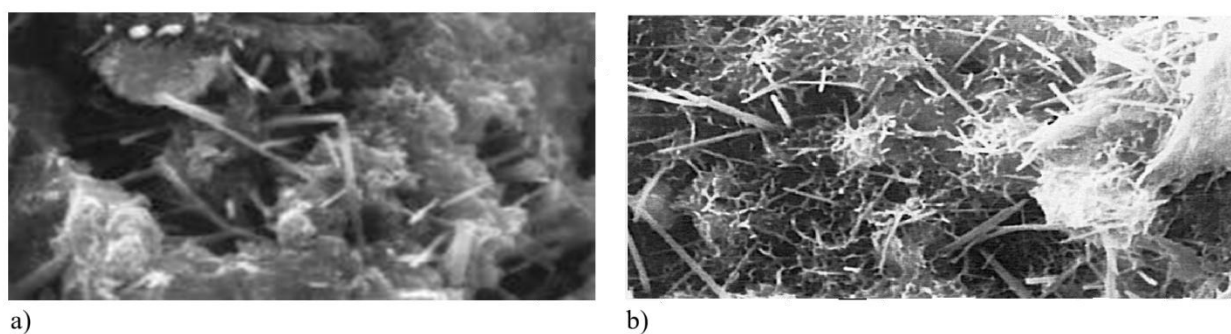


Il C–A–S–H (silicato alluminato di calcio idrato) è una fase idrata più stabile rispetto al C–S–H puro e presenta una maggiore resistenza all’attacco di solfati e cloruri. In ambienti ricchi di solfati, inoltre, gli alluminati possono dare origine a ettringite compatta.

La review di Lin et al. (2023) [8] conferma che i meccanismi di autoriparazione nei calcestruzzi con CA non dipendono da un’unica reazione, ma dal concorso di più processi: carbonatazione, formazione di C–S–H secondario, fasi alluminatiche (carboalluminati, monosolfato), fino alla ricristallizzazione di sali come Friedel’s salt (fase cristallina che si forma quando gli alluminati del cemento reagiscono con cloruri in ambiente alcalino). Queste trasformazioni permettono di raggiungere tassi di chiusura delle microfessure anche superiori al 90% per crack sottili (<0,2 mm), soprattutto in cicli umido/secco che favoriscono la dissoluzione e la riprecipitazione dei composti.

Dal punto di vista microstrutturale, i CA producono una matrice più densa e meno porosa, riducendo sorptività e permeabilità fino al 30–45% e limitando la diffusione di cloruri fino al 25%. Questa riduzione della connettività capillare si traduce in una maggiore protezione delle armature dalla corrosione, uno dei principali meccanismi di degrado delle strutture in calcestruzzo armato. In alcuni casi, la resistenza a compressione aumenta fino a circa +12% rispetto ai campioni di controllo, senza comprometterne le altre proprietà meccaniche.

Un aspetto peculiare dei cristallizzanti è la loro longevità reattiva: gli additivi non consumati restano inattivi fino al successivo ingresso di acqua, quando vengono riattivati. Questa proprietà garantisce un’azione prolungata nel tempo e spiega perché il calcestruzzo trattato conservi capacità di auto-riparazione anche anni dopo la messa in opera. In sostanza, l’acqua – solitamente considerata il principale agente di degrado – diventa qui l’elemento che attiva la protezione del materiale.



**Figura 2.** Crescita di cristalli nel calcestruzzo dopo l'applicazione a 7 giorni (a); crescita cristallina completamente sviluppata a 28 giorni nei tratti capillari del calcestruzzo che blocca il flusso dell'acqua (b) [9].

La chimica dei cristallizzanti ruota attorno a un meccanismo semplice ma potente: la silice è il motore principale della cristallizzazione, mentre gli alluminati agiscono come co-attivatori, stabilizzando le nuove fasi idrate e aumentando la resistenza agli attacchi chimici. La sinergia di queste reazioni spiega perché, anche se negli spettri XRF la frazione attiva possa sembrare marginale rispetto al contenuto totale di CaO o filler, l’effetto pratico sul calcestruzzo sia straordinariamente significativo in termini di impermeabilità, durabilità e capacità autoriparante. In tabella sono riportati alcuni esempi di miscele di additivi cristallizzanti.

È proprio questa combinazione di semplicità ed efficacia a rendere i cristallizzanti una delle soluzioni più promettenti per migliorare la resilienza delle infrastrutture in calcestruzzo.

**Tabella 1.** Esempi di composizione chimica di additivi cristallizzanti.

Ossidi	CA [10]	CA [11]	CA [12]
CaO	44.0	67.72	57.5
SiO <sub>2</sub>	7.6	11.37	13.7
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1.6	3.15	2.81
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1.3	8.22	3.45
Na <sub>2</sub> O	3.3	1.01	13.1
K <sub>2</sub> O	0.3	1.17	1.02
SO <sub>3</sub>	1.5	-	3.77
MgO	1	6.02	4.13
LOI	36.9	1.34	0.46

Nota: LOI indica la perdita al fuoco.

### 2.1.2 Il ruolo della silice negli additivi cristallizzanti

La silice è l'elemento chiave che governa le reazioni alla base della tecnologia cristallizzante. Tuttavia, non tutte le forme di silice hanno lo stesso comportamento: la loro efficacia dipende fortemente dalla struttura chimica e dallo stato fisico con cui vengono introdotte nel sistema cementizio.

La sabbia silicea (quarzo), costituita da SiO<sub>2</sub> in forma cristallina ordinata, è estremamente stabile e quasi del tutto insolubile nelle condizioni alcaline tipiche del calcestruzzo. Questo significa che non partecipa alle reazioni chimiche di formazione dei cristalli, motivo per cui nei cristallizzanti viene impiegata soltanto come filler inerte o come supporto per disperdere gli ingredienti attivi. In altre parole, funge da "veicolo", ma non contribuisce direttamente ai processi di cristallizzazione.

Completamente diverso è il comportamento della silice amorfa, come quella presente nei fumi di silice, nelle ceneri volanti o nel metacaolino. In questa forma disordinata, la silice è altamente reattiva e può legarsi con la portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub>), trasformando un sottoprodotto solubile e debole in C-S-H secondari più densi e resistenti. La reazione pozzolanica che si innesca riduce la porosità e aumenta la durabilità, ponendo la silice amorfa tra i componenti fondamentali nei processi di cristallizzazione. Ancora più rilevante per i cristallizzanti è il ruolo dei silicati alcalini (Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>, K<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>), spesso indicati come "vetro solubile". Questi composti sono già solubili in acqua e liberano rapidamente ioni silicato (SiO<sub>3</sub><sup>2-</sup>), che reagiscono quasi istantaneamente con Ca<sup>2+</sup> proveniente dalla portlandite. Il risultato è la formazione immediata di C-S-H aghiforme, che cresce nei capillari e nelle microfessure sigillandoli dall'interno. È questa reazione a rendere i silicati alcalini i protagonisti chimici assoluti degli additivi cristallizzanti: senza di essi, il meccanismo di impermeabilizzazione e autoriparazione sarebbe molto meno efficace.

Infine, la nano-silice rappresenta la declinazione più avanzata di questa famiglia. Sebbene il suo impiego sia ancora limitato a calcestruzzi ad alte prestazioni (HPC e UHPC), la ricerca mostra un grande potenziale anche nell'ambito degli additivi cristallizzanti di nuova generazione.

In sintesi, tra tutte le forme di silice, quelle fondamentali per i cristallizzanti sono la silice amorfa e, soprattutto, i silicati alcalini. Sono loro i veri responsabili delle reazioni che trasformano la portlandite in prodotti cristallini insolubili, dando vita al meccanismo di impermeabilizzazione intrinseca e di autoriparazione che contraddistingue questa tecnologia. Sabbia silicea e nano-silice hanno invece ruoli più marginali o specialistici: la prima come supporto inerte, la seconda come potenziale innovazione per formulazioni future.

## 2.2 *L'innovazione dei cristallizzanti*

L'innovazione degli additivi cristallizzanti non va cercata tanto nei loro componenti di base, che in gran parte coincidono con quelli già presenti nel cemento, quanto nel modo in cui questi sono formulati e attivati. La svolta risiede soprattutto nell'introduzione mirata di sostanze attive, come silicati alcalini, alluminosilicati e attivatori, dosati in proporzioni calibrate. Questi composti, pur essendo chimicamente compatibili con il cemento, non si trovano nel clinker nelle stesse quantità né nelle stesse forme: sono loro a innescare e ad accelerare la formazione di cristalli aghiformi nei pori della matrice.

Un altro aspetto distintivo è il meccanismo di attivazione. In un calcestruzzo ordinario la portlandite rimane un sottoprodotto debole e solubile, senza un ruolo strutturale. Nei sistemi con cristallizzanti, invece, la portlandite diventa la materia prima per nuove reazioni: gli additivi la trasformano in C-S-H, C-A-S-H, carbonati e altre fasi insolubili, contribuendo a densificare la microstruttura. Si tratta di un vero e proprio "riciclo intelligente" della portlandite. A questo si affianca la capacità di autoriparazione (self-healing). In un calcestruzzo tradizionale le microfessure restano percorsi preferenziali per la penetrazione dell'acqua; con i CA, invece, gli attivi non ancora reagiti si riattivano ogni volta che l'umidità entra in contatto con la matrice, favorendo la crescita progressiva di cristalli che sigillano le fessure anche a distanza di anni.

L'approccio è quindi quello di una impermeabilizzazione intrinseca, che si contrappone alle soluzioni convenzionali come membrane o additivi idrofobizzanti, basati su barriere esterne o superficiali. Qui la microstruttura interna del calcestruzzo viene modificata, rendendo il materiale impermeabile dall'interno: l'acqua stessa, solitamente considerata il principale agente di degrado, diventa il catalizzatore della protezione.

Infine, la tecnologia si distingue per la sua efficienza a dosaggi ridotti. Gli additivi cristallizzanti vengono infatti utilizzati in percentuali comprese tra lo 0,8 e il 2% sul peso del cemento, ma sono in grado di determinare effetti molto significativi: riduzioni della permeabilità fino al 45% e della penetrazione dei cloruri fino al 25%, con un conseguente incremento della durabilità a lungo termine. I cristallizzanti non introducono elementi esotici, ma sfruttano una chimica mirata per consumare la portlandite, trasformarla in fasi insolubili e attivare un meccanismo di autoriparazione.

L'innovazione non risiede tanto nella natura delle sostanze, quanto nella loro funzione attivata dentro la matrice cementizia, che consente al calcestruzzo di diventare più impermeabile, durevole e resiliente senza modificarne la composizione di base.

### 3. Descrizione del degrado ed intervento manutentivo

#### 3.1 FORSU e degrado da attacco chimico del calcestruzzo

Il degrado più importante che può subire un calcestruzzo è quello derivante dall'attacco chimico. Per la verità qualunque attacco degradante del calcestruzzo compreso nelle classi di esposizione è riconducibile ad un attacco di tipo chimico vedi quello da acido carbonico (classe XC), da cloruri marini e non (rispettivamente XS e XD), da ciclicità gelo-disgelo con disgelante o acqua di mare (XF). Tuttavia, l'attacco più diretto ed esplicito è quello compreso nella classe d'esposizione XA indotto da ioni chimicamente alteranti quali  $SO_4^{2-}$ ,  $NH_4$  e  $Mg^{2+}$ .

Le concentrazioni di tali elementi sono così importanti, da agire con celerità e capacità distruttiva particolarmente intense.

Il degrado da attacco chimico avviene attraverso la penetrazione dell'acqua che veicola nel calcestruzzo, i composti alteranti in soluzione al proprio interno. Se un calcestruzzo fosse impenetrabile all'acqua, cioè impermeabile, ridurrebbe considerevolmente le possibilità di degrado, senza la penetrazione dell'acqua, infatti, verrebbe a mancare il veicolo indispensabile alla penetrazione della matrice cementizia e quindi l'azione degradante nei confronti delle barre d'armatura.

Il materiale organico contenuto all'interno della vasca è individuato con il nome di FORSU acronimo di Frazione Organica del Rifiuto Solido Urbano e comprende scarti alimentari, residui di cucina provenienti da raccolta differenziata dell'umido ma anche sfalci, potature e residui di potature del verde urbano (erba, rami e foglie).

Il compostaggio aerobico di tale residuo avviene per azione batterica con un innalzamento della temperatura fino a circa  $70^{\circ}C$  arrivando, alla fine del processo, all'ottenimento di fertilizzante.

Durante il processo di degrado il FORSU vede un aumento ed un decremento del valore di pH a seguito delle reazioni degradative, per continuità alle quali si sviluppano frazioni gassose composte principalmente da anidride carbonica ( $CO_2$ ), acqua e composti volatili. La combinazione di ioni con la fase liquida genera, comunque, composti acidi.

La vasca oggetto del trattamento è un deposito temporaneo del FORSU, costruita in calcestruzzo armato e a cielo aperto, in modo che il sistema avvalendosi del contatto con l'aria libera possa funzionare in modo aerobico (Figura 3).

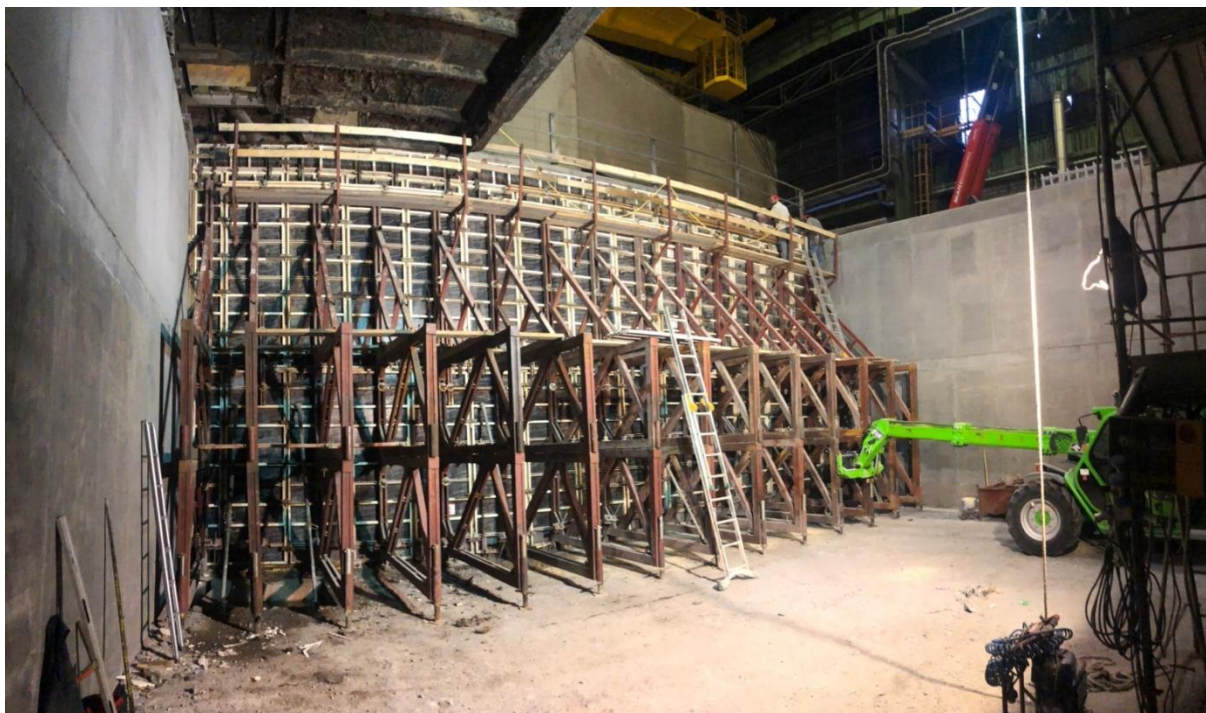


**Figura 3.** Vasca di accumulo del FORSU.

La periodica ricostruzione consiste nella demolizione delle porzioni incoerenti delle pareti e del fondo vasca, fino a raggiungere la parte solida e non alterata del calcestruzzo armato. Si procede quindi alla sostituzione e al riposizionamento dell'armatura verticale e della rete elettrosaldata per l'orizzontale e alla realizzazione dei nuovi getti in calcestruzzo (Figura 4).

Durante l'attività manutentiva il committente si è avvalso di una società di consulenza per lo studio del calcestruzzo da gettare, con un mix-design e quindi una ricetta, il più possibile durabile. Lo scopo è ovviamente quello di ridurre il numero delle manutenzioni, e quindi i costi, allungando l'intervallo di tempo intercorrente fra una manutenzione e quella successiva. Per la progettazione di un calcestruzzo in ambiente fortemente aggressivo (XA3), la norma UNI 11104 prevede un calcestruzzo C35/45 con un contenuto minimo di cemento pari a 360 kg/mc e rapporto a/c massimo di 0,45. Tuttavia, la convinzione totalmente errata ma molto diffusa che ad alta classe di resistenza corrisponda alta durabilità del calcestruzzo, fa registrare ancora ricette con un dosaggio di cemento irragionevolmente alto, anche superiore a 450 kg/mc e magari con l'aggiunta di accessori quali filler o ceneri volanti. Tali alti volumi di cemento, anche se a basso calore d'idratazione, portano comunque ad alti valori di temperatura durante la fase di maturazione. È ben noto come l'insorgenza di quadri fessurativi sia correlata alla rapida evaporazione superficiale dell'acqua d'impasto, durante la fase di ritiro plastico.

Un'analisi ravvicinata delle superfici a pochi giorni dal getto ha individuato la presenza di un quadro fessurativo caratterizzato da cavillature superficiali triraggiate, inequivocabilmente associabili alla maturazione in fase plastica (Figura 5).



**Figura 4.** Casseratura delle pareti e realizzazione del nuovo getto in calcestruzzo.

La presenza di quadri fessurativi, anche se costituiti da cavillature con ampiezza inferiore alla scala millimetrica, rappresenta una porta d'ingresso sempre aperta alla penetrazione dell'acqua, e con essa a potenziali elementi degradanti da essa veicolati.

L'azione cristallizzante di un prodotto di alto livello prestazionale ha la capacità di sigillare spontaneamente le cavillature aventi ampiezza fino a 0,4-0,5 mm attraverso il processo di riparazione spontanea (self-healing). Tale capacità può rimanere latente all'interno del manufatto, additivato o trattato superficialmente con cristallizzante, e attivarsi al momento della prima infiltrazione d'acqua all'interno della cavillatura. L'attivazione della riparazione spontanea da self-healing è tipicamente visibile laddove inizino processi infiltrativi dalle cavillature. In fase iniziale si osserverà un primo adombramento scuro della fessura, e talora la fuoriuscita di qualche goccia d'acqua. Tuttavia, nel giro di pochi giorni lo spazio della fessura inizierà a riempirsi con una linea biancastra e, contestualmente si arresterà la fuoriuscita d'acqua. Nei giorni successivi la fessura completamente colmata dalla crescita cristallina biancastra, e l'area circostante ad essa, si asciugheranno fino ad assumere il precedente colore grigio chiaro.



**Figura 5.** Quadro fessurativo da evaporazione superficiale presente sulle elevazioni.

### *3.1.1 Modalità applicative dei cristallizzanti ed esecuzione dell'intervento*

In genere i prodotti cristallizzanti, si dividono in due categorie applicative. La prima riguarda il calcestruzzo fresco, con additivazione durante il carico dell'autobetoniera in centrale di betonaggio. Soltanto Cormix Ltd. produce un additivo cristallizzante con inibitore di corrosione in forma liquida, dosabile dal software di carico attraverso il vaso dosatore, quindi tracciato nella stampa del ciclo di carico dell'autobetoniera. L'impiego dell'additivo liquido per calcestruzzo fresco oltre che nell'attribuzione di impermeabilità totale, risulta particolarmente efficace nel caso di richiesta protezione chimica. Infatti, partendo dalla ricetta di un calcestruzzo in classe XC e aggiungendo l'additivo cristallizzante liquido, questo acquisirà le caratteristiche richieste per le classi di esposizione XA (attacco chimico), XD (attacco da cloruri non marini), XF (cicli di gelo-disgelo) e XS (attacco cloruri marini) senza ulteriori modifiche alla ricetta.

La seconda categoria di prodotti riguarda il calcestruzzo indurito, sia esso stato realizzato da pochi giorni o da anni, sul quale si procede con l'applicazione superficiale (di coating) di una boiaccia cristallizzante ottenuta dalla miscelazione, in opportune proporzioni, della malta Contite Seal ACCI con acqua.

Nel caso oggetto di questo lavoro, la richiesta di protezione del calcestruzzo da parte del committente è avvenuta dopo il completamento del getto, lasciando come unica scelta la boiaccia cristallizzante, in modalità di coating, sulla

superficie di calcestruzzo indurito e maturato. Per quanto riguarda il fondo vasca è stato ricostruito attraverso la demolizione dell'esistente e realizzando una nuova soletta orizzontale di riporto in calcestruzzo, con inglobamento di rete elettrosaldata, ancorata alla fondazione. Anche in questo caso il prodotto impiegato è stata la malta Contite Seal ACCI impiegata però come spolvero superficiale cristallizzante. Riguardo alle elevazioni l'applicazione è avvenuta secondo una procedura codificata. In primo luogo, è stato eseguito il lavaggio delle superfici con idropulitrice, con lo scopo di rimuovere la presenza di olio disarmante che avrebbe potuto costituire uno strato impenetrabile interposto fra la superficie del calcestruzzo e lo strato di boiaccia cristallizzante (Figura 6) inibendone l'efficacia. È infatti indispensabile che la boiaccia, e con essa il principio attivo cristallizzante, arrivi a contatto diretto con la superficie di calcestruzzo per innescare la reazione con l'idrossido di calcio presente nella matrice cementizia. Il lavaggio eseguito con l'idropulitrice, se necessario, può essere facilitato utilizzando un acido in soluzione acquosa (acido cloridrico o acido acetico) in questo caso non impiegato. Il secondo passaggio consiste nella bagnatura a rifiuto della superficie, fino a portarla in condizione S.S.A. (Satura a Superficie Asciutta). È infatti l'acqua l'elemento attivante la reazione di cristallizzazione (Figura 7). Il terzo passaggio vede la preparazione della boiaccia, utilizzando un mixer (o frullino) da cantiere, inserendo prima l'acqua e poi la polvere nel secchio di miscelazione onde evitare la formazione di grumi o residui sul fondo del recipiente. La proporzione corretta è 3:1, cioè, tre parti di malta con una parte di acqua pulita. L'applicazione, che può essere eseguita con spruzzatrice airless, pompa peristaltica o pennellata, in questo caso è avvenuta con un rullo da tinteggio.



**Figura 6.** Lavaggio superficiale con idropulitrice per la rimozione dei residui di olio disarmante.

Durante l'applicazione lo strato di boiaccia appare con una colorazione grigio-scura che in fase di asciugatura e nei giorni successivi passa a grigio con tonalità molto chiara (Figura 8). L'asciugatura è estremamente rapida e avviene

nel giro di qualche ora, divenendo subito fruibile. Trascorsi circa una quindicina di giorni dall'applicazione, la boiaccia genera il massimo potenziale chimico e le porzioni, oggetto d'intervento possono definirsi protette. Per quanto riguarda la presenza dei quadri fessurativi precedentemente descritti, questi risultano sigillati, non per l'azione coprente della boiaccia applicata superficialmente sul calcestruzzo e quindi sul quadro fessurativo, ma dalla azione cristallina di self-healing che fatto da pontage all'interno delle fessure stesse. L'applicazione del fondo vasca è avvenuta mediante applicazione cosiddetta "dry-shake" o "a spolvero". Qualche giorno dopo il getto di calcestruzzo per la realizzazione della soletta di riporto, in seguito a saturazione umida della superficie, è stato eseguito lo spolvero con Contite Seal ACCI. Operando con uno spazzolone da cantiere e nebulizzando acqua sullo spolvero, è stato quindi creato uno strato millimetrico uniforme di boiaccia cristallizzante sull'intera superficie (Figura 9). È degna di attenzione la considerazione riguardo la diffusione dell'azione cristallizzante. Come già accennato nell'introduzione, l'applicazione della boiaccia innesca una reazione cristallizzante che si diffonde all'interno della matrice cementizia attraversandola completamente.

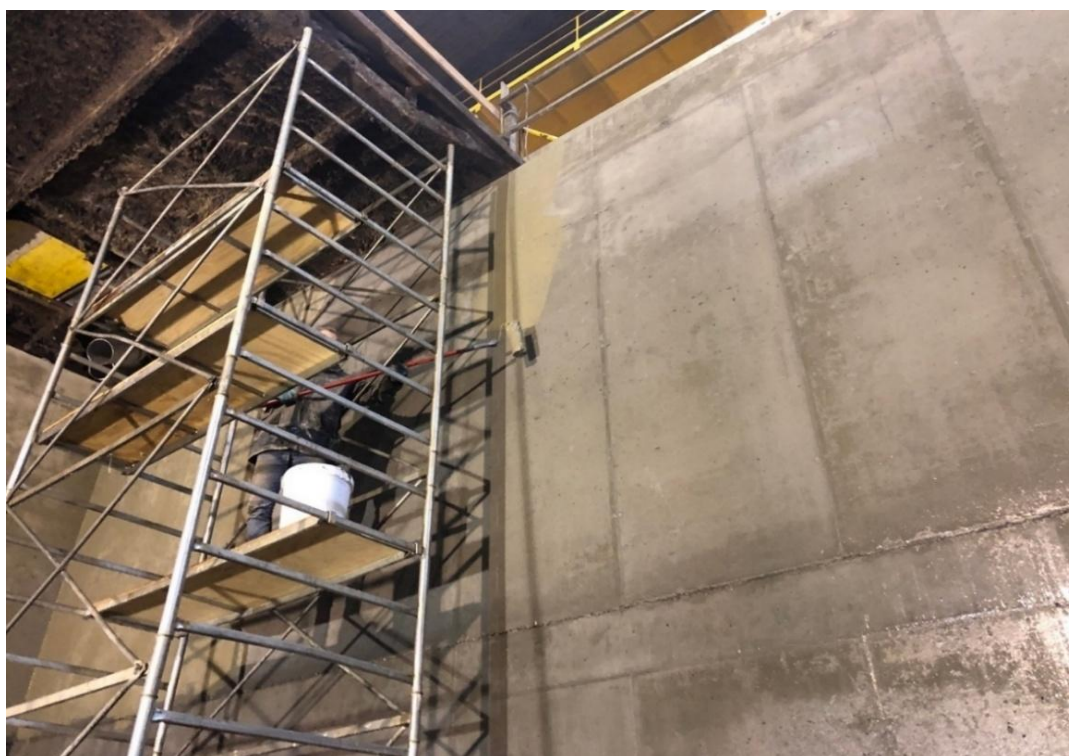
Il fatto che sia applicata da un solo lato dell'elemento strutturale, sia esso un muro o una platea di riporto, non pregiudica il fatto che alla fine della reazione l'intera sezione risulterà completamente impermeabile e inattaccabile chimicamente per uno spessore di 30 cm



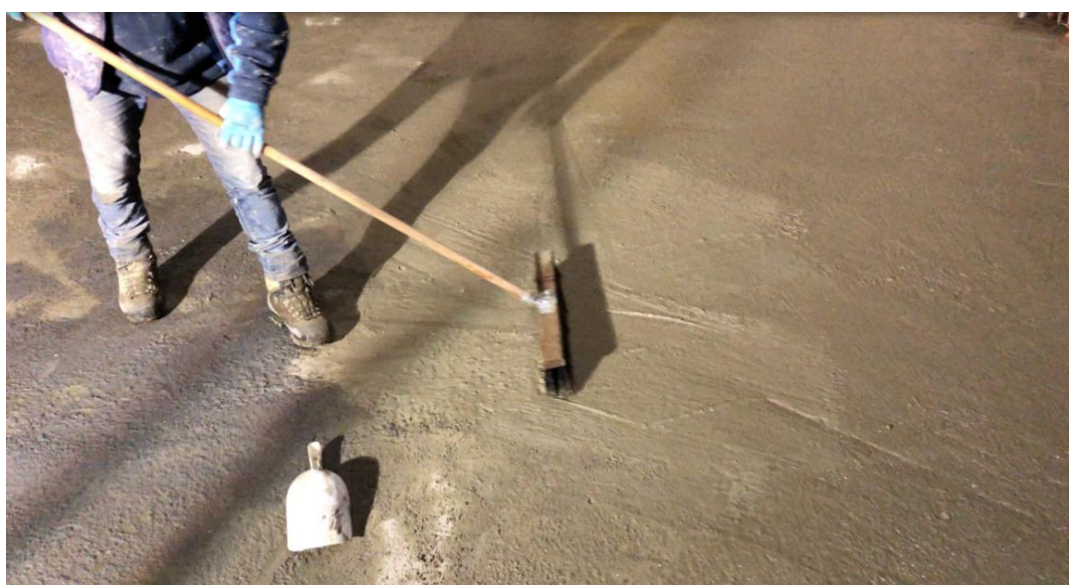
**Figura 7.** Saturazione con acqua delle superfici in condizioni S.S.A. (Sature a Superfici Asciutte).

Questa capacità di migrazione della reazione cristallizzante è estremamente vantaggiosa nel caso in cui si abbiano superfici sulle quali sono presenti, o appoggiano piastre di macchinari o flange di tubazioni. Rispetto ad altre

tecnologie quali resine acriliche, o impermeabilizzanti cementizi, la posa della boiaccia cristallizzante ai margini di una piastra attribuirà caratteristica impermeabile e di protezione chimica anche alla parte del calcestruzzo al di sotto della piastra stessa. Infatti, la reazione chimica cristallizzante si diffonderà anche orizzontalmente per 30 cm., in tutte le direzioni. L'intera lavorazione è stata eseguita in tre giorni da due operatori senza alcun rischio per la salute, dato che il prodotto non emette alcun tipo di sostanza volatile dannosa (no Voc's), innocuo per le vie respiratorie è certificato per contatto alimentare e in ambito d'attribuzione punti LEED.



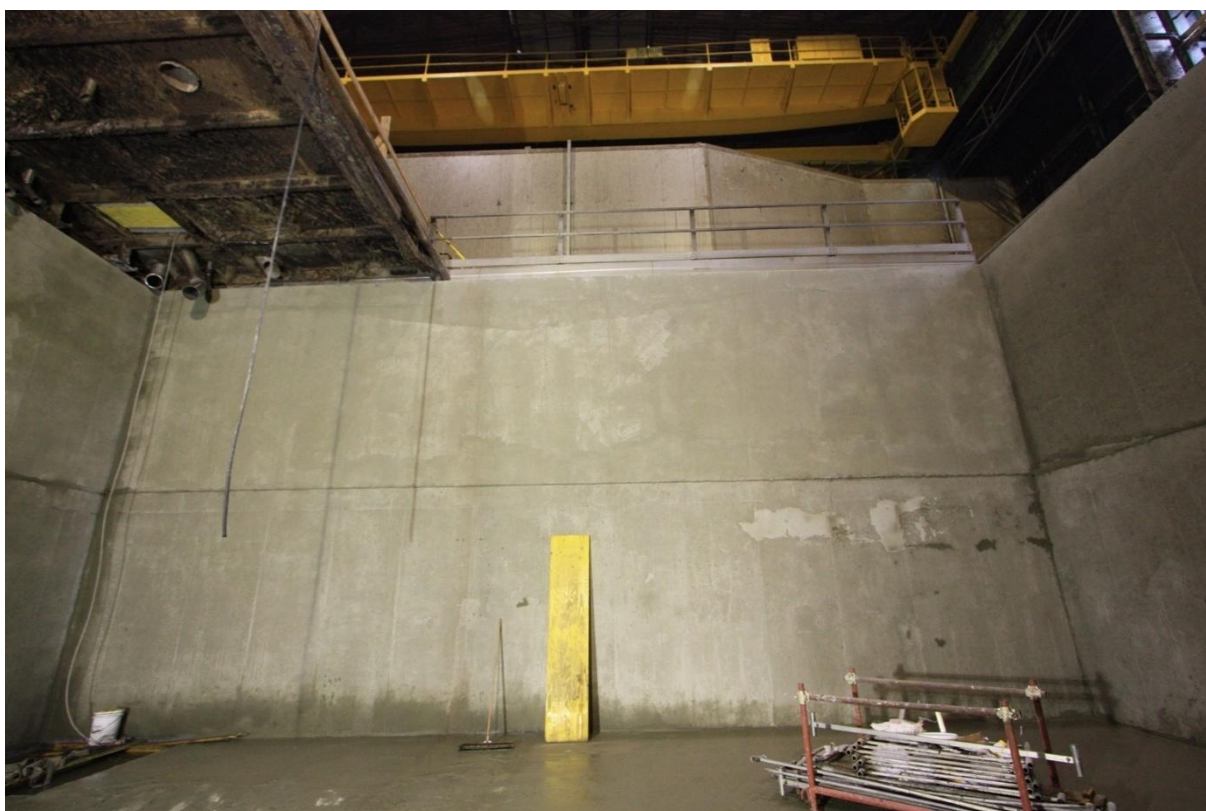
**Figura 8.** Applicazione di boiaccia cristallizzante *Contite Seal ACCI* mediante rullo.



**Figura 9.** Applicazione “a spolvero” con impiego dello spazzolone.

## 4. Conclusioni

La tecnologia cristallizzante impiegata negli Stati Uniti e nei Paesi Asiatici dagli anni '70, seppur impiegata abbastanza diffusamente in Italia rimane ancora poco conosciuta ai più. Il caso illustrato è un tipico esempio di applicazione di coating su calcestruzzo indurito, finalizzato a fornire impermeabilità e protezione chimica totali alla struttura. L'impiego di Contite Seal ACCI, in modalità di boiaccia cristallizzante e di spolvero, mostra come sia possibile attribuire tali caratteristiche in fase postuma al calcestruzzo. Al di là della celerità d'intervento l'analisi economica risulta estremamente conveniente se paragonata ai sistemi tradizionali più diffusi. La fruibilità delle superfici è possibile dopo poche ore, non appena il trattamento risulta asciutto al tatto. Il calcestruzzo trattato, e quindi l'intera struttura, hanno visto l'incremento della propria durabilità. Il trattamento cristallizzante conferisce, infatti, impermeabilità postuma grazie alla reazione chimica innescata dall'applicazione della boiaccia e un'acquisita capacità di resistenza agli attacchi chimicamente fortemente aggressivi per valori di pH compresi fra  $2 < \text{pH} < 12$ .



**Figura 10.** Fine dei lavori da notare le elevazioni asciutte (grigio chiaro) e la platea in asciugatura (grigio scuro).

## Bibliografia

- [1] Ammar, M.A.; Chegenizadeh, A.; Budihardjo, M.A.; Nikraz, H. The Effects of Crystalline Admixtures on Concrete Permeability and Compressive Strength: A Review. *Buildings* 2024, 14, 3000. <https://doi.org/10.3390/buildings14093000>.
- [2] Antón, C.; Gurdíán, H.; de Vera, G.; Climent, M.-Á. Effect of a Crystalline Admixture on the Permeability Properties of Concrete and the Resistance to Corrosion of Embedded Steel. *Appl. Sci.* 2024, 14, 1731.
- [3] Wang, X.; Fang, C.; Li, D.; Han, N.; Xing, F. A self-healing cementitious composite with mineral admixtures and built-in carbonate. *Cem. Concr. Compos.* 2018, 92, 216–229.
- [4] Escoffres, P.; Desmetre, C.; Charron, J.-P. Effect of a crystalline admixture on the self-healing capability of high-performance fiber reinforced concretes in service conditions. *Constr. Build. Mater.* 2018, 173, 763–774.
- [5] Pazderka, J.; Hájková, E. Crystalline admixtures and their effect on selected properties of concrete. *Acta Polytech.* 2016, 56, 306–311.
- [6] Hermawan, H.; Wiktor, V.; Serna, P.; Gruyaert, E. Modification of Concrete Mix Design with Crystalline Admixture for Self-healing Improvement. *J. Adv. Concr. Technol.* 2024, 22, 237–252.
- [7] Zhang, Y.; Wang, R.; Ding, Z. Influence of Crystalline Admixtures and Their Synergetic Combinations with Other Constituents on Autonomous Healing in Cracked Concrete—A Review. *Materials* 2022, 15, 440. <https://doi.org/10.3390/ma15020440>.
- [8] Xuqun Lin, Wengui Li, Arnaud Castel, Taehwan Kim, Yuhan Huang, Kejin Wang, A comprehensive review on self-healing cementitious composites with crystalline admixtures: Design, performance and application, *Construction and Building Materials*, Volume 409, 2023, 134108, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134108>.
- [9] Cormix International Ltd. (2021, July). Contite Seal AC-CI: Crystalline integral waterproofing admixture [Technical data sheet]. Cormix International Ltd. [https://www.cormix.com/wp-content/uploads/2021/09/TDS-EN-Contite-Seal-AC-CI\\_rev-003-Jul-2021.pdf](https://www.cormix.com/wp-content/uploads/2021/09/TDS-EN-Contite-Seal-AC-CI_rev-003-Jul-2021.pdf)
- [10] D.S.A. Oliveira, R.D. Toledo Filho, E. de Moraes Rego Fairbairn, L.F.C. de Oliveira, O. da Fonseca Martins Gomes, Microstructural characterization of self-healing products in cementitious systems containing crystalline admixture in the short- and long-term, *Cem. Concr. Compos.* 126 (2022), 10436
- [11] M. Nasim, U.K. Dewangan, S.V. Deo, Effect of crystalline admixture, fly ash, and PVA fiber on self-healing capacity of concrete, *Mater. Today: Proc.* 32 (2020) 844–849.
- [12] G.S. Munhoz, M.E.G. Dobrovolski, E. Pereira, R.A. Medeiros-Junior, Effect of improved autogenous mortar self-healing in the alkali-aggregate reaction, *Cem. Concr. Compos.* 117 (2021), 103905.

**Requisiti minimi di sicurezza per le gallerie della rete stradale transeuropea. La politica europea dei trasporti: il libro bianco 12 settembre 2001, la DIRETTIVA 2004/54/CE del 29 aprile 2004, il D. Lgs 05 ottobre 2006, n. 264 e il DM 12/07/2021 - aggiornamento ed adeguamento degli allegati al decreto legislativo 5 ottobre 2006, n. 264.**

C. Brillante<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup> G.T.C. Geodesia Topografia Collaudi S.r.l.

\* Corresponding author: c.brillante@gtcsl.com

**Abstract:** L'articolo descrive il percorso normativo finalizzato ad armonizzare i requisiti minimi di sicurezza per le gallerie della rete stradale transeuropea della rete transeuropea TEN-T. Dopo una sintetica esamina del libro bianco 12 settembre 2001, della DIRETTIVA 2004/54/CE del 29 aprile 2004, del D. Lgs 05 ottobre 2006, n. 264 e del DM 12/07/2021 si indicano gli accertamenti da attuare per rendere l'ispezione della galleria esaustiva.

**Keywords:** Rete Transeuropea; Galleria; Requisiti minimi; Libro bianco; Direttiva, Decreto Legislativo; Ispettore; Ispezione galleria

Per comprendere il percorso che ha portato il nostro Stato ad emanare e aggiornare il D. Lgs 05 ottobre 2006 n. 264 è utile ricordare, sinteticamente, cosa sono un *Libro Bianco*, una *Direttiva Europea*, un *Decreto Legislativo*, un *Decreto legge* e un *Decreto Ministeriale*.

Il *Libro Bianco*, nello specifico, è il rapporto ufficiale redatto dalla Commissione Europea per focalizzare le problematiche del settore trasporti con la finalità di sensibilizzare l'opinione pubblica dei 27 Stati membri.

Come stabilito nell'articolo 288 del trattato sul funzionamento dell'Unione europea (TFUE) la *Direttiva* è uno dei cinque atti giuridici adottabili dalle Istituzioni dell'Unione europea ed è rivolta agli Stati membri della stessa Unione. La *Direttiva* ha carattere vincolante per lo Stato membro dell'Unione che ha l'obbligo raggiungere il risultato indicato. Nel caso della Direttiva 2004/54/CE del 29 aprile 2004 l'obiettivo è indicare agli Stati membri i requisiti minimi di sicurezza per mantenere aperte al traffico le gallerie della rete stradale transeuropea.

Il *Decreto legislativo* non richiede conversione in legge, ma deve rispettare i principi e i criteri stabiliti dalla legge delega; l'iter è lungo e prevede la consultazione di pareri e commissioni. In pratica il decreto legislativo è utilizzato

per regolare materie complesse e tecniche, previa delega del Parlamento, che stabilisce i principi e i criteri direttivi da seguire al Governo. Il decreto legislativo è adottato dal Governo su delega del Parlamento.

Il *Decreto legge* è un atto del Governo emanato in casi straordinari di necessità e urgenza; entra immediatamente in vigore ma deve essere convertito in legge dal Parlamento entro 60 giorni.

Il *Decreto ministeriale* (D.M.) è un atto amministrativo emanato da un ministro della Repubblica Italiana, nell'ambito delle sue funzioni e delle materie di competenza del suo dicastero, per dare attuazione alle leggi. Il *Decreto Ministeriale* è classificato come atto giuridico di secondo grado, con un rango inferiore rispetto alla legge, e la validità è subordinata alla legge stessa; non ha forza di legge come un decreto legge, ma serve a specificare e attuare la disposizione legislativa.

Più in dettaglio.

Il libro *Bianco* 12 settembre 2001 informa che nell'Unione europea il trasporto su strada è il modo preferito per il trasporto di merci e passeggeri; *“La versatilità nell'automobile, strumento principe della mobilità di massa, continua a rappresentare il simbolo stesso della libertà individuale che caratterizza la società contemporanea”*. Per mitigare la congestione della rete stradale, la stessa, è continuamente ampliata con la conseguenza che *“... Ogni giorno, ben 10 ettari di terreno vengono ricoperti da infrastrutture stradali...”*.

La saturazione della rete, inevitabilmente, porta a maggiore incidentalità e al rallentamento dell'attività manutentiva delle infrastrutture. Per quanto all'incidentalità, l'ISTAT informa che nell'Italia nel 2024 si sono verificati 173.364 incidenti stradali con lesioni a persone; le vittime sono state 3.030 e i feriti 233.853. In Italia il 73,2% degli incidenti sono avvenuti su strade urbane, il 21,4% su strade extraurbane e il 5,4% in autostrada. I costi sociali sono stati quantificati in 18,2 miliardi di euro pari all'1% del PIL (!). In tutta l'Unione nel 2024 le vittime di incidenti stradali sono state 20.017.

La sicurezza dei trasporti dipende dalla buona progettazione e realizzazione dell'infrastruttura e dei mezzi di trasporto ed è direttamente correlata al loro livello di manutenzione, dal rispetto dei diritti e dei doveri da parte degli utenti e si completa dall'efficacia ed efficienza della macchina dei soccorsi che deve intervenire, con tempestività e competenza, per salvaguardare gli utenti e in particolar modo le persone diversamente abili.

La sensibilità sociale per gli aspetti legati alla manutenzione e vetustà delle infrastrutture stradali è aumentata negli ultimi anni a seguito di crolli di importanti opere d'arte che hanno prodotto vittime e difficoltà di circolazione.

Per quanto ai trasporti terrestri, il Parlamento e il Consiglio Europeo avevano individuato i “Corridoi di trasporto europei” e la “rete stradale transeuropea TEN-T” le cui mappe ufficiali possono essere consultate al seguente indirizzo: <https://ec.europa.eu/transport/infrastructure/tentec/tentec-portal/map/maps.html>.

La mappa appresso (fig. 1) rappresenta l'infrastruttura stradale TEN-T al 2024 nel sud Europa

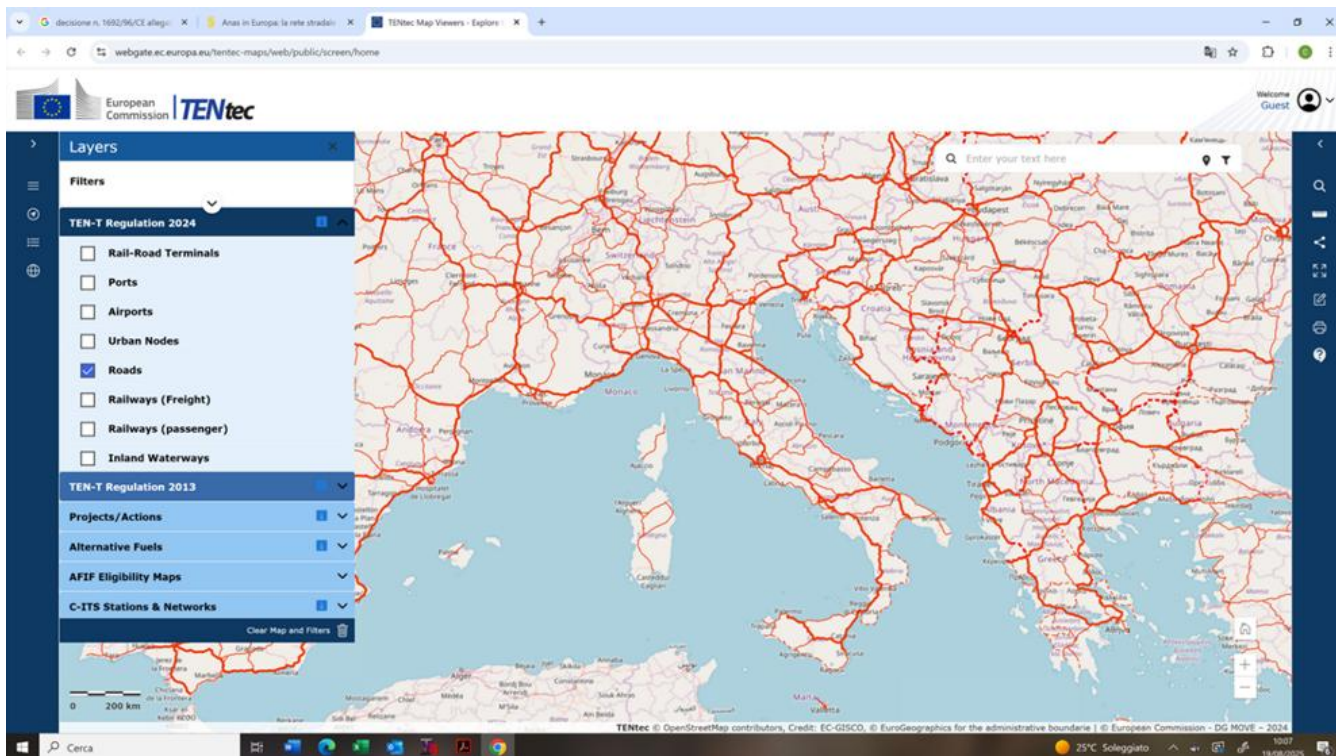


Figura 1. Rete stradale Transeuropea.

La mappa appresso, invece, rappresenta l'infrastruttura ferroviaria della Rete TEN-T al 2024 con le stazioni principali nel sud Europa.

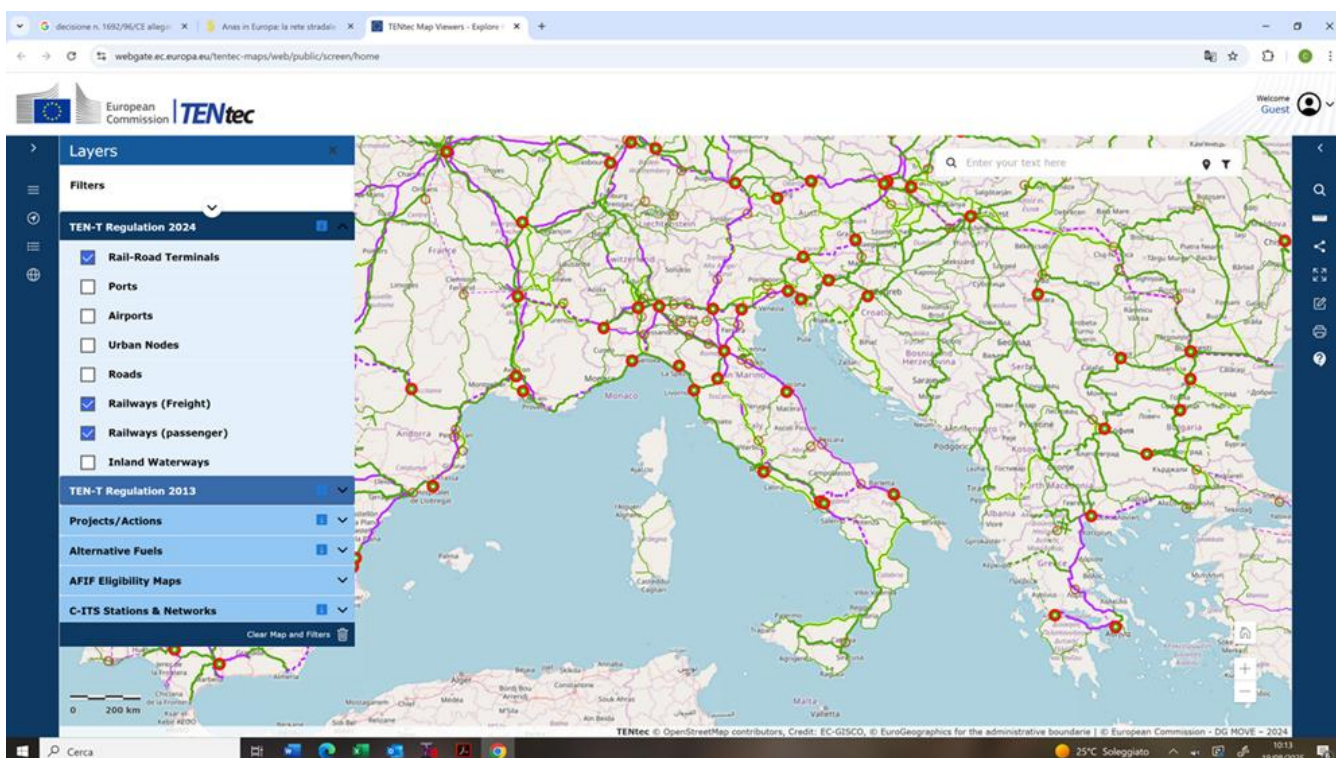
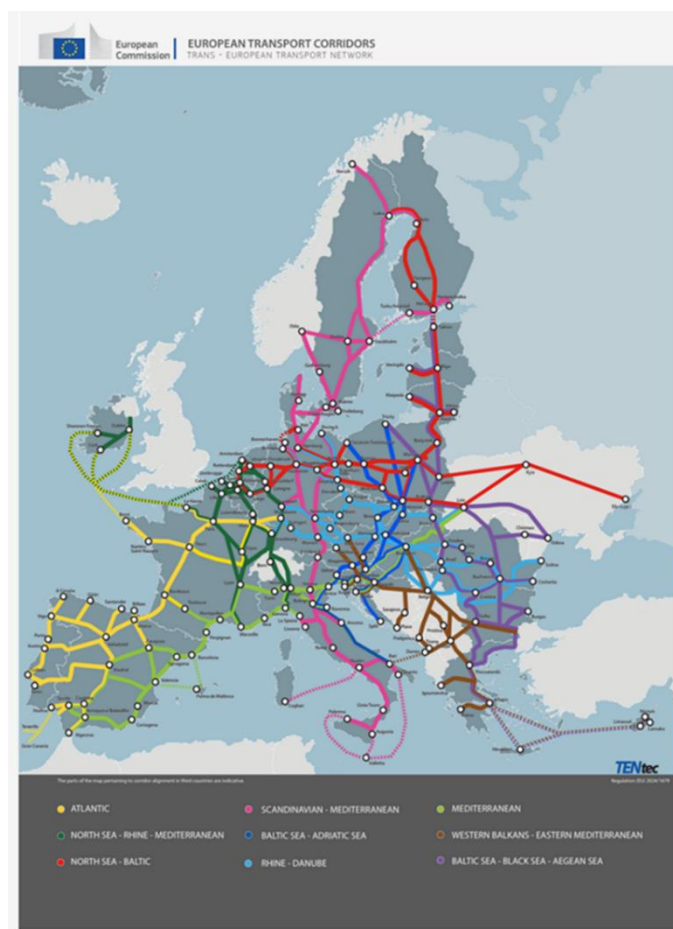


Figura 2. Rete ferroviaria Transeuropea.

Sono stati individuati, poi, i corridoi, costituiti dalle parti della Rete centrale (Network Core) o della Rete centrale estesa (Network Extended Core), che rivestono la massima importanza strategica per lo sviluppo di infrastrutture interoperabili di alta qualità e di prestazioni operative elevate. Secondo l'Art. 11 del nuovo Regolamento i Corridoi al 2024 sono:

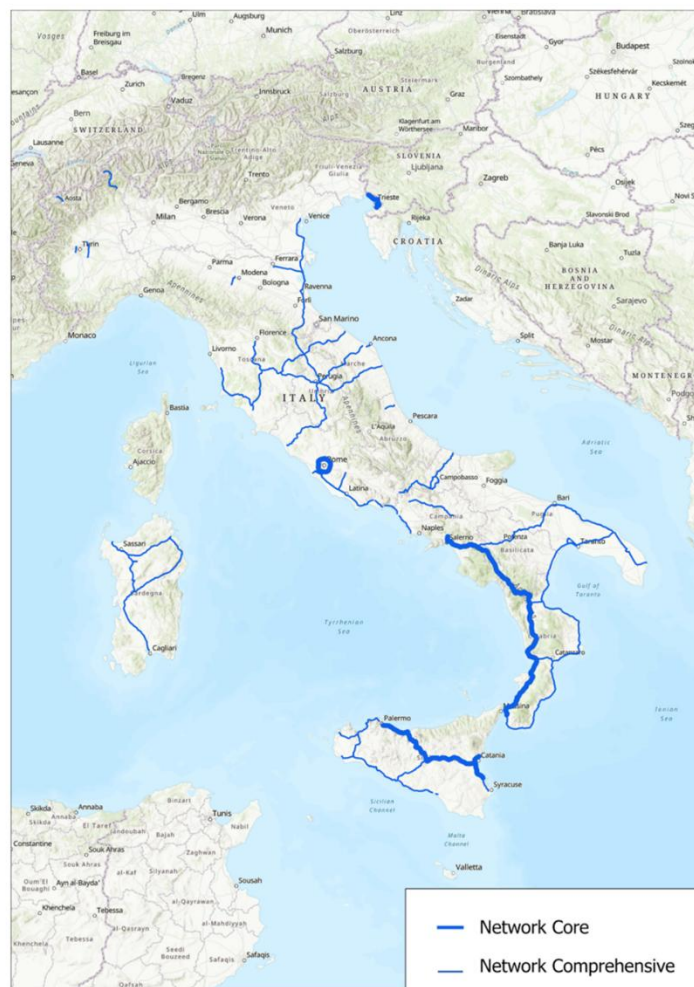
- Atlantico;
- Mar Baltico - Mar Nero - Mar Egeo;
- Mar Baltico - Mar Adriatico;
- Mediterraneo;
- Mare del Nord - Reno - Mediterraneo;
- Mare del Nord – Baltico;
- Reno - Danubio;
- Scandinavo - Mediterraneo;
- Balcani occidentali - Mediterraneo orientale.

Per comodità di consultazione segue lo schema grafico completo dei corridoi europei



**Figura 3.** Schema dei corridoi Europei.

e, con maggiore dettaglio, la porzione di rete TEN-T di competenza di ANAS che al 31/12/2024 si sviluppa per un'estensione di 4634 Km di cui 789 appartenenti al Core network e 3845 Km alla Comprehensive network



**Figura 4.** Rete stradale europea di competenza ANAS.

Per armonizzare la sicurezza nei trasporti stradali nei 27 Stati dell'Unione, il Parlamento e il Consiglio Europeo hanno adottato la DIRETTIVA 2004/54/CE del 29 aprile 2004 relativa ai requisiti minimi di sicurezza per le gallerie della rete stradale transeuropea (nel seguito del presente articolo indicata come *direttiva*).

La *direttiva* si applica a tutte le gallerie della rete stradale TEN-T di lunghezza superiore a 500 m siano esse già in esercizio, in costruzione o allo stato di progetto. La finalità della *Direttiva* è *garantire un livello minimo di sicurezza agli utenti* che transitano nelle gallerie della rete stradale transeuropea. La sicurezza è perseguita principalmente attraverso la *prevenzione di situazioni critiche* ed è da intendere come capacità di assicurare attivamente la protezione e il salvataggio degli utenti in caso di incidente; in questo malaugurato caso, una particolare attenzione è rivolta alle persone con disabilità perché *hanno maggiori difficoltà di fuga in caso di emergenza; perciò, occorre prendere in particolare considerazione la loro sicurezza.*

Per il limite di applicabilità definito nella *direttiva* a 500 m di lunghezza della galleria, e nella considerazione delle molteplici tipologie e possibilità realizzative, il CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI, attraverso la COMMISSIONE PERMANENTE PER LE GALLERIE, con il documento PROT. n. 0003499 del 06 aprile 2021 ha confermato che la lunghezza della galleria è definita come “*la lunghezza della corsia di circolazione più estesa, misurata tenendo conto della parte di galleria continuativamente chiusa su quattro lati*” così come stabilito nell’articolo 2, comma 1, lettera c del Decreto. Il medesimo documento ha pure precisato e chiarito che “*nelle gallerie composte da più fornici, i fornici sono una parte di galleria e in quanto tali contribuiscono, con la lunghezza della corsia di circolazione più estesa, a definire la lunghezza della galleria*”. In definitiva viene definito il principio secondo cui, la lunghezza della galleria è da assumere pari alla lunghezza della corsia di circolazione più estesa del fornice più lungo misurata tenendo conto della parte di galleria continuativamente chiusa su quattro lati.

La *direttiva* 2004/54/CE è formata da 20 articoli e 3 allegati. Lasciando al lettore lo studio esaustivo della direttiva, appresso se ne richiama l’architettura e alcuni concetti o informazioni.

Ricordo all’Art. 2 la definizione di “servizio di pronto intervento” che intende “... *tutti i servizi locali, pubblici o privati, o prestati dal personale di servizio alla galleria, che intervengono in caso di incidente, compresi i servizi di polizia, i pompieri e le squadre di soccorso...*”. Per la molteplicità dei soggetti coinvolti (pubblici e privati) la *direttiva* ne prevede il coordinamento anche attraverso simulazioni reali di interventi di soccorso.

Gli articoli dal n° 4 al n° 6 prescrivono i soggetti preposti alla realizzazione della sicurezza minima della galleria e la loro gerarchizzazione.



Più in dettaglio.

All’art. 4 è prescritto che lo Stato membro deve designare una «*autorità amministrativa*», che ha la responsabilità di assicurare tutti gli aspetti di sicurezza e l’osservanza della direttiva...”. L’autorità Amministrativa “... è *autorizzata a sospendere o a limitare l’esercizio di una galleria se i requisiti di sicurezza non sono rispettati ...*” e garantisce che siano:

- a) effettuate periodicamente le prove e le ispezioni delle gallerie e verifica la congruità rispetto dei requisiti minimi pertinenti la sicurezza;
- b) messi in atto gli schemi organizzativi e operativi per formare ed equipaggiare gli addetti ai servizi di pronto intervento;
- c) definite le procedure per la chiusura immediata di una galleria in caso di emergenza;

d) attuate delle misure di riduzione delle criticità/rischi;

L'Autorità amministrativa può nominare il *Gestore della galleria* (art. 5) per ognuna (o più) galleria in progettazione, in costruzione o esistente; nel caso di gallerie che collegano due Stati membri, la nomina del *Gestore della galleria* è di comune accordo. Se l'Autorità amministrativa non nomina il *Gestore della galleria* ne assume la funzione.

Il Gestore della galleria designa un *Responsabile della sicurezza* con funzione di coordinamento delle misure di *prevenzione e di salvaguardia* per garantire la fruizione in sicurezza della galleria agli utenti e agli addetti alla manutenzione ed esercizio. Il *Responsabile della sicurezza* assolve in piena autonomia le seguenti funzioni e mansioni:

- a) *assicura il coordinamento con servizi di pronto intervento e partecipa alla preparazione dei piani operativi;*
- b) *partecipa alla pianificazione, all'attuazione e alla valutazione degli interventi di emergenza;*
- c) *partecipa alla definizione dei piani di sicurezza e delle specifiche della struttura, degli equipaggiamenti e del funzionamento, sia nel caso di gallerie nuove sia nel caso di modifica di gallerie esistenti;*
- d) *verifica che il personale di esercizio e i servizi di pronto intervento vengano formati, e partecipa all'organizzazione di esercitazioni svolte a intervalli regolari;*
- e) *viene consultato sulla messa in servizio della struttura, sugli equipaggiamenti e sul funzionamento delle gallerie;*
- f) *verifica che siano effettuate la manutenzione e le riparazioni della struttura e degli equipaggiamenti delle gallerie;*
- g) *partecipa alla valutazione di ogni incidente di rilievo ai sensi dell'articolo 5, paragrafi 3 e 4.*

La *direttiva* prevede pure che lo Stato membro garantisca che le ispezioni, le valutazioni e i collaudi vengano effettuati da un *Ente per le ispezioni* (art. 7) che possieda un alto livello di competenza e disponga di procedure di qualità elevata. L'*Ente per le Ispezioni* deve essere funzionalmente indipendente dal gestore della galleria.

Per quanto alle *gallerie già in esercizio* (art. 11) è il Gestore che deve proporre all'Autorità amministrativa un piano di adeguamento della galleria agli standard di sicurezza prescritti dalla normativa (eventualmente comprensivo di interventi correttivi). L'Autorità amministrativa trasmette i piani alla Commissione che lo esamina unitamente a quelli degli altri Stati membri per mitigare le eventuali perturbazioni al traffico a livello europeo che le attività di adeguamento possono comportare. Nel caso di *perturbazioni* la Commissione può *fare osservazioni* sulla programmazione delle attività dello Stato membro.

L'Autorità amministrativa verifica che l'*Ente per le ispezioni* esegue le ispezioni periodiche (art. 12) e se constata che una galleria non è conforme alla disposizione della *direttiva* lo comunica al Gestore della galleria e al Responsabile della sicurezza. L'Autorità amministrativa dispone le condizioni e/o le restrizioni per mantenere in

esercizio la galleria fino al completamento degli interventi correttivi. Sulla base di una *domanda di deroga ben documentata* inoltrata dal Gestore della galleria (art. 14), L'Autorità amministrativa può concedere deroghe per l'installazione di sistemi innovativi o procedure di sicurezza uguali o superiori a quelli prescritti dalla *direttiva*. Esaminata la domanda, se l'Autorità amministrativa la ritiene accettabile la trasmette allo Stato membro che, a sua volta, la manda preventivamente alla Commissione unitamente al parere dell'Ente per le ispezioni. Trascorsi tre mesi dalla ricezione della domanda, se lo Stato membro e la Commissione non formulano proposte o modifiche la deroga si considera accettata e la Commissione ne informa tutti gli altri stati membri. Una deroga accettata può essere estesa alle altre gallerie similari della tratta.

La *direttiva* è completata da 3 allegati.

Nel primo sono indicate le misure minime di sicurezza di cui all'art. 3; al paragrafo 1 i criteri per decidere sulle misure minime di sicurezza, al paragrafo 2 le misure infrastrutturali (Numero fornice e corsie, geometria delle gallerie, vie di fuga, piazzole di sosta, ventilazione ecc.).

Completano l'allegato 1 le misure riguardanti l'esercizio (piani di emergenza, gestione degli incidenti, centri di controllo, trasporti di merci pericolose, distanze di sicurezza tra i mezzi ecc.) e la campagna d'informazione sulle procedure di sicurezza e sugli equipaggiamenti delle gallerie che la direttiva propone di eseguire anche nelle aree di servizio nei pressi delle gallerie.

L'allegato 2 prescrive l'approvazione del progetto, documentazione di sicurezza, messa in esercizio di una galleria, modifiche ed esercitazioni periodiche.

L'allegato 3, relativo alla segnaletica per le gallerie, fornisce i requisiti di carattere generale, la descrizione e posizione dei segnali e dei pannelli, la segnaletica orizzontale e i segnali e pannelli per indicare gli impianti presenti.

L'Italia ha recepito la Direttiva 54/2004/CE emanando il D. Lgs 05 ottobre 2006, n. 264 successivamente aggiornato con il DM 12/07/2021. Quanto appresso si riferisce, appunto, al D.Lgs 264/2006 comprensivo delle modifiche e/o integrazioni successivamente apportate dal Ministero delle infrastrutture in forza delle *disposizioni finali* previste nell'art. 18. Si invita il lettore allo studio integrale del Decreto per una più esauriente e specifica informazione perché di seguito se ne accennano solo i contenuti salienti.

Il D.Lgs 264/2006 è formato da 21 articoli (19 + gli art. 10 bis e 10 ter) e 6 allegati

- 1) ALLEGATO 1 - Glossario - previsto dall'art. 2, comma 2 e come modificato dal comma 1 dell'art. 1 del DM 12/07/2021

- 2) ALLEGATO 2 - Misure di sicurezza - come modificato dal comma 1 dell'art. 2 del DM 12/07/2021
- 3) ALLEGATO 3 - Obiettivi di sicurezza e metodologia di analisi di rischio - previsto dall'art. 13, comma 3
- 4) ALLEGATO 4 - Approvazione del progetto, documentazione di sicurezza, messa in esercizio di una galleria, modifiche ed esercitazioni periodiche - previsto dall'art. 4, comma 6 come modificato dal comma 1 dell'art. 3 del DM 12/07/2021
- 5) ALLEGATO 4 bis - Segnaletica per le gallerie - allegato inserito dal comma 1 dell'art. 4 del DM 12/07/2021
- 6) ALLEGATO 4 ter - Definizione delle misure di sicurezza temporanee minime per le gallerie della rete stradale transeuropea - allegato inserito dal comma 1 dell'art. 4 del DM 12/07/2021

L'Art. 4 del Decreto 264 assegna alla Commissione permanente per le gallerie istituita presso il Consiglio superiore dei lavori pubblici la funzione di Autorità amministrativa prevista dalla Direttiva europea.

### La Commissione permanente per le gallerie

La Commissione è formata da 18 membri riepilogati nella seguente tabella.

Commissione facente funzione di Autorità Amministrativa previste nella direttiva 2004/54/CE per tutte le gallerie situate sulla rete transeuropea ricadente nel territorio nazionale sono esercitate dalla Commissione istituita presso il Consiglio superiore dei lavori pubblici.		
Titolo	Rappresentante	N°
Presidente	Presidente Consiglio superiore lavori pubblici (o suo delegato)	1
Componente	Sette esperti tecnici designati dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici	7
Componente	Due rappresentanti del Ministero delle infrastrutture e della mobilità sostenibili	2
Componente	Un rappresentante dell'Agenzia nazionale per la sicurezza delle ferrovie e delle infrastrutture stradali e autostradali (ANSFISA)	1
Componente	Tre rappresentanti del Ministero dell'interno designati dal Ministro e scelti, rispettivamente, tra il personale della Polizia stradale (1), del Dipartimento per gli affari interni e territoriali e del Dipartimento dei vigili del fuoco (2), del soccorso pubblico e della difesa civile (3)	3
Componente	Un rappresentante del Dipartimento della protezione civile della Presidenza del Consiglio dei ministri,	1
Componente	Un magistrato amministrativo	1
Componente	Un magistrato contabile	1
Componente	Un avvocato dello Stato	1
<i>Sommano</i>		18

I compiti della *Commissione permanente per le gallerie* sono:

- Assicurare il rispetto da parte dei Gestori di tutti gli aspetti di sicurezza di una galleria, emanando, ove necessario, disposizioni volte a garantirne l'osservanza.
- Si occupa dei trafori internazionali ricadenti nella rete transeuropea. È necessario specificare che le funzioni sono svolte dalle relative *Commissioni intergovernative* che si avvalgono anche dei comitati di sicurezza già dalle stesse istituiti. Nel caso in cui esistano due *autorità amministrative* distinte, le decisioni di ciascuna di esse,

nell'esercizio delle rispettive competenze e responsabilità relative alla sicurezza della galleria, sono adottate previo accordo dell'altra *autorità*.

- Approvare i progetti per l'attuazione delle misure di sicurezza di cui all'articolo 3 predisposti dal Gestore della galleria ed effettuare le ispezioni, le valutazioni e le verifiche funzionali di cui all'articolo 11. (Comma così modificato dalla lettera a) del c. 5 dell'articolo 53 del D.L. 24/01/2012, n. 1, convertito con modificazioni dalla L. 24/03/2012, n. 27
- Provvedere alla messa in servizio delle gallerie non aperte al traffico alla data di pubblicazione del presente decreto, secondo le modalità fissate nell'allegato 4.
- Garantire che il Gestore svolga i seguenti compiti:
  - a) effettuare su base periodica delle prove, delle verifiche e dei controlli delle gallerie ed individuare i provvedimenti di sicurezza conseguenti;
  - b) metta in atto di schemi organizzativi e operativi, inclusi i piani di intervento in caso di emergenza, per fornire formazione ed equipaggiamento ai servizi di pronto intervento;
  - c) definizione delle procedure per la chiusura immediata di una galleria in caso di emergenza;
  - d) attuare le misure previste per la riduzione dei rischi.
- Individuare le gallerie che presentano caratteristiche speciali e per le quali occorre prevedere misure di sicurezza integrative o un equipaggiamento complementare.
- Provvedere a valutare gli aggiornamenti e le eventuali proposte di nuove metodologie di analisi di rischio, nonché gli ulteriori requisiti di sicurezza, in coerenza con le prescrizioni dettate dall'allegato 2.
- Eventualmente sospendere o limitare l'esercizio di una galleria se i requisiti di sicurezza non sono rispettati e specificare le condizioni per ristabilire le situazioni di traffico normali. Tale provvedimento, qualora comporti gravi e lunghe perturbazioni del traffico, sarà adottato d'intesa con gli uffici territoriali di Governo competenti e dovrà anche indicare i percorsi alternativi.
- Effettuare ispezioni a campione al fine di verificare la rispondenza delle schede asseverate consegnate dal Gestore (art. 10).
- Approvare gli interventi correttivi proposti dal Gestore; nel caso indicare le modifiche da apportare.
- In caso di ritardi nel processo di adeguamento delle gallerie ai requisiti di cui all'articolo 3, proporre alle Prefetture di adottare le necessarie azioni e misure correttive. In caso di mancata presentazione della richiesta di messa in servizio da parte del Gestore, le Prefetture possono disporre sospensioni dell'esercizio, con indicazione di eventuali percorsi alternativi, o ulteriori limitazioni dell'esercizio rispetto a quelle eventualmente disposte ai sensi dell'articolo 10 -ter.

La Commissione si avvale delle competenze e dell'organizzazione del Consiglio superiore dei lavori pubblici, con oneri a carico dei Gestori.

La Commissione è responsabile delle ispezioni, delle valutazioni e delle verifiche funzionali per tutte le gallerie situate sulle strade appartenenti alla rete transeuropea ricadenti nel territorio nazionale. Per tali attività, fino all'entrata

in operatività dell'elenco di cui all'articolo 4, comma 7, del decreto legislativo di attuazione della direttiva 2008/96/CE, si avvale di ingegneri appartenenti al Consiglio superiore dei lavori pubblici, nonché all'Amministrazione centrale e periferica del Ministero delle infrastrutture con i propri collaboratori.

La Commissione (art. 12) verifica che le ispezioni periodiche vengano effettuate al fine di garantire la conformità alle disposizioni del presente decreto. La Commissione, se in base alla relazione di ispezione, constata che una galleria non è conforme alle disposizioni di cui al presente decreto, comunica al Gestore ed al Responsabile della sicurezza le misure destinate ad accrescere la sicurezza della galleria. La Commissione definisce le condizioni per il mantenimento in esercizio o la riapertura della galleria che si applicheranno fino al completamento degli interventi correttivi, nonché qualsiasi altra restrizione o condizione pertinente.

L'art. 5 individua il Gestore della galleria: nell'ANAS per le strade a gestione diretta e nelle Società Concessionarie per quelle in concessione. Per i Trafori internazionali assumono le funzioni del Gestore della galleria le rispettive Commissioni intergovernative. Il Gestore della galleria nomina il Responsabile della sicurezza e un suo sostituto (art. 6) previa approvazione della Commissione permanente della galleria.

### Il Gestore

Il Gestore propone alla Commissione, per ciascuna galleria risultata non conforme agli standard minimi di sicurezza, un piano/progetto definitivo (art. 10 bis) comprendente gli interventi correttivi che intende realizzare, nonché i tempi e il piano finanziario per la loro attuazione.

Il Gestore trasmette alla Commissione e al Ministero delle infrastrutture e della mobilità sostenibile un rapporto semestrale di monitoraggio dell'adeguamento ai requisiti minimi della sicurezza entro il 31 gennaio e il 31 luglio di ogni anno.

Come disposto in aggiunta dal comma 4, lett. b), dell'art. 30-sexies del D.L. 22/03/2021, n. 41 come convertito, con modificazioni, dalla L. 21/05/2021, n. 69, il rapporto deve contenere:

- a) lo stato di avanzamento delle attività di adeguamento delle gallerie alle misure di sicurezza con evidenza dell'avanzamento effettivo delle attività rispetto a quello programmato;
- b) le risultanze del monitoraggio funzionale delle gallerie, anche alla luce dell'adozione delle misure di sicurezza temporanee minime di cui all'articolo 10 -ter;
- c) le eventuali variazioni nell'adozione delle misure di sicurezza temporanee minime di cui all'articolo 10 -ter, alla luce della progressiva realizzazione e del collaudo delle opere e degli impianti;
- d) una dichiarazione, sottoscritta dal legale rappresentante del Gestore, dal Responsabile della sicurezza e dall'esperto qualificato di cui al punto 2.3 dell'allegato 4, relativa alla corretta adozione e alla perdurante idoneità, sotto il profilo della sicurezza, delle misure di sicurezza temporanee minime di cui all'articolo 10 -ter.

Il Gestore, eseguiti i lavori di adeguamento, trasmette alla Commissione la richiesta di *messa in servizio* (Art. 10 bis), secondo la procedura prevista dall'allegato 4, entro il 31 dicembre 2025 o, per le gallerie stradali di cui al comma 2, entro il 30 giugno 2027.

Il Gestore provvede a predisporre tutte le misure necessarie allo svolgimento delle ispezioni (art. 12).

L'articolo 10 ter è stato aggiunto dal comma 4, lett. b), dell'art. 30-sexies del D.L. 22/03/2021, n. 41 come convertito, con modificazioni, dalla L. 21/05/2021, n. 69 - disciplina transitoria del processo di adeguamento delle gallerie aperte al traffico ai requisiti minimi di sicurezza di cui all'articolo 3 che prevede:

*"... Fino al rilascio dell'autorizzazione alla messa in servizio di cui all'articolo 10 -bis, comma 6, il Gestore provvede ad adottare, per ciascuna galleria aperta al traffico, le misure di sicurezza temporanee minime.*

*Fatto salvo quanto previsto dall'articolo 4, comma 10, la Commissione può disporre ulteriori limitazioni dell'esercizio nei casi di:*

- a) *inadempienza alle misure di sicurezza temporanee minime, accertata a seguito di visita ispettiva di cui agli articoli 11 e 12;*
- b) *omessa trasmissione o trasmissione incompleta delle dichiarazioni relative all'adozione delle misure di sicurezza temporanee minime ovvero delle dichiarazioni relative ai rapporti semestrali di monitoraggio di cui all'articolo 10 -bis , comma 8."*

### Il Responsabile della sicurezza

- a) assicura il coordinamento con i servizi di pronto intervento e partecipa alla preparazione dei piani operativi;
- b) partecipa alla pianificazione, all'attuazione e alla valutazione degli interventi di emergenza;
- c) partecipa alla definizione dei piani di sicurezza e delle specifiche della struttura, degli equipaggiamenti e del funzionamento, sia nel caso di gallerie nuove sia nel caso di modifica di gallerie esistenti;
- d) verifica che il personale di esercizio e i servizi di pronto intervento vengano formati e partecipa all'organizzazione di esercitazioni svolte a intervalli regolari non superiori ad un anno;
- e) viene consultato sulla messa in servizio della struttura, sugli equipaggiamenti e sul funzionamento delle gallerie;
- f) verifica, attraverso visite periodiche, che siano effettuate la manutenzione e le riparazioni della struttura e degli equipaggiamenti delle gallerie;
- g) partecipa alla valutazione di ogni incidente o evento di rilievo ai sensi dell'articolo 5, commi 3 e 4.

L'art. 13 dispone che l'*analisi del rischio* di una galleria deve essere fatta da un soggetto terzo e funzionalmente indipendente dal gestore della galleria (norma UNI CEI EN ISO/IEC 17020). L'*analisi di rischio* deve dimostrare che opportune misure di sicurezza alternative o integrative, rispetto a quelle previste dall'allegato 2, siano tali da realizzare condizioni con livello di protezione equivalente o accresciuto rispetto agli obiettivi di sicurezza definiti

dall'articolo 3, con particolare riferimento alla sicurezza degli utenti, del personale addetto, dei servizi di soccorso in genere e dei servizi resi dal Corpo nazionale dei vigili del fuoco.

All'art. 16 il Decreto prevede le sanzioni per i gestori che non adottino o ometta quanto disposto dal D.Lgs. Le sanzioni sono irrogate dal Direttore del Provveditorato regionale ed interregionale per le opere pubbliche competente per territorio.

All'art. 17 dispone che dall'attuazione del decreto non devono derivare nuovi o maggiori oneri a carico della finanza pubblica.

## Il Glossario

Del *Glossario* in allegato 1 si riportano alcune definizioni:

*Galleria speciale*: Galleria alla quale sono associate caratteristiche geometriche, funzionali e ambientali che possono indurre condizioni di pericolo per gli utenti tali da richiedere, suffragata da analisi di rischio, l'adozione di misure di sicurezza integrative.

*Galleria virtuale*: Galleria che possiede tutte le misure di sicurezza corrispondenti ai requisiti minimi obbligatori previsti dall'allegato 2 non affette da malfunzionamento.

*Livello globale di sicurezza*: Livello di sicurezza del sistema galleria fornito dalle misure di sicurezza installate.

*Misure di sicurezza*: Provvedimenti strutturali, impiantistici, gestionali mirati a ridurre la probabilità di accadimento e/o le conseguenze di eventi incidentali.

*Misure di sicurezza integrative*: Provvedimenti complementari che integrano i requisiti minimi di sicurezza e sono finalizzati al perseguimento di un minore livello di rischio per le gallerie che presentano caratteristiche speciali rispetto ai parametri di sicurezza, tali da determinare condizioni di maggiore potenziale pericolo.

*Misure di sicurezza temporanee minime*: Provvedimenti temporanei, di natura impiantistica o gestionale, mirati a ridurre la probabilità di accadimento o le conseguenze di eventi incidentali.

*Popolazione esposta*: Insieme costituito dagli utenti, dal personale di esercizio, dal personale addetto al soccorso.

*Prevenzione*: Misure ed azioni intese a ridurre la probabilità di accadimento di un evento pericoloso.

*Probabilità di incidente*: Sommatoria delle probabilità individuali di incidente estesa al flusso transitato su un tronco stradale in un definito arco temporale.

*Probabilità individuale di incidente*: Sommatoria delle produttorie delle probabilità degli eventi elementari intercettati da ciascun percorso critico dell'albero degli eventi.

*Probabilità di malfunzionamento*: Rapporto normalizzato tra il numero di eventi anomali rispetto al totale degli eventi possibili nelle condizioni di ordinario funzionamento.

*Protezione*: Misure ed azioni intese a ridurre le conseguenze di un evento pericoloso.

*Requisito di sicurezza*: Provvedimenti strutturali, infrastrutturali ed impiantistici previsti per un tracciato stradale in sotterraneo e finalizzati a ridurre il rischio d'esercizio agendo sia sulla probabilità di accadimento degli eventi incidentali, sia sulle possibili conseguenze.

*Requisiti minimi di sicurezza*: Provvedimenti strutturali, infrastrutturali ed impiantistici necessari a garantire il livello globale di sicurezza associato alla soglia di rischio tollerabile.

*Sistema galleria*: È il complesso costituito dagli elementi strutturali, dall'ambiente circostante l'opera, dal traffico, pertinente l'opera e l'ambiente, dalle dotazioni di sicurezza impiantistiche e dalle procedure di gestione che caratterizzano un tracciato in sotterraneo della strada.

*Situazioni critiche*: Condizioni strutturali, ambientali e/o funzionali che determinano un'elevata probabilità di accadimento e/o gravi conseguenze per un evento incidentale.

L'allegato 2 contiene i requisiti minimi di sicurezza che devono soddisfare le gallerie di nuova costruzione riepilogati nella seguente tabella.

TABELLA RIEPILOGATIVA DEI REQUISITI MINIMI  
GALLERIE NUOVE

REQUISITO	TIP. (1)	RIF.TO	NOTE
<b>OBBLIGATORIO</b>			
2 o più fornicci	S	2.1.2	Obbligatorio se le previsioni su 15 anni indicano traffico > 10.000 veicoli/corsia
Misure supplementari per pendenza long. > 3%	S	2.2.3	Obbligatorie tramite analisi di rischio
Banchine pedonabili di emergenza	S	2.3.1	
Uscite di emergenza	S	2.3.6-8	Obbligatorie con interdistanza massima 500 m se il volume di traffico è > 2000 veicoli per corsia
Illuminazione ordinaria	I	2.8.1	Obbligatorio secondo prescrizioni D.M. n. 3476 del 14.09.05
Illuminazione di sicurezza	I	2.8.2	
Illuminazione di evacuazione	I	2.8.3	
Ventilazione meccanica	I	2.9.2-4	Obbligatorio impianto di ventilazione meccanica per gallerie di L > 1000 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia (V. longitudinale consentita solo con analisi di rischio e misure specifiche, altrimenti (semi)trasversale)
Ventilazione meccanica: disposizioni speciali per la v. (semi)trasversale	I	2.9.5	Per gallerie di L > 3000 m, traffico bidirezionale e volume di traffico > 2000 veicoli per corsia, la V. (semi)trasversale deve prevedere: estrazione fumi azionabile separatamente o a gruppi regolazione del processo di controllo dell'impianto di ventilazione
Stazioni di emergenza	I	2.10.2-3	Obbligatorie vicino ai portali e a interdistanza max 150 m (dotazione minima: telef. SOS + 2 estintori)
Erogazione idrica	I	2.11	Obbligatoria con idranti a interdistanza max 250 m
Segnaletica stradale	I	2.12	Obbligatorio secondo prescrizioni dell'Allegato 4 -bis
Centro di controllo	I	2.13.1	Obbligatorio per G. di L > 3000 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia
Impianti di sorveglianza: telecamere + rilevamento automatico incidente e/o incendio	I	2.14.1	Obbligatorio nelle gallerie servite da un centro di controllo
Impianto per chiudere la galleria: semafori agli imbocchi	I	2.15.1	Obbligatorio per G. di L > 1000 m
Sistemi di comunicazione: ritrasmissioni radio ad uso servizi pronto intervento	I	2.16.1	Obbligatorio per G. di L > 1000 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia
Sistemi di comunicazione: messaggi di emergenza via radio destinati agli utenti della galleria	I	2.16.2	Obbligatorio per gallerie di L > 3000 m servite da un centro di controllo
Alimentazione elettrica di emergenza	I	2.17.1	
Resistenza e reazione al fuoco degli impianti e sistemi e dei loro componenti	I	2.18	Devono consentire il mantenimento delle necessarie funzioni di sicurezza



REQUISITO	TIP. (1)	RIF.TO	NOTE
<b>OBBLIGATORIO CON ECCEZIONI</b>			
Pendenza long $\leq 5\%$	S	2.2.2	Obbligatorio solo se le caratteristiche geomorfologiche non consentono diverse soluzioni progettuali
Accessi per i servizi di pronto intervento (gallerie trasversali nelle gallerie a doppio fornice)	S	2.4.1	Obbligatorio per G. di L. > 1500 m se i fornici sono allo stesso livello, o comunque collegabili, con interdistanza max 1500 m
Punti attraversamento spartitraffico agli imbocchi (G. a doppio fornice)	S	2.4.2	Obbligatorio solo se le caratteristiche geomorfologiche lo consentono
Piazzola di sosta	S	2.5.1-3	Obbligatorio ogni 1000 m solo per G. bidirezionali di L. > 1500 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia, qualora non sia prevista la corsia di emergenza: non obblig se la largh. residua della piattaforma, escluse le corsie di marcia, è pari almeno ad una corsia
Drenaggio	S	2.6.1	Obbligatorio solo se è autorizzato il trasporto di merci pericolose
Resistenza al fuoco delle strutture	S	2.7	Obbligatorio solo se un eventuale cedimento locale può avere conseguenze catastrofiche
Impianti di sorveglianza: rilevamento automatico incendio	I	2.14.2	Obbligatorio se, in assenza di centro di controllo, il funzionamento della ventilazione per controllo fumi è diverso da quello automatico per controllo inquinanti
Sistemi di comunicazione: altoparlanti nei rifugi e presso le uscite	I	2.16.3	Obbligatorio se gli utenti della galleria in fase di evacuazione devono aspettare prima di poter raggiungere l'esterno
<b>RACCOMANDATO</b>			
Impianto per chiudere la galleria: semafori all'interno galleria	I	2.15.2	Raccomandato per G. di L. > 3000 m e volume di traffico > 2000 veicoli per corsia, con interdistanza max 1000 m

(1) S: strutturale I: impiantistico

Seguono, ugualmente in tabella, i requisiti minimi di sicurezza per le gallerie esistenti

**TABELLA RIEPILOGATIVA DEI REQUISITI MINIMI  
GALLERIE ESISTENTI**

REQUISITO	TIP. (1)	RIF.TO	NOTE
<b>OBBLIGATORIO</b>			
Misure supplementari per pendenza long. > 3%	S	2.2.3	Obbligatorie tramite analisi di rischio
Misure supplementari per larghezza della corsia < 3.5 m con traffico pesante	S	2.2.4	Obbligatorie tramite analisi di rischio
Illuminazione ordinaria	I	2.8.1	Obbligatoria secondo prescrizioni D.M. n. 3476 del 14.09.05
Illuminazione di sicurezza	I	2.8.2	
Illuminazione di evacuazione	I	2.8.3	
Ventilazione meccanica	I	2.9.2-4	Obbligatorio impianto di ventilazione meccanica per gallerie di L > 1000 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia (V. longitudinale consentita solo con analisi di rischio e misure specifiche, altrimenti (semi)trasversale)
Ventilazione meccanica: disposizioni speciali per la v. (semi)trasversale	I	2.9.5	Per gallerie di L > 3000 m, traffico bidirezionale e volume di traffico > 2000 veicoli per corsia, la V. (semi)trasversale deve prevedere: estrazione fumi azionabile separatamente o a gruppi regolazione del processo di controllo dell'impianto di ventilazione
Stazioni di emergenza	I	2.10.2-3	Obbligatorie vicino ai portali e a interdistanza max 250 m (dotazione minima: telef. SOS + 2 estintori)
Erogazione idrica	I	2.11	Obbligatoria con idranti a interdistanza max 250 m
Segnaletica stradale	I	2.12	Obbligatorio secondo prescrizioni dell'Allegato 4 -bis
Centro di controllo	I	2.13.1	Obbligatorio per G. di L > 3000 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia
Impianti di sorveglianza: telecamere + rilevamento automatico incidente e/o incendio	I	2.14.1	Obbligatorio nelle gallerie servite da un centro di controllo
Impianto per chiudere la galleria: semafori agli imbocchi	I	2.15.1	Obbligatorio per G. di L > 1000 m
Sistemi di comunicazione: ritrasmissioni radio ad uso servizi pronto intervento	I	2.16.1	Obbligatorio per G. di L > 1000 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia
Sistemi di comunicazione: messaggi di emergenza via radio destinati agli utenti della galleria	I	2.16.2	Obbligatorio per gallerie di L > 3000 m servite da un centro di controllo
Alimentazione elettrica di emergenza	I	2.17.1	
Caratteristiche di resistenza e reazione al fuoco dei componenti degli impianti	I	2.18	Devono consentire il mantenimento delle necessarie funzioni di sicurezza

REQUISITO	TIP. (1)	RIF.TO	NOTE
<b>OBBLIGATORIO CON ECCEZIONI</b>			
Banchine pedonabili di emergenza	S	2.3.2	Obbligatorie misure supplementari tramite analisi dei rischi, se sprovviste
Uscite di emergenza	S	2.3.7-8	Deve essere valutata la fattibilità e l'efficacia della realizzazione di nuove uscite, per le gallerie di L > 1000 m se il volume di traffico è > 2000 veicoli per corsia
Accessi per i servizi di pronto intervento (gallerie trasversali nelle gallerie a doppio fornice)	S	2.4.1	Obbligatorie per G. di L > 1500 m se i fornici sono allo stesso livello, o comunque collegabili, con interdistanza max 1500 m
Punti attraversamento spartitraffico agli imbocchi (G. a doppio fornice)	S	2.4.2	Obbligatorio solo se le caratteristiche geomorfologiche lo consentono
Piazzola di sosta	s	2.5.2-3	Per G. bidirezionali di L > 1500 m con volume di traffico > 2000 veicoli per corsia, prive di corsia di emergenza deve essere valutata la fattibilità, non obbl. se la largh. residua della piattaforma esclude le corsie di marcia, è pari almeno ad una corsia
Drenaggio	S	2.6.2	L'autorizzazione del trasporto delle merci pericolose deve derivare dall'analisi di rischio
Resistenza al fuoco delle strutture	S	2.7	Obbligatorio solo se un eventuale cedimento locale può avere conseguenze catastrofiche
Impianti di sorveglianza: rilevamento automatico incendio	I	2.14.2	Quando, in assenza di centro di controllo, il funzionamento della ventilazione per controllo fumi è diverso da quello automatico per controllo inquinanti
Sistemi di comunicazione: altoparlanti nei rifugi e presso le uscite	I	2.16.3	Obbligatorio se gli utenti della galleria in fase di evacuazione devono aspettare prima di poter raggiungere l'esterno
<b>RACCOMANDATO</b>			
Impianto per chiudere la galleria: semafori all'interno galleria	I	2.15.2	Raccomandato per G. di L > 3000 m e volume di traffico > 2000 veicoli per corsia, con interdistanza max 1000m

(1) S: strutturale I: impiantistico

Completano l'allegato le misure riguardanti l'esercizio (§3) e la campagna divulgativa (§4) che serve a pubblicizzare il corretto comportamento degli utenti che si avvicinano e attraversano la galleria principalmente nel caso di incidente, incendi e congestione del traffico e sull'uso dell'equipaggiamento di sicurezza e vie di fuga.

\*\*\*\*\*^\*\*\*\*\*

Dopo avere esaminato la normativa, concludo questo articolo con alcune indicazioni utili, a parere dello scrivente, per eseguire una esaustiva ispezione di galleria della rete stradale transeuropea.

L'Ispettore entra in una galleria della rete TEN-T non solo per quanto alle eventuali problematiche strutturali, idrogeologiche e geotecniche ma, anche per verificare la corrispondenza, l'efficienza e l'efficacia degli impianti, della segnaletica e dei presidi di soccorso ai requisiti minimi previsti, appunto, dal D. Lgs 05 ottobre 2006, n. 264 e dai suoi aggiornamenti.

A titolo di esempio indicativo e non esaustivo, l'ispettore deve accertare:

- per quanto alla verifica dell'impianto di illuminazione, che le canaline passacavi, i porta lampade e ogni accessorio siano solidali al rivestimento della galleria. Le lampade siano, pulite, accese e ben orientate; se eventualmente colorate siano del colore appropriato.
- per quanto alla verifica degli impianti di raccolta e smaltimento dei liquidi di piattaforma, che la piattaforma sia e resti asciutta e che le canaline e/o lamiere grecate siano messe in opera correttamente, le cunette ai piedi dei piedritti, le caditoie e le griglie siano libere e non intasate;

- per quanto alla verifica dell'impianto e sistemi antincendio, che non ci siano perdite di acqua dalle tubazioni, la presenza, ove previsto, degli idranti, delle manichette e degli estintori (per quanto a questi ultimi è opportuna la verifica a campione della data riportata sulla targhetta di manutenzione);
- per quanto alla verifica dei sistemi di comunicazione e di monitoraggio, che le antenne telefoniche e ricetrasmittenti radio, siano solidali al rivestimento e ben mantenute. Le postazioni SOS siano facilmente accessibili, dotate dei presidi di sicurezza prescritti e completate da brevi ma efficaci ed intuitive istruzioni d'uso;
- per quanto alla verifica della segnaletica, che tutti i segnali stradali siano solidali al rivestimento, puliti e quelli luminosi siano accesi. La segnaletica orizzontale e le fascie sui piedritti siano ben visibili e mantenute;
- per quanto alla verifica delle vie di fuga, l'Ispettore deve accertare che siano ben segnalate, illuminate e libere da ogni tipo di ostacolo; deve accertarsi della presenza dei presidi minimi di sicurezza in termini di oggetti e di impianti. Nella presenza di porte l'ispettore deve accertare l'efficacia dei cardini, delle serrature, delle maniglie, delle guarnizioni. In generale l'ispettore deve accertare la facilità dell'utilizzo della via di fuga anche attraverso la presenza di schemi, lochi, percorsi e brevi ma efficaci ed intuitive istruzioni d'uso;
- per quanto alla verifica dei sistemi di areazione, che i sistemi di fissaggio principale e secondario dei ventilatori siano solidali al rivestimento e lontani da zone ammalorate, quadri fessurativi significativi e fessure interferenti con i sistemi di fissaggio. Il carter dei ventilatori sia integro e le bocche libere da qualsiasi tipo di ostruzione;
- per quanto alla verifica dei presidi di prima messa in sicurezza (reti protettive), l'Ispettore deve accertare, a campione, che i dadi siano serrati e che non ne manchino; in caso di centinature, putrelle ecc. che le stesse siano solidali al rivestimento;
- per quanto alla verifica dei presidi di monitoraggio del traffico, e sensoristica varia, la corretta messa in opera e orientamento delle telecamere di esercizio e delle termocamere per il monitoraggio degli incendi, dei sensori di monitoraggio della visibilità e di ogni altro sensore presente in galleria.

In definitiva un'ispezione consapevole e ben fatta è alla base della fruizione in sicurezza della galleria sia in esercizio sia anche in caso di emergenza.

## Conclusioni

Il Parlamento Europeo e la Commissione sono attivi fin dal 2001, prima attraverso il *libro bianco 12 settembre 2001*, e poi con la *DIRETTIVA 2004/54/CE del 29 aprile 2004*, per armonizzare i requisiti minimi di sicurezza delle gallerie della rete stradale Transeuropea. La *direttiva*, vincolante per gli Stati membri, è stata attuata dallo Stato Italiano attraverso il D. Lgs 05 ottobre 2006, n. 264 successivamente aggiornato con il DM 12/07/2021.

Le norme hanno lo scopo di rendere le gallerie fruibili e sicure nell'avvicinamento, nel transito e in caso di incidente e/o sosta di emergenza: sia per gli utenti sia per gli addetti alla manutenzione.

## Prova di carico statica eseguita nel ponte ciclopedonale sul fiume Cesano nel Comune di Senigallia (AN)

F. Gara<sup>a</sup>, S. Carbonari<sup>b</sup>, S. Bufarini<sup>c\*</sup>, R. Martini<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università Politecnica delle Marche.

<sup>b</sup> Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università Politecnica delle Marche.

<sup>c</sup> Sperimentatore del Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture dell'Università Politecnica delle Marche

<sup>d</sup> Sperimentatore del Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture dell'Università Politecnica delle Marche

\* Corresponding author: s.bufarini@univpm.it

**Abstract:** Il presente articolo presenta la modalità di realizzazione del carico di prova, il rilievo degli spostamenti e l'elaborazione dei risultati della prova di carico statica eseguita sulla campata centrale del ponte ciclopedonale sul fiume Cesano nel Comune di Senigallia (AN).

*Keywords:* laboratorio; materiali, strutture, costruzioni, infrastrutture; prova di carico; monitoraggio; passerella ciclopedonale, ponte

### 1. Introduzione

Su incarico conferito dalla Regione Marche - Dipartimento Infrastrutture e Territorio, Settore Infrastrutture e Viabilità, per “*Servizio di misurazione degli spostamenti durante le prove di carico statiche del ponte ciclopedonale sul fiume Cesano*”, il Laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura dell'Università Politecnica delle Marche ha provveduto al monitoraggio degli spostamenti rilevati nel corso della prova di carico statica eseguita sulla campata centrale del ponte ciclopedonale sul fiume Cesano nel Comune di Senigallia (AN).

La passerella ciclopedonale oggetto del collaudo si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 200 m con andamento rettilineo. È costituita da una campata centrale di 86 m e da due campate laterali, praticamente simmetriche, di 55 m e 54 m. L'elemento principale è un arco in acciaio, eccentrico e inclinato di 15° verso monte, che sorregge la campata centrale mediante pendini in profili metallici con sezione ad I. La sovrastruttura è interamente in acciaio, mentre pile, spalle e fondazioni su pali sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera. L'impalcato, largo 5 m, accoglie la pista ciclabile nella corsia a valle e il percorso pedonale nella parte a monte. La sezione trasversale dell'impalcato si compone di una trave scatolare, completata da uno sbalzo a sezione aperta realizzato con traversi aggettanti, che sostengono una piastra ortotropa. Nello specifico, la trave scatolare a sezione pseudo-

rettangolare corre sul lato monte, sostiene l'impalcato nelle campate laterali e si innalza nella campata centrale formando l'arco (Foto 1).

La prova di carico statica si è svolta secondo il programma stabilito dal Dott. Ing. Filippo Lanzi, Collaudatore delle strutture, sottoposto al Prof. Ing. Luigino Dezi (DSD Srl), Progettista e Direttore dei Lavori, e reso noto al Costruttore (Costruzioni Nasoni), in ordine:

- alle modalità di realizzazione del carico di prova e sua disposizione sull'impalcato;
- alle modalità di applicazione del carico di prova (via di carico e via di scarico);
- al numero, tipo e posizione degli strumenti di misura.



**Foto 1.** Vista del ponte ciclopedonale.

## **2. Attrezzatura di carico e strumentazione di misura**

In considerazione della destinazione d'uso e della tipologia del ponte, il carico massimo agente è stato realizzato mediante il graduale riempimento di cisterne in plastica da 1.000 l/cadauna posizionate sull'impalcato della campata centrale (Foto 2).



**Foto 2.** Posizionamento delle cisterne in plastica sull'impalcato.

Per il raggiungimento del carico massimo di prova sono state realizzate due progressive condizioni di carico (Tabella 1, Foto 3-4). Lo scarico è stato effettuato invece in un unico step.

**Tabella 1.** Condizioni di carico.

Condizione di carico	Carico equivalente uniformemente distribuito (Kg/m <sup>2</sup> )
0	0
1	150
2	300



**Foto 3.** Realizzazione del carico.



**Foto 4.** Realizzazione del carico.

Per la misura degli spostamenti è stata impiegata una stazione topografica robotizzata servo-assistita ad alta precisione (Figura 1 e Foto n. 5). Sono stati posizionati sull'impalcato e sull'arco 17 punti di misura contrassegnati con i numeri 101÷117, come indicato in figura 1.

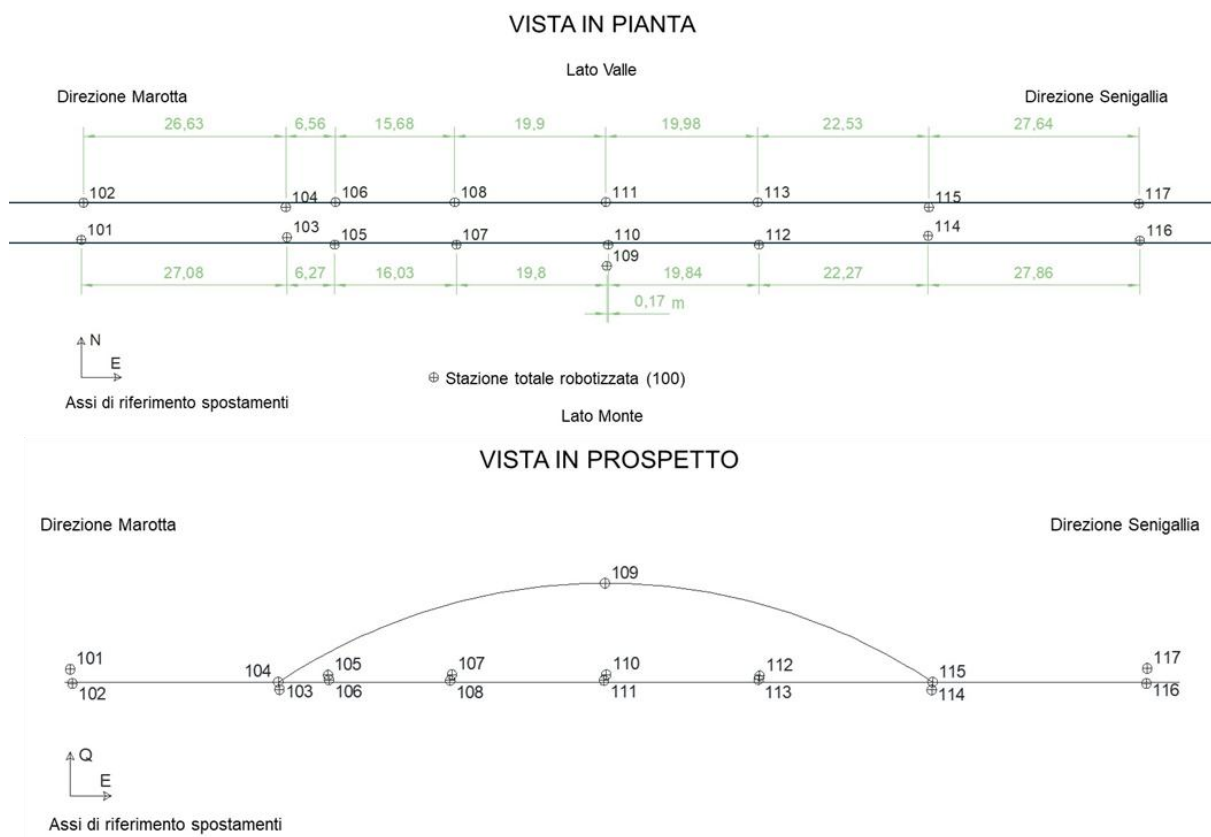
In corrispondenza di ciascun punto di misura si è proceduto al posizionamento di mire di collimazione (prismi ottici) dotate di staffa snodabile ad "L" con vite di bloccaggio e sistema di fissaggio.

Le mire di collimazione sono costituite da una speciale struttura metallica per la protezione del prisma dagli agenti atmosferici e dai raggi del sole, e per consentire al sistema di puntamento automatico della stazione robotica la massima precisione di auto-collimazione.

La stazione topografica robotizzata è stata collocata su treppiedi, fuori dalla zona da monitorare, fissato a basamenti rigidi. Lo strumento risulta dotato di funzione di collimazione di precisione che, dopo la prima misurazione iniziale, insegue il prisma automaticamente nelle successive misurazioni. Le principali caratteristiche tecniche della stazione topografica robotizzata impiegata sono le seguenti:

- precisione angolare e di puntamento: 0,5";
- accuratezza: 0.6mm + 1ppm.

La prova ha avuto inizio il giorno 21 maggio 2025 alle ore 09:00 con la lettura della strumentazione a carico nullo e si è conclusa il giorno stesso alle ore 20:00 con la lettura dei valori residui dopo la rimozione del carico.



**Figura 1.** Posizione della stazione totale robotizzata e dei punti di misura.



**Foto 5.** Stazione topografica robotizzata servo-assistita.

### 3. Risultati

Per l'esecuzione delle letture, la stazione totale è stata configurata per effettuare automaticamente tre giri d'orizzonte. Ogni punto di misura è stato rilevato due volte, ruotando l'asse strumentale nelle posizioni di Faccia I e Faccia II. Nel certificato di prova sono state riportate le coordinate E-N-Q (espresse in metri) relative alla prima lettura del giro d'orizzonte per ciascun punto, insieme agli indicatori di precisione: deviazione standard, media e RMSE degli scarti rispetto alla prima lettura, espressi in millimetri e calcolati sull'intero set di misure.

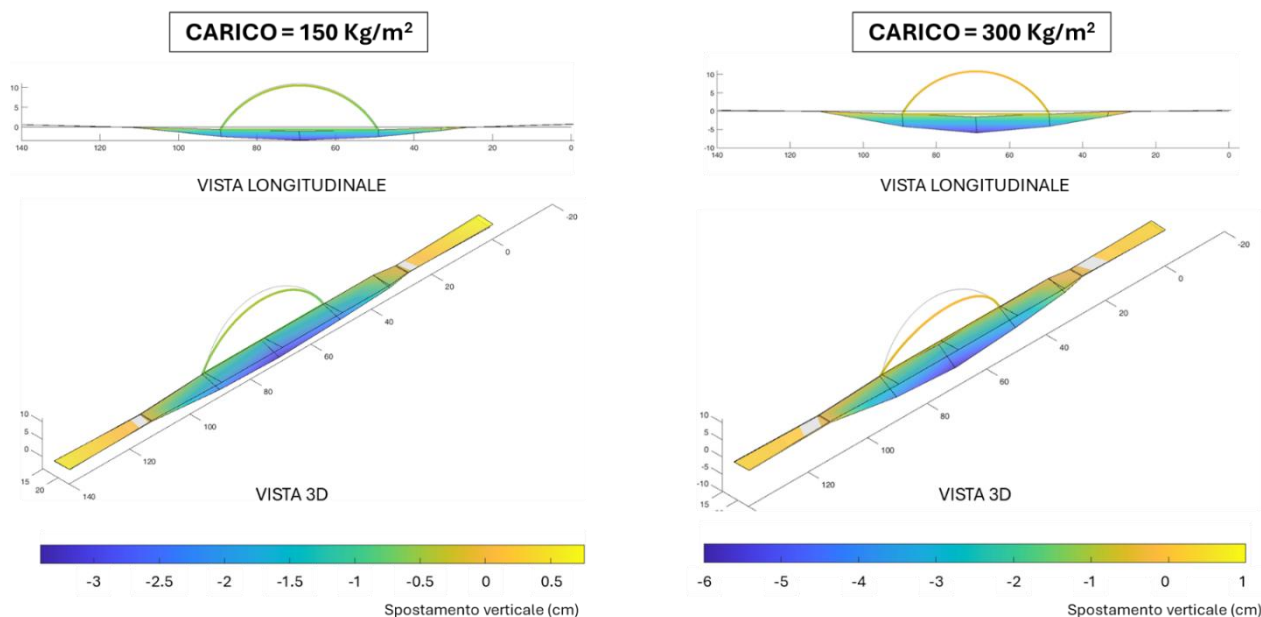
Gli spostamenti sono stati ottenuti decurtando dalle coordinate dei punti rilevate per ciascuno step di carico le relative coordinate associate alla condizione di carico nullo. Le valutazioni sono state eseguite facendo riferimento al valore medio delle misure ottenute per ciascun punto per i 3 giri d'orizzonte (6 rilievi per punto).

Nell'esposizione dei risultati sono state riportate, altresì, le seguenti informazioni:

- la data;
- l'ora del raggiungimento della condizione di carico;
- l'ora delle letture effettuate;
- la temperatura ambiente al momento delle letture eseguite ai punti di misura;
- il valore del carico equivalente uniformemente distribuito.

Vengono riportate nella figura 2 le linee elastiche/deformate rilevate nelle varie condizioni di carico.

Propedeuticamente all'esecuzione della prova, nella giornata precedente, è stato effettuato un monitoraggio dell'opera per valutare gli effetti della temperatura; nello specifico, sono state effettuate misurazioni delle frecce durante l'arco di una mattina (compatibilmente con le operazioni di allestimento della prova e i tempi dell'impresa affidataria dell'esecuzione della prova stessa) negli stessi punti di misura con il fine di valutare l'incidenza degli effetti termici sugli spostamenti dovuti al carico applicato. Le temperature registrate sono variate da 24 a 25, mentre lo spostamento massimo in mezzogiorno registrato in conseguenza del gradiente termico positivo è stato di 3 mm.



**Figura 2.** Linee elastiche/deformate rilevate nelle varie condizioni di carico.

## Bibliografia

- [1] Bufarini S., D’Aria V., Mineo S., Squillacioti D., Il monitoraggio delle strutture, EPC Srl, aprile 2010.
- [2] Bufarini S., D’Aria V., Giacchetti R., Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura, EPC Srl, giugno 2010.
- [3] Bufarini S., D’Aria V., Squillacioti D., COLLAUDO STATICO - Prove di carico statiche su solai ed impalcati, EPC Editore, maggio 2013.
- [4] R. D. Innocenzi, S. Carbonari, F. Gara, L. Dezi, STATIC AND DYNAMIC TESTING OF THE “FILOMENA DELLI CASTELLI” BRIDGE, Proceedings of the Belgian, Dutch and French National Groups of IABSE – Young Engineers Colloquium, Brussels, Belgium, March 2020.
- [5] F. Gara, V. Nicoletti, S. Carbonari, L. Ragni, A. Dall’Asta. DYNAMIC MONITORING OF BRIDGES DURING STATIC LOAD TESTS: INFLUENCE OF THE DYNAMICS OF TRUCKS ON THE MODAL PARAMETERS OF THE BRIDGE – Journal of Civil Structural Health Monitoring, 10(2):197-217. April 2020.
- [6] Bufarini S., Lombardo S., Venturi V.D., PROVE NON DISTRUTTIVE SU NUOVE STRUTTURE E COSTRUZIONI ESISTENTI, EPC Editore, giugno 2021.
- [7] R.D. Innocenzi, D. Arezzo, V. Nicoletti\*, S. Carbonari, F. Gara, L. Dezi (2022). A GOOD PRACTICE FOR THE PROOF TESTING OF CABLE-STAYED BRIDGES – Applied Sciences, 12(7), n. 3547. April 2022.

## **Stima della tensione di rottura e di snervamento di barre d'armatura da c.a. tramite misure di durezza Leeb in situ. Illustrazione dei risultati ottenuti su un edificio esistente della fine degli anni '60**

A. Crosatti<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup> Nievelt Labor Italia S.r.l.

\* Corresponding author: [alessandro.crosatti@nievelt.it](mailto:alessandro.crosatti@nievelt.it)

**Abstract:** Scopo del presente articolo è quello di presentare un possibile metodo per la stima della tensione di rottura e di snervamento di barre d'armatura da c.a. in strutture esistenti combinando prove di trazione eseguite in laboratorio su barre prelevate in opera e misure di durezza Leeb eseguite in situ ed in laboratorio. Il metodo risulta interessante in quanto nell'ambito di indagini su strutture esistenti consente di ridurre al minimo indispensabile il prelievo in opera di barre (prove distruttive) puntando invece all'esecuzione di misure di durezza in situ (prove non distruttive). I prelievi di barre d'armatura, ed i successivi ripristini strutturali, sono sempre operazioni che introducono un danno nella struttura e per tale motivo sarebbe bene evitarli, contenerli in numero ed in ogni caso collocarli nei punti meno sollecitati degli elementi strutturali.

*Keywords:* Barre d'armatura in situ; Tensione di rottura; Tensione di snervamento; Durezza Leeb; Durometro portatile; Indagini strutturali; Prelievi in opera; Prove non distruttive NDT; Prove distruttive DT

### **1. Introduzione**

Nell'ambito delle indagini strutturali eseguite correntemente su edifici e ponti la valutazione delle caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura da c.a., lisce o ad aderenza migliorata, rappresenta un aspetto rilevante della campagna di indagini finalizzata a raggiungere il livello di conoscenza richiesto dal professionista incaricato della valutazione di sicurezza strutturale.

La prassi comunemente adottata dai progettisti è quella di prediligere indagini di tipo distruttivo focalizzandosi prevalentemente su prelievi di barre d'armatura in situ (e successive prove di laboratorio) con conseguenti e prevedibili danni indotti nelle strutture che in molti casi peggiorano il loro stato di sicurezza in seguito all'esecuzione delle indagini stesse. Si vuole altresì sottolineare il fatto, troppo spesso sottovalutato dalla maggior parte dei tecnici redattori dei piani delle indagini, che i prelievi di barre d'armatura (e non solo) sono sempre operazioni che introducono un danno nella struttura e per tale motivo il ricorso agli stessi va attentamente valutato, progettato ed ubicato così come il successivo ripristino strutturale.

Le norme tecniche sulle costruzioni e la circolare esplicativa consentono già oggi di sostituire le prove distruttive con un numero congruo/equivalente di prove non distruttive, è su questa strada che, a detta dello scrivente, la nuova revisione delle norme tecniche sulle costruzioni dovrebbe indirizzare in maniera più decisa i progettisti strutturali. Lo scopo di questo articolo è quello di spingere in questa direzione facendo conoscere ai tecnici un possibile metodo di stima della tensione di rottura e di snervamento di barre d'armatura da c.a. basato in parte sui risultati di una semplice prova non distruttiva come è quella della misura di durezza Leeb in situ mediante durometro portatile.

## 2. Caratteristiche della campagna di indagine strutturale

I risultati che verranno mostrati nelle pagine successive sono stati estrapolati da un'ampia campagna di indagini strutturali eseguita alla fine dello scorso anno dalla Nievelt Labor Italia S.r.l e richiesta dal Dott. Ing. Mattia Sartori, progettista incaricato dalla committenza, per la valutazione di vulnerabilità sismica dell'Ex Palazzina Uffici del Gruppo Biasi sita a Verona e costruita alla fine degli anni '60.

Entrando nel dettaglio della sola parte di indagini strutturali finalizzata alla determinazione delle caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura si precisa che nel caso in esame si è provveduto ad eseguire:

- 12 prelievi di barre d'armatura e relative prove di trazione e durezza in laboratorio su barre prelevate da pilastri, travi e muri portanti della struttura (6 barre lisce e 6 barre ad aderenza migliorata);
- 28 misure di durezza in situ su barre d'armature di pilastri, travi e muri portanti della struttura.

Le prove di trazione eseguite in laboratorio sulle barre d'armatura sono state condotte secondo la norma UNI EN ISO 15630-1 [1], le misure di durezza Leeb in situ ed in laboratorio sono state eseguite facendo riferimento alla norma ASTM A956 [2].



**Figura 1.** Foto dell'Ex Palazzina Uffici del Gruppo Biasi oggetto di indagini strutturali.



**Figura 2.** Barre d'armatura prelevate.

Per l'esecuzione delle prove di trazione sulle barre d'armatura sono stati utilizzati in laboratorio due diversi macchinari di prova con differenti ed adeguate capacità di carico; su un provino d'armatura vista la ridotta lunghezza si è condotta una prova approssimativa emettendo solamente un rapporto di prova (per tutti gli altri provini sono stati emessi dei certificati di prova).

Le misure di durezza sono state eseguite mediante un durometro portatile della NOVOTEST - Durometro Leeb TD2-R con sonda tipo DC previa semplice spianatura e lucidatura a specchio della superficie laterale della barra mediante smerigliatrice angolare dotata di un comune disco abrasivo per acciaio. La larghezza e lunghezza della porzione di barra preparata come sopra specificato è risultata variabile di volta in volta in funzione del diametro della barra ed è stata scelta in modo da tale da garantire l'esecuzione di 7 misure di durezza in posizioni differenti. La metodologia di preparazione della superficie ed il numero di misurazioni di cui sopra derivano dalla voce prezzo O.02.025 "Prova di durezza in sito sulle barre di armatura" riportata nel "Listino prezzi 2025 rev 1" di Anas [3].



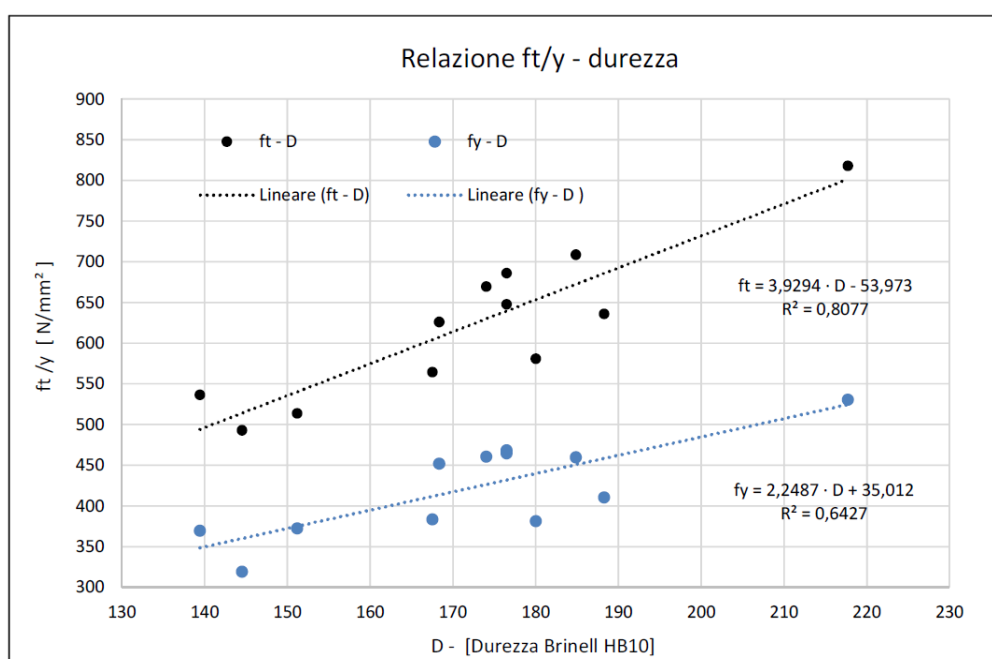
**Figura 3.** Dettaglio della preparazione della superficie di due barre d'armatura per la prova di durezza in situ.

Per quanto riguarda l'esecuzione delle prove di durezza in laboratorio queste sono state eseguite bloccando la barra d'armatura all'interno di una comune morsa da banco in acciaio del peso di circa 15 kg in modo da garantire una sufficiente rigidità del provino ed eseguire una corretta valutazione della durezza Leeb. Relativamente alle misurazioni di durezza in situ sulle barre d'armatura quest'ultime sono state scoperte localmente dalla porzione superficiale del copriferro cercando di lasciarle inglobate nel getto di calcestruzzo originario in modo da garantire anche in questo caso una sufficiente rigidità del provino. Per ulteriori approfondimenti relativi a questa metodologia di prova ed alla preparazione delle superfici delle barre si rimanda all'articolo [4].

### 3. Risultati della campagna di indagine strutturale

Incrociando i risultati ottenuti dalle prove di trazione condotte sulle dodici barre d'armatura con i risultati delle prove di durezza eseguite in laboratorio sulle medesime barre è stato possibile determinare una correlazione numerica fra le tensioni di rottura/snervamento e la durezza misurata con durometro Leeb. In questo modo per le 28 prove di durezza condotte in situ sulle barre d'armatura è stato possibile proporre delle stime sia per la tensione di rottura che per quella di snervamento a partire dalla sola misura di durezza condotta in situ con la modalità descritta al capitolo precedente.

Si riporta qui di seguito in figura 4 il grafico relativo alle curve di correlazione tensione-durezza ottenute mediante taratura/calibrazione con i risultati delle prove di trazione e durezza eseguite in laboratorio sulle 12 barre d'armatura prelevate in situ. Per semplicità di esposizione nella presentazione dei risultati si è scelto di far riferimento ai valori di durezza Brinell (i valori medi della durezza Leeb delle varie prove sono stati trasformati in durezza Brinell mediante le formule di conversione riportate nella norma ASTM E140-12b [5]).



**Figura 4.** Relazione ft – D (tensione di rottura – durezza) e fy – D (tensione di snervamento – durezza).

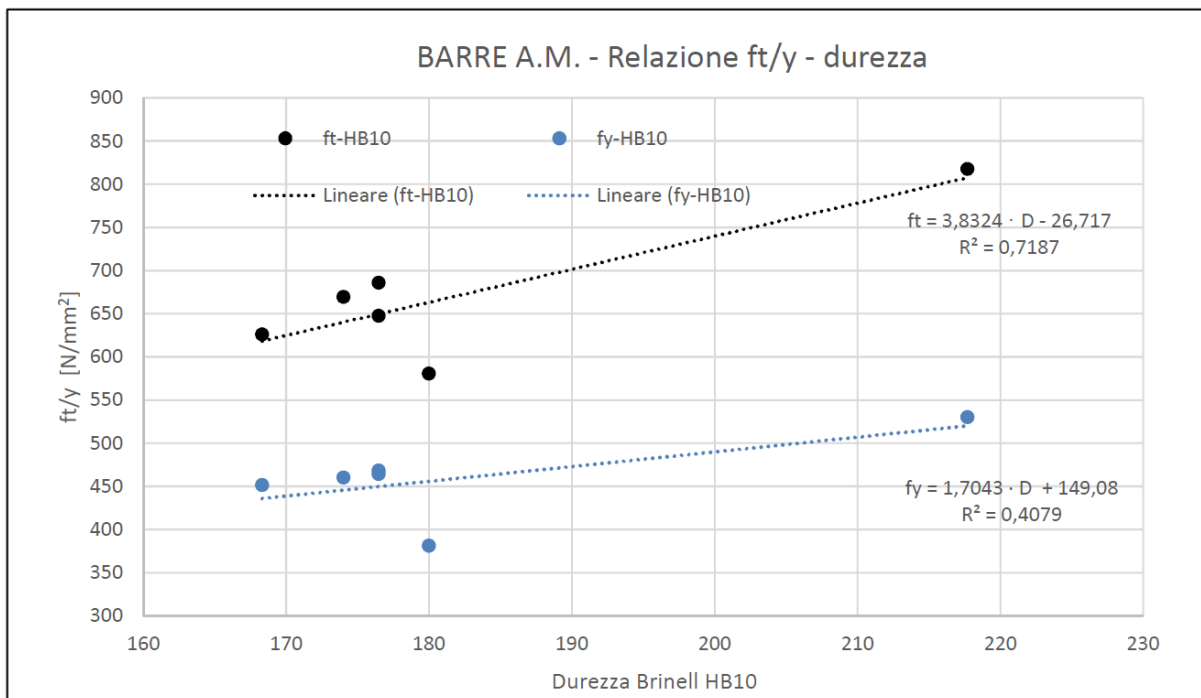
In prima battuta si può affermare che la relazione ottenuta tra la tensione di rottura in N/mm<sup>2</sup> e la durezza Brinell calibrata con i risultati delle prove di trazione risulta in linea con la curva d'interpolazione ricavabile sulla base dei dati forniti dalla UNI EN ISO 18265 [6] per acciai non legati o basso legati e ghisa; per quanto riguarda la relazione tra tensione di snervamento e durezza la norma [6] invece non fornisce nessuna indicazione.

Nella tabella sottostante si riporta la stima della tensione di rottura e di snervamento delle barre d'armatura a partire dalle 28 misure di durezza eseguite in situ; la colonna STIMA1  $f_t$  utilizza i dati dedotti dalla [6], le colonne STIMA2  $f_t$  e STIMA2  $f_y$  si basano invece sulle curve riportate in figura 4 e calibrate sui risultati delle prove eseguite nel caso in esame ed oggetto della campagna d'indagine presentata in questo articolo.

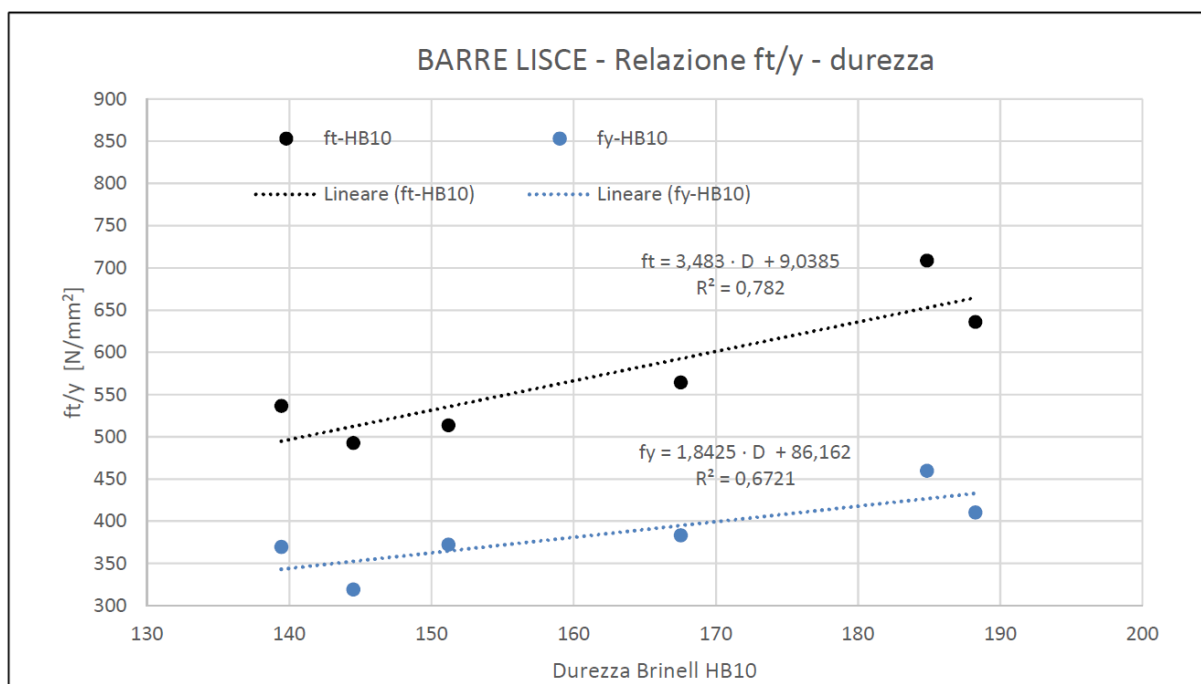
**Tabella 1.** Stima della tensione di rottura e di snervamento delle barre d'armatura oggetto di indagine in situ

<b>SIGLA INDAGINE</b>	<b>DUREZZA MEDIA [HB10]</b>	<b>STIMA1 <math>f_t</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>STIMA2 <math>f_t</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>STIMA2 <math>f_y</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>
D1	154	520	552	382
D2	147	494	522	365
D3	184	621	669	449
D4	201	680	737	488
D5	150	507	537	373
D6	137	462	486	344
D7	144	487	514	360
D8	137	460	483	342
D9	158	533	567	390
D10	193	650	703	468
D11	144	487	514	360
D12	132	444	464	331
D13	155	522	555	384
D14	183	618	666	447
D15	187	629	679	454
D16	198	668	723	480
D17	150	504	534	372
D18	171	576	617	419
D19	179	604	649	437
D20	194	656	710	472
D21	210	710	773	508
D22	202	683	741	490
D23	211	713	776	510
D24	190	641	692	462
D25	209	707	769	506
D26	138	465	488	345
D27	164	551	589	403
D28	171	576	617	419

Se si vanno a separare i risultati relativi alle barre ad aderenza migliorata da quelli relativi alle barre lisce si ottengono i seguenti due grafici con le relative curve di correlazione tensione-durezza.



**Figura 5.** Barre ad aderenza migliorata A.M.: Relazione ft – D (tensione di rottura – durezza) e fy – D (tensione di snervamento – durezza).



**Figura 6.** Barre lisce: Relazione ft – D (tensione di rottura – durezza) e fy – D (tensione di snervamento – durezza).

## 4. Conclusioni

L'articolo in esame, senza voler aver la pretesa di affrontare in modo rigoroso e scientifico il problema della stima della resistenza di barre d'armatura da c.a. in strutture esistenti, ha messo in evidenza le potenzialità di una prova non distruttiva come quella della misura di durezza Leeb in situ. Le elaborazioni ottenute nella campagna prove hanno dimostrato ancora una volta come i migliori risultati si ottengano calibrando i dati di test non distruttivi con quelli di test distruttivi.

Si auspica che in futuro vengano eseguiti degli studi di ricerca in questo ambito e che venga redatta una norma UNI specifica per l'esecuzione di misure di durezza in situ su barre d'armatura in modo che tutti gli operatori della diagnostica lavorino in maniera uniforme.

## Ringraziamenti

Si ringrazia il Dott. Ing. Mattia Sartori e la committenza BIM S.r.l. In Liquidazione, nella persona del Dott. Ing. Pietro Sartori, per la fiducia accordata e l'opportunità di eseguire questa importante campagna di indagini ed il consenso alla divulgazione di parte dei risultati.

Si ringraziano gli autori della pubblicazione [4] dalla quale si è preso spunto per sviluppare ed applicare ad un caso reale questo metodo di stima della tensione di rottura e di snervamento di barre da c.a. in strutture esistenti.

Un ringraziamento alla Nievelt Labor Italia S.r.l., società della quale sono dipendente, per aver acconsentito alla redazione e pubblicazione di questo articolo.

## Bibliografia

- [1] UNI EN ISO 15630-1. Acciaio per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso - Metodi di prova - Parte 1: Barre, rotoli e fili per calcestruzzo armato.
- [2] ASTM A956. Standard test method for Leeb hardness testing of steel products.
- [3] ANAS GRUPPO FS ITALIANE Direzione Tecnica. PM-IG-MA.2025-Rev.1 – Listino Prezzi 2025 – Prove, Indagini e Monitoraggio, Luglio 2025.
- [4] Ing. Santo Mineo, Davide Basile, Ing. Michele De Vita. Stima della resistenza dell'acciaio delle barre di armatura inglobate in getti di calcestruzzo mediante la prova non distruttiva di durezza in opera Leeb, ATTI DEL CONGRESSO NAZIONALE DELL'ASSOCIAZIONE MASTER, 2019
- [5] ASTM E140-12b. Standard Hardness Conversion Tables for Metals Relationship Among Brinell Hardness, Vickers Hardness, Rockwell Hardness, Superficial Hardness, Knoop Hardness, Scleroscope Hardness, and Leeb Hardness.
- [6] UNI EN ISO 18265. Materiali metallici - Conversione dei valori di durezza.

## Ispezione e diagnosi delle strutture storiche in legno: procedure operative ed esempi pratici

R. De Ponti\*<sup>a</sup>, L. Bolondi<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Studio Arch-Indagini, Reggio Emilia

\* Corresponding author: [riccardo.deponti@arch-indagini.it](mailto:riccardo.deponti@arch-indagini.it)

**Abstract:** Negli edifici in muratura, in particolare quelli storici, le strutture orizzontali e di copertura sono spesso realizzate in legno. La conoscenza delle caratteristiche macro e microscopiche di questo materiale risulta imprescindibile per comprendere i principali fenomeni di degrado che lo interessano e consente di formulare un percorso diagnostico appropriato per valutare il suo stato di conservazione. Tale valutazione viene condotta con analisi sempre più approfondite, a partire dal rilievo a vista delle superfici fino alle analisi strumentali, in particolare con l'ausilio del penetrometro per legno (resistograph). Le sintetiche informazioni che qui di seguito sono presentate hanno l'obiettivo di sensibilizzare i progettisti ad utilizzare uno studio diagnostico, attraverso analisi visive e approfondimenti strumentali, in grado di fornire loro un quadro dettagliato dello stato di conservazione delle strutture in legno e che possa evidenziare tutte le criticità strutturali per le quali proporre l'intervento più appropriato. Nei casi studio presentati gli autori illustrano come i risultati della campagna di prove in situ vengano rielaborati attraverso schemi grafici di immediata comprensione dello stato di conservazione delle strutture in legno analizzate.

*Keywords:* Strutture in legno, Indagini sul legno, Ispezione visiva, Resistograph, Restauro, Indagini non distruttive

### 1. Introduzione

L'ispezione diagnostica di una struttura lignea, sia essa storica o no, si pone come obiettivo quello di valutarne lo stato di conservazione, al fine di fornire al progettista tutti i dati necessari per lo svolgimento delle verifiche strutturali e il progetto d'intervento. Le modalità di ispezione sono regolamentate dalla norma *UNI 11119:2004 Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera*. Tale norma stabilisce le procedure e criteri per la valutazione dello stato di conservazione e delle proprietà meccaniche (secondo tabella allegata nella norma) di ciascun elemento ligneo nell'ambito degli edifici tutelati secondo il D.Lgs 24/2004, attraverso l'esecuzione di ispezioni e l'impiego di indagini diagnostiche strumentali.

In sintesi, le attività principali che compongono il percorso diagnostico necessario per valutare lo stato di conservazione di una struttura lignea sono tre:

- L'ispezione visiva.
- L'ispezione strumentale.
- L'interpretazione dei risultati

In questo articolo verranno trattate queste attività, con particolare attenzione alle informazioni che i professionisti possono trarne per progettare interventi efficaci e mirati. Per gli approfondimenti di tutti gli aspetti presentati si rimanda alla consultazione di testi specifici di tecnologia del legno riportati in bibliografia.

## 2. L'ispezione visiva

L'ispezione visiva consiste nell'esame a distanza ravvicinata dell'elemento ligneo per tutto il suo sviluppo e nel rilievo di tutti i dettagli relativi all'andamento geometrico, all'identificazione della specie, ai difetti e a tutti i degradi riscontrabili negli elementi lignei portanti, in particolar modo in corrispondenza delle unioni e negli appoggi a muro. Per consentire lo svolgimento di questa prima fase di analisi devono essere garantite le seguenti condizioni operative preliminari:

- Accessibilità della struttura. Tutti gli elementi lignei interessati dalle indagini devono essere accessibili da parte di chi eseguirà l'ispezione.
- Pulizia delle superfici. Per consentire un'attività di ispezione affidabile ed esaustiva, le superfici delle strutture lignee non devono essere ricoperte da polvere, sporcizia o simili.
- Adeguata illuminazione per un efficace esame a vista delle superfici in legno.

Nella pratica di cantiere si dovranno mettere in conto le opere e i mezzi che consentano l'avvicinamento dell'operatore agli elementi lignei da ispezione, ad esempio mediante ponteggi o piani di lavoro, cestelli o scale.

Nei casi in cui gli elementi lignei risultino nascosti da altre sovrastrutture, quali manti di copertura, controsoffitti e pavimenti, questi ultimi andranno, per quanto possibile, rimossi. Nel caso si debba operare su strutture rivestite da tavole, queste ultime andranno smontate e rimesse in opera a conclusione dei lavori di ispezione.

Alla luce di quanto detto, è possibile dire che l'efficacia e la qualità dell'ispezione dipenderanno dal livello di soddisfacimento delle precedenti condizioni di lavoro.

La prima attività dell'ispezione visuale consiste nel fornire una descrizione generale della struttura e un rilievo geometrico di dettaglio, congruo alle finalità dell'intervento di recupero. In particolare, la raccolta dei dati geometrici consente di:

- a) comprendere lo schema strutturale al fine di rappresentare i diversi componenti su base grafica. Questa attività permette di annotare agevolmente tutte le informazioni di natura tecnologica e derivanti dalla campagna prove strumentali;

- b) rilevare gli aspetti dimensionali della struttura e definire lo schema statico di funzionamento sia complessivo che delle singole parti. Ciò significa misurare luci, sezioni, interassi, eventuali deformazioni ed irregolarità geometriche.
- c) esaminare la qualità del legno, con particolare riguardo all'identificazione della specie legnosa e al rilievo dei suoi difetti naturali (nodi, fessurazioni, difetti di forma) (Figura 1).
- d) valutare presenza e tipo di degrado biologico e/o meccanico e relativa posizione ed estensione (Figura 2).



**Figura 1.** Valutazione dimensioni difetto su trave.



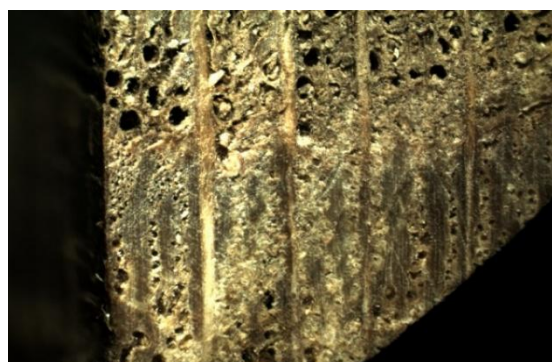
**Figura 2.** Valutazione speditiva del degrado in appoggio.

Successivamente l'analisi si pone l'obiettivo di identificare la specie legnosa di ciascun elemento ligneo (Figura 3-4). Tale operazione prevede il riconoscimento di alcune caratteristiche macroscopiche e microscopiche del legno. Si procede inizialmente prendendo in considerazione gli aspetti visibili direttamente in situ come colore, venatura, tessitura e differenza fra durame ed alburo. Se l'identificazione fosse ancora dubbia si dovrà ricorrere al prelievo di una piccola porzione di legno da sottoporre ad un esame microscopico. Il prelievo del campione deve essere eseguito in zone del manufatto esenti da difetti e/o degradi, avendo cura di utilizzare quelle parti che risultassero già parzialmente distaccate.

Il riconoscimento della specie fornisce al tecnico alcune informazioni utili ad interpretare i risultati derivanti dalla campagna di indagine strumentale e a definire la categoria in opera del legno.



**Figura 3.** Valutazione in situ della specie legnosa



**Figura 4.** Identificazione legno a 40x (quercia).

(olmo).

La valutazione visiva prosegue con l'identificazione di alcune caratteristiche naturali del legno che possono influenzare le caratteristiche di resistenza meccanica e che per questo sono considerati dei "difetti". In generale occorre prestare attenzione alla presenza di:

- *Nodi*. Rappresentano l'inclusione della parte basale di un ramo all'interno del tronco. La loro posizione, le dimensioni e forma influenzano la resistenza meccanica dell'elemento ligneo (Figura 5).
- *Smussi*. Rappresentano una superficie di raccordo tra due facce contigue di un elemento e costituiscono una diminuzione della sezione resistente.
- *Deviazione della fibratura*. Rappresenta l'orientamento longitudinale delle cellule componenti i tessuti legnosi rispetto all'asse principale del fusto. In base al loro angolo d'inclinazione la resistenza meccanica dell'elemento può diminuire (Figura 6).
- *Fessurazioni* (da ritiro o per cipollatura, da sollecitazioni eccessive). L'andamento longitudinale delle fessurazioni da ritiro è utile per valutare con maggiore precisione l'inclinazione della fibratura. Quelle dovute alle cipollature riguardano una discontinuità tra tessuti legnosi che seguono l'andamento di uno o più anelli di accrescimento e comportano una forte diminuzione della resistenza meccanica dell'elemento (Figura 7-8).



**Figura 5.** Nodosità di varie dimensioni.



**Figura 6.** Deviazione fibratura in luce.

Presenza, distribuzione e predominanza di tali difetti portano ad una classificazione del legname in categorie di resistenza (rif. UNI 11119, appendice A, prospetto 3), alle quali sono associati valori numerici espressi come tensioni massime e moduli di elasticità da utilizzare nei calcoli di verifica strutturale.



**Figura 7.** Cipollatura.



**Figura 8.** Fessurazione intradossale con degrado per carie.

Se poi le superfici degli elementi lignei mostrano segni di alterazione dovuti a fenomeni di degrado biologico (causato da funghi ed insetti) e/o degrado meccanico (causato da sollecitazioni) la valutazione dello stato di efficienza della struttura si complica ulteriormente (Figura 9-10).



**Figura 9.** Presenza attacco fungino (carie).



**Figura 10.** Rottura intradossale.

La presenza di degrado biologico porta sempre ad una riduzione della sezione resistente dell'elemento o delle sue proprietà meccaniche. Le prime attività da intraprendere durante questa fase d'ispezione sono mirate ad accertarne la presenza e a determinare la causa scatenante, generalmente dovuta all'azione di funghi della carie o insetti xilofagi (anobidi, cerambicidi, termiti) (Figura 11-12).

L'aspetto esteriore del legno degradato per carie dipende dalla fase di sviluppo del fungo stesso, in quanto può manifestarsi con un'alterazione di colore del legno fino a conferirgli un aspetto spugnoso e fragile. In questi casi l'azione fungina è arrivata ad uno stadio tale da rendere il materiale privo di qualsiasi resistenza. È anche utile porre attenzione alle zone critiche che favoriscono l'accumulo di acqua, fornendo le condizioni di umidità ideali per lo sviluppo del fungo: ad esempio in corrispondenza degli appoggi sulle murature è sempre possibile che vi sia degrado interno anche se non vi sono manifestazioni esteriori o segni di percolazione d'acqua.

Per quanto riguarda il degrado da insetti i dettagli su cui porre l'attenzione sono: dimensione e forma dei fori di sfarfallamento, la presenza e il tipo di rosura. Nel caso particolare delle termiti, non troveremo i classici fori di uscita e quindi le superfici del legno attaccato appaiono "intatte". In realtà questi insetti si nutrono della cellulosa contenuta nelle cellule del legno fino al raggiungimento del collasso dell'elemento ligneo attaccato.

In questi casi è buona prassi, per determinare presenza ed estensione del degrado, martellare l'elemento per sentire come "suona" e conficcare una punta, ad esempio un cacciavite, per stimare a che profondità si estende l'alterazione nei primi centimetri di profondità. Successivamente se ne può valutare la gravità mediante ispezione strumentale.



**Figura 11.** Attacco insetti cerambicidi su trave.



**Figura 12.** Attacco termiti su trave.

### 3. L'ispezione strumentale

La prova strumentale viene eseguita per accertare la presenza di degrado in elementi apparentemente sani, in corrispondenza delle parti che non sono accessibili e per valutare la dimensione delle sezioni quando non sono rilevabili in altro modo. Le modalità di svolgimento delle prove dovranno essere stabilite in base alla specie legnosa, alle dimensioni della sezione, alle eventuali alterazioni visibili sull'elemento e sulle zone immediatamente adiacenti ad esso.

Tra i diversi strumenti e metodi di prova a disposizione, quello della foratura semplice mediante prova resistografica è di gran lunga il sistema più efficiente per valutare lo stato di conservazione di un elemento ligneo, grazie alla possibilità di quantificare la sua sezione resistente (Figura 13).

Il sistema utilizzato si avvale di speciali trapani in grado di rilevare in continuità le variazioni dei parametri di rotazione e di avanzamento della punta nel legno. Questi trapani sono dotati di due motori elettrici, dei quali uno attua il moto rotatorio della punta, l'altro il movimento di avanzamento a velocità costante della punta stessa.

La resistenza alla perforazione è concentrata sulla punta, di 3mm di diametro, dotata di un doppio tagliente.

Si riesce quindi a ricavare una misura della resistenza alla penetrazione in funzione della profondità dell'elemento.

La regolazione elettronica del motore garantisce una velocità costante dell'ago. Queste velocità, preselezionabili

dall'utente, dipendono dalle specie legnose da esaminare: velocità più basse per legni “duri” e velocità più alte per legni “teneri”.

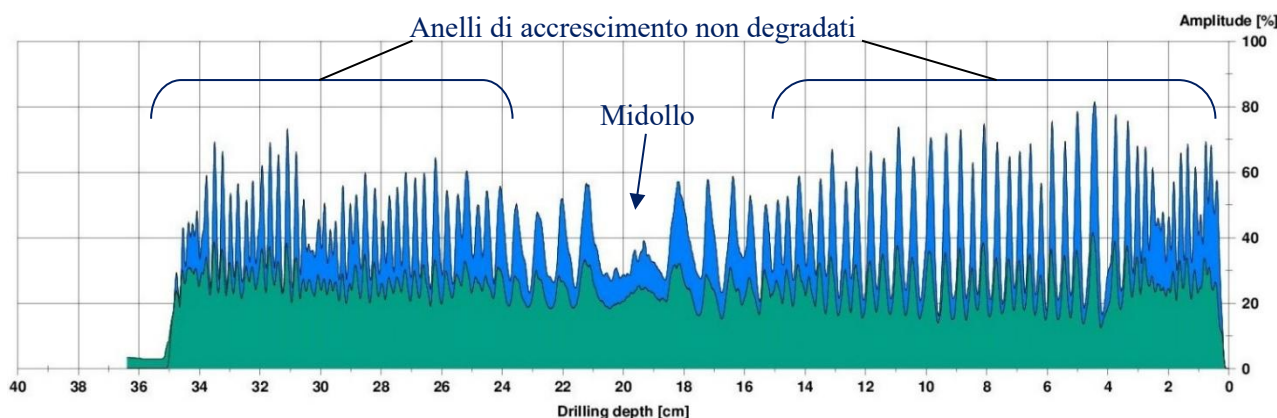


**Figura 13.** Apparecchio per lo svolgimento delle prove penetrometriche (resistograph).

I risultati della perforazione vengono poi raccolti in un grafico in cui in ascissa si riporta la profondità progressiva della penetrazione della punta all'interno della sezione, mentre in ordinata è mostrato l'indice delle resistenze (in forma di parametro dimensionale), riscontrato durante il percorso della punta all'interno della massa legnosa. Questi indici rilevati forniscono indicazioni sulle caratteristiche del legno come difetti (nodi, fessurazioni...) e degradi (ad esempio zone interessate da attacchi fungini o gallerie da insetti).

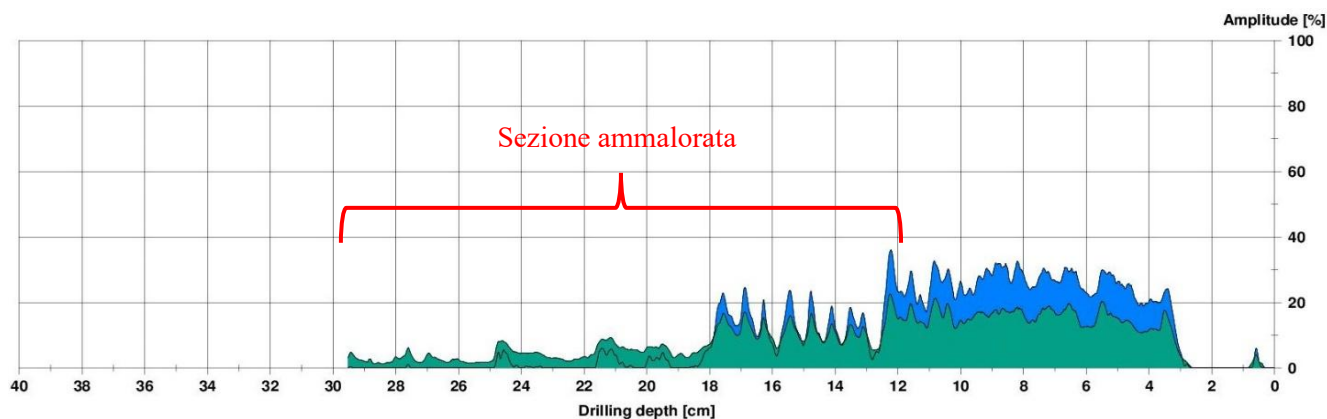
Ogni profilo fornito dal resistograph fornisce un andamento densiometrico del materiale analizzato. Nella figura 14 viene presentato un “profilo tipo” ottenuto con la prova penetrometrica: la successione ravvicinata di picchi massimi e minimi è legata alla densità degli anelli che costituiscono la struttura indagata. Il picco più alto è dovuto alla resistenza che la punta incontra nell'attraversare il tessuto legnoso formatosi nel periodo estivo-autunnale, mentre il picco più basso indica la penetrazione nella zona dell'anello formatasi in primavera.

Tale andamento muta nel caso in cui la punta dello strumento penetri anche nel midollo: il cambiamento di densità è evidenziato da una maggiore omogeneità dell'andamento tra picchi massimi e minimi (Figura 14).



**Figura 14.** Profilo resistografico eseguito ortogonalmente in elemento ligneo (abete) non degradato.

Nella figura 15 viene mostrato un profilo che presenta una sezione ammalorata: si nota infatti come l'andamento dei picchi massimi e minimi decada rapidamente dopo i primi 10-12 cm di profondità, per la presenza di degrado che porta ad un abbassamento del grafico, in quel punto tendente a zero.



**Figura 15.** Profilo resistografico eseguito in sezione lignea degradata internamente.

Va ricordato che la valutazione dei risultati ottenuti dalle prove resistografiche è di tipo unicamente comparativo; lo strumento, infatti, non restituisce un valore assoluto, ma l'indice di un parametro adimensionale. Questo tipo di prova è di tipo puntuale e l'interpretazione dei risultati deve essere eseguita con il criterio del confronto tra diversi profili eseguiti sullo stesso elemento in base alla sua funzione strutturale e alla specie legnosa.

#### 4. Elaborazione e restituzione dei risultati

Tutte le informazioni acquisite vengono restituite attraverso l'impiego di schemi grafici o tabelle riassuntive dove sono raccolti i dati necessari per valutare le condizioni della struttura nel suo complesso (o alle unità strutturali) e per ciascun elemento strutturale. In particolare, la restituzione grafica dei dati raccolti evidenzia chiaramente le zone critiche su cui intervenire. Infatti, tali elaborazioni forniscono i criteri per individuare, in ciascun elemento ligneo, le zone critiche in relazione alle seguenti informazioni:

- Geometria generale e di dettaglio;
- Classificazione delle specie e qualità resistente;
- Presenza di difetti, danni e loro eventuale progressione e gravità;
- Qualità meccanica delle unioni, specialmente nelle strutture complesse (capriate).

Si sottolinea che un'attenzione particolare deve essere rivolta alla valutazione dello stato di conservazione delle unioni, poiché queste rappresentano spesso dei punti sensibili in cui si possono concentrare sollecitazioni, degradamento biotico o sconessioni, con conseguente cattivo funzionamento o rischio di rottura.

A seguito di tutte le valutazioni qualitative e quantitative sulla struttura in legno si potrà decidere se non eseguire alcun intervento, progettare il consolidamento oppure scegliere la sostituzione dell'elemento o dell'unità strutturale ammalorata.

## 5. Casi studio

Si riportano, a titolo esemplificativo, due casi studio in cui è stata applicata la procedura di ispezione secondo UNI 11119 su differenti tipologie strutturali in legno, in particolare per valutare lo stato di conservazione di una copertura realizzata con capriate ed arcarecci ed una serie di solai a semplice orditura con travi e travetti.

### 5.1 Strutture di copertura: Chiesa di S. Chiara a Carpi (RE)

La Chiesa di S. Chiara fa parte di un antico complesso monastico risalente al XVI secolo. A fine del XVIII secolo fu terminata la costruzione della chiesa per come si presenta ora. Le strutture lignee della copertura appartengono a due fasi costruttive differenti: la più antica posta sopra gli ambienti del coro e quella più recente sopra l'aula della chiesa. L'ispezione diagnostica si è concentrata sulla parte più antica della copertura, caratterizzata dalla presenza di capriate composte, con doppia catena, di cui quella inferiore realizzata da due parti unite mediante giunto a dardo di Giove e 3 monaci (Figura 16-17). Talvolta le capriate presentano catene rinforzate con guance lignee e parti sostituite con altre a spigolo vivo di specie differente, presumibilmente per problemi di degrado.



**Figura 16.** Capriata composta.



**Figura 17.** Giunto a dardo di Giove sulla catena.

In altri casi i nodi puntoni-catena sono consolidati localmente tramite staffe metalliche con tenditore a vite e bulloni, presumibilmente inseriti per problemi di degrado già pregressi, ma comunque da approfondire in vista del recupero delle strutture (Figura 18-19).



**Figura 18.** Consolidamento appoggio con staffatura metallica e sottomensola.



**Figura 19.** Consolidamento appoggio con semplice staffatura.

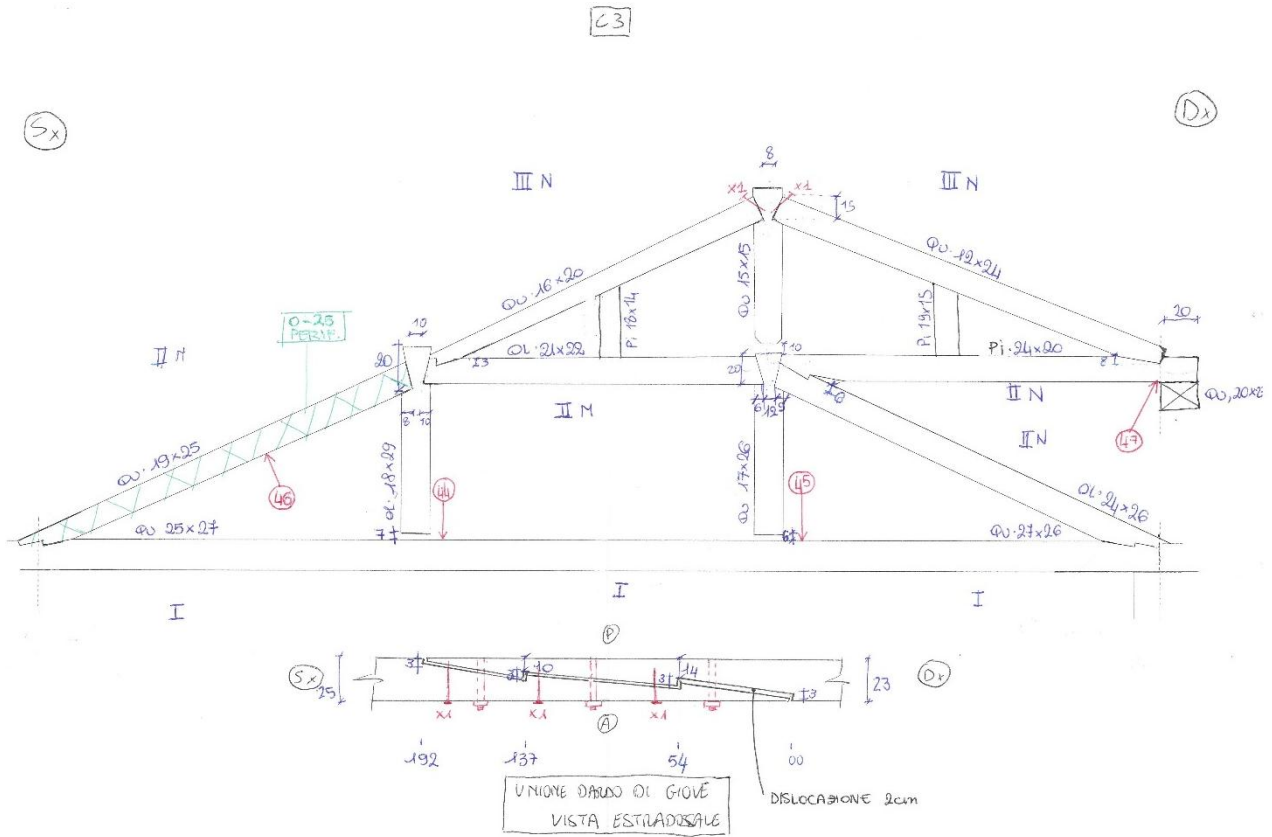
Le condizioni in cui si è presentata la struttura hanno richiesto lo svolgimento di un'ispezione diagnostica di dettaglio sugli elementi costituenti la grossa orditura (capriate ed arcarecci), i cui risultati avrebbero consentito la localizzazione degli elementi degradati e/o difettosi per i quali il progettista potesse elaborare l'intervento. Per ogni elemento costituente le capriate e per gli arcarecci è stata quindi eseguita:

- l'identificazione delle specie legnose e il rilievo geometrico delle sezioni;
- la valutazione delle difettosità del materiale e attribuzione della classe di qualità resistente;
- la localizzazione e quantificazione delle carenze strutturali rilevanti;
- le analisi resistografiche in corrispondenza degli appoggi e di ogni altra sezione in luce dove sia stato ritenuto necessario accertare strumentalmente lo stato di conservazione interno all'elemento.

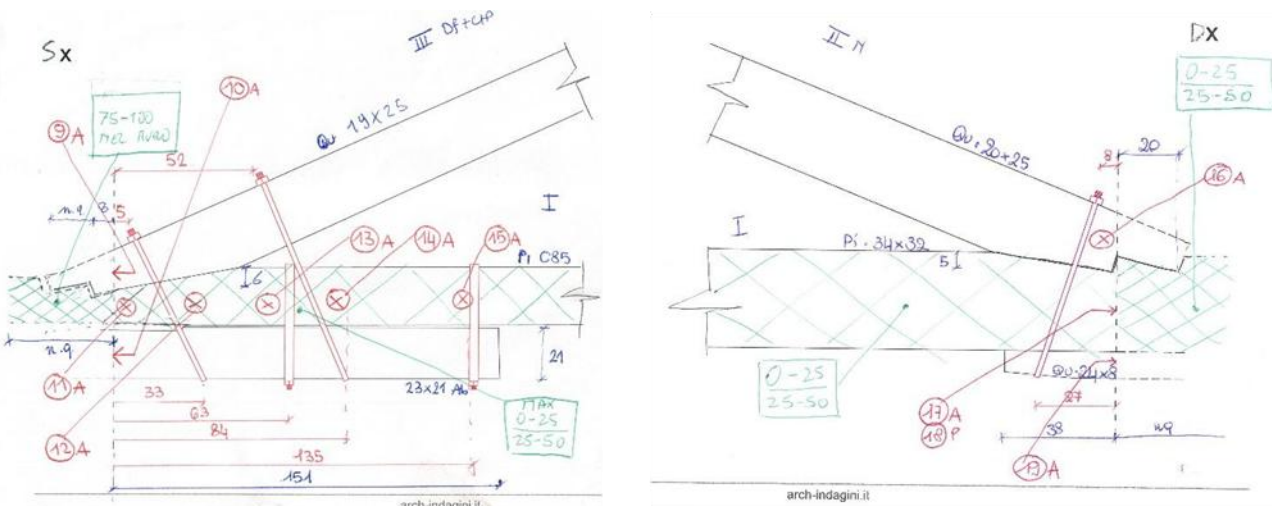
I risultati dell'ispezione visiva e strumentale hanno evidenziato che le capriate presentano problemi di degrado agli appoggi, soprattutto nei punti già consolidati con mensole, staffature e imbullonature, ed occasionalmente in luce. Essenziali sono stati i risultati forniti dalle prove penetrometriche che hanno permesso di determinare presenza ed estensione del degrado apparentemente non visibile dalla superficie.

La raccolta di tutte queste informazioni è stata eseguita direttamente in cantiere, mediante l'impiego di schemi grafici rappresentativi della struttura nel suo complesso (o alle unità strutturali) e di ciascun elemento strutturale. La restituzione del rilievo diagnostico, sotto forma tabellare e grafica, ha rappresentato un efficace strumento a disposizione del progettista per riconoscere subito le situazioni critiche sulle quali intervenire.

Si riportano, a titolo esemplificativo, gli schemi grafici di cantiere su cui sono state rappresentate le informazioni raccolte durante l'ispezione visiva e strumentale (Figura 20-21).



**Figura 20.** Schema di rilievo di capriata con unione catena a dardo di Giove. Nello schema sono indicate le prove penetrometriche (cerchio in rosso numerato); i dati di carattere geometrico, le specie legnose, le classi di resistenza (in blu) e relativi al degrado (in verde).



**Figura 21.** Rilievi degli appoggi relativi alla capriata più ammalorata. I graficismi sono gli stessi della figura 20.

## 5.2 Strutture orizzontali: Cascina Abbadia – Trescore Balneario (BG)

Il complesso architettonico chiamato “Cascina Abbadia” rappresenta un significativo esempio di fabbricato agricolo tipico dell’area bergamasca. L’edificio presenta una disposizione a L, con i bracci sviluppati a più livelli. Le strutture verticali sono interamente realizzate con paramenti in ciottoli di varie dimensioni e si rilevano talvolta pareti i cui elementi sono disposti a spina di pesce (Figura 22). L’epoca di costruzione dell’immobile si pone tra il XIII – XIV. L’ispezione visiva e strumentale sulle strutture in legno hanno interessato tutti i solai e le travi orizzontali dei ballatoi al piano terra e al primo piano (Figura 23). Tutti i solai delle stanze e dei ballatoi sono a orditura composta: trave principale, travetti e assito. I ballatoi rivolti sul cortile interno sono sostenuti da colonne di pietra, sopra le quali si collocano le travi in legno che sorreggono i relativi travetti. Le parti a sbalzo di questi ultimi sono stati esposti agli agenti atmosferici per decenni.



**Figura 22.** Muratura in ciottoli con solaio a orditura semplice.



**Figura 23.** Vista del corpo di fabbrica più corto.

La struttura è stata oggetto di un primo intervento di consolidamento mediante irrigidimento dei solai con rete annegata nel cls ed ancorata mediante connettori verticali alle travi intradossali sottostanti. Molte di queste travi presentavano numerosi difetti anatomici per la presenza soprattutto di nodi e deviazione della fibratura.



**Figura 24.** Difetto anatomico per nodosità.



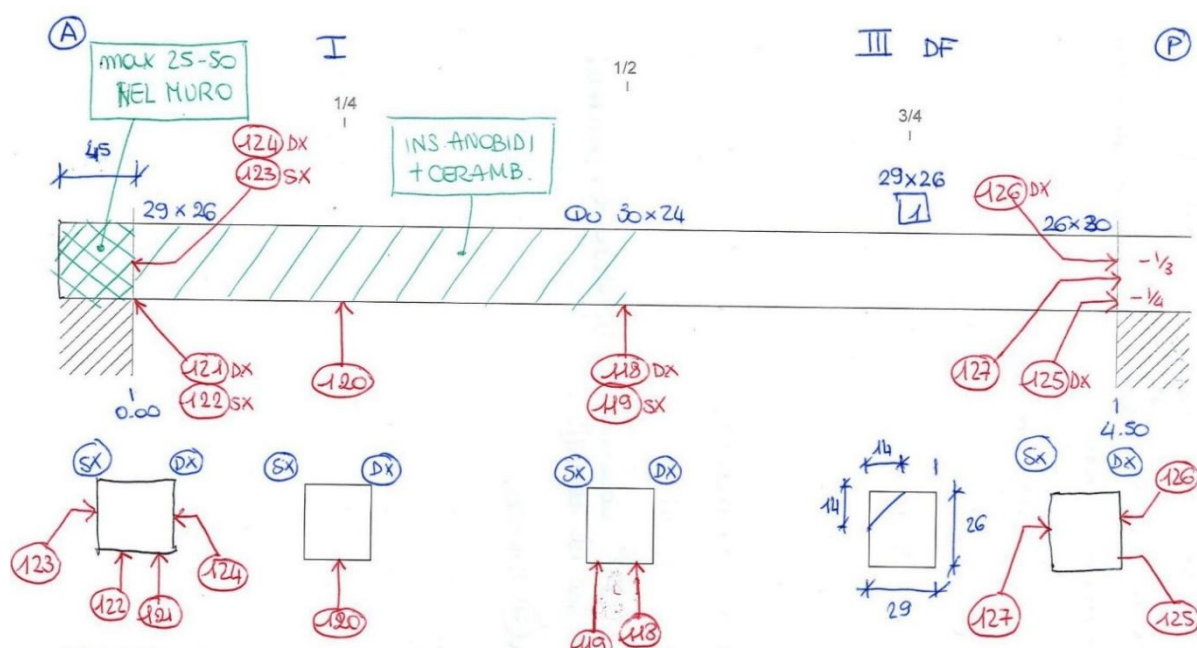
**Figura 25.** Degrado biologico in corrispondenza di difettosità.

Alla luce di queste criticità è stata condotta un'ispezione visiva e strumentale approfondita su tutte le travi principali, mentre per i soli travetti è stata eseguita la valutazione visiva dei difetti anatomici e dei degradi valutati con martello e cacciavite (Figura 24-25). Questa strategia di ispezione ha fornito tutti i dati necessari al progettista per capire quali elementi fossero degradati e/o difettosi e scegliere di conseguenza la migliore strategia conservativa. Per ogni elemento in legno sono stati eseguiti: l'identificazione della specie legnosa, il rilievo geometrico delle sezioni, la valutazione delle difettosità del materiale utile per l'attribuzione della classe di qualità resistente e le prove resistografiche in corrispondenza degli appoggi e di ogni altra sezione in luce dove sia stato ritenuto necessario accertare strumentalmente lo stato di conservazione interno all'elemento.

I risultati dell'ispezione visiva e strumentale hanno evidenziato che le travi principali, poste lungo il perimetro dell'edificio e quindi più esposte all'ambiente, presentano problemi di degrado agli appoggi ed in luce. Il degrado risulta più grave in corrispondenza delle difettosità del materiale, come nei nodi e nei rimargini dove si sono create le condizioni ideali per lo sviluppo e il progredire della carie.

La raccolta di tutte queste informazioni è avvenuta mediante l'impiego di schemi grafici rappresentativi delle travi principali, mentre per la valutazione dei travetti è stata adottata la formula tabellare. La restituzione dei risultati sotto forma tabellare e grafica rappresenta un efficace strumento a disposizione del progettista per riconoscere subito le situazioni critiche sulle quali intervenire.

Si riporta un esempio di schema di cantiere nel quale sono state annotate tutte le informazioni raccolte durante l'ispezione visiva e strumentale con le quali il progettista ha potuto individuare le problematiche presenti (Figura 26).



**Figura 26.** Schema di rilievo relativo ad una trave principale. Sono riportati in colore blu i dati geometrici, la specie legnosa e le qualità strutturali; in rosso sono indicate le prove penetrometriche; in verde i risultati del degrado rilevato.

## 6. Conclusioni

Indipendentemente dal fatto che l'edificio oggetto di intervento sia comune o di interesse storico-artistico, le attuali prassi di intervento e conservazione prevedono di condurre gli approfondimenti necessari per comprendere le caratteristiche del fabbricato, dalle tecniche costruttive impiegate, alla natura di degradi e dissesti osservati. Il ricorso agli approfondimenti diagnostici costituisce un passaggio chiave nell'azione di tutela del patrimonio edilizio: le informazioni ricavate aiuteranno il progettista nell'identificare l'intervento più appropriato per la conservazione dell'edificio in generale e delle strutture lignee in particolare.

L'impiego dei criteri e di metodi di ispezione codificati per valutare lo stato di conservazione delle strutture in legno, sono infatti essenziali per consentire la verifica di sicurezza strutturali e per progettare eventuali interventi di restauro.

I protocolli di ispezione ed indagini riportati in questo articolo consentono di:

- Valutare la qualità del legno utilizzato in ciascuna struttura;
- Rilevare lo stato di degrado del legno dopo la sua messa in opera;
- Rilevare le sezioni resistenti residue al momento dell'ispezione;
- Stimare le proprietà meccaniche di ciascun elemento in funzione dei suoi difetti, attraverso la definizione delle classi di resistenza riportate nella UNI 11119.

Le informazioni raccolte, debitamente messe in relazione tra loro ed interpretate, consentono quindi di identificare gli elementi lignei idonei, quelli non più in grado di svolgere la loro funzione strutturale e quelli che, per esigenze di conservazione, possono essere lasciati in opera mediante opere di consolidamento.

## Bibliografia

- [1] Bertolini C., Brunetti M., Cavallaro P., Macchioni N., A non destructive diagnostic method on ancient timber structures: some practical application examples. In "Proceedings of 5th World Conference on Timber Engineering", Montreux, Aug. 1998 (Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1998) vol. I, pp. 456–465.
- [2] Bonamini G., Noferi M., Togni M., Uzielli L., Manuale del legno strutturale – 1. Ispezione e diagnosi in opera, Ed. Mancosu, Roma, 2001.
- [3] De Ponti R.D., Cantini L., Bolondi L., Edifici in muratura. Caratteristiche costruttive, vulnerabilità e approfondimenti diagnostici, Ed. Grafill, 2021, ISBN: 88-277-0281-9.
- [4] Giordano G., Tecnologia del legno. UTET, 1981.
- [5] Giordano G., Tecnica delle costruzioni in legno. HOEPLI, 1999.
- [6] Kasal, B., Tannert, T. (a cura di), In Situ Assessment of Structural Timber. Springer, 2011.
- [7] UNI 11119:2004 Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera.

# L'Influenza del Calore di Idratazione sulla Durabilità e Qualità del Calcestruzzo: Metodologie di Monitoraggio Chimico-Fisico e Controllo

C. Li Calzi<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup> Laboratorio DISMAT S.r.l.

\* Corresponding author: info.dismat@gmail.com

**Abstract:** Durante la presa del calcestruzzo, come è noto, si assiste ad una produzione di calore conseguente alla reazione esotermica connessa alla idratazione dei silicati di calcio (C3S e C2S) e degli alluminati (C3A e C4AF) presenti nel clinker di cemento. In questo studio si fornisce una procedura che compendia metodologie diverse per esplorare l'impatto che il calore di idratazione delle componenti del cemento, può avere sulle proprietà meccaniche e sulla durabilità del calcestruzzo. Vengono presentate le metodologie diagnostiche e di controllo, inclusi il monitoraggio della temperatura con sonde termiche e la calorimetria adiabatica, insieme all'analisi XRD per la caratterizzazione dei cementi a basso calore di idratazione (LH-CEM) e la valutazione di fasi idrate. L'obiettivo è fornire una panoramica sull'importanza di queste tecniche per garantire la qualità e prevenire difetti nel calcestruzzo attraverso una profonda comprensione dei fenomeni chimico-fisici sottostanti.

**Keywords:** Idratazione del cemento; calore di idratazione; monitoraggio della temperatura; calorimetria adiabatica; XRD; LH-CEM

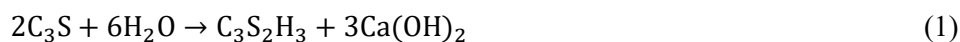
## 7. Introduzione

Pier Luigi Nervi definì il calcestruzzo come “Il più bel materiale che l’umanità abbia mai inventato” un “autentico prodigio” e la possibilità di “poter creare pietre fuse di qualunque forma, superiori alle naturali perché capaci di resistere a tensione, ha in sé qualcosa di magico”. Con il calcestruzzo Nervi progettò e costruì opere straordinarie ed uniche, dei monumenti dell’Ingegneria e dell’Architettura Strutturale.

Ma le opere in calcestruzzo armato sono ben lungi dall’essere eterne e ne sono testimonianza lo stato generale in cui versano molte infrastrutture e i recenti e talvolta tragici eventi accaduti nel nostro Paese. Ambienti sempre più chimicamente ostili, cattive esecuzioni, mancanza di cura nei dettagli esecutivi, cementi sempre più gravosi, stato di abbandono ed altro ancora hanno contribuito a minare la durabilità delle opere in calcestruzzo armato. Sebbene sui processi di degrado esista ormai da molti lustri una vastissima letteratura scientifica e tecnica è possibile rilevare che, almeno in ambito tecnico, sia stata dedicata poca attenzione alla valutazione e al monitoraggio del calore di idratazione e alle conseguenze che esso può avere sulla performance a lungo termine del materiale strutturale in quanto intrinsecamente legata al processo di idratazione del cemento.

A rendere attuale e non trascurabile il problema della valutazione e del monitoraggio della temperatura dei getti e della valutazione del calore di idratazione interviene il complesso di Norme Tecniche e dalle norme di prodotto in esso richiamate, in particolare dalla fondamentale UNI EN 206/1 che attraverso la statuizione delle classi di esposizione, finalizzata a garantire la durabilità di una struttura in relazione al contesto ambientale in cui si trova, di fatto condizionano la progettazione delle miscele in termini di contenuto minimo di cemento. Un mix designer non particolarmente attento può quindi fornire composizioni di miscele che sebbene rispettino i valori minimi non tengono conto dei possibili effetti indotti nella massa di calcestruzzo dall'innalzamento di temperatura prodotto dalle reazioni di idratazione del cemento. Tale valutazione è tanto più importante quanto più le dimensioni degli elementi da costruire assumono dimensioni rilevanti come nel caso di basamenti per torri eoliche, scatolari di grandi dimensioni, pile e spalle di elevato spessore, plinti di fondazione, blocchi di ancoraggio e/o di assorbimento di spinte, ecc. In questo tipo di strutture i contenuti di cemento prescritti con riferimento alla classe di esposizione possono dare vita a processi chimico-fisici esiziali per la garanzia delle prestazioni richieste.

Tali processi, come è noto, consistono in reazioni chimiche esotermiche in cui i costituenti anidri del clinker reagiscono con l'acqua per formare prodotti idrati stabili. La comprensione della chimica di questa reazione è fondamentale: i principali composti del cemento Portland (C3S, C2S, C3A, C4AF) contribuiscono in misura diversa allo sviluppo del calore e delle resistenze. Ad esempio, il silicato tricalcico (C3S), o alite, e l'alluminato tricalcico (C3A) sono responsabili della maggior parte del calore iniziale e delle resistenze a breve termine, mentre il silicato bicalcico (C2S), o belite, contribuisce allo sviluppo delle resistenze a lungo termine. La cinetica di questa reazione e il conseguente rilascio di calore sono cruciali per la qualità delle strutture e per prevenire potenziali difetti, in particolare in strutture massive dove l'accumulo di calore può portare a gradienti termici elevati e fessurazioni. La reazione di idratazione del cemento Portland è un processo complesso che coinvolge diverse fasi mineralogiche. Il C3S ( $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ) e il C2S ( $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ) costituiscono circa il 70-80% del clinker di cemento Portland e sono i principali responsabili dello sviluppo della resistenza meccanica. L'idratazione del C3S è rapida e produce un'elevata quantità di calore, contribuendo significativamente alla resistenza precoce del calcestruzzo. La reazione può essere schematizzata come:



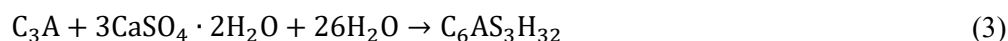
dove  $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$  rappresenta il gel di silicato di calcio idrato (C – S – H), il principale responsabile della resistenza del calcestruzzo, e  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  è l'idrossido di calcio, noto anche come portlandite.

L'idratazione del C2S è più lenta e genera meno calore rispetto al C3S, contribuendo alla resistenza a lungo termine del calcestruzzo:



L'alluminato tricalcico (C3A,  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ), che costituisce circa il 5-15% del clinker, reagisce molto rapidamente con l'acqua rilasciando un'intensa quantità di calore nelle primissime fasi. Per controllare questa reazione e prevenire

la presa rapida (presa flash), viene aggiunto gesso (solfato di calcio) al clinker durante la macinazione del cemento. Il gesso reagisce con il C3A per formare ettringite ( $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$ ), un solfoalluminato di calcio idrato stabile che rallenta l'idratazione del C3A. La reazione è la seguente:



Il ferroalluminato tetracalcico ( $\text{C}_4\text{AF}$ ,  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ ), presente in quantità variabili (circa il 5-15%), contribuisce allo sviluppo delle resistenze e del colore del cemento. La sua idratazione è più lenta rispetto a quella del C3A e produce prodotti simili ma contenenti ferro.

Queste reazioni esotermiche sono fondamentali per la comprensione del calore di idratazione. Il controllo della quantità di calore generato e la sua dissipazione sono aspetti cruciali nella progettazione e realizzazione di strutture in calcestruzzo, in particolare quelle massive, per evitare problemi come le fessurazioni termiche. Le fessurazioni termiche, anche se a prima vista potrebbero sembrare superficiali, possono avere conseguenze gravi e a lungo termine sulla durabilità e l'integrità strutturale: le fessure offrono percorsi preferenziali per l'ingresso di agenti aggressivi come acqua, anidride carbonica e cloruri; acqua può penetrare e causare la corrosione delle armature (nel caso di calcestruzzo armato), indebolendo la struttura e portando a un ulteriore degrado per non parlare del fenomeno del gelo-disgelo. Altrettanto pericolose risultano in strutture non armate, con il particolare che non essendoci appunto l'armatura metallica a contrastare l'apertura delle fessure ea distribuire gli sforzi, le fessure che si formano in questa tipologia di strutture compromettono direttamente l'integrità strutturale e la sua durabilità. Le fessure create dalla contrazione termica riducono la sezione resistente del calcestruzzo. Se la fessura attraversa completamente la sezione la capacità di carico viene compromessa, specialmente per carichi a trazione, flessione e taglio. Anche senza la corrosione delle armature, perché strutture prive di esse, le fessure permettono a sostanze aggressive di penetrare nella massa del calcestruzzo. Questo porta come nel caso di strutture armate a reazioni chimiche interne (attacco solfatico o la lasciviazione) che possono disgregare la matrice cementizia, indebolendo progressivamente il materiale. Da non sottovalutare anche in questo caso l'aumento della permeabilità del calcestruzzo che per strutture massive progettate per contenere grandi quantità di acqua, basti pensare a bacini artificiali come le dighe, si incorrerebbe ad episodi di infiltrazioni, perdite e danni funzionali.

In sintesi, mentre nelle strutture armate le fessurazioni sono un problema principalmente di durabilità legato alla corrosione. Nelle strutture non armate rappresentano una minaccia diretta alla stabilità e alla capacità portate della struttura, che spiega come sia possibile che la gestione del calore di idratazione e la prevenzione della fessurazione siano un aspetto critico della progettazione della costruzione di opere dai grandi volumi.

## 8. Effetti del Calore di Idratazione sul Calcestruzzo

Il calore generato durante l'idratazione del cemento può avere un impatto significativo sulla maturazione e sulla resistenza meccanica del calcestruzzo. Il calore di idratazione accelera la maturazione del calcestruzzo, che è il processo di sviluppo della resistenza nel tempo. L'aumento della temperatura facilita le reazioni chimiche, portando a un'accelerazione della presa e dell'indurimento. Tuttavia, se questo calore non viene dissipato correttamente, può generare una serie di problemi. In strutture massive, come le dighe o i grandi pilastri, la parte interna può raggiungere temperature molto elevate, mentre la superficie si raffredda più rapidamente a causa del contatto con l'aria esterna. Questa differenza di temperatura crea un gradiente termico che genera tensioni interne nel materiale. Le tensioni interne generate dal gradiente termico possono portare alla formazione di microfessure o, in casi estremi, a fessurazioni più evidenti. Queste fessure compromettono l'integrità strutturale del calcestruzzo e ne riducono la resistenza meccanica, la durabilità e la vita utile. Di conseguenza, il calcestruzzo non raggiunge la sua massima resistenza potenziale e diventa più vulnerabile all'ingresso di agenti aggressivi come acqua, sali o solfati. Ovviamente esistono tecniche per mitigare questi effetti negativi come l'uso di cementi a basso calore di idratazione, l'aggiunta di additivi o l'uso di sistemi di raffreddamento.

### 8.1 Fattori Che Influenzano il Calore di Idratazione

Lo sviluppo del calore di idratazione dipende principalmente dal tipo e dalla classe di resistenza del cemento, aumentando con il contenuto di clinker Portland. La finezza del cemento è un altro fattore determinante: all'aumentare della finezza, aumenta anche il calore di idratazione; ciò è dovuto alla maggiore superficie specifica delle particelle di cemento, che accelera le reazioni di idratazione e quindi il rilascio di calore.

**Tabella 1:** Calore di idratazione (kJ/kg) di alcuni cementi a vari tempi di idratazione. (Dati indicativi a 20°C).

Cemento	3 giorni (J/kg)	7 giorni (J/kg)	28 giorni (J/kg)
CEM I 32,5 R	235	300	360
CEM I 42,5 R	280	340	390
CEM I 52,5 R	310	370	410
CEM III/A 32,5 R	160	220	280
CEM III/B 32,5 R	120	180	250
CEM IV/A 32,5 R	180	250	320
CEM V/A 32,5 R	150	210	270

## 8.2 Riscaldamento Adiabatico e Non Adiabatico

Il calore di idratazione provoca il riscaldamento del calcestruzzo. In condizioni adiabatiche, ovvero in assenza di perdite di calore, tipico delle strutture massive, l'aumento di temperatura  $\Delta T(t)$  al tempo  $t$  viene esplicitato come segue:

$$[\Delta T(t)]_{ad} = \frac{q(t) \cdot c}{m \cdot \rho} \quad (4)$$

dove:

$q(t)$  è il calore di idratazione unitario del cemento al tempo  $t$  (in kJ/kg).

$c$  è il dosaggio di cemento nel calcestruzzo (in kg/m<sup>3</sup>).

$m$  è il peso di 1 m<sup>3</sup> di calcestruzzo (circa 2400 kg/m<sup>3</sup>).

$\rho$  è il calore specifico del calcestruzzo  $\approx 1,1$  kJ/(kg·°C)

## 9. Analisi chimica dei cementi a basso calore di idratazione

La comprensione delle caratteristiche chimico-fisiche dei singoli composti del clinker è essenziale per la gestione del calore di idratazione. I cementi a basso calore di idratazione (LH-CEM) sono formulati per avere reazioni e processi di idratazione più lenti rispetto ai cementi comuni, grazie a differenze nella composizione chimica, reattività dei composti o grado di finezza. Questi cementi sono spesso caratterizzati da un più basso contenuto di C3A e C3S, e/o da una maggiore percentuale di costituenti secondari come ceneri volanti, loppa d'altoforno o pozzolane, che riducono il contenuto di clinker e quindi il calore generato.

**Tabella 2:** Calore di idratazione (joule/grammo) dei principali composti del clinker dopo 3 giorni e 1 anno (valori indicativi) [1].

Composto del Clinker	Calore di Idratazione a 3 giorni (J/g)	Calore di Idratazione ad 1 anno (J/g)
C3S	240	490
C2S	50	225
C3A	890	1170
C4AF	290	375

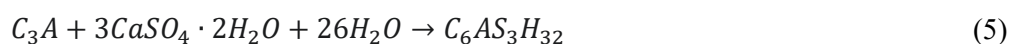
La norma UNI EN 14216:2015 definisce la composizione, le specifiche e i criteri di conformità per i cementi speciali a calore di idratazione molto basso.

**Tabella 3:** Caratteristiche dei cementi a basso calore di idratazione [1].

Denominazione	Tenore di Clinker (%)	Classe di Resistenza	Inizio Presa (min)	Calore di Idratazione
VLH III/B	20-34	22.5	≥75'	220
VLH III/C	5-19	22.5	≥75'	220
VLH IV/A	65-89	22.5	≥75'	220
VLH IV/B	45-64	22.5	≥75'	220
VLH V/A	40-64	22.5	≥75'	220
VLH V/B	20-38	22.5	≥75'	220

È importante notare che i cementi a basso calore di idratazione non risultano generalmente idonei per qualsiasi struttura in cemento armato. La loro lenta progressione delle resistenze iniziali può non essere adatta a tutte le esigenze costruttive, per esempio: nella produzione di elementi prefabbricati (come pannelli, travi o pilastri), l'efficienza e la rapidità sono cruciali. Le aziende che producono prefabbricati devono liberare gli stampi il più velocemente possibile per riutilizzarli. I cementi a basso calore di idratazione, che sviluppano la loro resistenza lentamente, rallenterebbero notevolmente il ciclo di produzione, compromettendo la produttività e l'economia del processo. Stessa cosa nelle opere di riparazione e rinforzo di strutture esistenti, è spesso necessario che la malta o il calcestruzzo raggiungano rapidamente una resistenza sufficiente per sopportare i carichi. Questo è particolarmente vero per la riparazione di ponti o pavimentazioni stradali, dove i tempi di chiusura al traffico devono essere minimi. L'uso di cementi a lenta maturazione non consentirebbe un ritorno in servizio rapido. Altrettanto si può dire in presenza di climi freddi; infatti, in climi freddi, i cementi a basso calore di idratazione possono essere problematici. La bassa temperatura ambientale rallenta ulteriormente la reazione di idratazione, già di per sé lenta, aumentando significativamente il tempo necessario per raggiungere le resistenze minime richieste. Questo può rendere il calcestruzzo vulnerabile al danno da gelo, che può compromettere irrimediabilmente la sua resistenza e durabilità. In tutti questi casi, si preferiscono cementi ad alto calore di idratazione, come il cemento Portland comune (CEM I), che permettono di raggiungere rapidamente le resistenze desiderate, accelerando i tempi di costruzione e garantendo la stabilità in tempi brevi.

L'analisi diffrattometrica a raggi X (XRD) è una tecnica analitica che consente l'analisi qualitativa e quantitativa delle specie chimiche cristalline presenti in una fase, sfruttando gli angoli di diffrazione dei raggi X dei legami chimici in ogni molecola. La legge di Bragg è il principio fondamentale di questa tecnica.



$$n\lambda = 2d\sin\theta \quad (6)$$

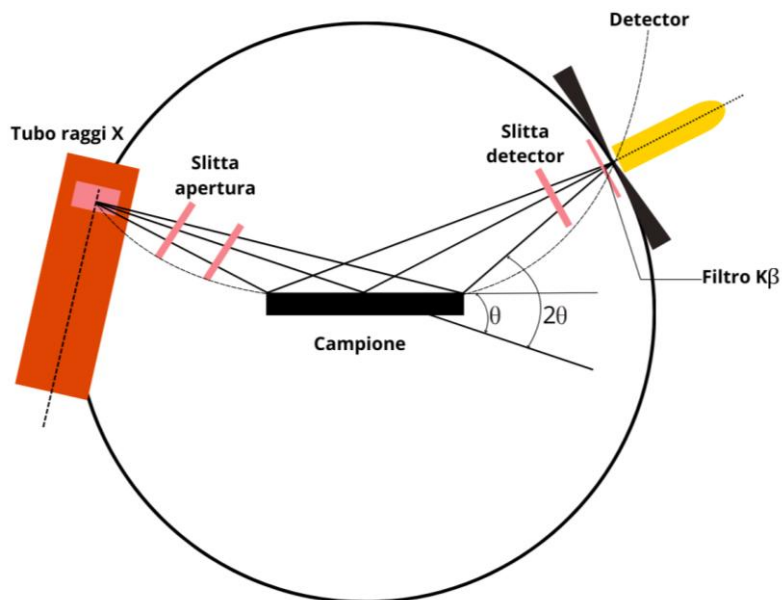
Dove:

$n$  è un numero intero (1,2,3, ...) che rappresenta l'ordine di diffrazione. Corrisponde al numero di lunghezze d'onda della differenza di cammino ottico tra le onde.

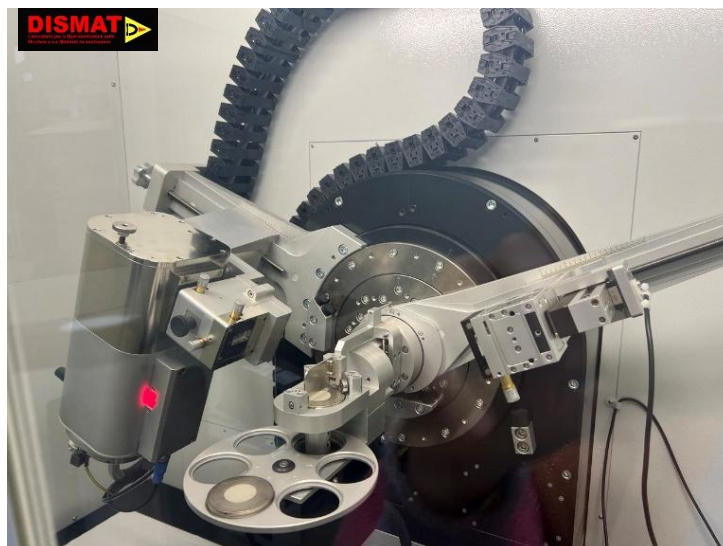
$\lambda$  (lambda) è la lunghezza d'onda della radiazione incidente (es. raggi X).

$d$  è la distanza tra i piani cristallini adiacenti. Questa distanza è una caratteristica unica per ciascun tipo di cristallo.

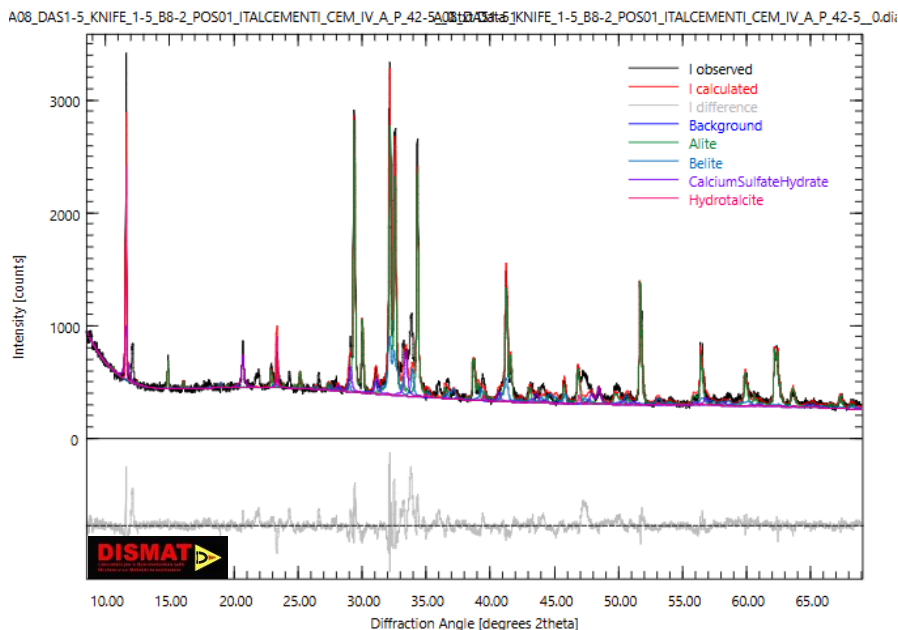
$\theta$  (theta) è l'angolo di incidenza del fascio di onde rispetto ai piani cristallini.



**Figura 1.** Schema di funzionamento diffrattometro di Bragg.

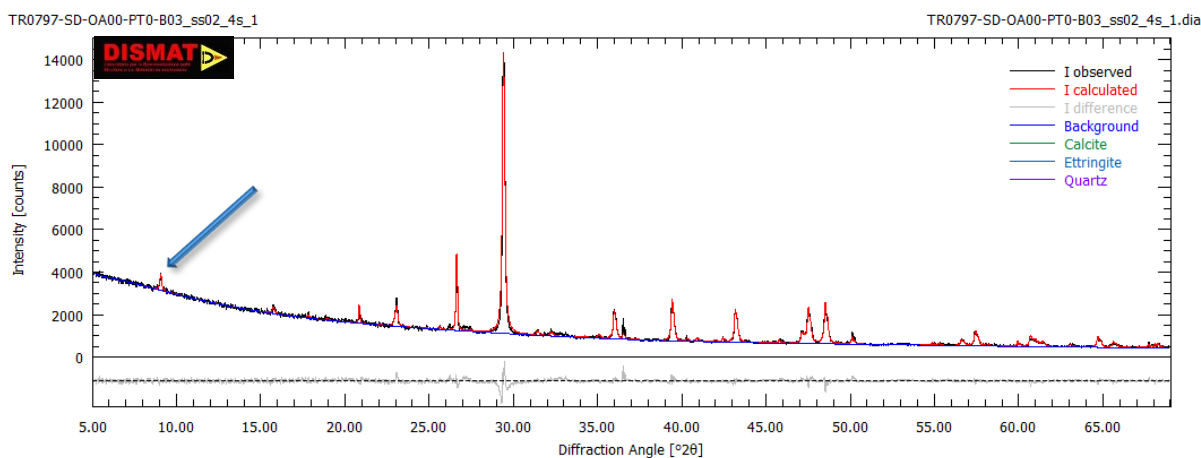


**Figura 2.** Diffrattometro per polveri a due assi.



**Grafico 1.:** Esempio di diffrattogramma con identificazione delle specie chimiche presenti nel campione.

L'analisi XRD è una metodologia complementare alle misurazioni fisiche del calore di idratazione, particolarmente utile per la caratterizzazione dei cementi a basso calore di idratazione (LH-CEM) e per la valutazione delle fasi mineralogiche presenti sia nel cemento anidro che nel calcestruzzo idratato. Permette di identificare con precisione i costituenti del clinker (es. C3S, C2S, C3A, C4AF) e i prodotti di idratazione, come l'ettringite (C6AS3H32), la monosolfato (C4ASH12), l'idrossido di calcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) e i silicati di calcio idrati (C – S – H). La presenza e la quantità di queste fasi forniscono informazioni cruciali sulla cinetica di formazione delle fasi e sulla stabilità microstrutturale del materiale.

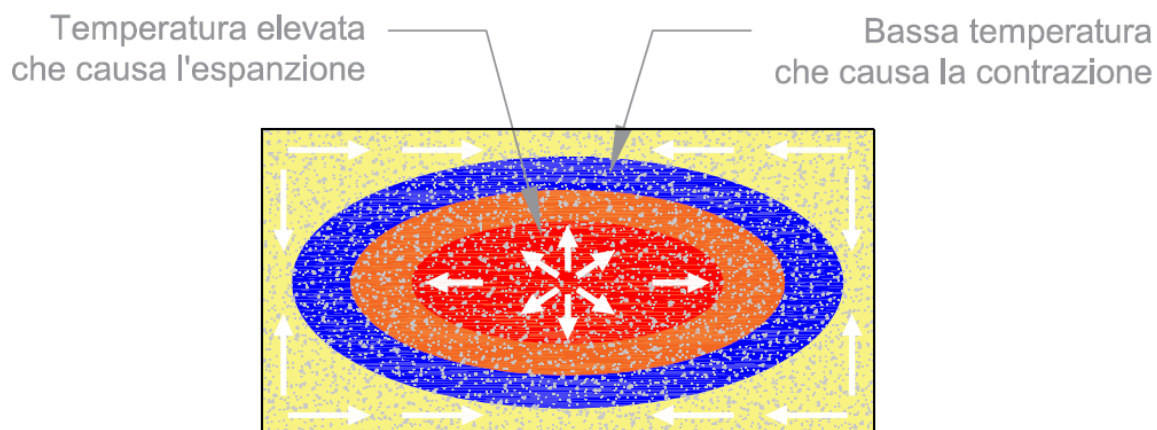


**Grafico 2.** Diffrattogramma con presenza del segnale tipico dell'ettringite (indicato con la freccia blu).

## 10. Monitoraggio della temperatura dei getti in fase di maturazione

Le operazioni di monitoraggio dello sviluppo della temperatura e della sua evoluzione nei primi 5/7 giorni dopo il getto sono fondamentali particolarmente nel caso di strutture massive al fine di prevenire l'insorgere di stati fessurativi che possono compromettere l'esercizio delle strutture interessate e la loro durabilità.

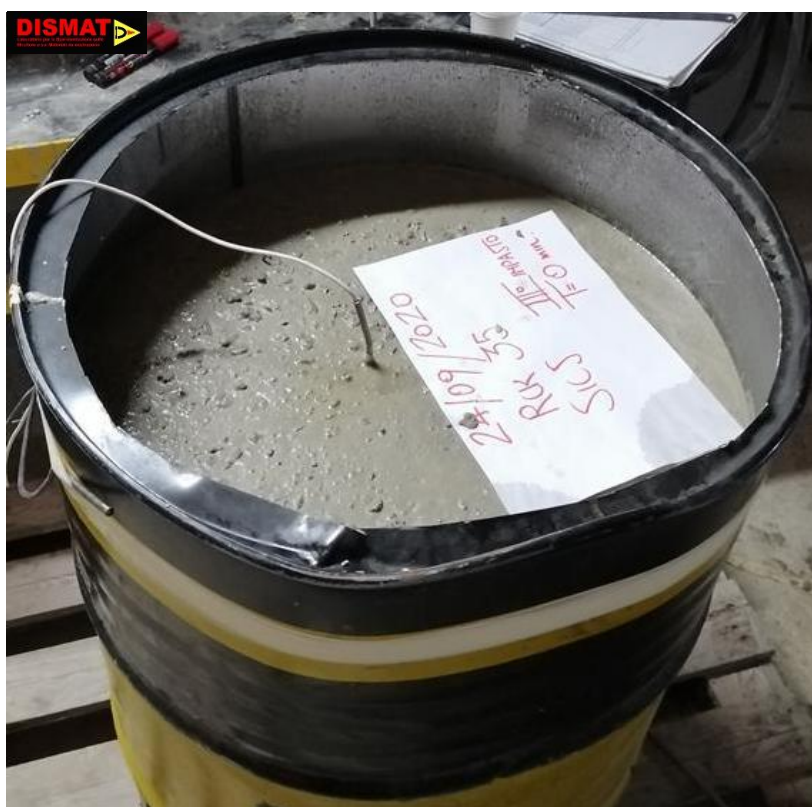
Alcuni capitolati speciali d'appalto per opere pubbliche (RFI) impongono il controllo termico dei getti in corso d'opera, ciò può realizzarsi grazie alla installazione di sonde di temperatura opportunamente disposte nel volume del getto, generalmente si monitorano le zone interne e le zone periferiche del volume. Queste sonde sono collegate ad una centralina di acquisizione che consente di restituire la storia temporale della temperatura durante tutte le fasi di maturazione del getto. Questa procedura può essere applicata sia su modelli che simulano le dimensioni degli elementi strutturali da realizzare, nelle fasi di prequalifica e/o qualifica del calcestruzzo, sia direttamente sulle componenti strutturali durante il getto. Ciò che si monitora, in condizioni non adiabatiche, è l'innalzamento di temperatura dovuto alle reazioni esotermiche dei processi di idratazione; questo tipo di monitoraggio può essere visto come una valutazione indiretta del calore di idratazione del cemento. L'importanza di queste misure risiede nella constatazione sperimentale che una variazione termica tra parti periferiche o superficiali e parti interne ai getti superiore  $\Delta T=20$  °C può generare stati coattivi con conseguenti fessurazione interne localizzate in corrispondenza dell'interfaccia tra nucleo interno caldo e lo strato più esterno [2].



**Figura 3.** Fenomeno di espansione e contrazione dovuto al differenziale termico.



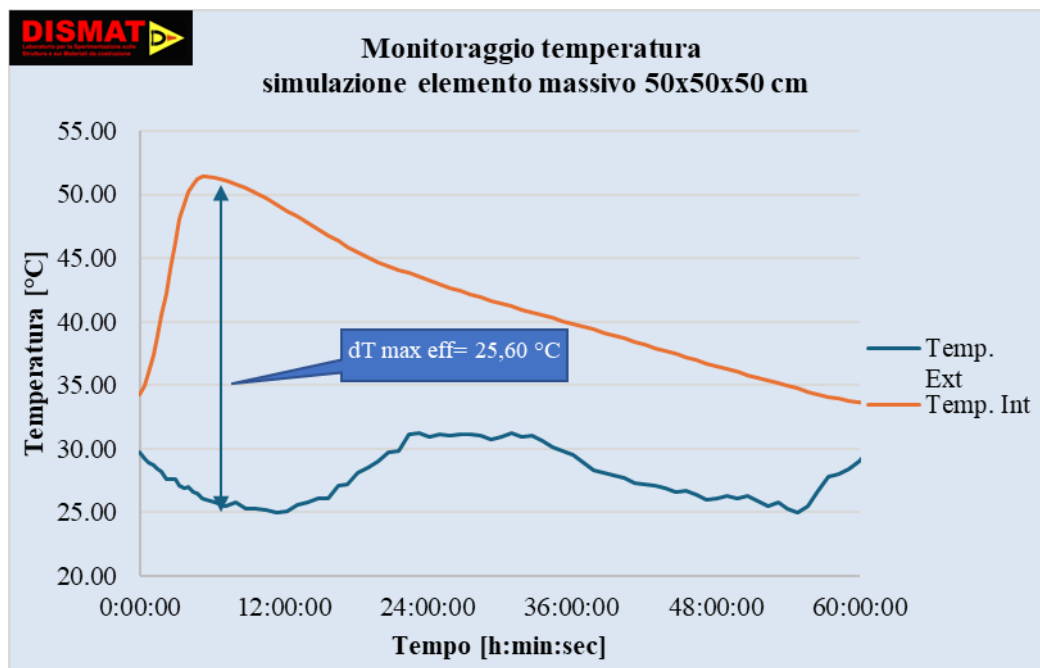
**Figura 4.** Sonde Termiche e centralina di acquisizione.



**Figura 5.** Getto con sonde termiche inglobate.

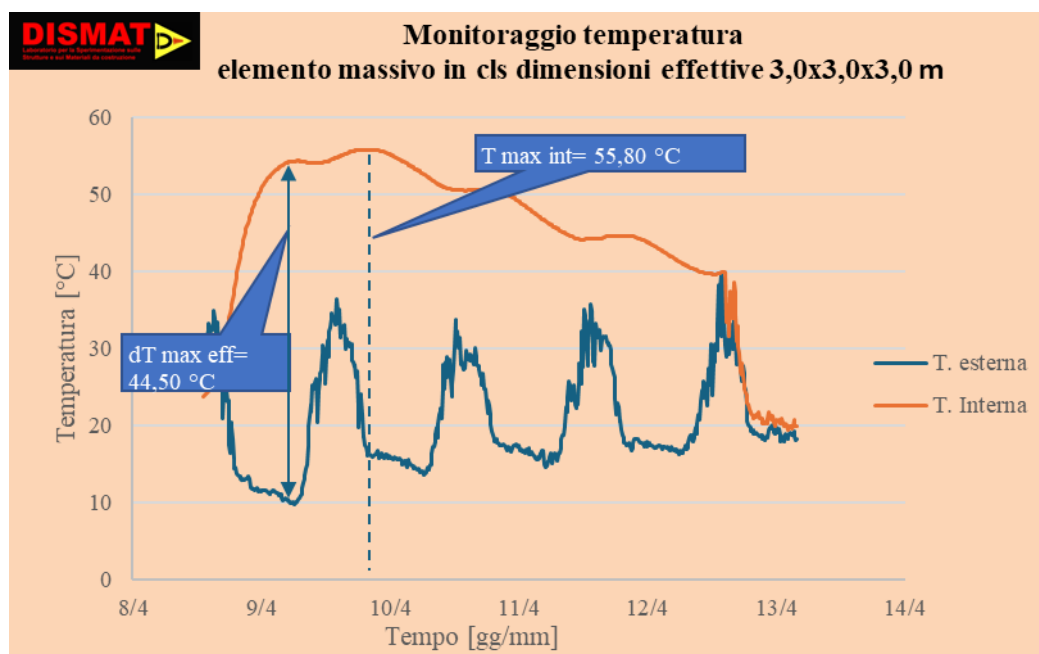
Nel seguito si riportano due grafici relativi a casi studio, il primo riguarda il monitoraggio della temperatura durante la fase di maturazione di un modello di dimensioni contenute (cubo di spigolo 50 cm), il secondo riguarda il caso di una struttura massiva.

Nel primo diagramma è possibile rilevare che la temperatura massima del nucleo viene raggiunta nell'arco temporale che va dalle 10 alle 14 ore dopo il getto.



**Grafico 3.** Riscaldamento elementi di spessore non elevato.

Il secondo grafico relativo al monitoraggio della temperatura su un elemento di grande spessore mostra analogamente al primo caso che la temperatura del calcestruzzo raggiunge il suo valore massimo nell'intervallo temporale compreso tra le 24 a circa 48 ore dopo il getto.



**Grafico 4.** Riscaldamento elementi di grande dimensione.

## 11. Misura dello Sviluppo del Calore con Calorimetro Adiabatico

La norma UNI EN 12390-15 descrive il metodo adiabatico per la determinazione del calore rilasciato dal calcestruzzo durante il suo processo di indurimento. Questa metodologia permette di valutare il fenomeno del riscaldamento dei getti di calcestruzzo. Un campione di calcestruzzo appena miscelato viene inserito in uno stampo all'interno del calorimetro adiabatico, che misura l'evoluzione della temperatura interna del calcestruzzo nelle prime fasi dell'indurimento. Un sistema elettronico di controllo closed loop assicura una distribuzione uniforme della temperatura su tutto l'involucro della cella calorimetrica regolando automaticamente la temperatura della cella in modo che la differenza di temperatura del campione e quello della cella stessa non sia negativa e non sia maggiore a 0,5 K garantendo condizioni quasi-adiabatiche. Infatti, una trasformazione adiabatica sul piano sperimentale è difficile da ottenere, perciò sarebbe appunto più opportuno parlare di calorimetro semi-adiabatico che tra l'altro rispecchierebbe meglio la realtà che si può riscontrare in getti massivi.

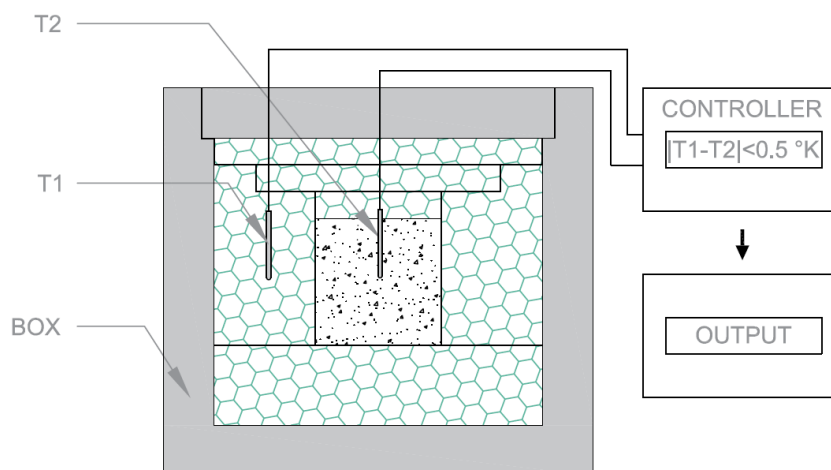


Figura 6. Schema di funzionamento calorimetro adiabatico norma UNI EN 12390-15.

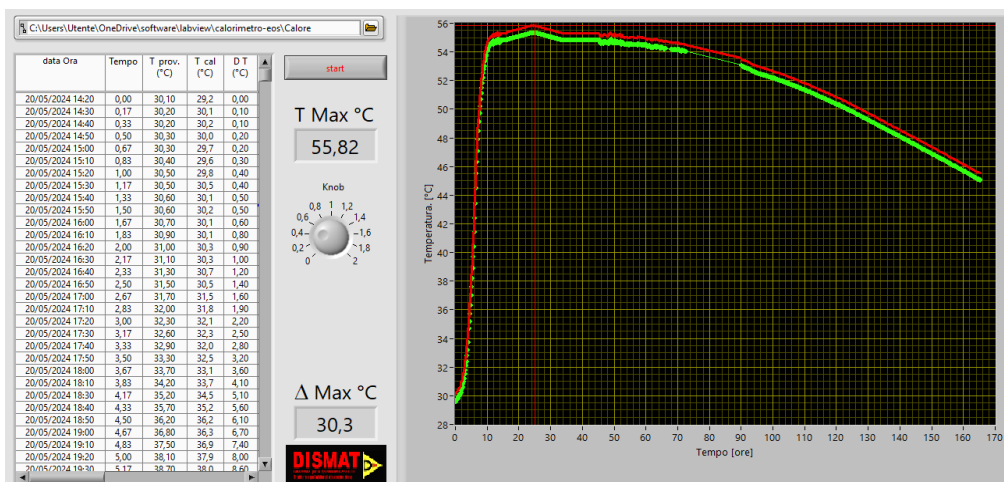


Grafico 5. Sviluppo della temperatura nel tempo misurato da un calorimetro.

Il calore unitario  $q(t)$  può essere calcolato come:

$$q(t) = \frac{M_{con} \Delta T_c(t) \cdot C_{con}}{M_{cem}} \quad (7)$$

dove:

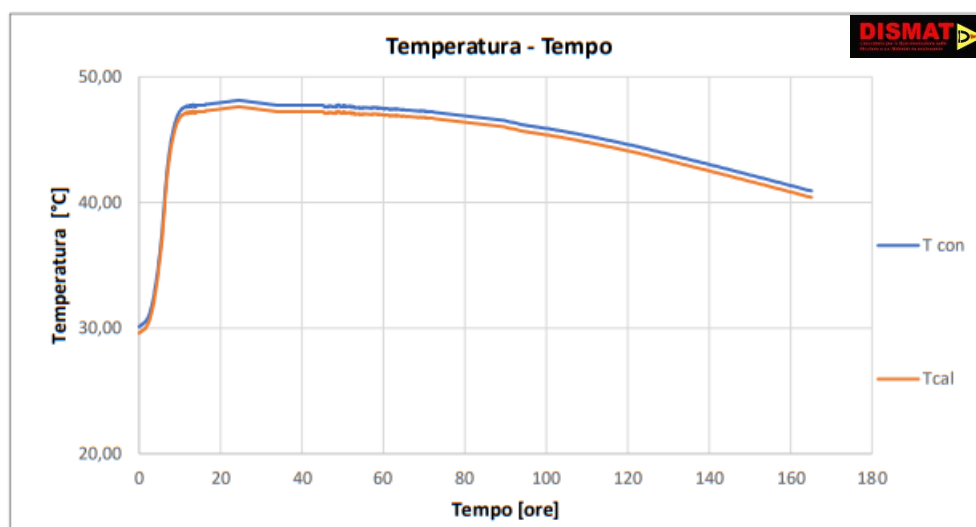
$q(t)$  è lo sviluppo di calore cumulato al tempo  $t$  del calcestruzzo

$\Delta T_c(t)$  è l'aumento della temperatura intrinseco (vedi appendice A norma 12930-15)

$C_{con}$  è la capacità termica del calcestruzzo data dalla somma delle capacità termiche dei suoi componenti.

$M_{con}$  è il peso del contenitore

$M_{cem}$  è il peso del calcestruzzo



**Grafico 6.** Dati raccolti dalla determinazione del calore di idratazione di un campione di calcestruzzo.

## 12. Conclusioni

Lo sviluppo del calore di idratazione nella fase di maturazione dei getti di calcestruzzo con le conseguenti variazioni di temperature indotte all'interno dei getti può indurre a stati coattivi che possono provocare pericolosi quadri fessurativi interni nelle strutture massive siano esse realizzate in calcestruzzo semplice o armato. Non si tratta di un argomento nuovo, ma è cresciuta la sensibilità dei tecnici e delle stazioni appaltanti rispetto al tema, a conferma di questo interesse sul piano della tecnologia esecutiva del calcestruzzo vi è l'emanazione della norma UNI EN 12390/15.

Comprendere l'influenza della temperatura sulla maturazione e resistenza del calcestruzzo, così come i fattori che influenzano il calore di idratazione (composizione del clinker, finezza di macinazione, rapporto a/c, uso di additivi come fumo di silice, ceneri volanti e pozzolane), consente di prevenire effetti indesiderati come le fessurazioni e stati tensionali elevati. Le metodologie diagnostiche, quali il monitoraggio della temperatura con sonde e la calorimetria

adiabatica, insieme all'analisi XRD per la caratterizzazione dei cementi e l'identificazione delle fasi idrate, offrono strumenti preziosi per il controllo della qualità del calcestruzzo in tutte le fasi del progetto, dalla prequalifica dei materiali alla realizzazione in opera e al monitoraggio a lungo termine della durabilità. L'adozione di queste pratiche, supportate da una conoscenza approfondita della chimica del cemento, è fondamentale per la buona riuscita delle opere strutturali e per la loro resilienza nel tempo contro i fenomeni di degrado.

## Bibliografia

- [1] V. A. Rossetti, *Il Calcestruzzo*, Materiali e tecnologia, Milano: McGrawHill, 2007.
- [2] C. S. T. R. Collepari M., in *Il Nuovo Calcestruzzo*, Settima Edizione, EN.CO s.r.l., 2022.
- [3] M. Collepari, *Durabilità del calcestruzzo. La Prefabbricazione*, 2, 73-79, 1981.
- [4] A. Neville, «Chloride attack of reinforced concrete: an overview» in *Materials and Structures*, 1995, pp. Vol.28, pages 63-70.
- [5] «14. Gotti, G., Ielmini, D., Malerba, P.G., & Sgambi, L. (2010). *Influenza dei fenomeni di degrado sulla modalità di rottura di elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso. Handling Exceptions in Structural Engineering: Structural Systems*, Acc».

## Valutazione sperimentale del comportamento statico e dinamico di un impalcato stradale propedeutica al collaudo

E. Lo Giudice <sup>a\*</sup>, G. Mugnos <sup>a</sup>, G. Castellano <sup>a</sup>, G. Navarra <sup>a</sup>, G. Catanzaro <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Laboratorio Autorizzato DISMAT S.r.l

\* Corresponding author: info.dismat@gmail.com

**Abstract:** Il presente studio descrive l'applicazione di procedure di collaudo statico su un cavalcavia autostradale, in conformità con le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni. Il collaudo statico, quale operazione di valutazione delle prestazioni strutturali, è stato condotto secondo una metodologia rigorosa che supera la consueta rilevazione delle sole inflessioni. In particolare, per la verifica delle deformazioni è stato impiegato il metodo estensimetrico, in linea con quanto richiesto dalla normativa per una corretta valutazione del comportamento dell'opera. Inoltre, in riguardo alle prescrizioni normative che richiedono indagini supplementari per opere di rilevanza strutturale come i ponti, il collaudo è stato integrato con prove di caratterizzazione dinamica finalizzate alla conoscenza dei parametri dinamici dell'opera in esame. Il lavoro sottolinea l'importanza di una rigorosa aderenza alle procedure normative e l'assunzione di un approccio multidimensionale che includa sia le prove statiche che quelle dinamiche per garantire la sicurezza, l'integrità strutturale e la conformità dei manufatti. I risultati di questa applicazione pratica dimostrano come una valutazione completa e scientifica sia essenziale per il rilascio del Certificato di Collaudo.

*Keywords:* Structural Health Monitoring; Collaudo statico; Prove di carico statiche; Prove dinamiche

### 1. Introduzione

Nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni “Il collaudo statico [...], è finalizzato alla valutazione e giudizio sulle prestazioni [...] delle opere e delle componenti strutturali comprese nel progetto ed eventuali varianti depositati presso gli organi di controllo competenti”. Il Collaudo si configura quindi come una operazione articolata che richiede, da un lato, l'analisi di tutte le informazioni fornite dalla documentazione di progetto e da quella inerente all'esecuzione dei lavori, integrate, ove ritenuto opportuno, dalle eventuali indagini e prove in situ, e dall'altro la sintesi ragionata e comparata delle risultanze che tale analisi restituisce, il tutto sintetizzato nel giudizio sulle prestazioni strutturali e restituito nel Certificato di Collaudo.

Il professionista incaricato del Collaudo Statico si trova quindi ad apporre un suggello alle attività del processo che dal progetto conducono alla realizzazione della struttura portante di un manufatto, accertando che tutte le fasi siano state svolte nel pieno rispetto del disposto normativo e dalle *lex specialis* che regolamentano i rapporti contrattuali. Nello svolgimento di tale attività, il Collaudatore, potrà avvalersi degli strumenti e delle metodologie che la Tecnica

della Sperimentazione delle Strutture mette a disposizione. La norma tecnica si ferma qui, e d'altra parte, a ben vedere, non può andare oltre. È di tutta evidenza, infatti, che una siffatta attività comporta l'instaurarsi di un quadro di assunzione di responsabilità sul piano giuridico che esorbita gli obiettivi di una norma tecnica, basti solo pensare alle possibili conseguenze che possono scaturire dal crollo di una costruzione.

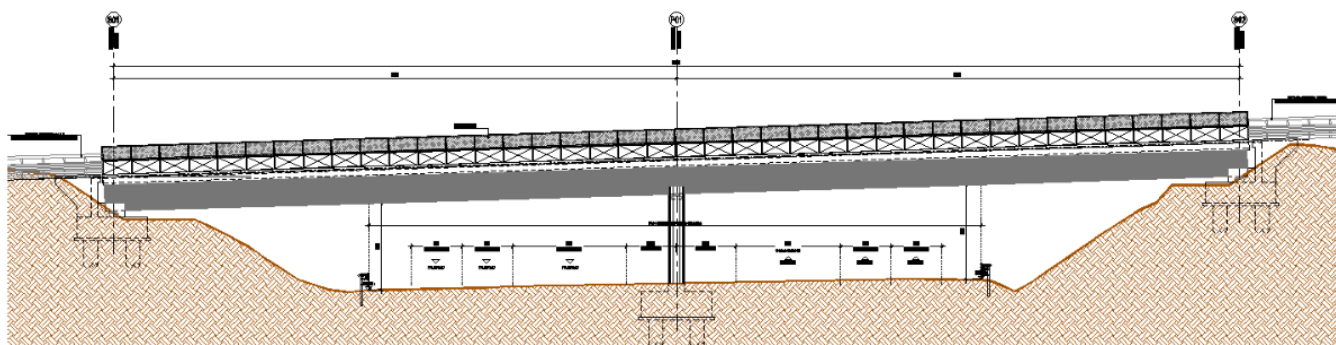
Di fronte a tale complessità, appare quanto mai opportuno, se non necessario, che il tecnico incaricato della redazione del Certificato di Collaudo Statico svolga il proprio compito avendo una adeguata consapevolezza del proprio ruolo tanto sul piano tecnico quanto su quello giuridico. Gli eventi, talvolta drammatici, che si sono verificati nel nostro Paese e che hanno interessato il settore dell'ingegneria strutturale hanno messo in evidenza la correttezza di tale impostazione [1].

Nel seguito si descrivono le procedure e gli esiti della verifica delle prestazioni statiche di un Cavalcavia autostradale sulla A20 ME-PA eseguiti in fase di collaudo statico. Seguendo la rigorosa procedura prevista dalle Norme tecniche il Collaudatore, sentito il Progettista e il Direttore dei Lavori, ha fornito le indicazioni sia con riferimento alle configurazioni di carico da attuare durante le fasi di prova di carico sia con riguardo alla stima dei parametri dinamici della struttura per mezzo di prove di caratterizzazione dinamica. I vari setup di prova sono stati concordati con gli Scrittori tecnici della società DISMAT incaricata dalla Committenza alla esecuzione delle rilevazioni sperimentali. Talvolta le procedure sperimentali si limitano al rilevamento delle inflessioni, che sebbene utili, non esauriscono il complesso di misure utili alla corretta valutazione del comportamento in condizioni di esercizio, vale la pena di osservare come la stessa norma indichi che le prove statiche vanno condotte verificando l'evoluzione delle deformazioni e per quanto le due cose vengano spesso confuse tra loro, il monitoraggio delle deformazioni è cosa ben diversa da un punto di vista tecnico-sperimentale.

Il presente studio è stato condotto seguendo in modo rigoroso le prescrizioni normative non limitandosi alla rilevazione delle sole inflessioni ma predisponendo anche il monitoraggio delle deformazioni con il metodo estensimetrico. Sebbene le prove statiche assumano la conditio sine qua non per la messa in esercizio e quindi il raggiungimento del collaudo statico, la stessa norma prescrive anche, ribadendolo nella Circolare Esplicativa, che le opere di significativa rilevanza quali: ponti, devono essere integrate anche prove di caratterizzazione dinamica [14].

## 2. Descrizione dell'opera

Il manufatto oggetto di sperimentazione è rappresentato da un cavalcavia, dell'Autostrada A20 Messina – Palermo, con impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua su tre appoggi e si sviluppa per due campate identiche di luce pari a 40m, per una lunghezza complessiva di 80m (Fig. 1).



**Figura 1.** Prospetto del cavalcavia.

La sezione trasversale dell'impalcato è costituita dalla soletta in c.a. e da due travi principali in acciaio con sezione a doppio T, poste a una distanza trasversale di 5,00 m ed aventi altezza costante pari a 2,00 m.

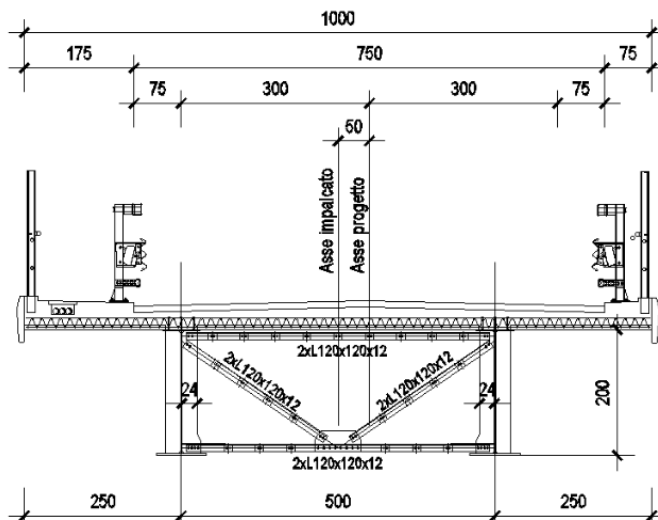
Le travi principali sono mutuamente collegate da:

- traversi reticolari a “K” sia in campata che all'appoggio. In funzione dei profili utilizzati per correnti e diagonali, i traversi sono stati suddivisi in tre tipologie:
  - traversi tipo 1 (agli appoggi) – con diagonali e correnti costituiti da 2 x L120 x 120 x 12
  - traversi tipo 2 – con diagonali e correnti superiori costituiti da 2 x L80 x 80 x 8 e correnti inferiori costituiti da 2 x L120 x 120 x 12
  - traversi tipo 3 – con diagonali e correnti inferiori costituiti da 2 x L80 x 80 x 8 e correnti superiori costituiti da 2 x L120 x 120 x 12
- controventi inferiori costituiti da 2 x L150 x 150 x 15 in prossimità degli appoggi e da 2 x L120 x 120 x 12
- controventi superiori costituiti da 2 x L80 x 80 x 8.

La sezione stradale, di larghezza pari a 10.00 m, è realizzata con una soletta gettata in opera di spessore totale pari a 30 cm (a lordo delle predalles), connessa alle flange superiori delle travi in acciaio con connettori metallici tipo “Nelson”. La soletta viene gettata su “predalle” prefabbricate in c.a. tralicciate che svolgeranno il ruolo di cassero a perdere.

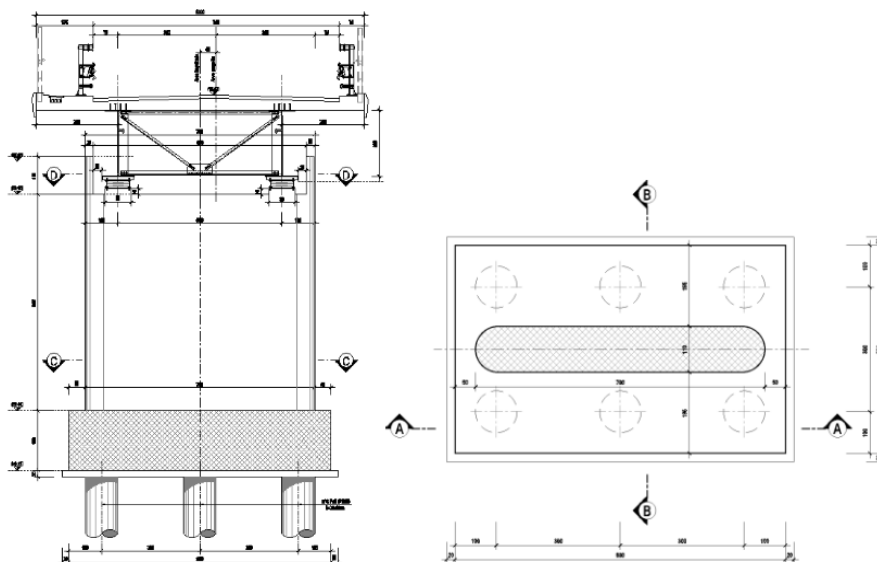
La sezione stradale (Fig. 2) prevede da un lato un cordolo di 0,75 m per l'alloggiamento delle barriere di sicurezza, e dall'altro un marciapiede con larghezza complessiva paria 1,75 m, La rimanente larghezza pavimentata, pari a 7.50 m, si compone di due corsie di marcia e due banchine laterali.

Completano l'impalcato le finiture, la pavimentazione di spessore di 10 cm, le velette laterali prefabbricate e le barriere di sicurezza ed antisasso.



**Figura 2.** Sezione trasversale tipo del cavalcavia.

Gli appoggi su spalle e pile sono costituiti da isolatori elastomerici. I giunti sono del tipo in gomma armata con escursione di  $\pm 200$  mm. La pila è realizzata in opera con sezione piena rettangolare arrotondata alle estremità. La fondazione della pila (Fig. 3) è costituita da un plinto di dimensioni pari a  $8,00 \times 5,00 \times 1,80$  m e da 6 pali trivellati  $\Phi 1000$ .



**Figura 3.** Sezione e pianta fondazione pila.

Le spalle (Fig. 4) sono di tipo a trave cuscino, costituite da un plinto da  $11,00 \times 5,00 \times 1,50$  m, 8 pali trivellati  $\Phi 1000$ , paraghiaia da 50 cm e muri di risvolto da 50 cm.

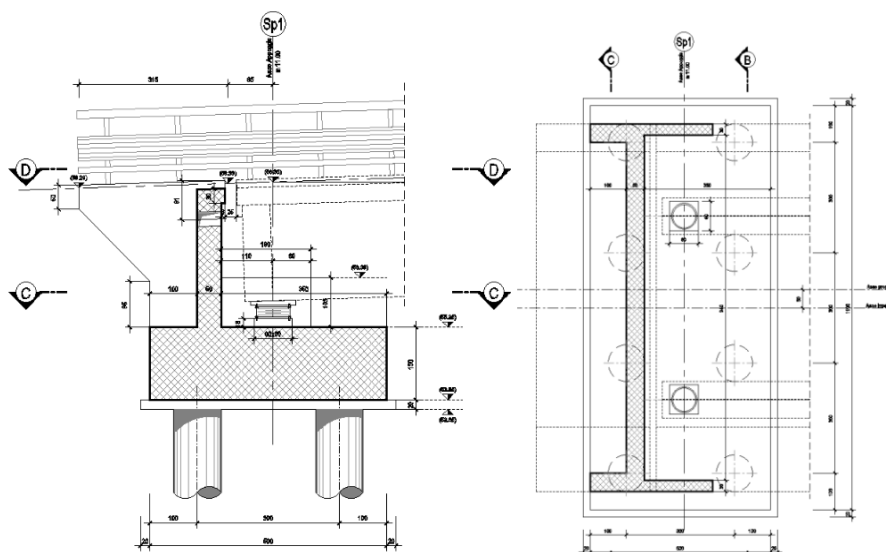


Figura 4. Sezione e pianta della palla.

### 3. Prove statiche

Le prove statiche di carico rappresentano uno strumento cardine del collaudo dei ponti e sono regolate dal Capitolo 9 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018), che disciplina le procedure di collaudo statico. In particolare, il §9.2 stabilisce che le prove devono essere condotte applicando carichi predeterminati e verificando che la struttura risponda in modo coerente con le previsioni progettuali. La norma pone due condizioni essenziali: che le deformazioni durante la prova rimangano entro valori compatibili con lo stato limite elastico, e che al termine del ciclo di scarico non si manifestino deformazioni permanenti significative.

La Circolare esplicativa ribadisce e dettaglia questi concetti, sottolineando che la verifica non si esaurisce nella misura degli abbassamenti in campata, come spesso accade nella pratica corrente, ma richiede un controllo diretto delle deformazioni. Inoltre, viene precisato che il criterio quantitativo di accettazione è basato sullo scostamento massimo del 20% tra le frecce misurate in prova e quelle previste dal modello di calcolo.

Dal punto di vista tecnico, questo passaggio è cruciale: mentre nella prassi il monitoraggio tende a concentrarsi sugli abbassamenti, la norma orienta chiaramente verso una valutazione delle deformazioni (elastiche e, se presenti, plastiche), che rappresentano la vera grandezza di controllo della prova. Questo aspetto, apparentemente secondario, cambia la prospettiva del collaudo: significa infatti che gli strumenti devono essere in grado non solo di restituire la configurazione deformata globale, ma anche di fornire informazioni locali sui livelli tensionali raggiunti. In questa ottica, l'impiego congiunto di inclinometri, estensimetri e trasduttori di spostamento risponde pienamente allo spirito della norma. Gli inclinometri consentono infatti di ricostruire i profili di abbassamento, necessari per il confronto diretto con le frecce di progetto, mentre gli estensimetri forniscono la misura puntuale delle deformazioni, permettendo di verificare direttamente la prescrizione normativa. L'aggiunta dei trasduttori sugli appoggi ha poi

completato il quadro, consentendo di monitorare il comportamento dei dispositivi di isolamento e di verificare la compatibilità dei movimenti locali con la risposta globale.

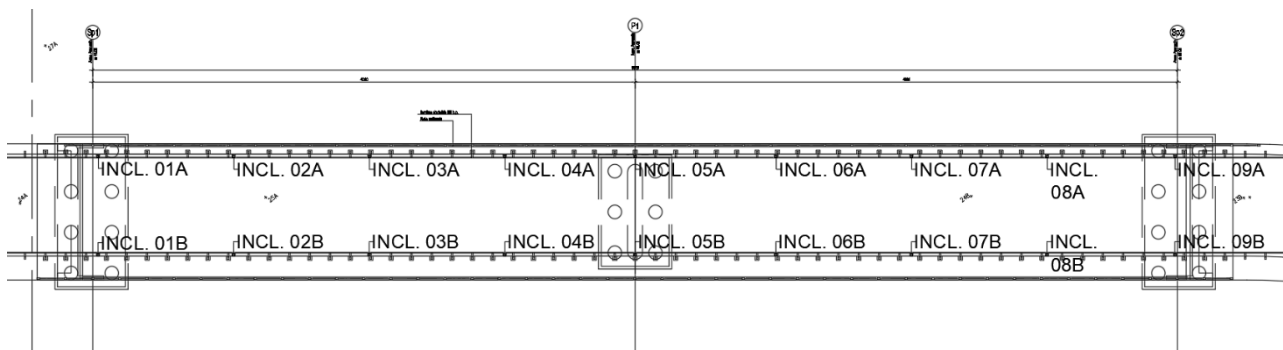
Su questo punto, va osservato che la norma non entra nel merito degli abbassamenti in corrispondenza degli appoggi, pur trattandosi di una grandezza che, in determinate condizioni, può influire significativamente sulla risposta globale della struttura. Dal punto di vista tecnico, invece, la misura di tali abbassamenti è di grande utilità: essa consente di valutare non solo la deformata delle campate, ma anche il corretto funzionamento degli appoggi stessi e dei dispositivi di isolamento. La registrazione degli spostamenti in appoggio, specialmente se effettuata in più punti e con configurazioni ridondanti, permette di individuare eventuali comportamenti anomali (ad esempio rotazioni differenziali o giochi eccessivi) che potrebbero compromettere l'efficienza globale del sistema.

Da un punto di vista critico, si può osservare che la norma fissa dei criteri quantitativi chiari ( $\pm 20\%$ ), ma lascia una certa indeterminatezza nella valutazione delle deformazioni residue, non definendo soglie numeriche precise. Questo aspetto, se da un lato garantisce flessibilità al collaudatore, dall'altro introduce margini interpretativi che richiedono competenza tecnica ed esperienza per essere tradotti in giudizi affidabili. Nel caso specifico, le deformazioni residue sono state confrontate con le deformazioni massime misurate, per verificarne la trascurabilità in termini percentuali: una scelta operativa che rispetta la ratio della norma e ne traduce i principi in un criterio quantitativo applicabile.

### 3.1 Metodologia sperimentale

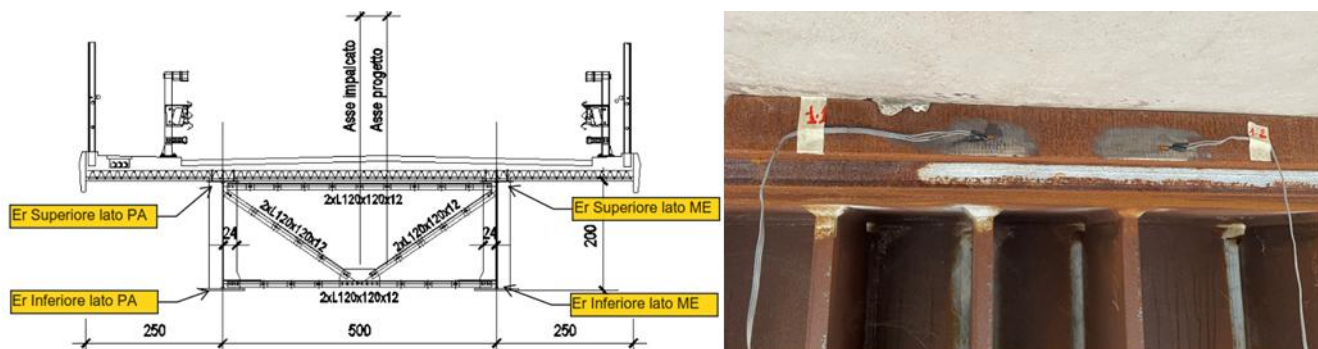
Il monitoraggio è stato condotto attraverso tre sistemi di misura integrati:

- 1) Inclinometri elettronici (18 in totale, modello Capetti WSD15TIIDRO, MEMS biassiali, campo  $\pm 1^\circ$ , risoluzione  $0,001^\circ$ , accuratezza  $\pm 0,5\%$ ) installati simmetricamente ai lati dell'impalcato (9 lato Palermo e 9 lato Messina). Per ciascun lato, 3 sensori sugli appoggi (spalle e pila) e 6 lungo le campate (ai quarti e in mezzeria).



**Figura 5.** Inclinometri: schema in pianta della disposizione.

- 2) Estensimetri elettrici (8 in totale), installati sulla faccia laterale delle piattabande superiori e inferiori delle due travi principali in corrispondenza della pila centrale (4 per trave). Cablaggio in configurazione a  $\frac{1}{4}$  di ponte. È stato adottato il gauge factor reale  $K_g = 2.13$ , come riportato dal lotto di fornitura.



**Figura 6.** Sezione sull'appoggio centrale: disposizione degli estensimetri e foto di dettaglio durante l'installazione.

- 3) Trasduttori di spostamento piezoelettrici (Novotechnik), corsa 50 mm, risoluzione 0,01 mm, linearità  $\pm 0,05\%$ . Tre per ogni appoggio, disposti a  $120^\circ$ , per monitorare abbassamenti medi e rotazioni differenziali.



**Figura 7.** Appoggio: trasduttori di spostamento piezoelettrici installati sugli isolatori (tripla disposizione a  $120^\circ$ ).

Le prove statiche di carico sono state eseguite in fase di collaudo, prima della riapertura al traffico, con l'obiettivo di verificare la risposta dell'opera sotto carichi controllati e certificati. Il carico è stato applicato mediante autocarri a quattro assi con massa complessiva dell'ordine di 42.000 kg ciascuno (pesi verificati con pesatura presso bilancia pubblica, con scostamenti dell'ordine di  $\pm 200$  kg). Sono state adottate due configurazioni principali:

- **Scenario 1:** 6 autocarri su una campata, mirato a massimizzare i momenti positivi.
- **Scenario 2:** 8 autocarri distribuiti 4+4 sulle due campate, sfalsati di circa 1,80 m, per accentuare il momento negativo nella sezione di appoggio centrale.

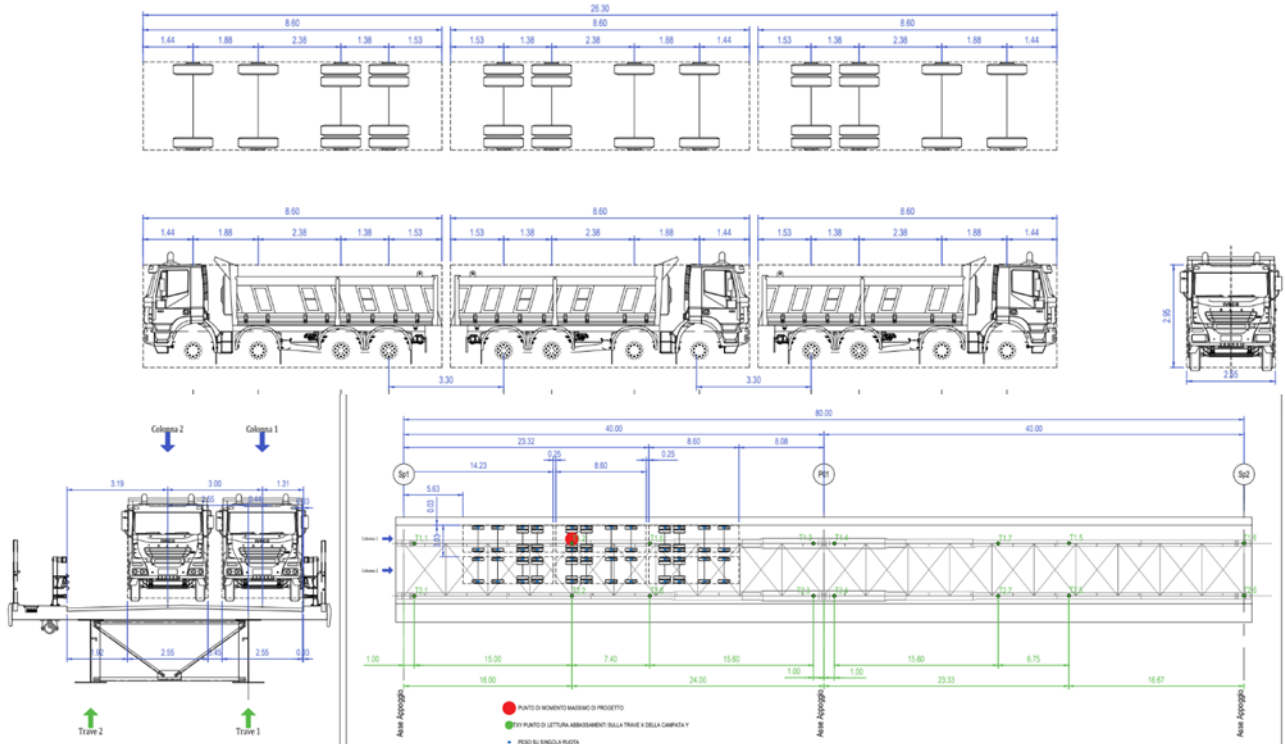


Figura 8. Configurazione di carico: Scenario 1- 6 autocarri su una campata.

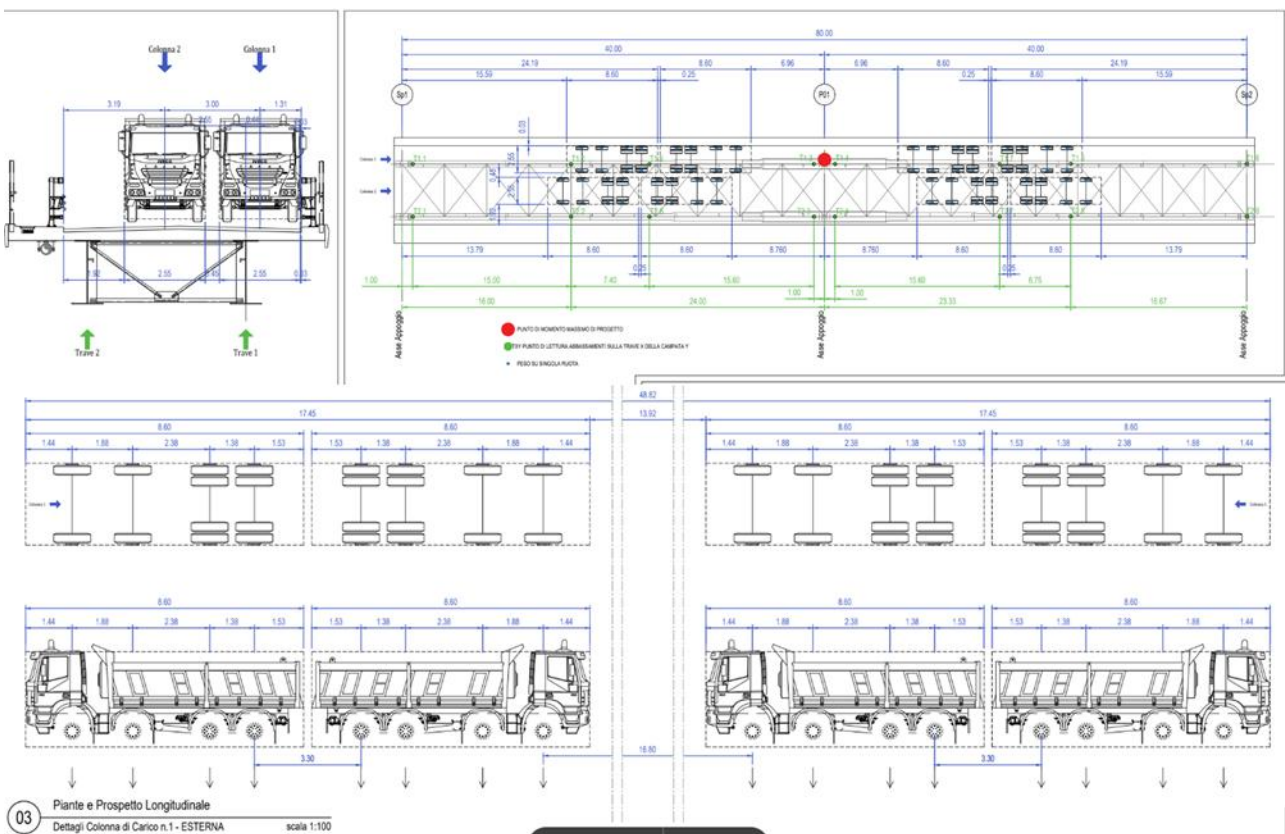


Figura 9. Configurazione di carico: Scenario 2 - 8 autocarri su due campate.

03 Pianta e Prospetto Longitudinale  
Dettagli Colonna di Carico n.1 - ESTERNA scala 1:100

## 3.2 Inquadramento teorico

### 3.2.1 Metodo inclinometrico

Gli inclinometri misurano la rotazione  $\theta_{(x)}$  della linea elastica rispetto all'asse verticale in una serie discreta di sezioni  $x_0, x_1, \dots, x_N$  distribuite lungo le due campate e sugli appoggi. Assumendo piccole rotazioni, vale la relazione cinetica classica tra freccia  $\omega_{(x)}$  e rotazione  $\theta_{(x)}$ ,

$$\theta_{(x)} = \frac{d\omega(x)}{dx} \quad (1)$$

La freccia  $\omega_{(x)}$  si ottiene mediante integrazione della (1) [12]:

$$\omega_{(x)} = \int \theta_{(x)} dx + C \quad (2)$$

Nel contesto discreto delle misure, indicando con  $\theta_i = \theta_{(x_i)}$  e con  $\Delta x_i = x_i - x_{i-1}$ , la ricostruzione della deformata può essere ottenuta mediante diverse tecniche di integrazione numerica (regola del punto medio, regola di Simpson, integrazione tramite spline, espansioni in polinomi ortogonali, ecc.), tutte applicabili al problema in esame. Tra queste, la regola dei trapezi rappresenta una delle soluzioni più semplici e dirette dal punto di vista matematico, motivo per cui è stata adottata nel presente lavoro.

$$\omega_{(i)} = \omega_0 + \sum_{j=1}^i \frac{\theta_j + \theta_{j-1}}{2} \Delta x_j, \quad i = 1, \dots, N \quad (3)$$

La costante  $\omega_0$  viene fissata imponendo una condizione al contorno: tipicamente si assume  $\omega = 0$  in corrispondenza di un appoggio (o in altro punto di riferimento noto). Qualora sia necessario imporre due vincoli (ad esempio  $\omega = 0$  su entrambi gli appoggi della campata), si applica una correzione affine che preserva le rotazioni locali e forza le condizioni imposte: se  $\tilde{\omega}_{(x)}$  è la primitiva ottenuta dalla (3), la deformata finale si assume come

$$\omega_{(x)} = \tilde{\omega}_{(x)} - \left[ \tilde{\omega}_{(L_A)} + \frac{\tilde{\omega}_{(L_B)} - \tilde{\omega}_{(L_A)}}{L_B - L_A} (x - L_A) \right] \quad (4)$$

dove  $L_A$  e  $L_B$  sono le ascisse dei due appoggi della campata considerata. In presenza di rumore strumentale o di leggere discrepanze locali tra sensori, la rotazione misurata può essere regolarizzata interpolando  $\{\theta_i\}$  con una spline a curvatura penalizzata  $\Theta_{(x)}$  [16] [17] [18] e integrando poi analiticamente  $\int \Theta_{(x)} dx$ ; la correzione affine (4) si applica nello stesso modo alla primitiva così ottenuta. È stato inoltre condotto un confronto tra l'approccio basato su spline penalizzate e un approccio polinomiale, mostrando che i valori di freccia calcolati nei punti di installazione degli inclinometri differiscono al massimo dello 0,02%, confermando quindi l'affidabilità del metodo adottato.

### 3.2.2 Metodo estensimetrico

Gli estensimetri elettrici, incollati sulla faccia laterale delle piattabande in prossimità della sezione in appoggio sulla pila, operano in configurazione a  $\frac{1}{4}$  di ponte. Per piccole variazioni di resistenza  $\Delta R \ll R$ , l'uscita del ponte linearizzata fornisce il legame standard tra rapporto di tensioni e deformazione locale  $\varepsilon$ :

$$\frac{V_{out}}{V_{in}} \approx \frac{1}{4} K_g \varepsilon \quad (5)$$

dove  $V_{out}$  è la tensione differenziale d'uscita del ponte,  $V_{in}$  la tensione di alimentazione e  $K_g$  il gauge factor reale [15] del lotto impiegato. Nel presente studio è stato utilizzato il valore  $K_g = 2.13$ , dichiarato dal produttore sulla confezione di fornitura. Qualora l'uscita sia amplificata con guadagno  $G$  e il sistema acquisisca  $V_{meas} = GV_{out}$ , la deformazione si stima come

$$\varepsilon = \frac{4}{K_g G} \frac{V_{meas}}{V_{in}} \quad (6)$$

La presenza di più gauge ridondanti sulla stessa fibra consente di stimare la deformazione media di fibra e di valutarne la dispersione: indicando con  $\varepsilon^{(k)}$  le letture dei sensori equivalenti sulla medesima fibra, la stima robusta adottata è la media aritmetica  $\bar{\varepsilon} = \frac{1}{m} \sum_k \varepsilon^{(k)}$ , con la corrispondente deviazione standard per quantificare l'incertezza locale.

Assumendo il comportamento elastico lineare del materiale, la tensione si calcola con la legge di Hooke [13],

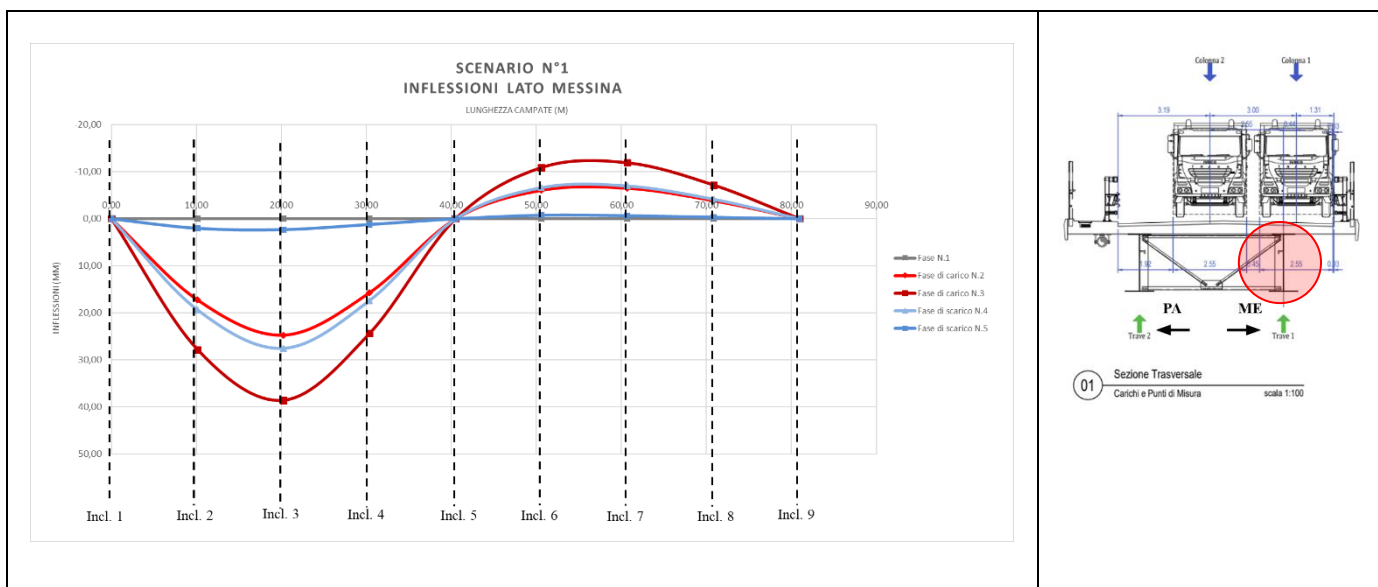
$$\varepsilon = \frac{4}{K_g G} \frac{V_{meas}}{V_{in}} \quad (7)$$

dove  $E$  è il modulo elastico dell'acciaio e  $\varepsilon$  è la deformazione misurata.

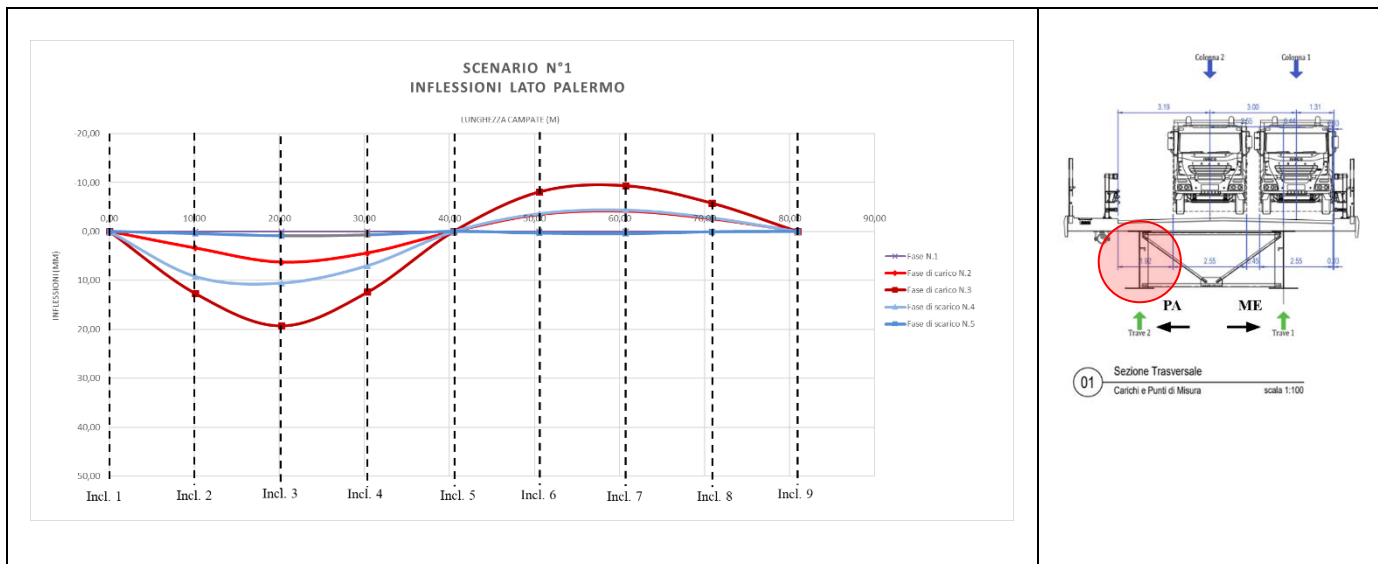
Nel presente lavoro non era disponibile una caratterizzazione sperimentale di  $E$ ; si è pertanto assunto il valore nominale convenzionale  $E = 210000 \text{ MPa}$ , comunemente utilizzato per gli acciai da costruzione. Questa scelta introduce un'approssimazione controllata: la variabilità reale di  $E$  negli acciai strutturali è limitata e, a parità di  $\varepsilon$ , l'incertezza sulla stima di  $\sigma$  risulta proporzionale alla deviazione relativa di  $E$  rispetto al valore assunto. In altri termini, se  $E$  reale differisce del  $\pm\delta\%$  da  $E = 210000 \text{ MPa}$ , anche  $\sigma$  differisce dello stesso  $\pm\delta\%$ ; ciò è generalmente accettabile nel contesto del collaudo statico, in cui l'interesse principale è verificare gli ordini di grandezza delle tensioni nelle fibre estreme e la coerenza con il comportamento elastico atteso.

### 3.3 Risultati delle prove

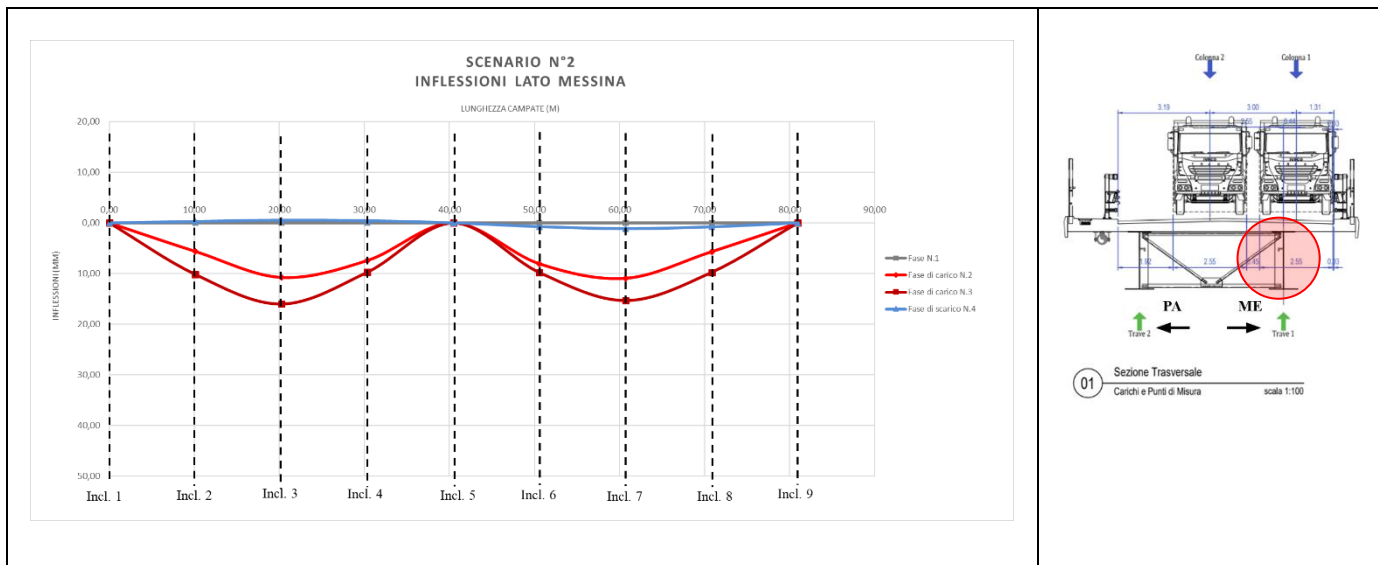
Per quanto riguarda il monitoraggio inclinometrico, i risultati sono stati restituiti in termini di configurazioni deformate dell'impalcato. Sono state prodotte due figure per ciascuno scenario di carico: la prima relativa alla trave lato Messina e la seconda alla trave lato Palermo.



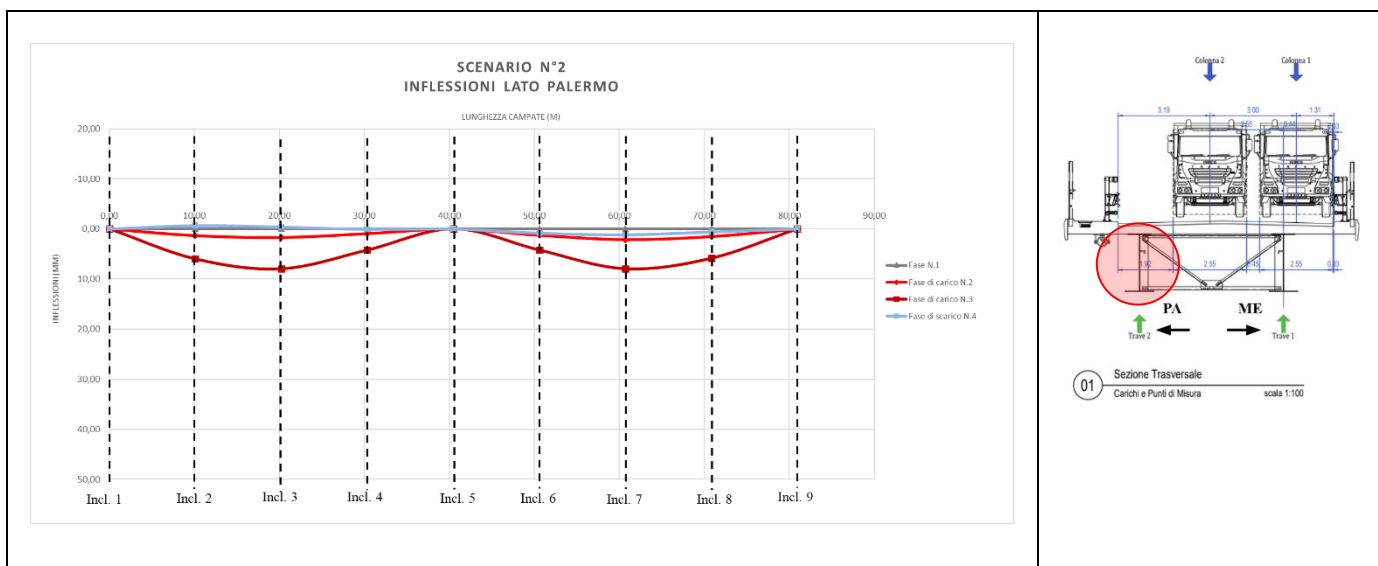
**Figura 10.** Configurazione deformata dell'impalcato, Scenario 1 – Trave lato Messina.



**Figura 11.** Configurazione deformata dell'impalcato, Scenario 1 – Trave lato Palermo.

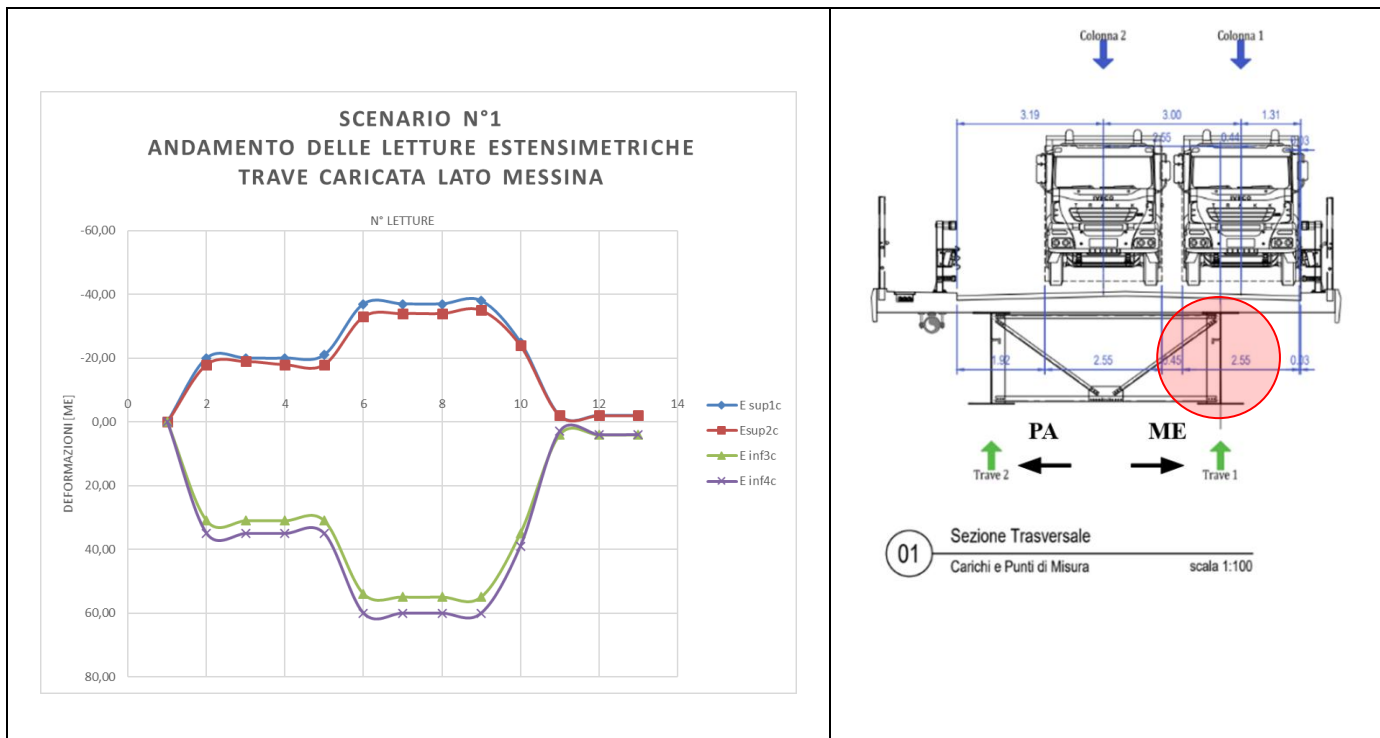


**Figura 12.** Configurazione deformata dell'impalcato, Scenario 2 – Trave lato Messina.

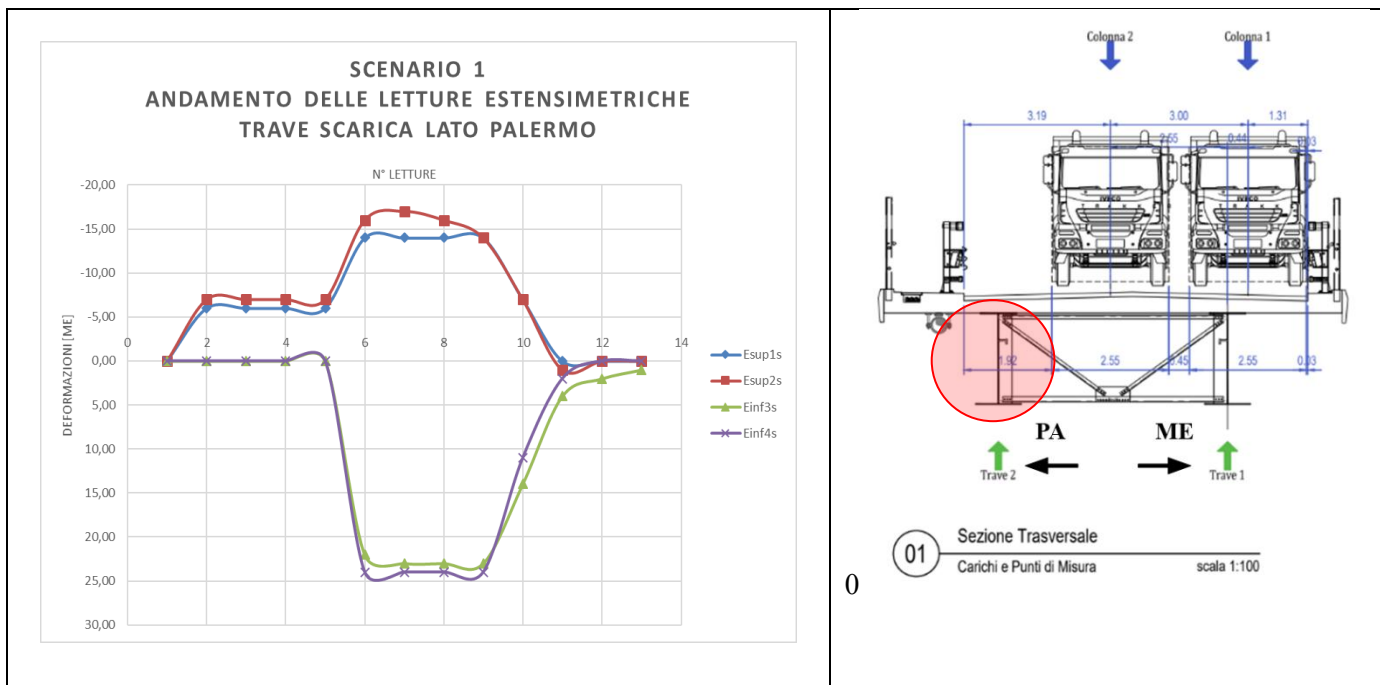


**Figura 13.** Configurazione deformata dell'impalcato, Scenario 2 – Trave lato Palermo.

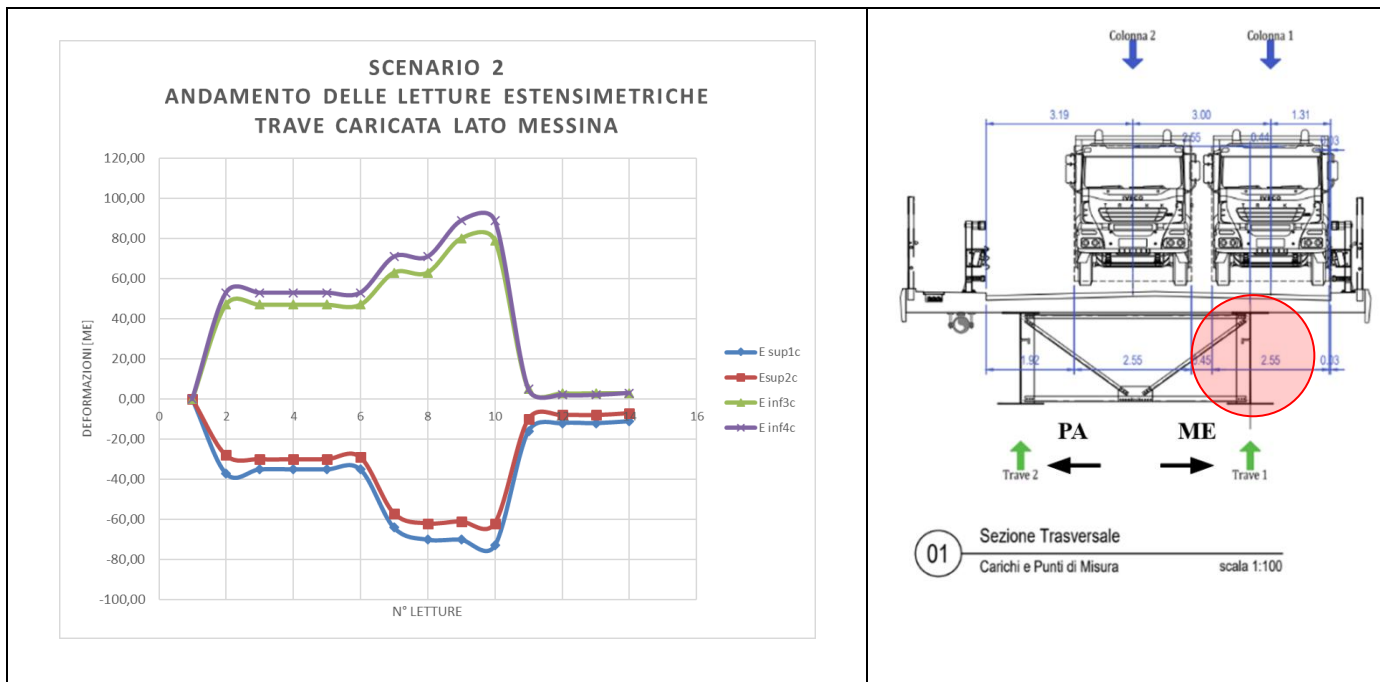
Il monitoraggio estensimetrico ha fornito i valori di deformazione nelle fibre superiori e inferiori delle due travi principali in corrispondenza della sezione sull'appoggio centrale. Anche in questo caso i risultati sono stati restituiti graficamente, con due figure per lo Scenario 1 e due figure per lo Scenario 2.



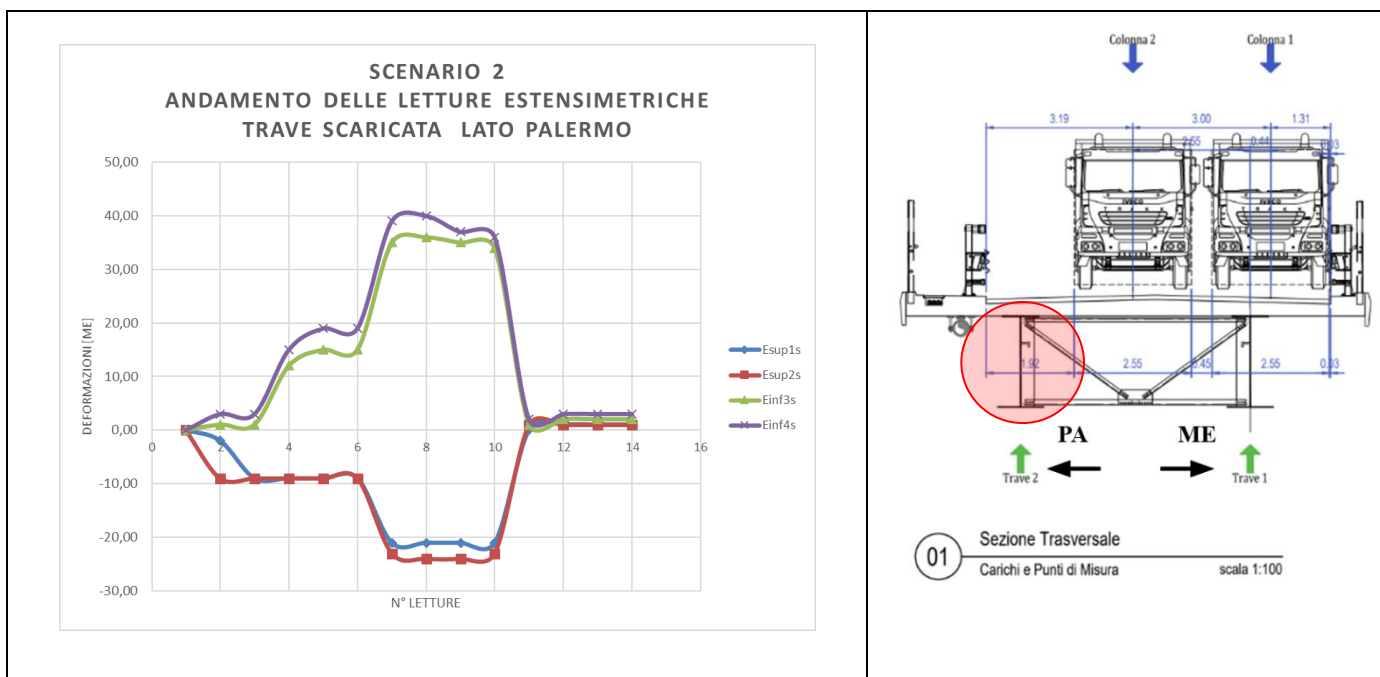
**Figura 14.** Deformazioni misurate con estensimetri, Scenario 1 – Trave lato Messina.



**Figura 15.** Deformazioni misurate con estensimetri, Scenario 1 – Trave lato Palermo.

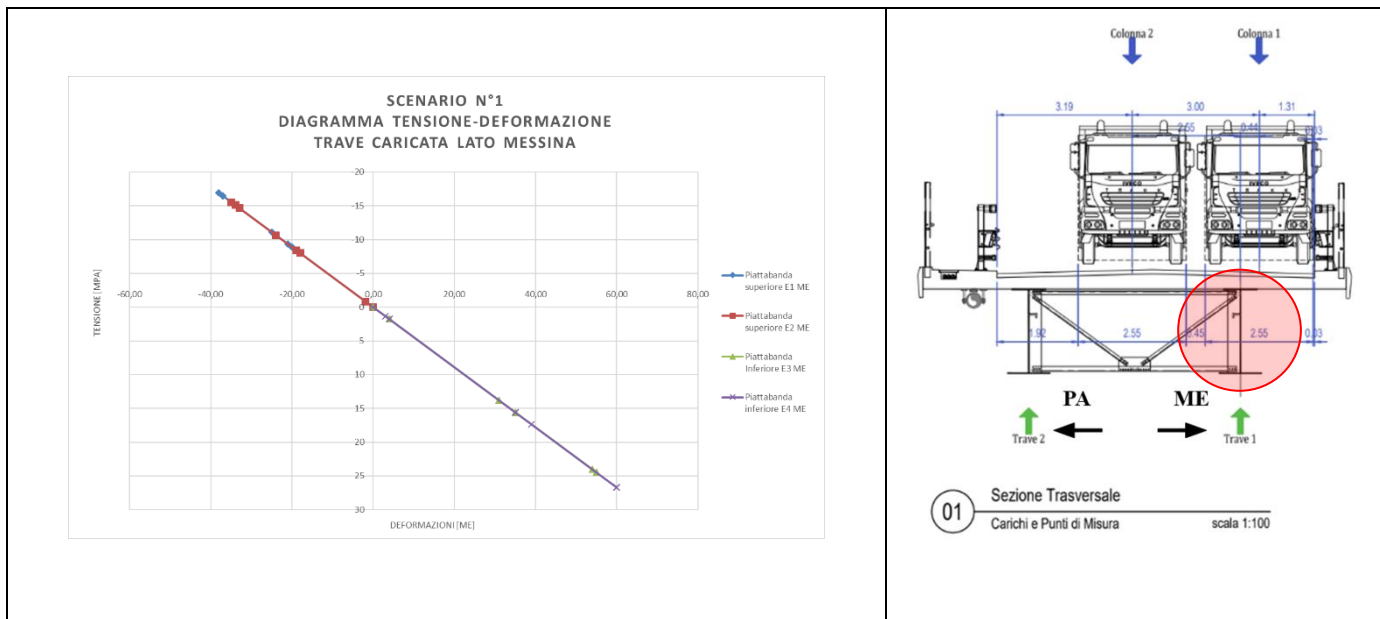


**Figura 16.** Deformazioni misurate con estensimetri, Scenario 2 – Trave lato Messina.

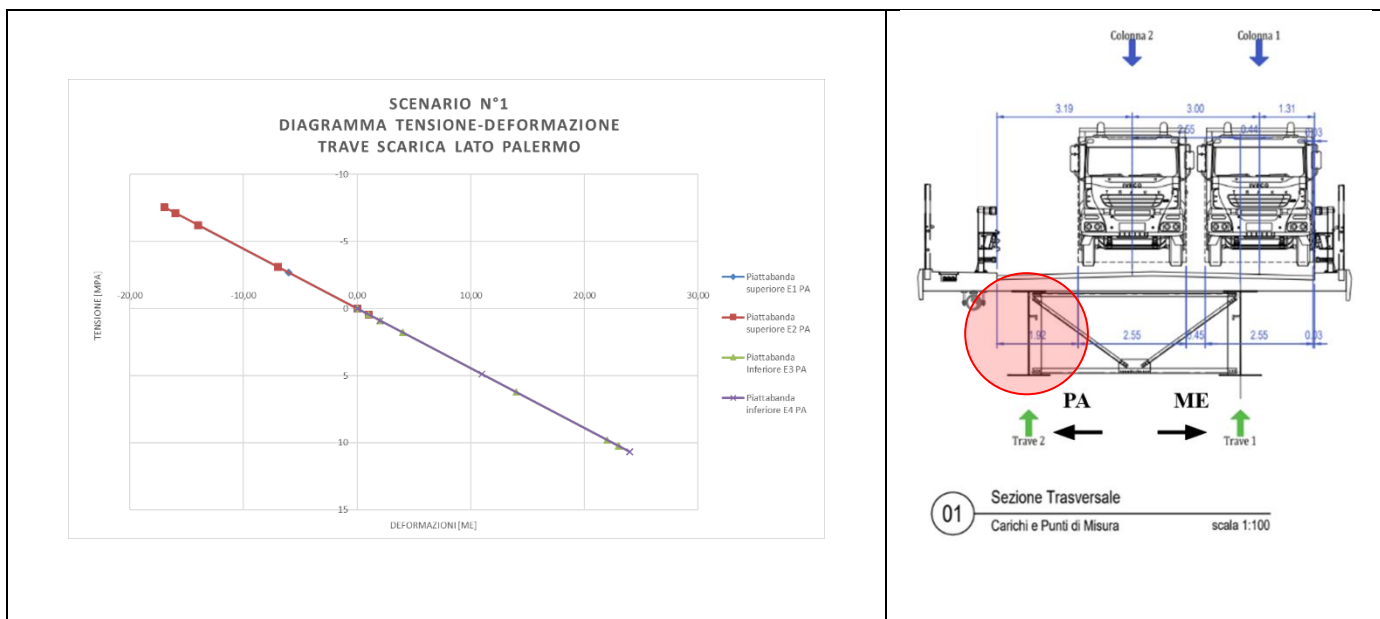


**Figura 17.** Deformazioni misurate con estensimetri, Scenario 2 – Trave lato Palermo.

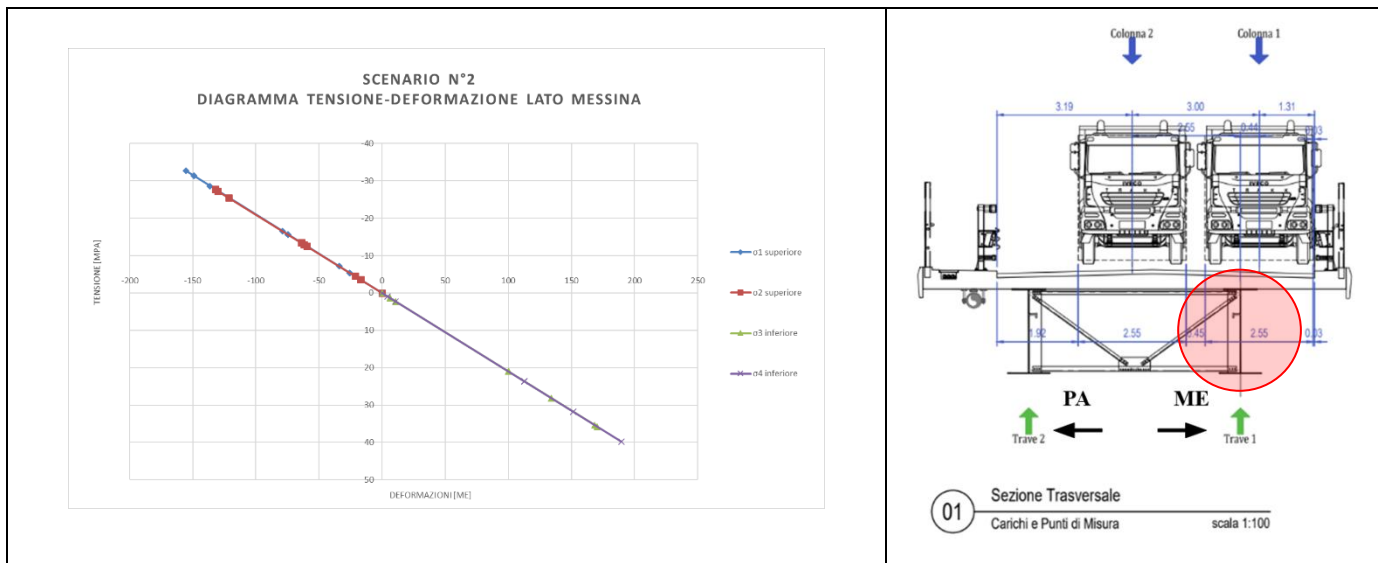
Le stesse deformazioni sono state poi elaborate in termini di tensione mediante la legge di Hooke. I risultati sono stati restituiti in due grafici distinti per ogni scenario, uno per ciascuna trave.



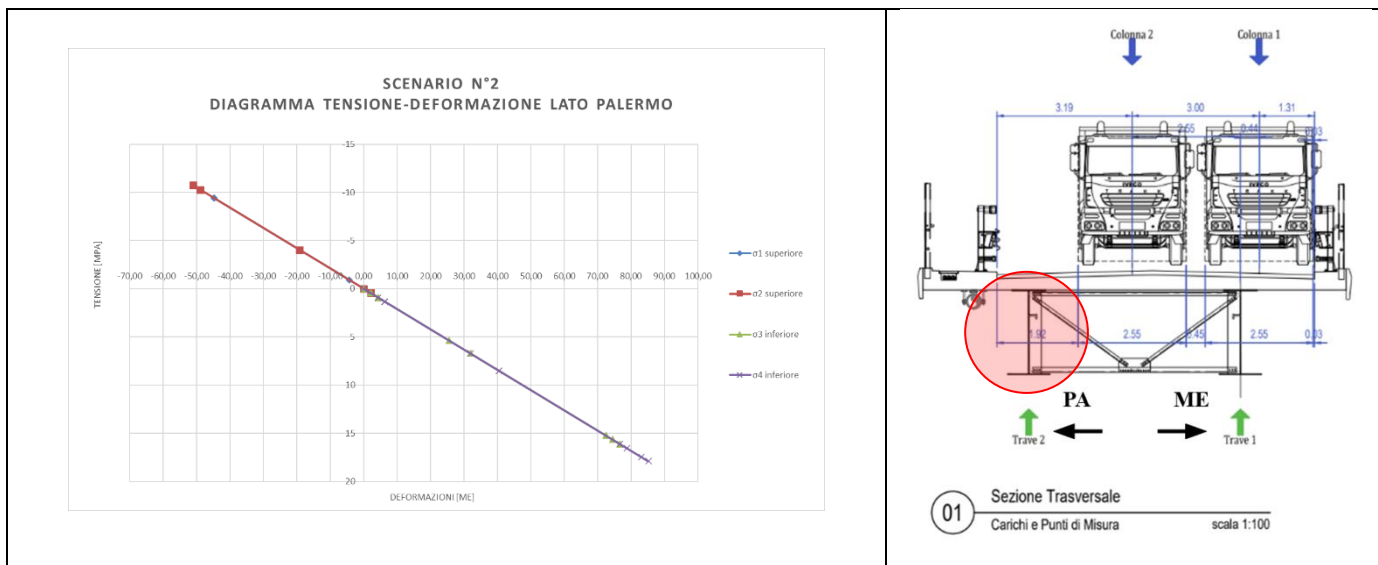
**Figura 18.** Tensioni calcolate dalla legge di Hooke, Trave lato Messina.



**Figura 19.** Tensioni calcolate dalla legge di Hooke, Trave lato Palermo.



**Figura 20.** Tensioni calcolate dalla legge di Hooke, Scenario 2 - Trave lato Messina.



**Figura 21.** Tensioni calcolate dalla legge di Hooke, Scenario 2 - Trave lato Palermo.

Infine, i trasduttori di spostamento hanno consentito di registrare gli abbassamenti degli appoggi. Per ciascun appoggio è stato indicato il valore medio calcolato dai tre sensori disposti a 120° uno rispetto all'altro, sia a pieno carico sia allo scarico finale.

**Tabella 1.** Abbassamenti medi degli appoggi registrati dai trasduttori di spostamento (valori in mm).

Scenario	Appoggio	Letture al trasduttore n°1	Letture al trasduttore n°2	Letture al trasduttore n°3	Letture media
1 pieno carico	Lato PA	0,4	0,42	0,43	0,42
1 pieno carico	Lato ME	-0,33	-0,31	-0,33	-0,32
1 allo scarico	Lato PA	0,01	-0,04	-0,02	-0,02
1 allo scarico	Lato ME	-0,04	-0,04	-0,03	-0,04
2 pieno carico	Lato PA	0,33	0,36	0,35	0,35
2 pieno carico	Lato PA	-0,01	-0,01	-0,03	-0,02
2 allo scarico	Lato ME	0,01	0,01	0,02	0,01
2 allo scarico	Lato ME	-0,06	-0,03	-0,05	-0,05

#### 4. Prove di caratterizzazione dinamica

Le prove dinamiche costituiscono un'integrazione fondamentale alle prove statiche per il collaudo delle opere d'arte stradali, come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1] e dalla relativa Circolare [2]. Esse permettono di identificare i principali parametri modali della struttura – frequenze naturali, forme di vibrazione e rapporti di smorzamento – fornendo al Collaudatore un quadro globale del comportamento dinamico dell'opera e una baseline di riferimento per futuri programmi di monitoraggio [3].

Nel caso in esame, la prova è stata condotta in condizioni di eccitazione ambientale, senza l'impiego di eccitazioni esterne, e pertanto si è adottata la metodologia dell'Operational Modal Analysis (OMA). I segnali acquisiti sono stati elaborati tramite l'algoritmo di Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD), che consente di identificare non solo frequenze e forme modali, ma anche i rapporti di smorzamento, offrendo un quadro completo della risposta dinamica della struttura.

A supporto della comprensione dei risultati, nelle sezioni seguenti si presenta dapprima il quadro teorico di riferimento relativo all'OMA e all'EFDD, con le principali formulazioni matematiche, quindi la descrizione della metodologia sperimentale e infine i risultati ottenuti.

##### 4.1 Inquadramento teorico

L'OMA si fonda sull'acquisizione delle sole risposte dinamiche, sotto l'azione di forzanti ambientali considerate a banda larga [4]. La matrice di densità spettrale di potenza (PSD) delle risposte si esprime come

$$S_{yy}(\omega) = H(\omega) S_{ff}(\omega) H^*(\omega) \quad (8)$$

dove  $H(\omega)$  è la matrice delle funzioni di risposta in frequenza,  $S_{ff}(\omega)$  la PSD degli input e  $*$  l'operatore di trasposizione coniugata. Assumendo ingressi quasi bianchi, la  $S_{yy}(\omega)$  dipende essenzialmente dai parametri modali. Per sistemi debolmente smorzati:

$$S_{yy}(\omega) \approx \sum_{r=1}^n \frac{\Phi_r \Phi_r^T}{(\omega_r^2 - \omega^2)^2 + (2\zeta_r \omega_r \omega)^2} \alpha_r \quad (9)$$

dove  $\omega_r$  è la pulsazione naturale,  $\zeta_r$  il rapporto di smorzamento,  $\Phi_r$  la forma modale e  $\alpha_r$  un coefficiente di partecipazione.

#### 4.1.1 Algoritmo EFDD

La Frequency Domain Decomposition (FDD) prevede la decomposizione ai valori singolari della PSD multicanale:

$$S_{yy}(\omega_k) = U(\omega_k) \Sigma(\omega_k) U^*(\omega_k) \quad (10)$$

dove  $S_{yy}(\omega_k)$  è la matrice di densità spettrale di potenza delle risposte, valutata alla frequenza discreta  $\omega_k$ ,  $U(\omega_k)$  è la matrice unitaria le cui colonne sono i vettori singolari (autovettori modali stimati),  $\Sigma(\omega_k)$  è la matrice diagonale contenente i valori singolari  $\sigma_1, \sigma_2, \dots$  ordinati in modo decrescente. Il primo valore singolare  $\sigma_1$  è associato al modo prevalente in quella banda di frequenze, infine  $U^*(\omega_k)$  è la trasposta coniugata (Hermitiana) della matrice  $U(\omega_k)$ . In corrispondenza di un picco modale isolato,  $\sigma_1(\omega)$  domina e  $u_1(\omega)$  approssima la forma modale. La coerenza è verificata con il Modal Assurance Criterion (MAC) [5]:

$$MAC(\Phi_a, \Phi_b) = \frac{|\Phi_a^H \Phi_b|^2}{(\Phi_a^H \Phi_a)(\Phi_b^H \Phi_b)} \quad (11)$$

L'EFDD amplia la FDD stimando anche lo smorzamento [6]. I passaggi principali sono:

- 1) Peak picking: individuazione dei picchi della prima singolare  $\sigma_1(\omega)$ .
- 2) Finestratura modale: definizione della banda  $\mathcal{B}_r$  attorno al picco tramite MAC.
- 3) Campana SDOF: estrazione della curva spettrale  $\hat{S}_{s dof, r}(\omega)$
- 4) Trasformata inversa:

$$\hat{R}_r(\tau) = \mathcal{F}^{-1}\{\hat{S}_{s dof, r}(\omega)\} \quad (12)$$

- 5) Stima dei parametri:

$$\ln |R(\tau)| \approx \ln A - \zeta \omega_n \tau \quad (13)$$

oppure tramite decremento logaritmico

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{x(t)}{x(t + nT_d)} \Rightarrow \zeta \approx \frac{\delta}{2\pi} \quad (\zeta \ll 1) \quad (14)$$

o con half-power:

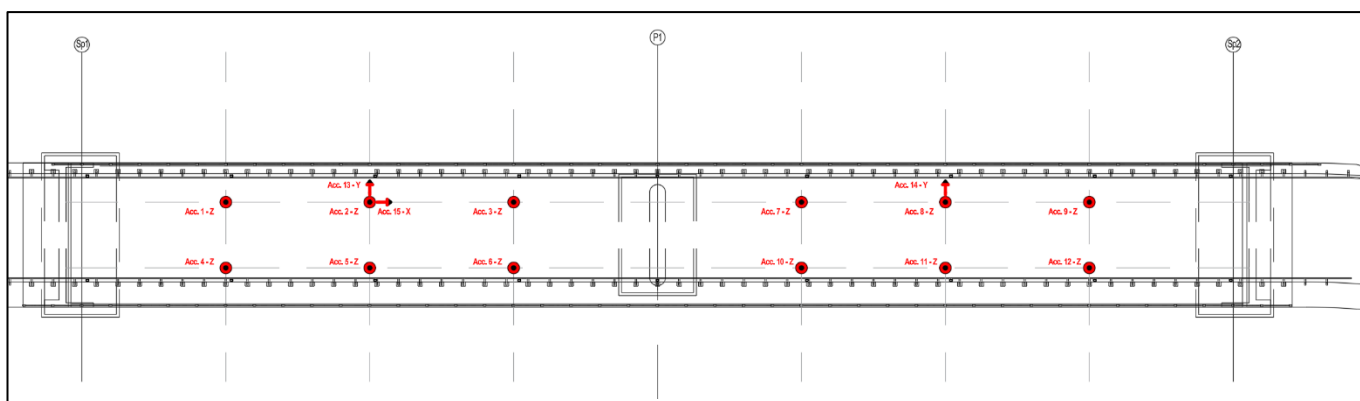
$$\zeta \approx \frac{\Delta f}{2 f_n} \quad (15)$$

#### 4.2 Metodologia sperimentale

La prova è stata condotta su un cavalcavia autostradale a due campate continue con impalcato misto acciaio-calcestruzzo. È stata predisposta la chiusura temporanea della circolazione per garantire il posizionamento dei sensori. Sono stati utilizzati 15 accelerometri PCB 393-A03, collegati a una centralina NI C-Daq 9172 con moduli USB9234 a 24 bit. Il cablaggio è stato realizzato con cavi coassiali schermati e connettori MIL-C-5015 e BNC.

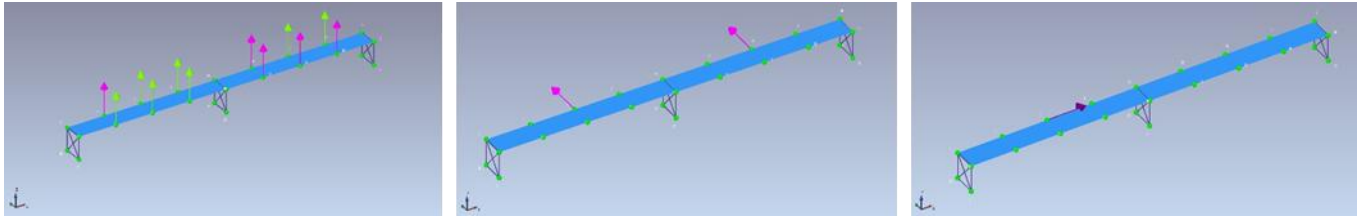
Un aspetto rilevante ha riguardato la geometria trasversale: l'impalcato è costituito da due travi principali in acciaio distanti 5 m, con carreggiata complessiva pari a 10 m e sbalzi laterali di 2,50 m per lato. Questa configurazione avrebbe potuto portare, se i sensori fossero stati collocati agli estremi, a cogliere frequenze locali degli sbalzi e non modi globali dell'impalcato. Per tale ragione, il traffico è stato chiuso e gli accelerometri sono stati posizionati esattamente in corrispondenza degli assi verticali delle travi principali, evitando interferenze dovute agli sbalzi.

La configurazione finale ha previsto 12 accelerometri verticali ai quarti e in mezzeria di ciascuna campata, 2 trasversali e 1 longitudinale in mezzeria.



**Figura 22.** Schema di posizionamento degli accelerometri.

L'elaborazione è stata svolta con Artemis Modal 7.2, costruendo un modello a 24 nodi: 12 corrispondenti ai punti di misura e i restanti ai vincoli esterni. L'impalcato è stato modellato con elementi di superficie triangolari.



**Figura 23.** Modello per l'analisi dinamica sperimentale – (a sx l'elaborazione dei segnali in direzione verticale, al centro quelli in direzione trasversale e a dx quelli in direzione longitudinale).

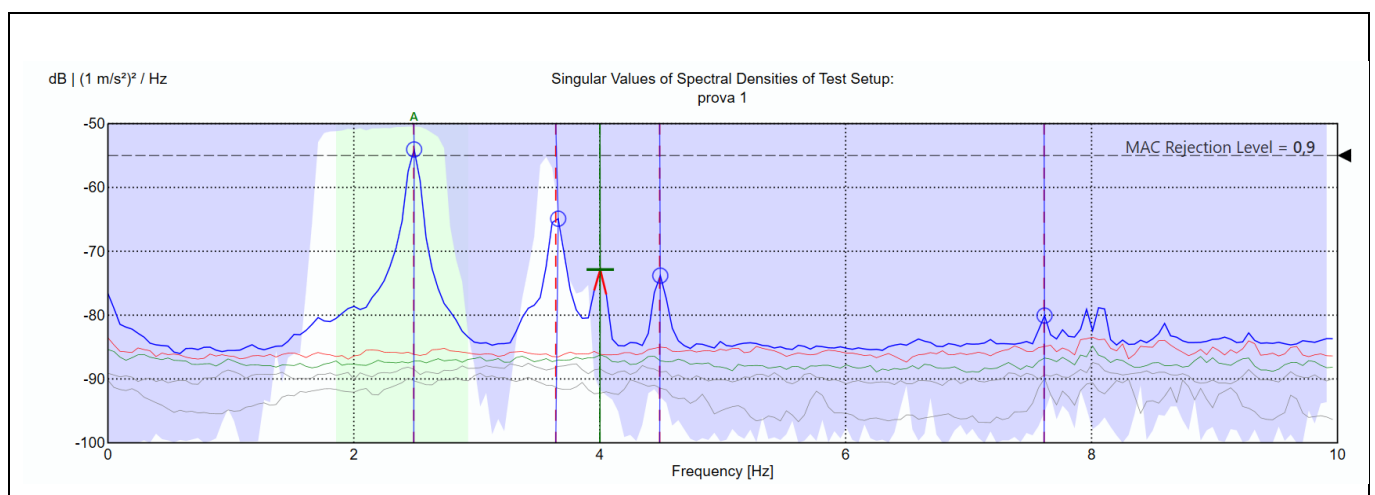
Questo modello ha permesso di progettare correttamente le forme modali sui gradi di libertà osservati e di distinguere chiaramente le diverse famiglie di modi (flessionali, torsionali, traslazionali).

### 4.3 Risultati

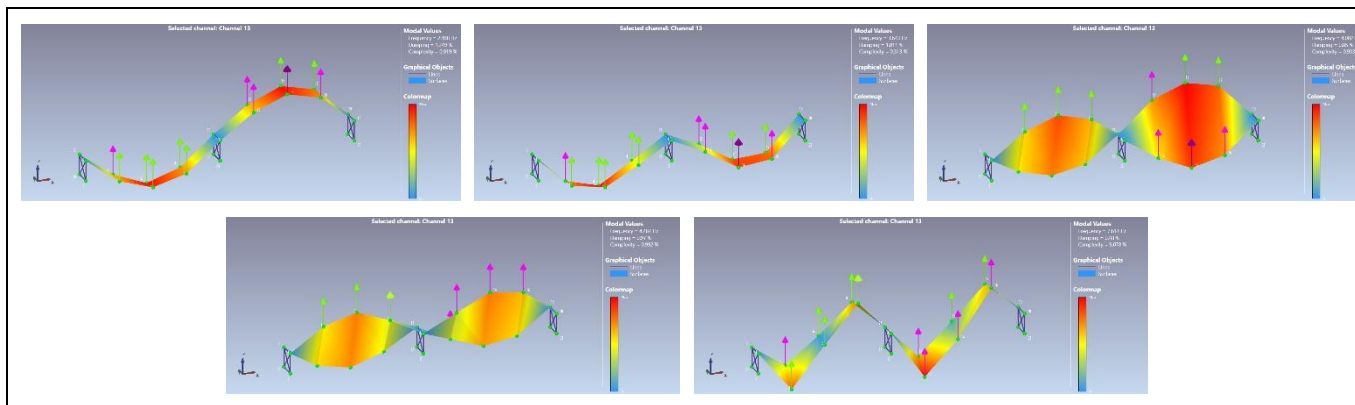
#### 4.3.1 Analisi sui modi in direzione verticale

**Tabella 2.** Parametri modali in direzione verticale.

f [Hz]	$\zeta$ [%]	Modo
2,488	1,249	Flessione in contro fase
3,643	1,011	Flessione in fase
4,002	0,8499	Torsione in contro fase
4,487	0,9704	Torsione in fase
7,614	0,48	Doppia flessione con flesso in mezzeria



**Figura 24.** Valori singolari della densità spettrale.

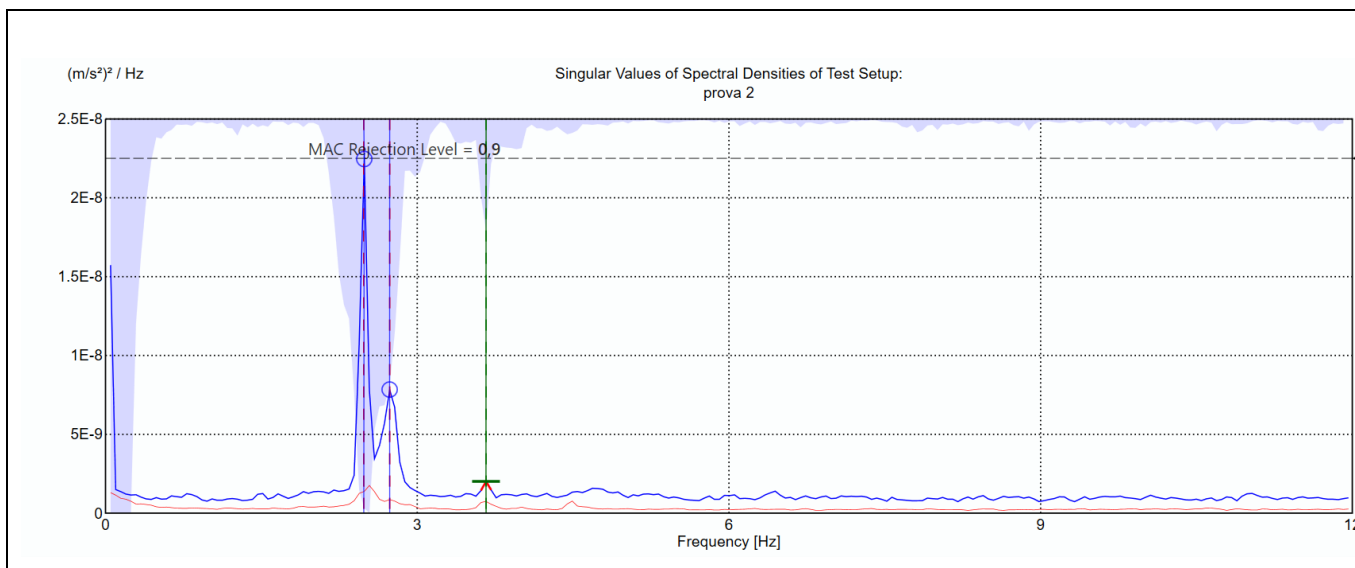


**Figura 25.** Forme modali ottenute dall'analisi dei segnali in direzione verticale.

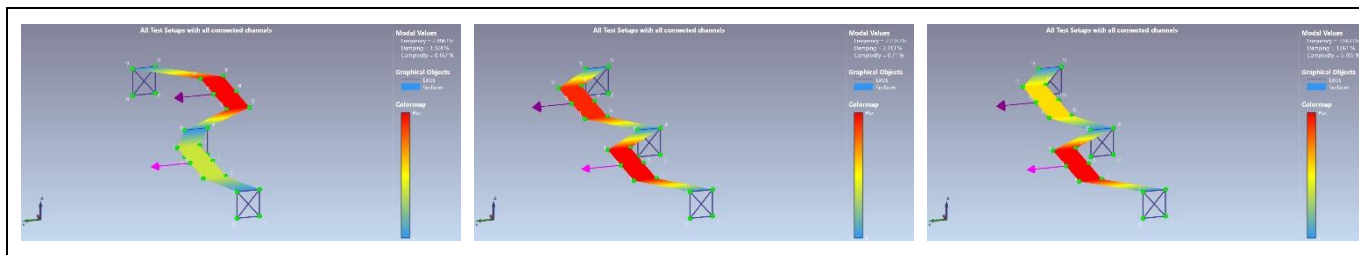
### 4.3.2 Analisi sui modi in direzione trasversale

**Tabella 3.** Parametri modali in direzione trasversale.

<b>f [Hz]</b>	<b>ζ [%]</b>	<b>Modo</b>
2,486	1,324	Traslazionale in contro fase
2,735	2,313	Traslazionale in fase
3,633	1,061	Traslazionale in fase



**Figura 26.** Valori singolari della densità spettrale.

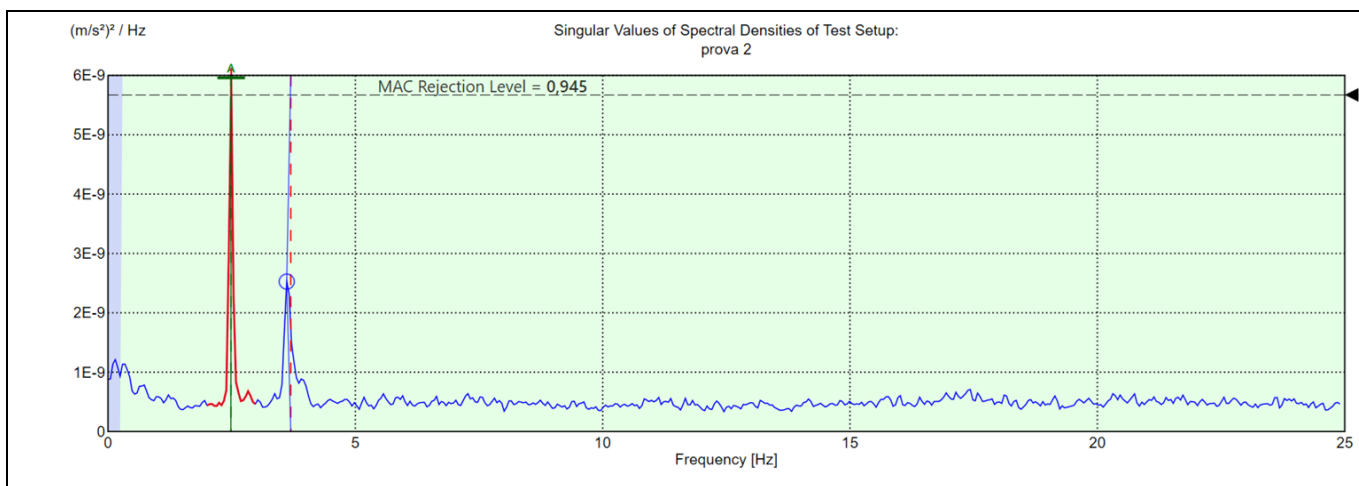


**Figura 27.** Forme modali ottenute dall'analisi dei segnali in direzione trasversale.

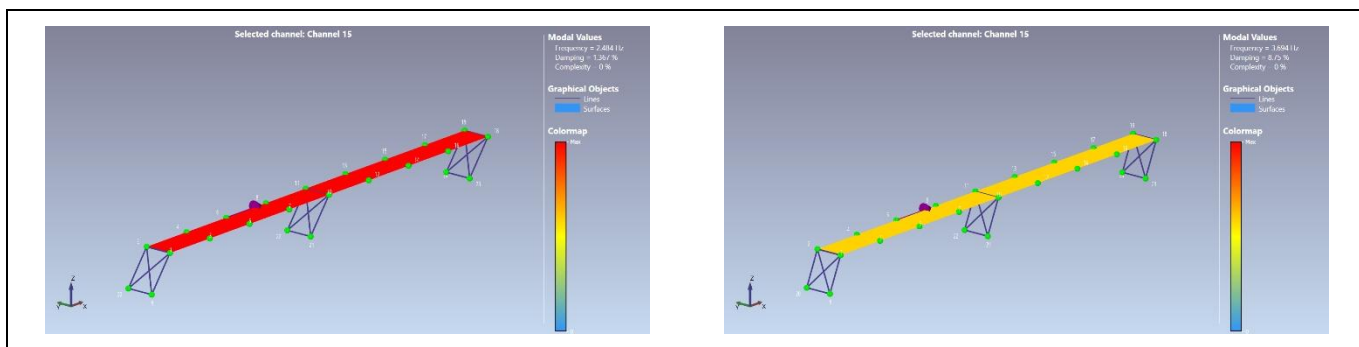
### 4.3.3 Analisi sui modi in direzione longitudinale

**Tabella 4.** Parametri modali in direzione longitudinale.

f [Hz]	$\zeta$ [%]	Modo
2,484	1,367	Traslazionale longitudinale
3,694	8,75	Traslazionale longitudinale



**Figura 28.** Valori singolari della densità spettrale.

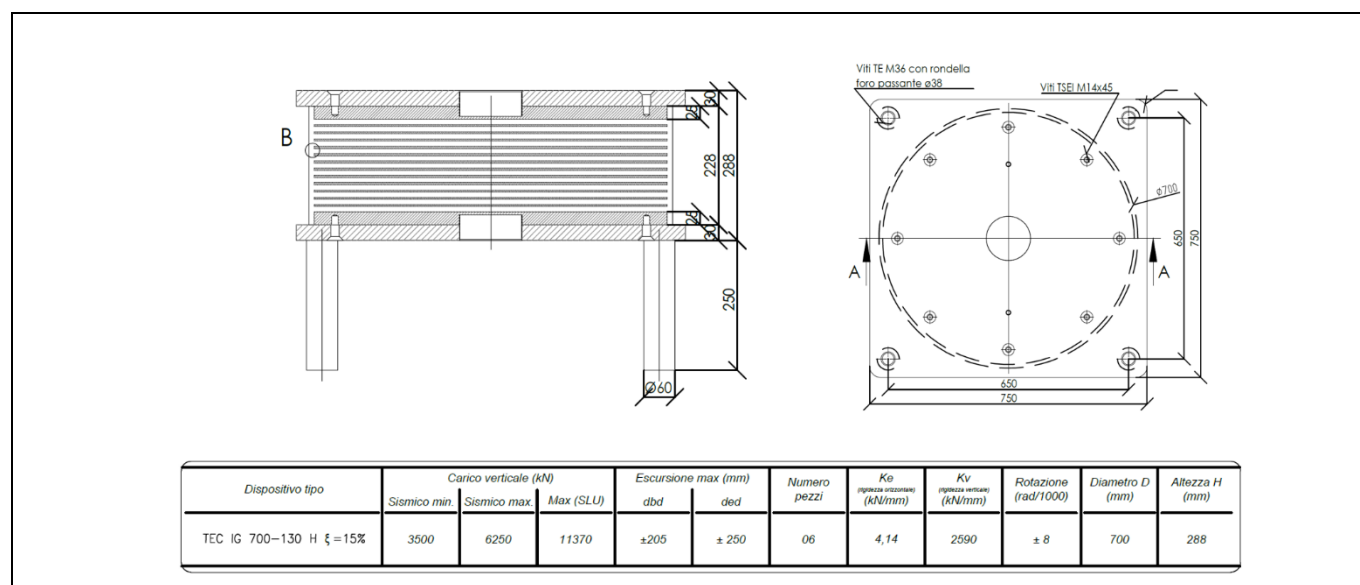


**Figura 29.** Forme modali ottenute dall'analisi dei segnali in direzione longitudinale.

## 4.4 Considerazioni tecniche

L'analisi modale ha restituito un insieme di frequenze e forme proprie che delineano con chiarezza il comportamento dinamico globale dell'impalcato. I modi flessionali verticali si collocano tra 2,5 Hz e 7,6 Hz e riflettono la continuità strutturale sulle due campate: la prima vibrazione in controfase e la seconda in fase sono pienamente coerenti con la distribuzione dei vincoli e con l'elasticità longitudinale del sistema. In questa direzione è stato particolarmente importante il corretto posizionamento degli accelerometri sugli assi delle travi principali, scelta che ha evitato di cogliere vibrazioni locali associate agli sbalzi laterali da 2,50 m, i quali avrebbero potuto restituire frequenze spurie non rappresentative del comportamento globale. La regolarità delle forme identificate conferma che i modi rilevati sono effettivamente riconducibili al moto globale dell'impalcato.

Nella direzione trasversale le frequenze rilevate si collocano nell'intervallo 2,5–3,6 Hz, con smorzamenti compresi tra 1% e 2%. La presenza di modi traslazionali globali, in fase e in controfase, evidenzia la corretta collaborazione tra le due travi principali e gli elementi secondari, senza anomalie di simmetria o fenomeni di accoppiamento indesiderato. Più complesso risulta il quadro longitudinale, dove si osservano due modi distinti: il primo a circa 2,5 Hz con smorzamento pari all'1,4%, valore del tutto in linea con le attese; il secondo a 3,7 Hz, caratterizzato da un coefficiente di smorzamento pari all'8,8%. Quest'ultimo dato, difficilmente giustificabile per un impalcato convenzionale, trova piena spiegazione nella presenza di isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) in corrispondenza degli appoggi. La dissipazione viscoelastica tipica di tali dispositivi è infatti coerente con il valore sperimentale ottenuto, e la prova dinamica rappresenta quindi una validazione in campo dell'efficacia di questa soluzione progettuale.



**Figura 30.** Estratto della tavola esecutiva con dettaglio degli isolatori.

I parametri identificati forniscono dunque una baseline dinamica robusta, di duplice utilità: da un lato supportano il giudizio di collaudo, garantendo che la struttura si comporti in linea con le aspettative teoriche; dall'altro

costituiscono un riferimento per eventuali programmi di Structural Health Monitoring (SHM), nei quali variazioni significative delle frequenze o degli smorzamenti potranno fungere da indicatori di degrado o danno.

#### 4.5 Considerazioni metodologiche

La progettazione e l'esecuzione della prova hanno seguito criteri volti a garantire la massima affidabilità dei risultati. La risoluzione spettrale  $\Delta f$  dipende dalla durata del segnale acquisito  $T$ :

$$\Delta f = \frac{1}{T} \quad (16)$$

Con  $T = 1800$  s, si ottiene:

$$\Delta f = \frac{1}{1800} \approx 5,6 \times 10^{-4} \text{ Hz} \quad (17)$$

cioè una risoluzione dell'ordine di  $10^{-3}$  Hz. Ciò consente di distinguere picchi modali molto ravvicinati, garantendo precisione nell'identificazione delle frequenze proprie.

La frequenza di campionamento  $f_s$  stabilisce la massima frequenza analizzabile, in base al teorema di Nyquist-Shannon:

$$f_{max} = \frac{f_s}{2} \quad (18)$$

Con  $f_s = 100$  Hz, risulta  $f_{max} = 50$  Hz, valore ampiamente superiore alla banda di interesse (0–10 Hz).

Oltre a questi aspetti, la stima della PSD è soggetta a incertezze dovute alla natura finita dei segnali acquisiti. Il leakage spettrale, ovvero la dispersione dell'energia di un picco su frequenze adiacenti, è un effetto tipico della trasformata di Fourier applicata a registrazioni limitate nel tempo. Per ridurre tale fenomeno e migliorare la leggibilità dei picchi, è stato adottato il metodo di Welch [7].

Il metodo prevede la suddivisione del segnale in più blocchi temporali parzialmente sovrapposti, l'applicazione di una finestra di pesatura (tipicamente di tipo Hanning) a ciascun blocco e la successiva media delle PSD ottenute. In questo modo:

- la finestatura attenua le discontinuità ai bordi dei blocchi, riducendo il leakage;
- la media tra più stime diminuisce la varianza statistica della PSD, rendendo i picchi modali più stabili e facilmente individuabili.

Queste scelte, integrate nel flusso operativo del software utilizzato, hanno permesso di ridurre l'influenza del rumore e di rafforzare la robustezza delle identificazioni.

La coerenza modale è stata infine verificata tramite il MAC, che ha consentito di validare le forme proprie e di escludere configurazioni spurie. L'intera sequenza EFDD può essere sintetizzata nei passaggi: acquisizione multicanale, stima PSD con metodo di Welch, decomposizione SVD, individuazione dei picchi modali, verifica con MAC, ricostruzione delle campane SDOF, trasformata inversa e stima di frequenze e smorzamenti.

In tal modo i parametri identificati assumono piena affidabilità scientifica, costituendo non solo l'esito del collaudo ma anche una baseline utile per confronti futuri nell'ambito di programmi di Structural Health Monitoring.

## 5. Conclusioni

Una rigorosa procedura di valutazione sperimentale, che ha previsto l'impiego combinato di prove statiche e di caratterizzazione dinamica, ha permesso di analizzare con accuratezza il comportamento globale e locale dell'impalcato stradale in esame. Ciò ha fornito al Collaudatore un supporto essenziale per la formulazione del giudizio finale e per autorizzare la messa in esercizio dell'opera.

Lo scopo del lavoro è stato quello di evidenziare come le procedure di collaudo non possano essere ridotte a una mera sequenza di operazioni standard, avulse dal contesto specifico, come purtroppo spesso avviene, talvolta con conseguenze critiche. Al contrario, tali procedure devono essere adattate alla singola struttura, tenendo conto delle sue peculiarità di comportamento globale e locale e coinvolgendo, se necessario, il Progettista e il Direttore dei Lavori nell'ambito delle rispettive competenze e responsabilità.

Va infine sottolineato che la sperimentazione propedeutica al collaudo statico, e quindi funzionale all'utilizzo della costruzione, costituisce un tassello imprescindibile del processo che conduce al rilascio del Certificato di Collaudo: una condizione certamente necessaria, ma non di per sé sufficiente, a garantire la piena affidabilità dell'opera.

## Bibliografia

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018.
- [2] Circolare n. 7/2019, Istruzioni alle NTC 2018.
- [3] Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B. A summary review of vibration-based damage identification methods. *Shock and Vibration Digest*, 30(2), 1998.
- [4] Brincker, R., Ventura, C. *Introduction to Operational Modal Analysis*. Wiley, 2015.
- [5] Allemang, R.J. The Modal Assurance Criterion (MAC): twenty years of use and abuse. *Sound and Vibration*, 37(8), 2003.
- [6] Brincker, R., Zhang, L., Andersen, P. Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. *Proc. IMAC*, 2000.
- [7] Ewins, D.J. *Modal Testing: Theory, Practice and Application*. Research Studies Press, 2000.
- [8] Peeters, B., De Roeck, G. Stochastic subspace identification for operational modal analysis: a review. *Philos. Trans. Royal Soc. A*, 359(1778), 2001.

- [9] Farrar, C.R., Worden, K. An Introduction to Structural Health Monitoring. Springer, 2012.
- [10] Magalhães, F., Cunha, Á., Caetano, E. Vibration based structural health monitoring of an arch bridge. Mech. Syst. Signal Process., 28, 2012.
- [11] Nicoletti, V., Arezzo, D., Carbonari, S., Gara, F. Dynamic monitoring of buildings as a diagnostic tool during construction phases. J. Build. Eng., 46, 2022.
- [12] D. Ewins, Modal Testing: Theory, Practice and Application, 2<sup>a</sup> edizione, Research Studies Press, Baldock, 2000.
- [13] J.M. Gere, S.P. Timoshenko, Mechanics of Materials, 5<sup>a</sup> edizione, PWS Publishing Company, Boston, 1997.
- [14] C. Rainieri, G. Fabbrocino, Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures, Springer, New York, 2014.
- [15] ASTM E251-92, Standard Test Methods for Performance of Resistance Strain Gages, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013.
- [16] G. Wahba, Spline Models for Observational Data, SIAM, Philadelphia, 1990.
- [17] C. de Boor, A Practical Guide to Splines, Springer, New York, 2001.
- [18] T. Hastie, R. Tibshirani, J. Friedman, The Elements of Statistical Learning: Data Mining, Inference, and Prediction, 2<sup>a</sup> edizione, Springer, 2009.

## Fondazioni profonde: prova di carico dinamica su pali di fondazione e correlazione con le prove di carico statiche

F. Mattiauda<sup>a\*</sup>, M. Massaccesi<sup>b</sup>, G. Lanzetta<sup>c</sup>

<sup>a</sup> Client Account Manager – DRC S.r.l.

<sup>b</sup> Product Manager – DRC S.r.l.

<sup>c</sup> Sales Manager – DRC S.r.l.

\* Corresponding author: [fabiomattiauda@drcitalia.net](mailto:fabiomattiauda@drcitalia.net)

**Abstract:** Il presente articolo esplora l'importanza delle prove di carico dinamiche su pali di fondazione, evidenziando i vantaggi rispetto alle prove statiche in termini di economicità, rapidità e quantità di informazioni ottenibili. Viene descritto l'uso della strumentazione Pile Driving Analyzer<sup>®</sup> (PDA) e del software CAPWAP<sup>®</sup> per determinare la capacità portante dei pali, con riferimenti normativi all'ASTM D4945, all'Eurocodice 7 e alle NTC 2018. L'articolo include una panoramica storica delle prove dinamiche tracciandone l'evoluzione, dai primi tentativi nel XIX secolo fino agli sviluppi moderni con l'introduzione del PDA e del CAPWAP<sup>®</sup>. Vengono approfonditi i principi matematici alla base dell'analisi della propagazione delle onde (Wave Equation Analysis) e vengono presentate le equazioni utilizzate per il calcolo della forza, della velocità e in ultimo della capacità portante del palo in prova. Viene inoltre discussa la correlazione tra i risultati delle prove dinamiche e statiche, sottolineando l'affidabilità e l'efficienza delle prove dinamiche ad alta deformazione come metodo di riferimento per la valutazione delle fondazioni profonde. L'articolo dimostra come le prove dinamiche ad alta deformazione rappresentino un metodo di riferimento per la valutazione delle fondazioni profonde, grazie alla loro affidabilità e ai costi ridotti. Le normative internazionali consentono l'uso delle prove dinamiche in sostituzione delle prove statiche, permettendo ai progettisti di utilizzare coefficienti di sicurezza ridotti e ottenendo benefici economici nella realizzazione delle opere di fondazione.

**Keywords:** Prove di carico dinamiche; Pali di fondazione; Pile Driving Analyzer<sup>®</sup> (PDA); CAPWAP<sup>®</sup>; NDT.

### 1. Introduzione

Le indagini sulle fondazioni profonde realizzate per mezzo di pali di fondazione, sono da sempre oggetto di discussione.

Da un lato esse risultano necessarie (e talvolta obbligatorie per le normative vigenti) al fine di caratterizzare il comportamento meccanico in situ dell'opera; dall'altro, la scelta del tipo di prova e l'interpretazione dei risultati, presentano spesso problematiche ad oggi ancora aperte e non completamente risolte.

Una delle caratteristiche principali di una fondazione profonda è la sua capacità di sopportare i carichi ai quali verrà sottoposta in esercizio. La determinazione di tale capacità è spesso verificata in situ mediante la prova di carico statico. Per quanto tale tecnica di indagine sia assolutamente consolidata, a causa della complessità dei fenomeni meccanici e geotecnici che entrano in gioco, spesso l'interpretazione dei risultati che ne derivano non risulta affatto scontata. La sua realizzazione, inoltre, in relazione alla capacità del palo in prova, può risultare complessa e onerosa dal punto di vista logistico; spesso, perciò, le prove statiche vengono eseguite su un numero esiguo di pali perdendo di fatto la possibilità di indagare la variabilità presente in grandi cantieri.

In questo ambito, le prove di carico dinamiche sui pali di fondazione, ricoprono senza dubbio un ruolo fondamentale e di largo utilizzo; non solo per la grande quantità di informazioni ottenibili e per l'economicità di esecuzione ma anche per la forte correlazione che negli anni è stata dimostrata nei confronti delle prove di carico statiche. In questo senso le prove di carico dinamiche dovrebbero essere pensate e predisposte come speditive e numerose, in affiancamento a minori (non per importanza) prove di carico statiche tradizionali [1].

Nel presente articolo si accennerà alle formulazioni matematiche che sono alla base del metodo (formulazione di propagazione delle onde – Wave Equation Analysis).

Si farà riferimento alla strumentazione PDA (Pile Driving Analyzer<sup>®</sup> della Pile Dynamics, Inc. (30725 Aurora Road, Cleveland, OH 44139, USA) ed al modello numerico di analisi CAPWAP<sup>®</sup> (Case Pile Wave Analysis Program) che utilizza i valori derivanti da prove dinamiche ad alta deformazione per determinare la capacità portante del palo.

## 2. Cenni storici

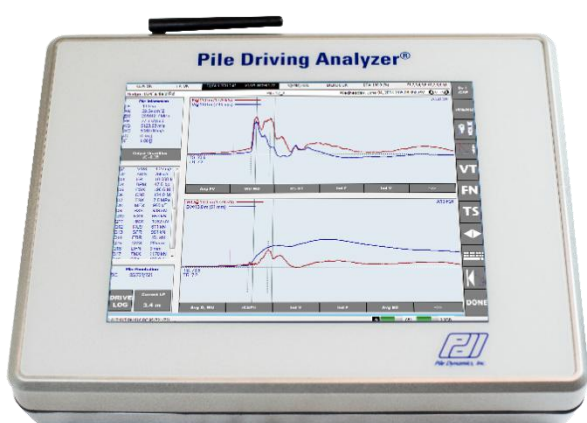
I primi tentativi di determinare la capacità portante di pali di fondazione utilizzando l'analisi dinamica risalgono al XIX secolo. La formulazione dinamica considerava (per i pali battuti) l'energia del maglio e lo spostamento del palo. Le formulazioni dinamiche sono usate ancora oggi, tuttavia esse non sono in grado di stimare le tensioni che si generano durante la battitura del palo ed il loro utilizzo risulta sconsigliato [2].

Solo intorno al 1950 E.A. Smith della Raymond Pile Driving Company sviluppò un metodo numerico in grado di stimare la capacità di un palo in funzione della sua infissione e di monitorare le tensioni indotte durante la battitura. Nella sua formulazione Smith modellava il sistema maglio-palo in maniera lineare discretizzandolo con elementi massa-molla. Per l'interazione con il terreno faceva invece uso di un modello viscoelastico-plastico. La sua formulazione venne negli anni definita come “Wave Equation” ed è ancora oggi alla base della moderna “Wave Equation Analysis” [3].

Con l'avvento dei primi computer, la soluzione in forma chiusa della “Wave Equation” poté essere automatizzata ed oggi il programma di analisi più utilizzato è il WEAP, *Wave Equation Analysis of Piles*, prodotto per la prima volta nel 1976 da Goble e Rausche con la sponsorizzazione della Federal Highway Administration (FHWA) degli Stati Uniti e del Dipartimento dei trasporti di New York. L'attuale programma (GRLWEAP) è stato continuamente migliorato ed oggi permette un facile inserimento dei dati, la valutazione degli stress residui nel palo e la

modellazione dell'interfaccia palo-terreno nonché l'analisi della *drivability* dei pali battuti. Per questo motivo il lavoro di Smith viene considerato uno dei più notevoli risultati tecnici in ingegneria civile nel ventesimo secolo [3]. Contemporaneamente (e poi in tempi più recenti), presso il *Case Institute of Technology* (oggi *Case Western Reserve University*) di Cleveland - Ohio - USA, Goble ed il suo gruppo di ricercatori mettevano a punto una metodologia che prevedeva di misurare, nella zona della testa del palo, le accelerazioni e le deformazioni dovute alla caduta di una massa sulla testa del palo stesso. Si rendeva così possibile applicare nella pratica la formulazione di Smith alle prove dinamiche sui pali cosiddette “ad alta deformazione – High Strain Dynamic Testing”. L'avvento dei primi computer, l'aumento della potenza di calcolo e i progressi tecnologici della sensoristica (accelerometri ed estensimetri - *strain transducers*) degli anni '70 aiutarono ad implementare strumenti sempre più performanti; come il già citato PDA (*Pile Driving Analyzer*<sup>®</sup>).

Parallelamente venne sviluppato e negli anni costantemente ottimizzato, un programma di analisi chiamato CAPWAP<sup>®</sup> (*Case Pile Wave Analysis Program*). Il CAPWAP<sup>®</sup>, attraverso un procedimento iterativo, modifica i parametri del modello palo-terreno iniziali fino ad ottenere la corrispondenza migliore possibile tra la forza calcolata mediante la formulazione della propagazione delle onde e la forza misurata sulla testa del palo (strumentato con accelerometri e strain transducers). Una volta completata questa ottimizzazione, il programma è in grado di restituire il diagramma delle resistenze lungo il fusto del palo e di simulare il ciclo di isteresi carico-deformazioni che si otterrebbe attraverso una prova di carico statica [4].



**Figura 1.** Strumentazione Pile Dynamics PDA-8G<sup>®</sup>.



**Figura 2.** Accelerometro e strain transducer da applicare alla testa del palo.

### 3. Normativa di riferimento

Dal punto di vista normativo le prove di carico dinamiche su pali di fondazione sono regolamentate dalla norma ASTM D4945.

Il software interpretativo, CAPWAP<sup>®</sup>, che costituisce sostanzialmente il modello palo-terreno, è standardizzato attraverso l'Eurocodice 7.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018 prevedono al punto 6.4.3.7.1 – Prove di progetto su pali pilota - che “[...] come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto”.

Le NTC 2018 prevedono inoltre al punto 6.4.3.7.2 – Prove in corso d’opera – che “[...] il numero di prove di carico statiche può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche sostitutive, da tarare con quelle statiche di progetto su pali pilota, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali [...]”[5].

Molte norme e codici internazionali prevedono espressamente l’esecuzione di prove dinamiche su pali di fondazioni anche senza la correlazione con le relative prove statiche. Tra questi si segnalano per gli Stati Uniti l’International Building Code (IBC: ASD design), l’AASHTO Design and Construction Specifications (LRFD design dal 2007) e per l’Australia l’Australian Code AS2159. In questi codici le prove dinamiche, così come le prove statiche, vengono associate a relativi fattori di sicurezza il cui valore decresce al crescere della numerosità delle prove eseguite. Dall’analisi di questi fattori è facilmente riscontrabile come la velocità di esecuzione e il basso costo delle prove dinamiche rispetto alle prove statiche, producano vantaggi economici nella progettazione di un’opera.

#### 4. Normativa di riferimento

Quando un maglio (nel caso dei pali battuti) o una massa (nel caso delle prove dinamiche ad alta deformazione) colpisce la testa di un palo, un'onda meccanica di compressione percorre il suo fusto ad una velocità  $c$  che è una funzione del modulo elastico  $E$  e della massa volumica  $\rho$  del materiale con cui è realizzato il palo stesso

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (1)$$

dove:

$c$ : velocità di propagazione delle onde meccaniche;

$E$ : modulo elastico del materiale del palo;

$\rho$ : massa volumica del materiale del palo;

L'impatto induce una forza  $F$  e una velocità delle particelle  $v$  nella parte superiore della fondazione. La forza viene calcolata moltiplicando i segnali misurati da una coppia di trasduttori di deformazione, (strain transducers) fissati in prossimità della testa del palo, per l'area e per il modulo elastico del palo.

$$F = \varepsilon \cdot E \cdot A \quad (2)$$

dove:

$\varepsilon$ : deformazione misurata in prossimità della testa del palo;

$A$ : area del palo;

La misurazione della velocità si ottiene integrando i segnali di una coppia di accelerometri anch'essi ancorati in prossimità della testa del palo.

$$v(t) = \int a(t) dt \quad (3)$$

dove:

$v(t)$ : velocità delle particelle;

$a(t)$ : accelerazione misurata in prossimità della testa del palo;

Nel caso di utilizzo di un sistema per le prove dinamiche ad alta deformazione come il Pile Driving Analyzer® (PDA), i trasduttori di deformazione e gli accelerometri trasmettono i dati all'unità principale che elabora i segnali e fornisce i risultati in tempo reale. Fintanto che l'onda viaggia in una direzione, forza e velocità delle particelle sono proporzionali per mezzo di un parametro  $Z$  detto impedenza del palo; ipotesi di palo omogeneo, anisotropo e libero alla base.

$$F(t) = Z \cdot v(t) \quad (4)$$

dove (per definizione):

$$Z = \frac{EA}{c} \quad (5)$$

In un palo percorso da onde di compressione, la velocità delle particelle è concorde con la direzione di propagazione (verso il basso) e convenzionalmente sono indicate con segno positivo. Nelle onde di tensione la velocità delle particelle ha direzione opposta e quindi segno negativo. Con questa convenzione è possibile riscrivere la (4) come segue:

$$F_c(t) = Z \cdot v_c(t) \quad (6)$$

$$F_t(t) = -Z \cdot v_t(t) \quad (7)$$

dove:

$F_c(t)$ : forza di compressione;

$F_t(t)$ : forza di trazione;

$v_c(t)$ : velocità delle particelle in compressione;

$v_t(t)$ : velocità delle particelle in trazione;

Semplificando il concetto per un palo con resistenza nulla in punta, potremo dire che l'onda meccanica, indotta sulla testa dall'impatto del maglio, arriva sul fondo ed è riflessa con la stessa entità ma segno opposto. Nel caso invece di un palo con resistenza di punta, la forza riflessa ha la stessa entità e mantiene lo stesso segno. In quest'ultimo caso quindi, la sovrapposizione delle onde riflesse con quelle indotte dal maglio, produce una forza sulla testa del palo di intensità doppia.

Le forze di resistenza del suolo lungo il fusto (e alla punta) causano riflessioni delle onde che viaggiano lungo il palo e vengono registrate a livello della testa del palo (dove sono installati i sensori). I tempi in cui queste riflessioni arrivano alla testa del palo sono legati alla loro posizione lungo il fusto. La forza e la velocità misurate in prossimità del palo forniscono quindi le informazioni necessarie e sufficienti per stimare la resistenza del suolo e la sua distribuzione.

Prendendo in considerazione un palo con lunghezza finita, conoscendo le caratteristiche del materiale e formulando alcune ipotesi sulle resistenze che entrano in gioco durante il passaggio delle onde, si può affermare che la resistenza totale alla penetrazione del palo  $R(t)$  è pari a [6]:

$$R(t^*) = \frac{1}{2} \left[ F_m(t^*) + F_m \left( t^* + \frac{2L}{c} \right) \right] + \frac{Mc}{2L} \left[ v_m(t^*) - v_m \left( t^* + \frac{2L}{c} \right) \right] \quad (8)$$

dove:

$F_m$ : forza verticale misurata dagli strumenti all'istante generico  $t^*$ ;

$L$ : lunghezza del palo;

$M$ : massa del palo;

$c$ : velocità di propagazione delle onde (velocità del suono nel materiale);

Si noti che per un palo uniforme vale l'uguaglianza [6]:

$$\frac{EA}{c} = \frac{Mc}{L} \quad (9)$$

La resistenza totale del terreno, stimata con la (8), comprende sia la componente statica  $R_s$  che quella dinamica (viscosa)  $R_d$ .

$$R_t = R_s + R_d \quad (10)$$

La resistenza statica è perciò determinabile, attraverso la relazione (10), sottraendo dalla resistenza totale la componente dinamica.

A tal fine, si assume che la resistenza dinamica sia una funzione lineare della velocità delle particelle al piede del palo  $v_t$ :

$$R_d = J \cdot v_t \quad (11)$$

Il fattore  $J$  rappresenta la costante di smorzamento viscoso e, per il calcolo del modello numerico, si ipotizza concentrata al piede del palo. Tale costante può essere adimensionalizzata utilizzando l'impedenza  $Z$  per ottenere il fattore di smorzamento (damping factor)  $J_c$ : normalmente utilizzato nei calcoli.

$$J_c = \frac{J}{Z} \quad \text{ovvero} \quad J_c = \frac{J \cdot c}{EA} \quad (12)$$

da cui la (11) diventa:

$$R_d = J_c \cdot Z \cdot v_t \quad (13)$$

Ripartendo quindi dalla relazione (8) è possibile determinare la componente statica della resistenza sottraendo dalla resistenza totale la componente dinamica e sostituendo il generico istante di tempo  $t^*$  con il tempo  $t_m$  che rappresenta l'istante temporale a cui gli strumenti, installati sulla testa del palo, misurano la massima forza [6].

$$R_s(t_m) = \frac{1}{2}(1 - J_c) \left[ F(t_m) + \frac{Mc}{L} v_t(t_m) \right] + \frac{1}{2}(1 + J_c) \left[ F\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) - \frac{Mc}{L} v_t\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad (14)$$

Il fattore di smorzamento dinamico  $J_c$  è legato alla granulometria del terreno. In letteratura sono presenti diverse tabelle riportanti tali valori; nella tabella 1 seguente si riportano quelli proposti da Rausch [6].

**Tabella 1.** Damping factor per alcuni tipi di terreno.

<b>Damping Factor <math>J_c</math></b>		
<b>Tipo di terreno</b>	<b>Range</b>	<b>Valore suggerito</b>
Sabbia	0.05 ÷ 0.20	0.10
Sabbia - Limo	0.15 ÷ 0.30	0.20
Limo	0.20 ÷ 0.45	0.30
Limo – Argilla	0.40 ÷ 0.70	0.55
Argilla	0.70 ÷ 1.10	1.00

L'energia introdotta nel palo dall'impatto del maglio può essere calcolata come lavoro svolto e quindi come integrale della forza per la variazione di spostamento:

$$energia = \int F du \quad (15)$$

facilmente valutabile anche come forza per la velocità integrata nel tempo.

$$energia = \int Fv dt \quad (16)$$

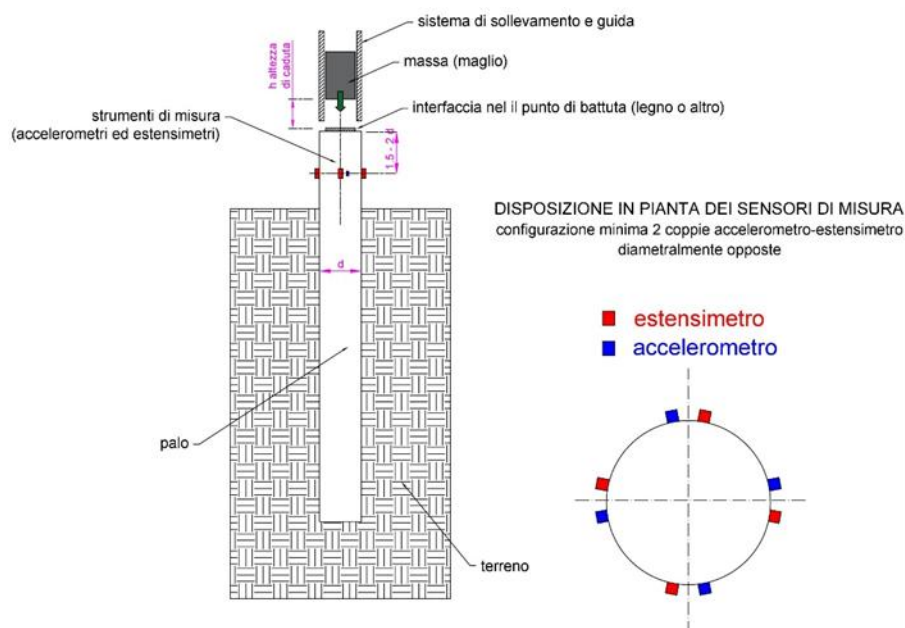
Le misurazioni eseguite (accelerazioni e deformazioni) consentono di determinare le massime tensioni di compressione sulla testa del palo e sul piede, nonché le tensioni di trazione lungo il fusto.

L'integrità del palo può essere valutata analizzando le riflessioni delle onde (derivanti da danneggiamenti del palo) antecedenti alle riflessioni relative al piede del palo. L'assenza di tali riflessioni è sintomo di un palo privo di difetti rilevanti.

Le prove dinamiche ad alta deformazione combinano i dati ottenuti sul campo (dalle misurazioni effettuate con un sistema tipo PDA<sup>®</sup> Pile Driving Analyzer) con le analisi analitiche iterative di signal-matching basate sulle equazioni di propagazione delle onde (tipo software CAPWAP<sup>®</sup>). Questo processo consente di stimare, tra gli altri, il comportamento del suolo e la sua capacità statica, la distribuzione della resistenza del suolo lungo il fusto e la simulazione del ciclo di isteresi carico-deformazioni che si otterrebbe attraverso una prova di carico statica.

## 5. Strumentazione del palo e modalità di prova

Lo schema seguente riporta le indicazioni di massima con le quali viene normalmente strumentato un palo prima dell'esecuzione di una prova dinamica ad alta deformazione. Le indicazioni sono da considerarsi puramente indicative.



**Schema 1.** Strumentazione del palo-posizionamento dei sensori.

Una volta strumentato il palo, la prova viene eseguita facendo cadere una massa (maglio) sulla testa del palo. La massa e l'altezza di caduta devono essere tali da mobilitare completamente (almeno in via teorica) la resistenza palo-terreno. L'esperienza dimostra che, a tale scopo, la massa deve essere pari a circa 1% ÷ 2% del carico di prova da raggiungere. L'altezza di caduta viene solitamente incrementata per step successivi fino a raggiungere il compromesso ottimale tra energia trasmessa alla testa del palo e deformazione permanente (abbassamento) del palo. Anche in questo caso l'esperienza dimostra che, qualora si voglia provocare sperimentalmente il carico allo stato limite ultimo, occorre ottenere un abbassamento permanente compreso tra 2 ÷ 5 mm circa.



**Foto 1.** Strumentazione della testa del palo e installazione del maglio.



**Foto 2.** Acquisizione dati con PDA®.

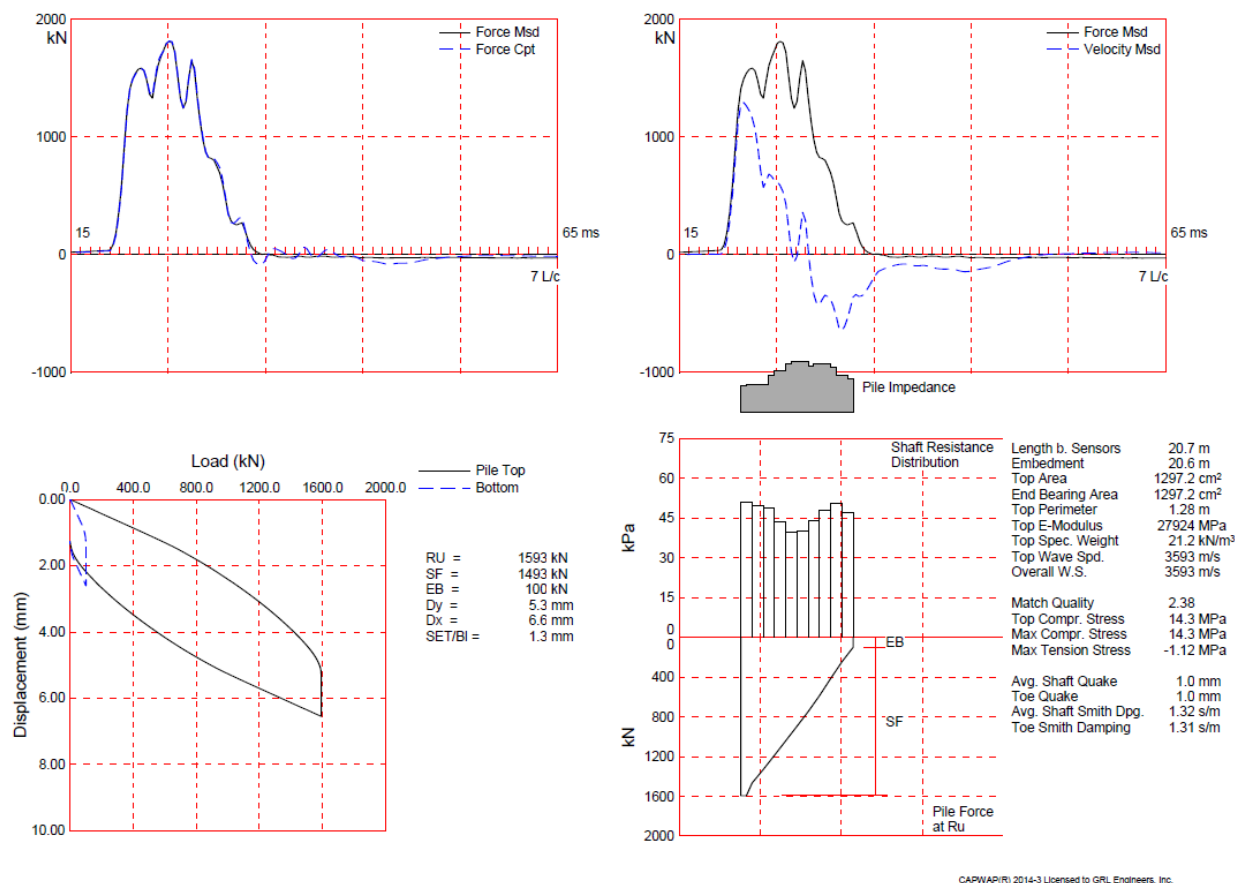
## 6. Analisi dei risultati

I dati ottenuti dalla prova dinamica ad alta deformazione vengono processati mediante una procedura iterativa di calcolo comunemente chiamata di “signal matching”. Il software CAPWAP<sup>®</sup> è considerato uno standard in questo ambito.

Il palo viene discretizzato in sezioni, solitamente di 1 m ciascuna, e ad ognuna di esse vengono attribuite le proprietà di partenza, tra cui il valore di damping factor  $J_C$ . Il software CAPWAP<sup>®</sup> esegue delle verifiche iterative cambiando di volta in volta i parametri  $J_C$  fino a raggiungere la migliore approssimazione tra i dati misurati ed i risultati calcolati. Recentemente è stato inserito all'interno del software di gestione PDA-S una versione automatica del software CAPWAP<sup>®</sup> denominata iCAP<sup>®</sup>. Poiché iCAP<sup>®</sup> è basato sulla logica di corrispondenza del segnale CAPWAP<sup>®</sup>, esso costituisce un notevole passo avanti nell'interpretazione dei risultati in tempo reale durante i test e durante le infissioni di pali battuti (ad ogni colpo di maglio).

Inoltre, con la tecnologia SiteLink<sup>®</sup>, è possibile trasmettere i dati di una prova dinamica in tempo reale (tramite una connessione internet) ovunque nel mondo. L'ingegnere deputato all'analisi dei dati può così condurre una prova dinamica direttamente dal proprio ufficio. Ai tecnici di cantiere è così demandata la sola parte di allestimento e strumentazione del palo in prova.

Di seguito vengono riportati i grafici tipici risultanti da una analisi CAPWAP<sup>®</sup> tra i quali il diagramma delle resistenze lungo il fusto del palo e il ciclo di isteresi carico-deformazioni che si otterrebbe attraverso una prova di carico statica.



CAPWAP(R) 2014-3 Licensed to GRL Engineers, Inc.

**Figura 3.** Output tipico di un'analisi CAPWAP®.

## 7. Correlazione tra risultati "CAPWAP" e prove di carico statiche

Le norme tecniche NTC 2018 prescrivono che le prove dinamiche ad alta deformazione debbano essere correlate con prove statiche eseguite in condizioni (tipo di palo e terreno) paragonabili.

Su questo argomento molta letteratura è stata scritta. Spesso i dati riguardanti la correlazione tra prove di carico statiche e prove dinamiche ad alta deformazione derivano da vaste campagne di prova o database degli stessi produttori di strumenti.

In termini generici occorre ricordare che la capacità di un palo può variare con il tempo e che il valore che si determina con la prova di carico statica non è univoco, essendo quantomeno influenzato dal criterio che si utilizza per stabilirlo [1]. Per altro le stesse considerazioni valgono anche per le stime eseguite sui risultati derivanti da prove dinamiche. Non è possibile in questa sede restituire una trattazione esaustiva sull'argomento e si rimanda perciò alla letteratura pertinente.

È possibile, tuttavia, affermare che i risultati CAPWAP® risultano generalmente conservativi rispetto ai più diffusi metodi di interpretazione delle prove statiche e che il loro grado di correlazione è molto elevato. Questo risulta tanto

più vero per i pali battuti; in ogni caso la variazione rientra all'interno dell'intervallo che gli stessi metodi di interpretazione delle prove statiche hanno ed è inoltre comparabile con la variazione statistica che si ha nel caso di diverse prove statiche eseguite sullo stesso palo [7].

A titolo di esempio si riporta un estratto dei risultati ottenuti da [7] su una popolazione di 303 pali in cui i risultati CAPWAP® (CW) sono stati messi in relazione ai risultati ottenuti con prove di carico statiche (Static Load Tests SLT).

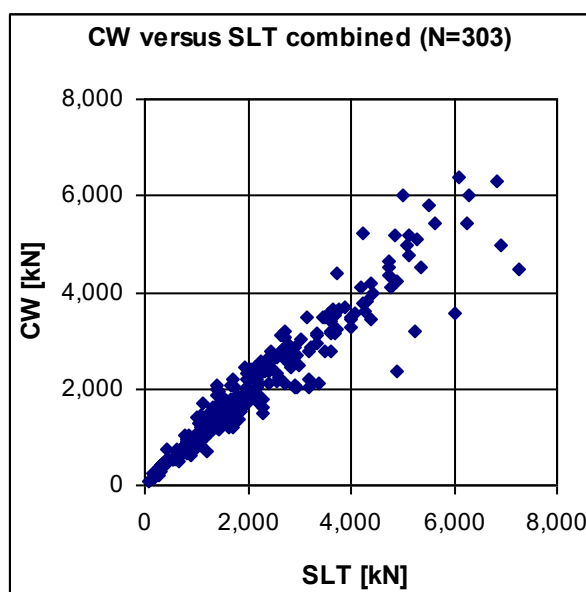


Figura 4. Risultati CAPWAP® vs SLT.

## 8. Conclusioni

Grazie allo sviluppo di sistemi di acquisizione (tipo PDA®) sempre più evoluti e performanti, alla migliore accuratezza della sensoristica e al basso costo di esecuzione rispetto ad una prova statica, è possibile affermare che oggi le prove dinamiche ad alta deformazione costituiscono un punto di riferimento tecnicamente affidabile nel modo delle fondazioni profonde [8].

La velocità di elaborazione dei dati misurati (oggi ridotta a pochi minuti) e l'accuratezza del metodo CAPWAP®, permettono di affermare che esso rappresenta una procedura standard di analisi matematica estremamente realistica e affidabile; tanto nella determinazione della capacità di un palo quanto della distribuzione della resistenza ai carichi assiali lungo il fusto del palo. Queste considerazioni sono valide sia per i pali battuti che per quelli trivellati.

Molte normative internazionali consentono al giorno d'oggi di sostituire completamente le prove statiche con quelle dinamiche. L'uso di tale metodologia di indagine consente ai progettisti di utilizzare coefficienti di sicurezza ridotti con conseguenti benefici economici in fase di realizzazione delle opere di fondazione.

## Ringraziamenti

Si ringrazia la Pile Dynamics Inc. per il supporto tecnico e la gentile concessione delle immagini e delle tabelle contenute nel presente articolo. In particolare, si ringraziano George Pisciacko P.E. (President - Pile Dynamics Inc.), Anna Sellountou – PHD-P.E. (Director of global sales – Pile Dynamics Inc.) e Mario Saavedra (Sales engineer – Pile Dynamics Inc.) per la condivisione della bibliografia riportata.

## Bibliografia

- [1] F. Rausche, «Combining static and dynamic loading test results of piles,» in *Symposium: 10th Int. Conf. on Stress Wave Theory and Testing of Deep Foundations*, San Diego, 2018.
- [2] G. Likins, B. Fellenius e R. Holtz, «Pile Driving Formulas: Past and Present,» *ASCE Geo Institute Geotechnical Special Publication*, n. 227, pp. 737-753, 2012.
- [3] M. H. Hussein e G. G. Goble, «A BRIEF HISTORY OF THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES,» *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations, Geotechnical Special Publication No. 125*, 2004.
- [4] S. Martinello e T. Pavan, «La prova di carico su pali con modalità dinamica,» in *Seminario Cias*, Bolzano (Italy), 2010.
- [5] *Norme tecniche per le costruzioni - DM 17-01-2018*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale, 2018.
- [6] F. Rausche, G. Goble e G. Likins, «Dynamic determination of Pile Capacity,» *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, n. 3, pp. 367-383, 1985.
- [7] G. Likins e F. Rausche, «Correlation of CAPWAP with static load tests,» in *Seventh International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004*., Petaling Jaya, Selangor, Malaysia, 2004.
- [8] G. Likins, G. Pisciacko, S. Roppel e F. Rausche, «PDA Testing: 2008 State of the art,» in *Eighth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Lisbon, 2008.

## Tracciabilità Digitale dei Controlli di Accettazione del Calcestruzzo: il sistema C3 per sicurezza, sostenibilità e digitalizzazione delle costruzioni

F. Mecarelli<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup> C3 Concrete Cube Certainty

\* Corresponding author: f.mecarelli@c3cloud.it

**Abstract:** Nel panorama dell'industria delle costruzioni, dove sicurezza strutturale e sostenibilità ambientale sono imperativi, la tracciabilità dei materiali emerge come strategia essenziale per garantire qualità e responsabilità lungo la catena di fornitura. Questo articolo si concentra sulla tracciabilità dei controlli di accettazione del calcestruzzo, materiale dominante nell'edilizia, evidenziando come sistemi digitali possano mitigare rischi, ottimizzare processi e promuovere un'edilizia resiliente. Vengono delineati lo scenario attuale dei controlli sul calcestruzzo fresco in cantiere, distinguendo tra controlli obbligatori di accettazione (NTC 2018, Circolare 2019) e facoltativi di conformità. Si descrivono procedure normative per prelievi, preparazione provini (UNI EN 12390), maturazione e accettazione (Tipi A e B), enfatizzando le responsabilità del Direttore dei Lavori (DL) nella redazione verbali, conservazione e consegna a laboratori autorizzati, al fine di prevenire errori umani e contenziosi. L'articolo presenta la piattaforma C3: un sistema cloud-based con app Android e sistema con doppia etichettatura brevettata. C3 digitalizza l'intero workflow – dal prelievo alla prova di compressione – garantendo tracciabilità, dati anonimi e eliminazione della carta. I vantaggi includono maggiore sicurezza, riduzione sprechi e ottimizzazione della gestione del processo per DL, imprese e stazioni appaltanti. In conclusione, investire in tali sistemi trasforma l'industria in un ecosistema efficiente e innovativo, integrando IoT e AI per un futuro sostenibile.

*Keywords:* Calcestruzzo; Controlli di accettazione; Controlli di conformità; Direttore dei Lavori; Tracciabilità; Digitalizzazione; Infrastrutture

### 1. Introduzione: La tracciabilità dei materiali da costruzione come pilastro della qualità e della sostenibilità

Nel panorama dell'industria delle costruzioni, dove la sicurezza strutturale e la sostenibilità ambientale rappresentano imperativi non negoziabili, la tracciabilità dei materiali emerge come un elemento fondamentale per garantire l'eccellenza e la responsabilità lungo l'intera catena di fornitura. Con l'aumento della complessità dei progetti edilizi – dai grattacieli urbani alle infrastrutture critiche – e la crescente pressione normativa per ridurre l'impatto ambientale, tracciare i materiali non è più un optional, ma una strategia essenziale.

Questo articolo si concentra in particolare sulla tracciabilità dei controlli di accettazione del calcestruzzo, il principale materiale da costruzione del nostro ambiente edificato, esaminando come una tracciabilità efficace possa mitigare rischi, ottimizzare processi e promuovere un'edilizia più resiliente.

I vantaggi di una tracciabilità ben implementata sono molteplici e si estendono a diversi ambiti. Innanzitutto, essa garantisce una qualità superiore e una maggiore sicurezza. Attraverso sistemi di monitoraggio digitale, sensori IoT, è possibile verificare l'origine, la composizione e le prestazioni dei materiali in ogni fase, dal produttore al cantiere. Ad esempio, nel caso del calcestruzzo, la tracciabilità dei controlli di accettazione permette di monitorare l'intero processo dal prelievo dei campioni fino alla verifica delle prestazioni, assicurando che il calcestruzzo soddisfi i requisiti di resistenza e composizione previsti dal progetto, riducendo il rischio di frodi o errori umani che potrebbero portare a cedimenti strutturali, con conseguenze potenzialmente catastrofiche per vite umane e beni.

Una tracciabilità robusta semplifica i controlli di accettazione, minimizzando errori umani e ritardi nei cantieri, e consente di rispondere rapidamente ad eventuali non conformità.

Inoltre, in un contesto di economia circolare, tracciare i materiali favorisce il riutilizzo e il riciclo: sapere esattamente da dove provengono calcestruzzo e acciaio – ad esempio, se derivano da fonti sostenibili o riciclate – supporta scelte eco-compatibili, riducendo l'impronta carbonica del settore edile, responsabile di circa il 39% delle emissioni globali di CO<sub>2</sub> (stime di World Green Building Council).

In sintesi, investire nella tracciabilità non solo eleva gli standard qualitativi, ma trasforma l'industria delle costruzioni in un ecosistema più efficiente, sostenibile e resiliente, preparando il terreno per innovazioni future come l'integrazione con l'Internet of Things (IoT) e l'intelligenza artificiale.

Nei capitoli successivi, esploreremo in dettaglio un sistema digitale che permette di tracciare e gestire i controlli di accettazione del calcestruzzo.

## 2. Lo scenario attuale del controllo del calcestruzzo fresco in cantiere

Il controllo del calcestruzzo fresco in cantiere rappresenta, da sempre, un tema di fondamentale importanza per garantire la qualità del costruito e, inoltre, per delineare le responsabilità in caso di contenziosi.

Vale la pena precisare, così come specificato nelle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale, la differenza che c'è tra i **controlli di accettazione** e i **controlli di conformità del calcestruzzo**. I primi sono obbligatori ai sensi delle Norme Tecniche delle Costruzioni [1] vigenti e costituiscono un elemento fondamentale per la garanzia sulla sicurezza dell'opera mentre, i secondi, sono facoltativi, e servono all'impresa per verificare le condizioni di fornitura pattuite contrattualmente col produttore e per questo motivo vengono effettuati in contraddittorio con quest'ultimo. In nessun caso i prelievi effettuati ai fini dei controlli di conformità potranno essere utilizzati dalla Direzione Lavori per i controlli di accettazione.

A partire dal Regio Decreto 16/11/1939 n. 2229 “Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato” Articolo 12 – Prelevamento campioni di conglomerato da sottoporre a prove di resistenza [2]:

*“Il direttore dei lavori, in contraddittorio col costruttore, deve prelevare in cantiere, dagli impasti impiegati nella esecuzione delle opere, con la frequenza richiesta dalla natura e dall’importanza delle opere medesime, campioni di conglomerato, per sottoporli presso un laboratorio ufficiale a prove di resistenza secondo le modalità indicate negli articoli seguenti. La frequenza dei prelevamenti dev’essere in ogni caso tale da ottenere non meno di una serie di quattro cubi per ogni 500 mc. di getto di conglomerato”.*

Come specificato al punto C11.2.5 della Circolare 21.01.2019 [3] è fatto obbligo, al Direttore dei Lavori, di eseguire controlli sistematici in corso per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quelle stabilite nel progetto.

Un prelievo di calcestruzzo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini. Questi controlli fondamentali per la collaudabilità dell’opera sono, quindi, fondamentali ed andrebbero eseguiti nel rispetto della normativa e del principio di terzietà così come riportato nelle Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale al § 6.2 Controlli di qualità del calcestruzzo [4].

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la “Resistenza di prelievo” che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390 - 1: 2012 [5] e UNI EN 12390 - 2: 2009 [6] mentre, per quanto riguarda il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390 - 3: 2009 [7] e UNI EN 12390 - 4:2002 [8], relativamente alla determinazione della massa volumica vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390 - 7: 2009 [9].

Spetta al Direttore dei Lavori, una volta eseguiti i prelievi, di impiegare il controllo di tipo A o di tipo B per eseguire l’accettazione del calcestruzzo (Tabella 1).

**Tabella 1. Controlli di accettazione**

<b>Controlli di tipo A</b>	<b>Controlli di tipo B</b>
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 \cdot s$
(N° prelievi: 3)	(N° prelievi $\geq 15$ )

Ove:  $R_{cm28}$  = resistenza media dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);  $R_{c,min}$  = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>). S = scarto quadratico medio.

Al punto C11.2.5.3 “Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo”, sempre della Circolare 21.01.2019, vengono riportate importantissime indicazioni, in primo luogo la norma intende sottolineare i compiti attribuiti al

Direttore dei Lavori che deve assicurare la propria presenza alle operazioni di prelievo dei provini di calcestruzzo nella fase di getto, provvedendo sotto la propria responsabilità:

Al punto C11.2.5.3 “Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo”, sempre della Circolare 21.01.2019, vengono riportate importantissime indicazioni, in primo luogo la norma intende sottolineare i compiti attribuiti al Direttore dei Lavori che deve assicurare la propria presenza alle operazioni di prelievo dei provini di calcestruzzo nella fase di getto, provvedendo sotto la propria responsabilità:

- A redigere apposito verbale.
- A fornire indicazioni circa le corrette modalità di prelievo.
- A fornire indicazioni circa le corrette modalità di conservazione dei provini in cantiere, fino alla consegna al laboratorio incaricato delle prove.
- A identificare i provini mediante sigle, etichettature indelebili, etc.
- A sottoscrivere la domanda di prove al laboratorio, avendo cura di fornire, nella domanda, precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo, la data di prelievo, gli estremi dei relativi Verbali di prelievo, nonché le sigle di identificazione di ciascun provino.
- A consegnare i provini presso il laboratorio.
- Ad acquisire i relativi certificati di prova, che devono pertanto essere sempre consegnati allo stesso Direttore dei Lavori (che provvede a rendere noti i risultati al committente, al collaudatore ed a quanti ne abbiamo titolo), indipendentemente dal soggetto che effettua il pagamento della prestazione del laboratorio.

Delle già menzionate operazioni il Direttore dei Lavori può incaricare, mediante sottoscrizione di delega scritta, un tecnico di sua fiducia, ferma restando tuttavia la personale responsabilità ad esso attribuita per legge.

La preparazione del provino è un’operazione che, spesso, viene sottovalutata. Qualora il soggetto che lo realizza non sia un laboratorio ufficiale sarebbe importante verificare la preparazione del tecnico incaricato. Molte volte, infatti, l’operazione di confezionamento viene relegata a soggetti non formati esponendo, così, l’intera filiera a probabili non conformità. Forse, ormai, i tempi sono maturi per qualificare il tecnico incaricato del confezionamento dei provini tramite il rilascio di un’attestazione che ne comprovi l’adeguata preparazione.

Premesso che la resistenza caratteristica del calcestruzzo è definita convenzionalmente come quella ottenuta dalla prova di rottura a 28 giorni di stagionatura, la Norma ha prescritto, laddove le prove non possono essere eseguite esattamente al 28° giorno di stagionatura, che le stesse siano comunque eseguite entro 45 giorni dalla data di prelievo. Trascorso tale termine, il laboratorio accetterà e sottoporrà a prova il materiale ed emetterà il relativo certificato, in cui sarà chiaramente indicato, per i campioni eventualmente provati oltre il 45° giorno dalla data del prelievo

risultante dal verbale di prelievo redatto dal Direttore dei Lavori che, “ai sensi del §11.2.5.3 del D.M. 17.01.2018 le prove a compressione vanno integrate da quelle riferite al controllo di accettazione in opera”.

Emerge, da quanto sopra descritto, una responsabilità attribuita al Direttore dei Lavori in merito al confezionamento, alla conservazione, custodia e consegna dei provini al laboratorio di cui all’articolo 59 del D.P.R. 380/01 [10], al fine di garantire la necessaria corrispondenza fra il calcestruzzo sottoposto alle prove di accettazione certificate dai suddetti Laboratori e quello impiegato in opera, o in una parte o porzione dell’opera stessa soggetta a controllo.

Nello specifico l’operazione di maturazione, descritta in maniera accurata nella normativa tecnica, viene spesso disattesa creando molti problemi perché si generano contenziosi sulle forniture quanto, in realtà, si dovrebbero aprire non conformità sui prelievi realizzati. Le condizioni riportate nella UNI EN 12390:2 sono:

- Lasciare i provini nella cassaforma per almeno 16 h, ma non oltre 3 giorni, proteggendoli da urti, vibrazioni e disidratazione, alla temperatura di  $(20 \pm 5) ^\circ\text{C}$  [oppure  $(25 \pm 5) ^\circ\text{C}$  nei climi caldi]
- Una volta rimossi dalla cassaforma conservare i provini fino al momento della prova in acqua alla temperatura di  $(20 \pm 2) ^\circ\text{C}$ , oppure in ambiente a  $((20 \pm 2) ^\circ\text{C}$  ed umidità relativa  $\geq 95\%$

Durante il trasporto, descrive sempre la norma, si deve impedire la perdita di umidità e scostamenti dalla temperatura richiesta in ogni momento del trasporto, per esempio, imballando i provini di calcestruzzo indurito assieme a sabbia umidita o segatura umidita o panni umidi, oppure sigillandoli in sacchi di plastica contenenti dell’acqua.

Il rispetto di quanto prescritto nella UNI EN 12390:2 sta particolarmente a cuore al produttore di calcestruzzo che da un punto di vista prettamente formale è, attualmente, escluso dal controllo di accettazione e, quindi, a distanza di mesi dalla fornitura non può avere certezza di come sono stati maturati i provini confezionati con il proprio calcestruzzo.

Le condizioni di scarsa umidità alle quali vengono sottoposti i provini appena eseguiti nei periodi estivi, unitamente alle elevate temperature ambientali, possono comprometterne l’esito finale atteso in quanto, i prodotti derivanti dal processo di idratazione, risultano poco stabili accelerando lo sviluppo delle resistenze alle brevi stagionature ma compromettendone, molto spesso, l’esito al 28° giorno.

Ovviamente nel periodo invernale la problematica della maturazione, soprattutto nelle prime ore, deve scongiurare l’esposizione dei provini appena eseguiti alle basse temperature che possono compromettere lo sviluppo corretto delle prestazioni meccaniche.

La normativa, al fine di garantire l’efficacia e credibilità della filiera di controllo prevista dalla Legge e dalle norme, consente al Direttore dei Lavori di adottare tutte le iniziative che riterrà utili al raggiungimento dell’obiettivo, quali

ad esempio a garantire e documentare la tracciabilità dei provini mediante l'impiego di idonei strumenti tecnologici come, ad esempio micro-chips o targhette con codici a barre annegati nel calcestruzzo e soggetti a lettura digitalizzata e localizzazione spazio-temporale automatica in cantiere e in Laboratorio.

### 3. La società C3 Concrete Cube Certainty

Avendo quindi ben presente il contesto procedurale e normativo sin qui descritto ed inserendosi in un clima di aumentata sensibilità verso il mondo dei controlli del calcestruzzo fresco, con lo spirito di introdurre digitalizzazione ed innovazione in un settore spesso troppo legato a consuetudini fin troppo stratificate, su iniziativa di una società di ingegneria, operante in ambito civile ed industriale da quasi 20 anni e di una società informatica specializzata nella realizzazione di sistemi informativi, gestionali e direzionali rivolti alle imprese, è nata **C3 Concrete Cube Certainty**, PMI innovativa che si propone come leader nello sviluppo di soluzioni digitali nell'ambito della tracciabilità dei materiali da costruzione.

Con lo scopo e l'ambizione di tutelare tutta la filiera delle costruzioni e, allo stesso tempo, di permettere al Direttore dei Lavori di svolgere il ruolo nel pieno rispetto di quanto previsto dalle normative tecniche, la PMI innovativa inquadra la propria *mission* anche nel fornire un sistema completo ed integrato per quanto attiene la gestione dei provini di calcestruzzo ed i relativi adempimenti.

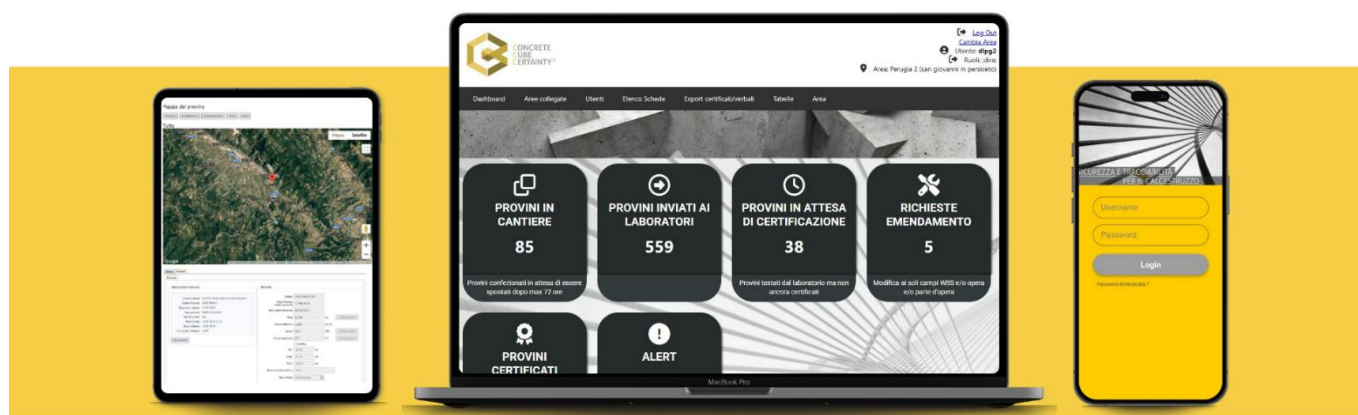
Con tali obiettivi in mente, dopo una profonda analisi del quadro normativo e delle relative responsabilità sul tema dei controlli, la società, pianificando un preciso piano di investimenti partito nei primi mesi del 2019, ha messo a punto la prima piattaforma digitale dedicata al controllo del calcestruzzo fresco in cantiere in modalità *cloud*, basata su soluzioni innovative per le quali ha ottenuto la concessione di tre brevetti:

- Nr. concessione 102019000003063 - Dispositivo di verifica dell'autenticità di prodotti edili particolarmente di prelievi di calcestruzzo e relativo sistema e metodo.
- Nr. concessione 102019000008562 - Cubiera edile e relativo sistema di gestione.
- Nr. concessione 102021000004205 - Cubiera edile perfezionata.

### 4. C3: il sistema in pillole

C3 è anche il nome della piattaforma per la gestione ed il controllo del processo dei provini in calcestruzzo, dal prelievo fino alla prova di schiacciamento in laboratorio. La piattaforma si basa sull'utilizzo di un sistema brevettato con doppia etichettatura inalterabile e non soggetto a possibili manomissioni, il tutto gestibile con un normale smartphone con sistema operativo Android. L'applicazione C3 è disponibile su Google Play Store (Figura 1).

## APP + CLOUD



### App Mobile

Digitalizza e ottimizza le attività di prelievo e controllo delle forniture di calcestruzzo.



**Figura 1.** Digitalizzazione e gestione dei prelievi di calcestruzzo con app dedicata disponibile nel Play Store.

Inoltre, C3 è in grado di garantire, insieme alla tracciabilità dei provini di calcestruzzo ottenuta mediante l'utilizzo di GPS, codice IP e interscambio automatico di mail certificate, l'inalterabilità dei campioni in un processo nel quale i dati sono anonimi, crittografati e non modificabili.

Il sistema, gestibile anche via web con server in cloud, è dotato di certificazione ISO 27001 per quanto attiene al sistema di gestione delle informazioni, comprese le infrastrutture, le architetture software ed i sistemi di taggatura ed etichettatura.

C3 è la soluzione tecnologica digitale attualmente disponibile, per la gestione e la tracciabilità di tutto il workflow dei controlli di accettazione del calcestruzzo, dal prelievo fino alla prova in laboratorio. Le funzionalità insite nel sistema C3 assicurano un elevato livello di sicurezza nei cantieri in virtù dei seguenti elementi:

- Garanzia della corrispondenza tra calcestruzzo prelevato e quello sottoposto a prova.

- Rottura in forma anonima del provino a cura del laboratorio autorizzato.
- Impossibilità di utilizzare campioni differenti da quelli realmente confezionati.
- Totale assenza di report cartacei tra i vari operatori coinvolti nella filiera.
- L'utilizzo riservato dei device personali (accesso con username e password), senza occasioni di condivisione degli stessi, corredati dal meccanismo delle notifiche immediate ai diretti interessati che evita contatti in locali chiusi e situazioni a distanza ravvicinata.
- Rapidità delle operazioni di prelievo e riduzione del tempo di presenza in cantiere.
- Storicizzazione di tutti i dati raccolti.

#### 4.1 C3: lo schema di funzionamento

Lo sviluppo della piattaforma C3 ruota, così come stabilito dalle norme, intorno alla figura del Direttore Lavori quale *process owner*. Il DL è quindi il solo che può accedere in lettura e scrittura a tutti i dati e profilare i nuovi utenti come, ad esempio, i laboratori (autorizzati e di cantiere) ed i campionatori.

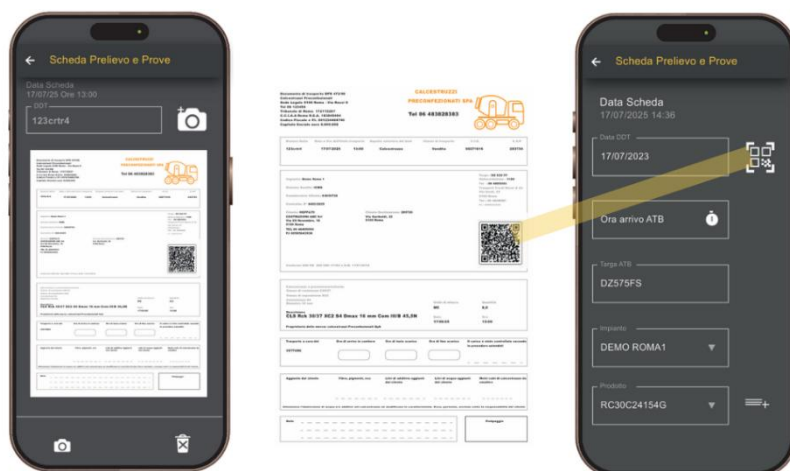
Tutti gli step del controllo sono notificati tramite l'invio di PEC con la produzione in automatico dei documenti previsti dalla norma, come, ad esempio, la lettera di invio dei prelievi da parte del DL ai laboratori.

Il DL è anche colui che alimenta le anagrafiche, avendo la possibilità di importare all'interno della piattaforma C3 dati in formato .xls, .txt, etc. e relativi a:

- Impianti di preconfezionamento.
- Mix design.
- WBS.
- Opera.
- Parti di opera.
- Soggetti abilitati all'uso di C3.
- Laboratori autorizzati (Legge n. 1086/71).
- Laboratori di cantiere.

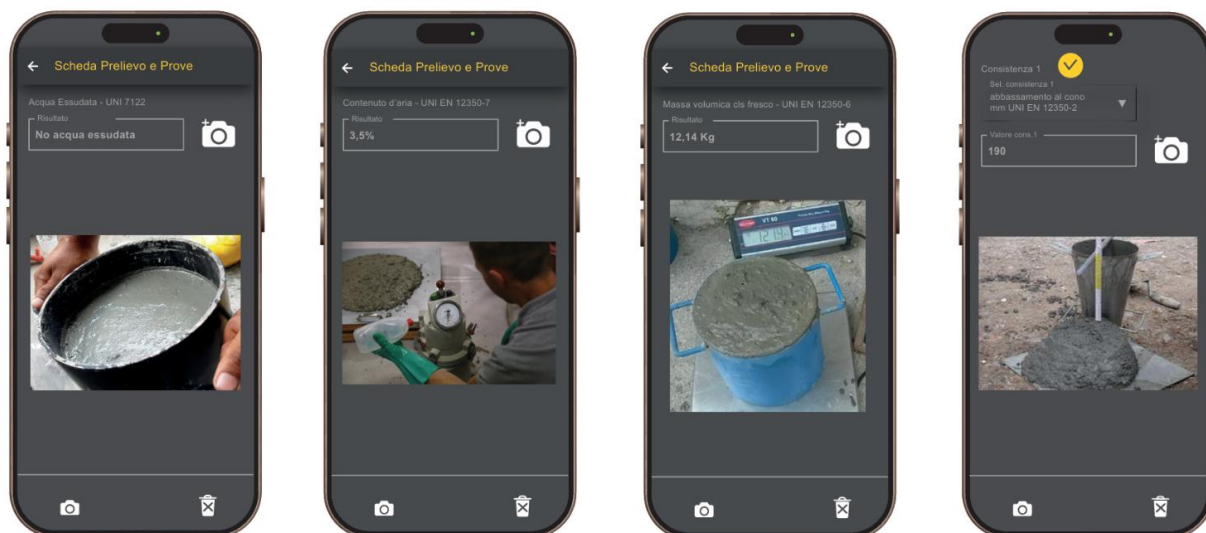
Ciò permette di velocizzare ed ottimizzare i tempi di gestione dell'intero flusso di informazioni del prelievo, nonché di disporre dei dati essenziali per le reportistiche automatiche. Il verbale di prelievo è redatto tramite App C3 installata su smartphone con menù di facile compilazione, eliminando la complicata gestione cartacea.

Nella App di C3 con la scansione dell'eventuale QR Code presente nel DDT (documento di trasporto) è possibile velocizzare e digitalizzare completamente le operazioni di redazione della scheda prelievo con l'inserimento in automatico delle seguenti informazioni (Figura 2): numero del DDT, data del prelievo, impianto di confezionamento, WBS, opera, etc.



**Figura 2.** L'app scansiona il QR Code acquisendo in automatico i dati per la scheda digitale.

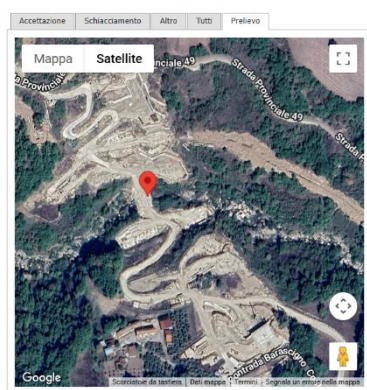
Nella scheda di prelievo digitale realizzata dalla App C3 è possibile allegare foto delle diverse prove eseguite in fase di prelievo sul calcestruzzo fresco (Figura 3): prova di abbassamento al cono (UNI EN 12350-2), acqua essudata (UNI 7122), contenuto d'aria (UNI EN 12350-7) e massa volumica (UNI EN 12350-6).



**Figura 3.** Prove e valori registrati in app per acqua essudata, contenuto d'aria, massa volumica e consistenza.

Il sistema C3 identifica ciascun provino in forma anonima, dando evidenza al Direttore dei Lavori della posizione GPS (Figura 4) dove è stato realizzato il prelievo e della data ed ora dello stesso (Figura 5).

Codice Provino	2000754178855	Stampa	
Codice Scheda	SCP_1620	Prelevato da	cfroi
Data Schiacciamento prevista	15/03/2023	Data/ora prelievo	15/02/2023 15:21
Data/ora Schiacciamento	15/03/2023 15:19	Data/ora accettazione	28/02/2023 15:54
Peso (g)	8214.00	Matricola Macchina	001
Altezza (mm)	150.00	Descrizione Macchina	Pressa
Larghezza (mm)	150.00	Modalità rottura	soddisfacente
Profondità (mm)	150.00	Resistenza a compressione (N/mm <sup>2</sup> )	49.27
Rettifica <input type="checkbox"/> Rettifica		Superficie nominale (mm <sup>2</sup> )	22500
Toll. Planare	CONFORME	Carico massimo a rottura (kN)	1108.575
Toll. Perpendicolare	CONFORME	Massa volumica (kg/m <sup>3</sup> )	2433.78
		Data Certificazione	31/03/2023
		Numero Certificato	1182
		Nota Certificazione	Certificato L1086



**Figura 4.** Posizione GPS del prelievo.



**Figura 5.** Registrazione tramite foto della data ed ora del prelievo.

Al completamento della scheda di prelievo il sistema C3 richiede la firma del verbale da parte dei soggetti presenti, mediante smartphone (Figura 6).



**Figura 6.** Firma scheda prelievo tramite smartphone.

Inoltre, il sistema notifica in automatico, tramite l'invio di una mail al personale incaricato al recupero dei provini, la posizione GPS dove è stato eseguito il prelievo e la tempistica per il loro recupero, prevista, da normativa, dopo le 16 ore ma comunque entro le 72 ore.

Allo stesso tempo è garantita una gestione immediata dei prelievi da inviare ai laboratori ufficiali, con comunicazioni a mezzo PEC. Anche in questo caso viene ad essere superata la gestione prettamente cartacea.

Il sistema C3 permette, al Direttore dei Lavori, il rispetto della finestra temporale compresa tra il 28° e 30° giorno di maturazione e comunque entro il 45° giorno dalla data del prelievo, tramite un sistema di notifiche sempre più ravvicinate all'avvicinarsi della chiusura della finestra temporale prevista.

Il Direttore dei Lavori può sapere, in ogni momento, le seguenti informazioni:

- Nuovi provini realizzati.
- Provini presenti al laboratorio di cantiere in maturazione.
- Provini inviati al laboratorio autorizzato.
- Provini in attesa di certificazione.
- Eventuali richieste di emendamento così come regolato dalla normativa vigente.
- Provini certificati.
- Provini completati.

C3 aggrega, inoltre, i dati secondo i criteri di accettazione prestabiliti dal Direttore dei Lavori ed esegue le verifiche dei controlli di tipo A e B, offrendo al tempo stesso una grande possibilità di filtrare i dati di rottura secondo le seguenti modalità:

- Giorni di schiacciamento.
- Data scheda prelievo.
- WBS.
- Opera.
- Parte d'opera.
- Classe di resistenza.
- Classe di esposizione.
- Tipo e classe di cemento.
- Impianto.

Un ulteriore vantaggio dell'utilizzo della piattaforma C3 risiede nel consentire l'esportazione customizzata (Figura 7), in vari formati (.xls, .txt, ..., etc.), di tutti i dati memorizzati, che possono essere aggregati secondo le specifiche esigenze e fatti confluire i sistemi diversi utilizzati da Direzioni Lavori e/o collaudatori.

Cantiere	Rck	codice scheda	data scheda	WBS	Opera	Parte d'opera	Codice MIX	descrizione MIX	Impianto	data schiacciamento	protocollo	Lettera	data	Nr. Certificato	data	R1(N / mm2)	R2(N / mm2)	Rcm (N / mm2)
Demo	30	SCP_1609	10/01/2023 16:09	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-11	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	09/02/2023 18:24	Test C3_HAV_02	24/01/2023	159	09/02/2023	55,42	54,40	54,91	
Demo	30	SCP_1610	10/01/2023 16:46	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-11	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	09/02/2023 18:37	Test C3_HAV_02	24/01/2023	159	09/02/2023	53,87	53,20	53,53	
Demo	30	SCP_1611	11/01/2023 14:31	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-30	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	09/02/2023 18:31	Test C3_HAV_02	24/01/2023	160	09/02/2023	52,27	52,20	52,24	
Demo	30	SCP_1612	11/01/2023 16:23	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-30	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	09/02/2023 18:33	Test C3_HAV_02	24/01/2023	160	09/02/2023	53,41	52,09	52,76	
Demo	30	SCP_1613	02/02/2023 13:59	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-08	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	02/03/2023 15:31	Test C3_HAV_03	07/02/2023	696	14/03/2023	48,79	45,59	47,19	
Demo	30	SCP_1614	02/02/2023 15:36	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-08	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	02/03/2023 17:09	Test C3_HAV_03	07/02/2023	696	14/03/2023	55,49	54,09	54,79	
Demo	30	SCP_1615	06/02/2023 15:36	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-27	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	06/03/2023 14:51	Test C3_HAV_04	16/02/2023	697	14/03/2023	50,23	48,22	49,23	
Demo	30	SCP_1616	06/02/2023 17:47	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-27	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	06/03/2023 16:10	Test C3_HAV_04	16/02/2023	697	14/03/2023	49,42	46,94	48,18	
Demo	30	SCP_1617	10/02/2023 14:12	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-02	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	10/03/2023 15:11	Test C3_HAV_04	16/02/2023	697	14/03/2023	46,37	44,26	45,32	
Demo	30	SCP_1618	10/02/2023 16:01	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-02	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	10/03/2023 16:19	Test C3_HAV_04	16/02/2023	698	14/03/2023	45,17	43,96	44,57	
Demo	30	SCP_1619	15/02/2023 13:27	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-18	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	15/03/2023 15:18	Test C3_HAV_05	22/02/2023	1182	31/03/2023	48,77	47,02	47,90	
Demo	30	SCP_1620	15/02/2023 15:21	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-18	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	15/03/2023 15:19	Test C3_HAV_05	22/02/2023	1182	31/03/2023	49,27	45,92	47,60	
Demo	30	SCP_1622	17/02/2023 13:43	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-06	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	17/03/2023 16:45	Test C3_HAV_05	22/02/2023	1182	31/03/2023	52,73	51,21	51,97	
Demo	30	SCP_1624	17/02/2023 15:39	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 3 - D3-06	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	17/03/2023 16:45	Test C3_HAV_05	22/02/2023	1183	31/03/2023	51,05	49,03	50,04	
Demo	30	SCP_1625	21/02/2023 11:14	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-01	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	21/03/2023 16:15	Test C3_HAV_07	27/02/2023	1179	31/03/2023	47,56	46,59	47,08	
Demo	30	SCP_1626	21/02/2023 13:26	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-01	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	21/03/2023 16:16	Test C3_HAV_07	27/02/2023	1179	31/03/2023	45,91	43,90	44,91	
Demo	30	SCP_1627	21/02/2023 17:20	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-01	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	21/03/2023 16:17	Test C3_HAV_07	27/02/2023	1179	31/03/2023	42,02	41,89	41,96	
Demo	30	SCP_1628	22/02/2023 15:00	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-31	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	22/03/2023 16:03	Test C3_HAV_07	27/02/2023	1180	31/03/2023	43,89	41,62	42,76	
Demo	30	SCP_1629	22/02/2023 17:35	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-31	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	22/03/2023 16:04	Test C3_HAV_07	27/02/2023	1180	31/03/2023	45,20	43,83	44,52	
Demo	30	SCP_1630	24/02/2023 12:23	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-16	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	24/03/2023 17:01	Test C3_HAV_07	27/02/2023	1180	31/03/2023	49,38	48,53	48,96	
Demo	30	SCP_1631	24/02/2023 13:58	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 - D2-26	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	24/03/2023 17:02	Test C3_HAV_07	27/02/2023	1181	31/03/2023	47,76	46,43	47,10	
Demo	30	SCP_1632	02/03/2023 14:56	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 D2-16	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	15/04/2023 12:04	Test C3_HAV_07	03/04/2023	1321	17/04/2023	52,53	52,03	52,28	
Demo	30	SCP_1633	02/03/2023 16:39	VI02	VIADOTTO	Diaframma Pila 2 D2-16	AH42	CLS C25/30 S5 XC2 DMax22,4 CEM V/A 42,5 N Cl 0,40	Demo	15/04/2023 12:09	Test C3_HAV_07	03/04/2023	1321	17/04/2023	55,49	55,15	55,32	

Figura 7. Esportazione dati schede prelievo in formato .csv.

In tal modo è anche possibile la creazione e l'esportazione di tutta una serie di report dedicati e personalizzabili in funzione delle esigenze e delle richieste specifiche dell'utilizzatore (registro prelievi, mix design qualificati, etc.), nonché report fruibili da altri soggetti che partecipano al processo produttivo (ad es. Report di Qualità).

Infine, il sistema C3 è conforme con la UNI/PdR 172:2025 (Cantiere sostenibile per le opere infrastrutturali – Strategie, indicatori e buone pratiche) [11] negli aspetti legati alla gestione sostenibile dei materiali da costruzione ed alla riduzione degli impatti ambientali. Infatti, la tracciabilità digitale garantita da C3 assicura test affidabili sul calcestruzzo, prevenendo errori e non conformità che potrebbero portare a demolizioni e successive lavorazioni con conseguenti emissioni aggiuntive da produzione e trasporto. Inoltre, C3 garantendo la tracciabilità delle forniture di calcestruzzo, si allinea ai requisiti della PdR per dichiarazioni ambientali verificate e gerarchie documentali sui materiali.

## 5. Vantaggi

Mediante l'impiego del sistema C3, tutte le operazioni che riguardano il prelievo vengono tracciate tramite GPS; difatti il sistema C3 obbliga, all'atto del prelievo, ad eseguire le foto dei provini e il conseguente esito della prova per la verifica della fluidità del calcestruzzo, consentendo, quindi, al Direttore dei Lavori una raccolta dei dati veloce con la possibilità di eseguire correlazioni tra fluidità e prestazione meccanica.

C3 può essere impiegato non solo dal Direttore dei Lavori ma anche dalle Stazioni Appaltanti, dalle Imprese di Costruzioni o General Contractor, soggetti quest'ultimi per i quali, l'adozione del sistema C3 può rappresentare un vantaggio competitivo già in fase di istruzione/presentazione della gara.

Viene impiegato, inoltre, da parte dei laboratori ufficiali, su incarico del Direttore dei Lavori durante la prova di rottura, velocizzando le operazioni di accettazioni nel rispetto di quanto previsto dalla normativa, eliminando eventuali errori manuali.

Tramite un sistema di notifiche anche il soggetto incaricato di recuperare e, quindi, maturare i provini dopo il confezionamento, può arrivare, con l'ausilio della geolocalizzazione, al luogo del ritiro velocizzando ed ottimizzando le risorse umane impiegate in questa importante operazione.

In estrema sintesi i vantaggi derivanti dall'adozione del sistema C3 possono essere riassunti:

- Migliora la gestione del processo, razionalizzando il personale dedicato.
- Consente l'accesso ai dati in qualsiasi momento.
- Elimina il rischio di manomissioni ed errori.
- Tracciabilità di ogni fase del processo (prelievo, prove in sito, consegna al laboratorio, prove di laboratorio).
- Elimina la gestione cartacea.
- Alimentazione automatica del registro prove e prelievi.
- Riduce la tempistica di processo.

La digitalizzazione dei controlli di accettazione offre numerosi **vantaggi per il Direttore dei Lavori** rispetto ai supporti cartacei tradizionali, migliorando efficienza, precisione e conformità normativa. Con riferimento al contesto attuale descritto e alle responsabilità di coordinamento e supervisione del DL, si individuano cinque vantaggi principali:

- Azzeramento dei tempi di gestione del processo di accettazione (invio ai laboratori, ricezione certificati, alimentazione tabulati accettazione).
- Certezza del prelievo.

- Controllo real time workflow provini.
- Ottimizzazione elaborazione di dossier: qualità (PcQ), collaudo tecnico amministrativo, etc.
- Strumento digitale a garanzia del rispetto di quanto previsto dalle Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e relativa circolare applicativa.

Di conseguenza, anche la **Stazione Appaltante** può trarre beneficio da questo approccio innovativo:

- Garanzia dei valori prestazionali dell'opera.
- Sicurezza del livello di durabilità.
- Riduzione costi di consolidamento e manutenzione.

## 6. Conclusioni

In conclusione, l'adozione di sistemi di tracciabilità avanzati per i materiali da costruzione, come quelli illustrati per il calcestruzzo, rappresenta un passo decisivo verso un'industria edile più affidabile e orientata al futuro. Tali sistemi non solo elevano gli standard di qualità e sicurezza, garantendo la verifica puntuale dell'origine, della composizione e delle prestazioni dei materiali per prevenire frodi, errori umani e rischi strutturali potenzialmente catastrofici, ma ottimizzano anche i processi operativi, riducendo ritardi, costi e sprechi attraverso la digitalizzazione e l'integrazione di tecnologie come IoT e intelligenza artificiale. Inoltre, promuovono una sostenibilità autentica, favorendo l'economia circolare con il riutilizzo e il riciclo di risorse, contribuendo così a mitigare l'impatto ambientale del settore – responsabile del 39% delle emissioni globali di CO<sub>2</sub> – e allineandosi a normative sempre più stringenti. In ultima analisi, investire in queste soluzioni non solo tutela la filiera produttiva e riduce i contenziosi, ma trasforma le costruzioni in un ecosistema resiliente, efficiente e pronto per le sfide dell'innovazione, beneficiando direttori dei lavori, imprese, stazioni appaltanti e l'intera società.

## Bibliografia

- [1] A cura di Rugarli P., Norme tecniche per le Costruzioni integrate con la circolare applicativa, EPC Editore, V Edizione, ISBN: 978-88-6310-906-1.
- [2] Regio Decreto 16/11/1939 n. 2229 “Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”, Articolo 12.
- [3] Circolare 21 gennaio 2019, n.7, C.S.LL.PP.
- [4] Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale, 6.2 Controlli di qualità del calcestruzzo.
- [5] UNI EN 12390-1:2012, Prova sul calcestruzzo indurito - Parte 1: Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme.
- [6] UNI EN 12390-2:2009, Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 2: Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza.



Materials and Structures Testing and Research

- [7] UNI EN 12390-3:2009, Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini.
- [8] UNI EN 12390-4:2002, Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione – Specifiche per macchine di prova.
- [9] UNI EN 12390-7:2009, Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 7: Massa volumica del calcestruzzo indurito.
- [10] D.P.R. 380/01, Articolo 59.
- [11] UNI/PdR 172:2025, Cantiere sostenibile per le opere infrastrutturali - Strategie, indicatori e buone pratiche.

## **Intervento di risanamento conservativo in edificio vincolato, atto al mantenimento del rivestimento in spaccatello di travertino a mezzo di tassellamento**

M. Parrini <sup>a\*</sup>, A. I. Piazza <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Studio di Ingegneria Parrini, viale Gian Galeazzo 7, 20136 Milano

\* Corresponding author: studio@marco-parrini.com

**Abstract:** L'articolo tratta di un intervento di risanamento conservativo a mezzo di tassellamento di tessere in spaccatello di travertino per edificio vincolato. Vengono illustrate, nel dettaglio, le principali problematiche incontrate e le soluzioni adottate.

*Keywords:* Tassellamento; Spaccatello; Conservazione; Facciate

### **1. Premessa ed inquadramento**

Il fabbricato oggetto dell'intervento descritto nel presente articolo è sito all'interno del Comune di Milano in zona centrale, con vincolo della Sovrintendenza ai sensi del Decreto Legislativo n. 42/2004, art. 136, lettere c) e d).

Trattasi di edificio condominiale di tipologia a torre (forma rettangolare con i 4 lati interamente liberi) la cui epoca di edificazione risale al 1952, composto da undici piani fuori terra (adibiti a residenza e uffici), da un piano seminterrato (ad uso uffici) e da un piano interrato ove sono ubicate le cantine.

La struttura dell'edificio è in cemento armato, mentre per quanto riguarda i materiali di rivestimento, le quattro facciate sono caratterizzate da una zoccolatura in mosaico nero (sino a comprendere il piano rialzato) mentre le porzioni superiori al piano rialzato presentano un rivestimento in spaccatello di travertino. Alcune altre porzioni di minore entità delle facciate sono poi rifinite in intonaco grigio scuro e in mosaico beige e nero.

Lo spaccatello di travertino è un rivestimento pregiato, con caratteristiche peculiari rispetto ad altre tipologie di rivestimento tipicamente usate per la città di Milano, come ad esempio le molto diffuse piastrelle in clinker.

Il vincolo in oggetto non implica una supervisione della stessa Sovrintendenza alle opere, con condivisione dei materiali e della tipologia di intervento. Ciononostante, come precisato da Gaetano Miarelli Mariani [1] "ogni intervento deve essere, naturalmente ed indissolubilmente, correlato alle peculiarità dei caratteri e della vicenda di

ogni edificio, ed è giusto ed inevitabile che queste condizioni trovino un preciso riscontro anche all'esterno mediante interventi la cui autonomia deve trovare i suoi riferimenti ed i suoi limiti soltanto nelle peculiarità dell'insieme; vale a dire che il grado di "innovazione" di ogni intervento deve essere contenuto sempre ragionevolmente al di sotto del punto, superato il quale, si spezzano i suoi legami con il contesto e l'edificio diviene estraneo al suo ambiente".

## 2. Spaccatello di travertino e piastrelle in clinker

Risultano essere, fondamentalmente, due elementi diversi sia per il materiale di cui sono composti che per la configurazione fisica ed estetica.

La prima sostanziale differenza è infatti relativa alla tipologia di materiale: il travertino è una pietra naturale (roccia sedimentaria calcarea), mentre le piastrelle di rivestimento in clinker sono un tipo di materiale laterizio ottenuto con la cottura delle materie prime a temperature molto elevate, tali da indurre quasi una vetrificazione del materiale.

Lo spaccatello di travertino consiste quindi a tutti gli effetti in una modalità di taglio della pietra ottenendo blocchetti rettangolari, con il conferimento di una superficie irregolare; l'elemento è inoltre caratterizzato da un'alta porosità tipica della roccia sedimentaria calcarea e, allo stesso tempo, resistente all'usura, alle escursioni termiche ed agli agenti atmosferici e chimici [2].

Le materie prime per la produzione dei rivestimenti in clinker subiscono invece un processo che conferisce alla superficie un aspetto vetrificato e che rende il materiale particolarmente resistente, anche dal punto di vista meccanico. Le piastrelle in clinker possono avere dimensioni, forme e colori più disparati e negli anni a partire dal secondo dopoguerra hanno costituito il rivestimento di molti degli edifici di nuova concezione della città di Milano, come ben illustrato in [3].

La tipologia di rivestimento in spaccatello di travertino affianca in maniera casuale tessere ad alta densità con tessere con presenza di cavità, sempre con finitura irregolare, andando a creare una superficie caratteristicamente non omogenea, a differenza delle facciate rivestite in piastrelle di clinker che sono caratterizzate da una complanarità delle piastrelle e da elementi regolari e spesso uguali tra loro (se non nel caso di sfumature cromatiche o di particolari disegni geometrici).



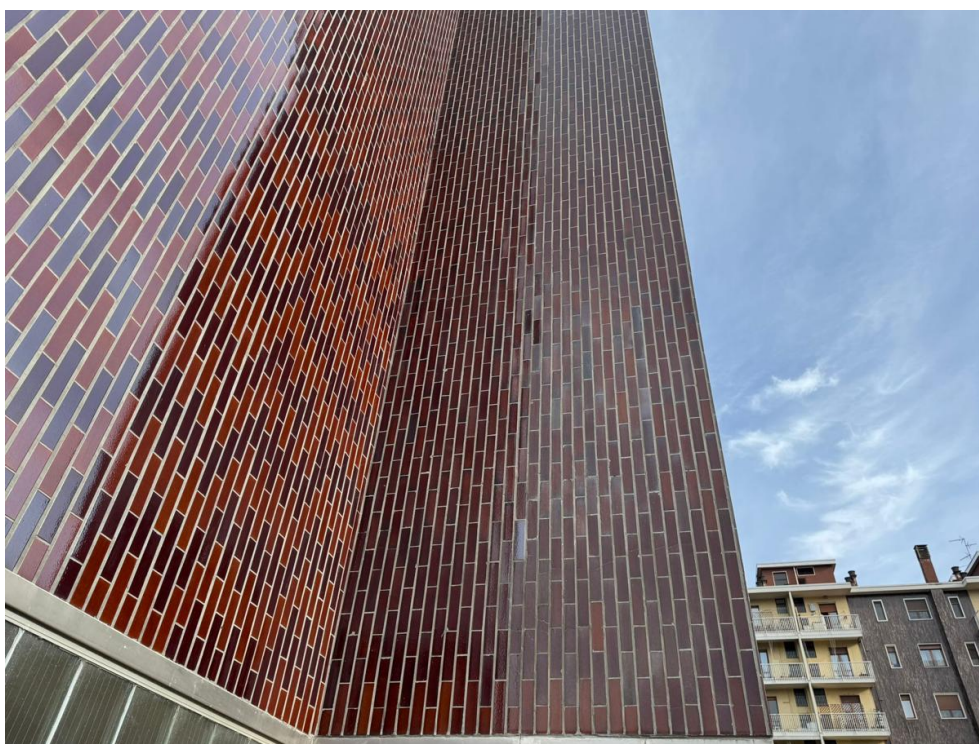
**Figura 1.** Spaccatello di travertino.



**Figura 2.** Facciata rivestita in spaccatello di travertino.



**Figura 3.** Piastrelle clinker smaltate (tipologia molto diffusa come rivestimento delle facciate degli edifici di Milano costruiti nel secondo dopoguerra).



**Figura 4.** Facciata rivestita con piastrelle in clinker smaltate.

Per il risanamento delle facciate con rivestimento in spaccatello o in piastrelle la buona pratica consiste, in via generale, in una prima indagine visiva accompagnata da indagine termografica ad opera di un professionista qualificato, per poi procedere alla battitura manuale, alla pulitura e al tassellamento degli elementi; la procedura verrà meglio specificata nella descrizione dell'intervento per l'edificio in oggetto.

Si sottolinea che, una importante differenza a livello delle possibilità di intervento tra rivestimenti in spaccatello di travertino e piastrelle in clinker è la non opportunità, nel primo caso a differenza del secondo, di applicazione di impregnanti/impermeabilizzanti sulla facciata, considerando l'alta porosità del travertino e la conformazione irregolare della superficie dello spaccatello.

### **3. Intervento di risanamento conservativo per l'edificio in oggetto**

L'edificio su cui si è intervenuti presentava numerosi fenomeni di degrado sul rivestimento delle facciate, particolarmente concentrati sulla facciata su strada (esposta a nord, dove l'umidità permane più a lungo, data la scarsità di esposizione al sole) e riscontrabili sia tramite analisi visiva che con l'aiuto di una fotocamera di buona qualità, quali: distacchi degli elementi in spaccatello di travertino, fessurazioni, presenza di macchie, croste e patina, come da foto esemplificative di seguito riportate.

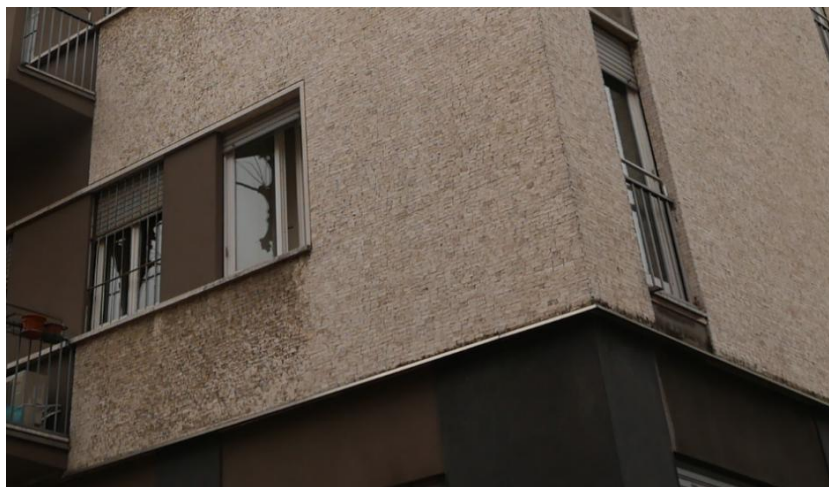
In particolare, trattandosi di edificio con struttura portante in calcestruzzo armato e tamponamenti in laterizio, risulta evidente anche ad occhio nudo, la presenza di ponti termici: le zone con elementi in cemento armato si mantengono maggiormente pulite rispetto alle limitrofe (muri di tamponamento a cassa vuota) perché, disperdendo maggiormente il calore, hanno una temperatura superficiale più elevata.



**Figura 5.** Pre-intervento (facciata nord): si noti l'identificazione chiara dell'orditura in cemento armato.



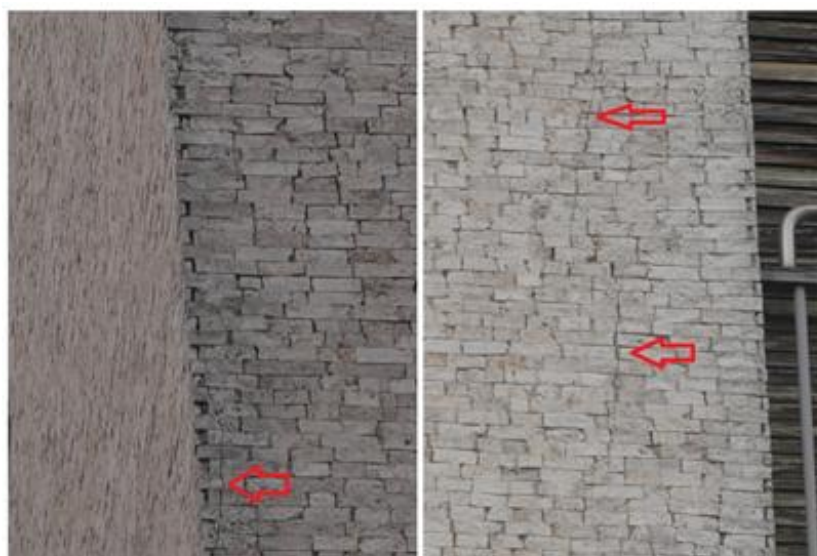
**Figura 6.** Pre-intervento (facciata nord): macchie e croste lungo i bordi inferiori del rivestimento in spaccatello.



**Figura 7.** Pre-intervento (facciata nord): macchie da percolamento sotto i davanzali.



**Figura 8.** Pre-intervento (facciata nord): mancanze di alcuni elementi di travertino.



**Figura 9.** Pre-intervento: fessurazioni.

L'intervento ha quindi avuto l'obiettivo di effettuare un risanamento conservativo del rivestimento, con tassellamento e pulitura.

#### 4. Indagini non distruttive eseguite prima dell'intervento

Al fine di identificare le problematiche e procedere con la predisposizione di computo metrico il più possibile veritiero, si è proceduto con un intervento di analisi a mezzo di indagine tramite termografia ad infrarossi oltre che di battitura manuale della facciata che risultava avere lo stato di conservazione peggiore (facciata nord).

L'indagine termografica (tramite uso di strumento marca FLIR, modello E 9 con lente 24° e 42°, n° serie 90201272), effettuata su tutte le facciate, ha permesso di confermare la tipologia di struttura e la presenza delle porzioni in calcestruzzo armato.



**Figura 10.** Immagine Termografica dove è possibile interpretare la struttura dell'edificio.

Inoltre, in prossimità degli spigoli del lato nord del fabbricato, tramite termocamera è stato possibile rilevare alcune zone caratterizzate dal distacco degli elementi di rivestimento, visibili nelle immagini termografiche come “macchie” di colore lungo gli angoli dell'edificio, rilevando così ciò che non si sarebbe potuto vedere ad occhio nudo. Quanto sopra è possibile soprattutto nelle stagioni con presenza di alta escursione termica tra interno ed esterno dell'edificio, al fine di massimizzare il risultato della termografia.



**Figura 11.** Termografia che rileva la presenza di un distacco del rivestimento in corrispondenza dello spigolo del fabbricato.

Al fine dell'esecuzione di una corretta analisi termografica si ricordano in bibliografia ([4] e [5]) le principali norme di riferimento.

Si è quindi proceduto con una messa in sicurezza della facciata nord (in stato di conservazione peggiore rispetto alle altre) eseguita in corda, potendo così approfondire, da vicino, lo stato delle fessurazioni e rimuovendo gli elementi non più ancorati al supporto con pericolo di caduta nell'immediato.



**Figura 12.** Battitura in corda: fessurazioni.



**Figura 13.** Battitura in corda: fessurazioni.



**Figura 14.** Battitura in corda: rimozione di alcuni elementi.

## 5. Intervento tradizionale con ponteggio

L'operazione in corda ha consentito di eseguire un intervento di messa in sicurezza e di valutazione delle condizioni di stabilità e coesione del rivestimento ma, volendo conservare il rivestimento in spaccatello, si è ritenuto più opportuno eseguire un intervento tradizionale con ponteggio, al fine di poter verificare puntualmente la facciata e predisporre un intervento di recupero.

Dopo la posa del ponteggio si è proceduto, infatti, ad una ulteriore battitura manuale con l'obiettivo di identificare in modo preciso le aree che necessitavano di essere tassellate, che sono state segnalate direttamente sulla facciata. Tale attività è stata svolta con martello da max. 200 gr e verificando non solo l'aspetto uditivo della tipologia di rumore ma anche l'aspetto della vibrazione della zona battuta appoggiando la mano non occupata con il martello in prossimità della zona percossa. Le due mani utilizzate hanno permesso di riconoscere le aree che risultavano "vibrare" durante la percussione e non solo quelle con suono "sordo". Nella sostanza, oltre all'orecchio si è utilizzata anche una mano che ha agito con funzione di "rilevatore di vibrazioni".

La battitura ha consentito di verificare le condizioni generali della coesione dello spaccatello di travertino e di valutare l'opportunità di procedere ad una pulizia della facciata prima o dopo l'operazione di tassellamento.

Nel nostro caso si è deciso di procedere con l'attività di pulizia e lavaggio della facciata prima del tassellamento. Il lavaggio necessita di particolare attenzione in quanto una pulizia con materiali o metodologie inadeguate porta, inevitabilmente, a generare degradi, anziché risolverli.

Come bene indicato nel testo a cura di Sergio Tinè, edito da Flaccovio Editore [6] "...Cosciente di questi rischi l'operatore deve eseguire ogni singolo intervento puntualmente, senza mai generalizzare, avviando, sempre e comunque, le operazioni più blande e proseguendo, solo in seguito, con quelle leggermente più forti ed aggressive, avendo anche l'accortezza di fermarsi poco prima del giusto".

La principale causa di degrado è costituita dalle croste nere che ricoprono gli elementi lapidei e che devono essere rimosse perché costituiscono, da un lato, una fonte pericolosa di sali solubili che vengono trasportati all'interno della pietra attraverso i pori o le fessurazioni presenti e dall'altro, le croste nere acquisiscono le variazioni termiche e risultano in grado di deformare la superficie della pietra provocando distacchi di frammenti e esfoliazioni degli strati superficiali.

Dopo alcuni tentativi si è optato per una pulizia con un prodotto specifico ad azione complessante per la rimozione di "croste nere" a composizione calcarea.

Il prodotto utilizzato è Monopol PL 12 di Melzi S.a.s, in grado di agire su sporco che si forma in seguito alla reazione dei composti di zolfo presenti nell'atmosfera inquinata con la componente carbonatica dei materiali lapidei. Monopol PL 12 è a base di composti complessanti ad azione chelante, ed agisce sulla crosta nera legando parte dei suoi componenti, provocandone conseguentemente la disgregazione.

Dopo l'asciugatura della facciata, si è proceduto, quindi, ad una ulteriore battitura ed al tassellamento.

Quest'ultima attività è stata eseguita come segue:

1. si praticano dei fori (di profondità tale da trapassare il rivestimento e un sufficiente spessore della muratura), con piccoli trapani esclusivamente a rotazione;
2. si procede con una accurata pulizia del foro dalla polvere dovuta alla punta del trapano, mediante aspirazione e/o soffiatura;
3. si inserisce un tassello a calza;
4. per la facciata in oggetto, è stato iniettato un ancorante chimico marca Fischer tipo FIS C 700 HP PRO.1;
5. si sono infilate delle barre pultruse fibrorinforzate ad aderenza migliorata in CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers), per ciascun foro realizzato, avendo cura di evitare il reflusso dell'ancorante chimico verso l'esterno.



**Figura 15.** Intervento: identificazione delle aree da tassellare post battitura manuale.

Non si è fatto uso di una regola fissa relativamente al numero di tasselli da utilizzare per ogni metro quadro di facciata: troppo pochi o troppi tasselli inficiano il lavoro di rinforzo che si vuole eseguire. Una buona regola è, comunque, stabilire un numero di tasselli in funzione della dimensione del distacco e della “vibrazione” percepita iniziando con un primo livello di tassellamento. Dopo la presa dei primi perni, si procede con un nuovo controllo a mezzo di martello, come precedentemente indicato, e si valuta la necessità di infittire il numero di tasselli. Quello che va evidenziato è che il ciclo sopra illustrato viene eseguito a partire dalla quota più elevata, dove la vibrazione alla battitura risulta quasi nulla, scendendo fino a ritrovare le medesime condizioni di assenza di vibrazione.

Nel caso in oggetto, soprattutto nelle zone in corrispondenza degli spigoli di facciata, laddove il rivestimento non era ancora sufficientemente stabile si è deciso di procedere tramite iniezioni di malta cementizia all'interno di tali

fessurazioni: ne è risultato un intervento inefficace, vista la difficoltà di contenimento della resina all'interno della zona di iniezione e la grande quantità di materiale necessario.



**Figura 16.** Intervento: esempio di alcuni tasselli inseriti (freccie rosse) e di foro in cui verrà inserito il tassello (freccia azzurra).

Si è quindi proseguito l'intervento tramite un risanamento in profondità delle zone con il rivestimento ancora instabile (per lo più quelle angolari), tramite la rimozione dello spaccatello in travertino e la demolizione del calcestruzzo armato delle porzioni murarie, effettuando quindi una scarificazione sino a raggiungere i ferri d'armatura.

Come si era ipotizzato con l'analisi visiva e termografica, è infatti emerso che diversi ferri di armatura, a seguito della loro ossidazione (con conseguente aumento di volume), avevano provocato fenomeni di distacco del rivestimento. I ferri d'armatura andavano quindi risanati e andava ricostituita l'integrità e la funzionalità del supporto del rivestimento in spaccatello.

I blocchetti di travertino rimossi, in questo caso, sono stati conservati, puliti e riutilizzati. Di seguito si illustra il ciclo di lavoro per tali situazioni.



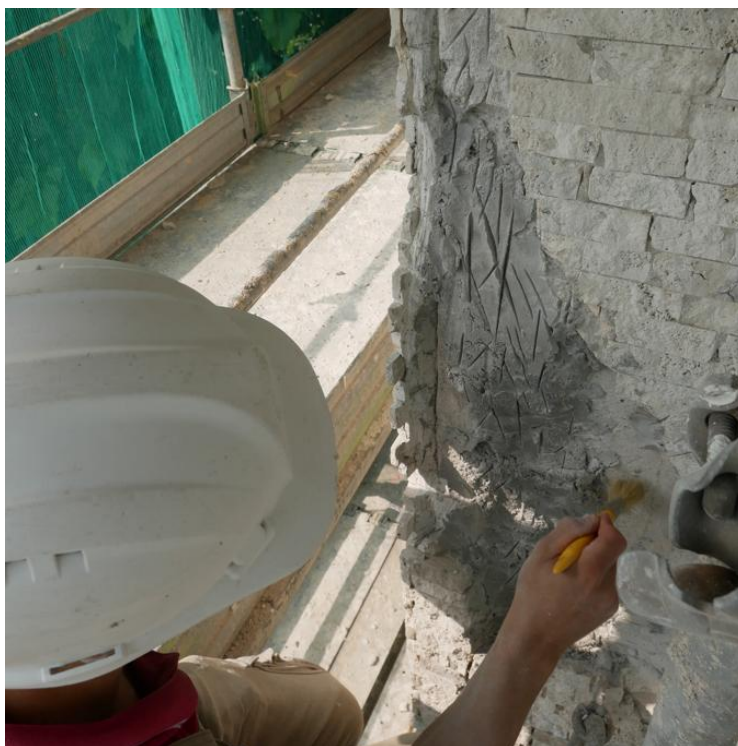
**Figura 17.** Intervento: scarificazione con messa in luce del ferro d'armatura ossidato.

I ferri di armatura (non ancora ad aderenza migliorata per la vetustà dell'edificio), previa spazzolatura, sono stati quindi protetti con malta cementizia anticorrosiva bicomponente (Mapefer prodotto da Mapei) e sono poi stati posati i primi elementi per ricostituire la porzione muraria: delle barre pultruse uguali a quelle utilizzate per il tassellamento ma di lunghezza superiore, disposte "a griglia", fissate con il medesimo ancorante alla muratura rimasta attorno alla zona scarificata (la rimozione del rivestimento e della porzione muraria sono stati infatti effettuati su un solo lato dell'angolo dell'edificio, in modo da avere la superficie perpendicolare in cui inserire e bloccare le barre).



**Figura 18.** Intervento: protezione del ferro d'armatura e posa di barre pultruse disposte a griglia.

È stato poi ricostituito lo strato murario in calcestruzzo tramite la posa di geomalta tixotropica a presa rapida (Geolite 10 o Geolite 40 prodotta da Kerakoll), applicata a rifiuto e in più mani previa incisione tramite fresa e bagnatura della superficie a pennello in modo che potesse aderire al meglio.



**Figura 19.** Intervento: posa di geomalta (fase di incisione e bagnatura).

Da ultimo lo strato di geomalta deve essere steso bene lungo le bordature della zona scarificata, per poi essere lavorato con la fresa e pareggiato in modo da non avere impedimenti durante la fase finale di posa degli elementi di travertino.



**Figura 20.** Intervento: lavorazione dei bordi tramite fresatura.

Dopo la realizzazione di un buono e compatto strato di geomalta, si è proceduto alla posa di un adesivo fluido strutturale flessibile multiuso tixotropico (si è scelto il prodotto H40, di Kerakoll), adatto alla posa di pietra naturale. Anche in questo caso, come per la geomalta, la stesura è avvenuta a rifiuto e a più mani (lisciando i vari strati con un pennello); lo strato finito deve avere superficie piuttosto uniforme ed è necessario pulire la superficie attorno alla zona trattata. Si specifica che in questo caso il materiale è stato reso piuttosto liquido, considerando le alte temperature durante le giornate di realizzazione dell'intervento (eseguito in piena estate).



**Figura 21.** Intervento: stesura dello strato adesivo e lisciatura a pennello.

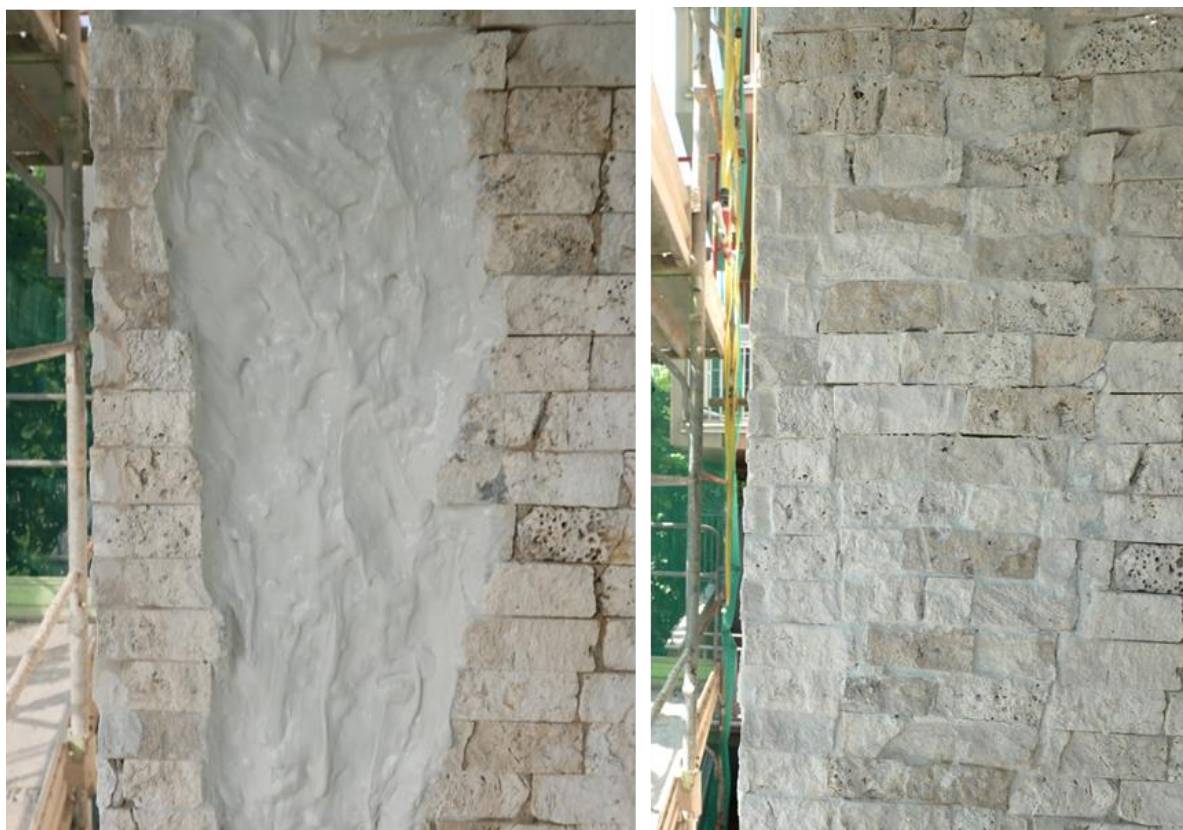


**Figura 22.** Intervento: a sinistra, pulitura della superficie circostante; a destra, lo strato finito prima della posa del travertino.

I blocchetti di travertino rimossi sono stati puliti manualmente, in modo da eliminare i residui del supporto preesistente e le polveri delle operazioni di rimozione.



**Figura 23.** Intervento: pulitura manuale dello spaccatello di travertino rimosso.



**Figura 24.** Intervento: foto della stessa area durante una fase di stesura dell'adesivo (a sinistra) e del risultato finale (a destra).

Sui bordi delle zone su cui è stato svolto l'intervento sopra descritto e nelle fessure di una certa dimensione si è proceduto ad applicare, a mezzo di siringa il prodotto PLM I di CTS Conservation, malta ad iniezione a base di calce naturale esente da sali efflorescenti. Trattasi di un prodotto specifico per il consolidamento, la stuccatura e la ricostruzione, dotata di particolari proprietà di bassa viscosità, basso contenuto d'acqua, assenza di ritiro in fase di presa e, soprattutto, assenza di sali solubili. Data la presenza, all'interno di tale malta, di ossido di calcio, si specifica che si tratta di un prodotto che va utilizzato con particolare attenzione dal punto di vista della sicurezza di coloro che svolgono l'applicazione.

Alcune cavità tra le tessere di spaccatello di travertino sono state riempite con malta cementizia Ultracolor Plus prodotta da Mapei per evitare, nel tempo, la possibilità di infiltrazioni: sono state mischiate due diverse colorazioni in modo da ottenere una tinta che si amalgamasse il più possibile nell'insieme delle sfumature della facciata.



**Figura 25.** Post-intervento: foto di dettaglio.

È importante sottolineare che tutti i materiali utilizzati per iniezioni o per il nuovo supporto delle tessere di spaccatello di travertino devono essere compatibili con i materiali preesistenti. In particolare, si devono considerare prodotti con le seguenti caratteristiche:

- ottima presa idraulica;
- assenza di sali solubili;
- buona lavorabilità;
- ritiro limitato.

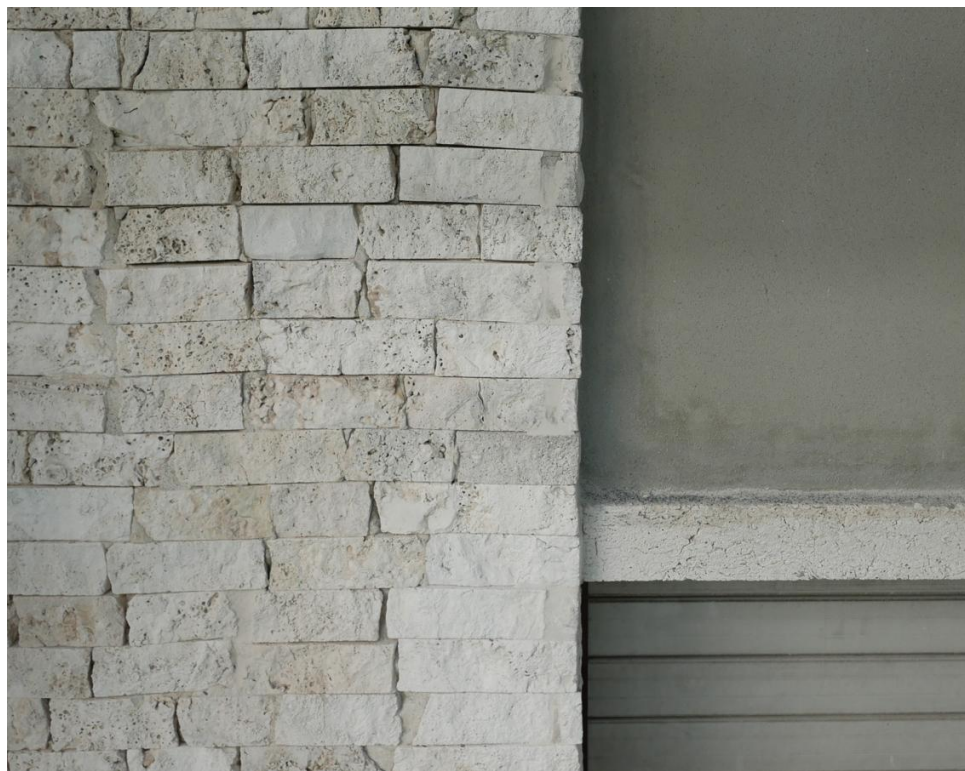


**Figura 26.** Post-intervento: foto di dettaglio.

Si specifica infine che anche in corrispondenza delle spallette delle aperture della facciata, diverse porzioni dell'allettamento dello spaccatello risultavano ammalorate e avevano perso molto del potere di ancoraggio sul travertino. Questo in particolare si è verificato in corrispondenza dei fissaggi degli originari parapetti in metallo: trattasi di punti particolarmente delicati, dove le parti metalliche inserite nella muratura e trapassanti il rivestimento, a causa del rigonfiamento dato dal processo di ossidazione provocato dal contatto con l'umidità, creano spesso fenomeni di degrado nei materiali circostanti. In questo caso si è intervenuti con risanamenti puntuali. Purtroppo, non è stato possibile rimuovere le porzioni metalliche ancora presenti perché realizzate a grande profondità: l'intervento sarebbe stato eccessivamente invasivo.



**Figura 27.** Pre-intervento: distacco dello spaccatello in corrispondenza delle spallette delle aperture, con ammaloramento dello strato di allettamento.



**Figura 28.** Post-intervento: risanamento delle spallette delle aperture.

In alcuni casi invece, dove erano già presenti alcune cornici sempre in materiale lapideo, è stato posato in opera un sigillante siliconico a bassa emissione di composti organici volatili, specificatamente ideato per pietre e marmi (Mapesil LM prodotto da Mapei).



**Figura 29.** Intervento: posa di silicone lungo le cornici lapidee.



**Figura 30.** Facciata nord al termine dell'intervento.

## 6. Conclusioni

La facciata in oggetto risale al 1952 ed ha già subito, nel corso del tempo, un intervento manutentivo.

Nell'intervento in oggetto si è voluto intervenire sulla conservazione e protezione del rivestimento nel tempo, consolidando il rivestimento e riducendo le fughe presenti al fine di limitare la possibilità di infiltrazioni all'interno dello strato di allettamento, fino al raggiungimento dei ferri di armatura.

Trattandosi di intervento di risanamento il risultato finale, a livello puramente estetico, non differisce particolarmente dallo stato di fatto, ma la riduzione delle fessurazioni e le tecniche messe in atto per consolidare il rivestimento esterno consentono di prolungare la vita dell'edificio per lungo tempo.

Ovviamente, questo tipo di interventi deve essere eseguito da personale attento, preparato e, soprattutto, dotato della giusta sensibilità nei riguardi delle tematiche relative agli edifici esistenti.

Importante è anche considerare lo stato effettivo di conservazione dell'edificio da cui si è partiti. In questo caso il rivestimento era nei limiti delle condizioni di degrado oltre le quali non sarebbe stato possibile effettuare risanamenti puntuali, ma sarebbe stata necessaria una totale rimozione del rivestimento: sarebbe, pertanto, stato impossibile pensare di rivestire l'immobile con analogo materiale, oggi non più disponibile, oltre non essere più al passo coi tempi. Tuttavia, anche la memoria storica deve poter essere conservata, soprattutto in caso di esistenza di vincoli architettonici.

In particolare, in riferimento al materiale lapideo trattato, si ritiene importante notare che l'irregolarità caratteristica della superficie dello spaccatello di travertino può comportare sia svantaggi che vantaggi. Se da una parte, ad

esempio, il vantaggio di non avere una superficie uniforme (né nella forma né nella colorazione) comporta la possibilità di non dover verificare l'allineamento dei singoli elementi tra loro, dall'altra è importante trovare il giusto limite nella sigillatura delle fessurazioni e dei giunti, poiché lavorando troppo alcune zone vi è il rischio di creare superfici troppo lisce e uniformi rispetto a quelle circostanti, creando degli effetti di "macchie" su un rivestimento il cui bello risiede proprio nella disomogeneità dei suoi singoli elementi.

Infine, si ritiene importante sottolineare che l'osservazione, affiancata all'utilizzo di tecniche non distruttive, quali la termografia e l'operazione di battitura delle superfici come sopra illustrata (operazione anche quest'ultima non distruttiva), possono portare ad un risultato di progettazione ed esecuzione dell'intervento in maniera mirata, ottimizzando tempi e costi.

Chi volesse approfondire le procedure da seguire per interventi di indagini ed accertamenti trova un ottimo riferimento ne testo di David S. Watt [7], con particolare riferimento al capitolo 5.

## Ringraziamenti

Si desidera ringraziare l'impresa BT Restauri Srl, affidataria ed esecutrice dell'intervento per la perizia e la disponibilità dimostrata nell'esecuzione sia dal titolare Sig. Nader Tamin, sia dal personale di cantiere.

## Bibliografia

- [1] Miarelli Mariani G. La città storica: alcuni nodi sul recupero. In Perego F. (a cura di). Anastilosi. L'antico, il restauro, la città. Roma-Bari: Laterza, 1986.
- [2] <https://www.architettilroma.it/notizie/formazione/il-fascino-eterno-del-travertino/>.
- [3] Capitanucci M. V. Una città d'argilla. Il clinker nell'architettura moderna milanese, Itinerari di architettura milanese: l'architettura moderna come descrizione della città. Ordine degli Architetti, Pianificatori, Paesaggisti e Conservatori della provincia di Milano a cura della sua Fondazione. <https://oami.s3.eu-south-1.amazonaws.com/media/cultura/itinerari/5-una-citta-dargilla-il-clinker-nellarchitettura-moderna-milanese.pdf>.
- [4] UNI 11867:2022: prove non distruttive – Indicazioni generale per il corretto utilizzo della termografia all'infrarosso.
- [5] UNI EN ISO 6781-1:2023 – Prestazioni degli edifici –Rilevazioni di irregolarità di calore, aria, umidità negli edifici mediante metodi a infrarossi - Parte 1: procedure generali.
- [6] Tinè S. Codice di pratica professionale per il restauro delle fronti esterne degli edifici. Palermo: Dario Flaccovio Editore, 2001.
- [7] Watt D. S. Building pathology. Oxford: Blackwell Publishing, 2007.

## **Indagini non distruttive sugli affreschi di Villa Allegri-Arvedi (Grezzana, Verona) ai fini del DM 17-01-2018 al cap 8.4, 8.4.2, cap12 ed alle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale...”**

F. Rossitto<sup>a\*</sup>, F. Fenzi<sup>b,c</sup>, L. Turella<sup>c</sup>

<sup>a</sup> Veneta Engineering S.r.l.

<sup>b</sup> Istituti Santa Paola di Mantova

<sup>c</sup> Solid S.r.l.

\* Corresponding author: [segreteria@venetaengineering.it](mailto:segreteria@venetaengineering.it)

**Abstract:** Tale contributo presenta le informazioni di maggiore interesse ottenute grazie alla campagna d’indagini non distruttive, condotte su un importante ciclo di affreschi di Villa Allegri-Arvedi in località Cuzzano (Grezzana – Verona). La campagna d’indagini era finalizzata all’esame dello stato di conservazione di un importante ciclo di affreschi situato nel salone principale (la “Sala dei Titani”) e all’individuazione di eventuali sollevamenti dell’apparato pittorico. Dati rilevanti sono stati ottenuti grazie alla mappatura ultrasonica.

### **1. Introduzione**

Villa Allegri-Arvedi è di proprietà del sig. Paolo Arvedi ed è tutelata da vincoli storico-artistici e paesaggistici. Su autorizzazione della proprietà e della Soprintendenza Archeologica, Belle Arti e Paesaggio di Verona, Rovigo e Vicenza, durante l'estate 2022 è stata condotta una campagna d’indagini non distruttive sugli affreschi della Sala dei Titani, nell’ambito di due tesi di laurea magistrale presso la Scuola di Restauro dell’Accademia di Belle Arti di Verona e gli Istituti Santa Paola di Mantova (Dariia Pashchuk, 2022/2023; Nimasa Bamunuge Perera, 2023/2024).

### **BREVE STORIA DELLA VILLA**

L’attuale costruzione fu eretta dalla famiglia Allegri intorno al 1656 su progetto dell’architetto e scultore veronese Giovanni Battista Bianchii, sui resti di un edificio preesistente, ovvero un palazzo-fortezza (Pavanello G., Mancini V., 2009). Gli Allegri acquisirono il possedimento nel 1442 dalla Repubblica di Venezia che lo aveva confiscato al ribelle Alvise Dal Verme (figlio di Jacopo Dal Verme), un condottiero originario di Melzo. Dell’antica famiglia Allegri, le prime tracce storiche risalgono alla prima metà del Duecento (Ferrari S., 2003, pp. 176). A partire dal

XVIII secolo la grande forza economica della famiglia Allegri diminuì progressivamente fino a quando, nel 1824, l'ultima discendente (Lucrezia), vendette l'immobile a Giovanni Antonio Arvedi. Gli Arvedi, esperti "coltivatori" del baco da seta (nonché iniziatori di tale attività nel veronese), nel 1828 progettaron la costruzione di una filanda d'avanguardia che avrebbe sacrificato parte della villa, costruzione fortunatamente non realizzata. Alla fine del XIX secolo, oltre ad un'industria serica avanzata, la villa ospitava diverse attività, tra cui la coltivazione di fiori, la produzione orto-frutticola e vinicola, con un frantoio che lavorava anche olive di privati.



**Figura 1.** Veduta aerea di villa Allegri-Arvedi e del bellissimo giardino all'italiana.

## LA STRUTTURA DELLA VILLA

Il palazzo principale ha pianta ad "U", con il corpo centrale di altezza maggiore ed articolato su tre livelli. Al primo piano, un'ampia balconata con balaustra in pietra sporge dal volume principale, sostenuta da archi ribassati e colonne lavorate a bugnato che formano un porticato (Ferrari S., 2003, pp. 177.) La facciata è decorata con semicolonne, una trabeazione con metope e triglifi, atlanti barocchi che sorreggono una cimasa a balaustra coronata da statue, e una ricercata porta centrale. Le ali laterali presentano facciate lisce con finestre architravate su tre livelli, raccordate al corpo principale tramite contrafforti elaborati e acroteriali. L'ala sinistra ospita gli appartamenti invernali mentre, l'ala destra quelli estivi. Dell'originario palazzo-fortezza dei Dal Verme (Dal Forno, 1986) sono ancora visibili le quattro torri disposte a quadrilatero, il muro di contenimento del giardino, uno zoccolo di muratura originaria su cui poggia la parte ovest della villa (verso la collina), i resti di grandi arconi in pietra nel lato sud dell'ala sinistra (verso la città) e le strutture murarie dei sotterranei (Ferrari S., 2003).

## BREVE STORIA DELLE OPERE DI LOUIS DORIGNY.

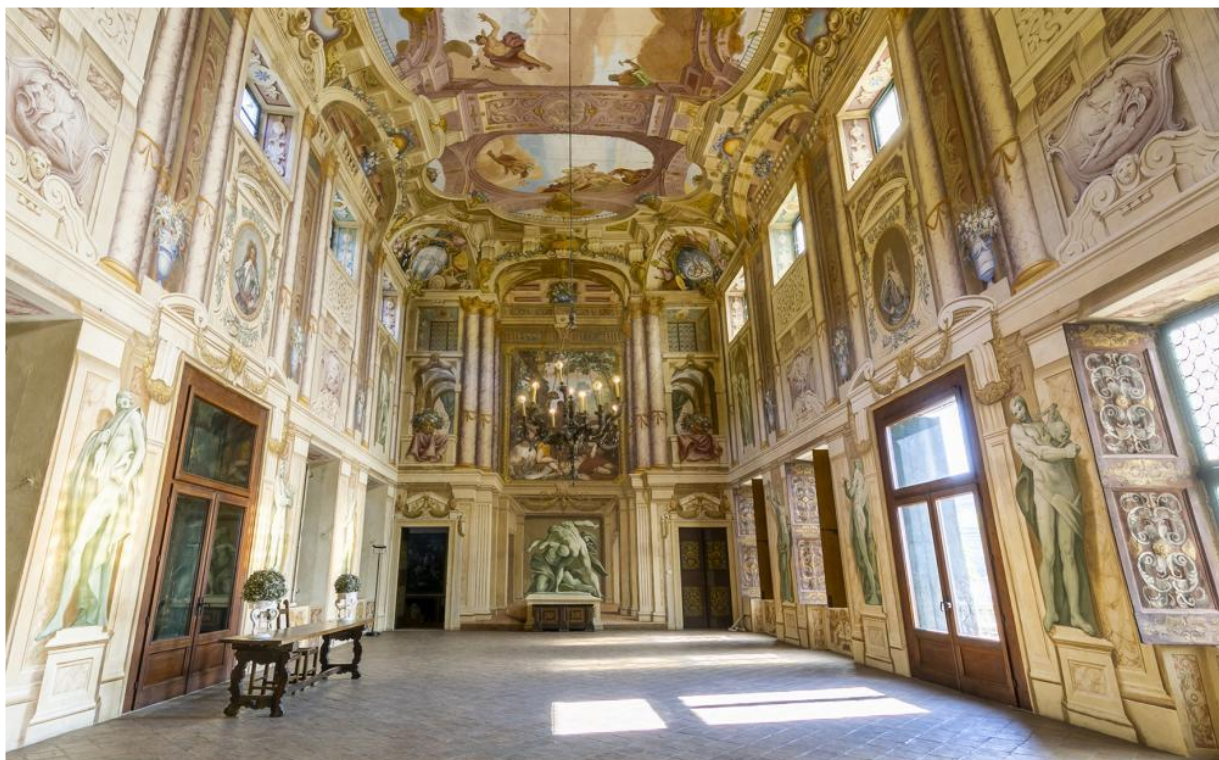
Louis Dorigny (1654-1742) è stato un pittore e incisore francese, attivo principalmente in Italia, specialmente a Verona e Venezia (Marini G., Marini P., 2003). Figlio di Michel Dorigny, noto pittore e incisore francese e nipote di Simon Vouet (uno dei principali pittori del Barocco francese), intorno al 1680 si trasferì in Italia, dove svolse la maggior parte della sua brillante carriera. Il suo stile fu influenzato dal Barocco italiano e dalla tradizione veneziana. A Verona, Dorigny lavorò a diverse commissioni importanti, tra cui la chiesa di Santa Maria in Organo e la decorazione della Sala dei Titani di villa Allegri-Arvedi. In area veneziana fu un artista molto richiesto per la decorazione di ville e palazzi<sup>68</sup>. Nel vicentino, lavorò alle pitture murali della “Rotonda” del Palladio e alla decorazione di palazzo Leoni Montanari. Degno di nota è, inoltre, il ciclo di affreschi nel chiostro degli Agostiniani a Foligno e nella chiesa della Madonna del Prato a Gubbio. Di Louis Dorigny ci è giunta anche un'ampia produzione di dipinti ad olio e incisioni.

## GLI AFFRESCHI DELLA SALA DEI TITANI

Il maestoso salone a pianta rettangolare affrescato da Louis Dorigny la “Sala dei Titani” si estende in altezza su due piani nel corpo principale della villa (piano I e piano II), ed è adornato da una complessa quadratura architettonica che abbraccia l'intera stanza, articolata su due registri (Marini G., Marini P., 2003).

Su entrambi i lati brevi del salone, nel registro inferiore tra le due porte d'accesso al salone, viene raffigurato un ingannevole spazio prospettico con due finte statue su basamento. Le statue, in monocromo verde, rappresentano "Perseo che combatte contro Fineo e i suoi compagni" sulla parete sud, rappresentano invece "La lotta dei Centauri e dei Lapiti" sulla parete nord. (Pavanello G., Mancini V., 2009). Le indagini non distruttive descritte nel presente lavoro vengono effettuate sulle scene sopracitate della parete sud e nord.

Sulla base delle osservazioni e dei rilevamenti effettuati, il ciclo pittorico della Sala è stato realizzato “a fresco”.



**Figura 2.** Sala dei Titani; veduta frontale della parete nord (Dariia Pashchuk, 2022/2023).

### TECNICA ESECUTIVA E STATO DI CONSERVAZIONE DEL DIPINTO MURALE INDAGATO

La Sala dei Titani, come altre sale della villa, è decorata ad affresco, come confermato dai documenti conservati presso l'archivio storico della Soprintendenza Archeologica Belle Arti e Paesaggio di Verona, Rovigo e Vicenza<sup>88</sup> (nei faldoni: POS 4, 38, 2A; POS 4, 38, 2B; POS 4, 38, 2C; POS 4, 38, 2D.). Inoltre, durante i lavori di restauro della volta della Sala dei Titani, della parte superiore delle pareti e del vano scala avvenuta nel 2022, sono state condotte analisi chimico-fisiche sui materiali che hanno confermato l'esecuzione "a fresco" dei dipinti murali. Dopo l'allestimento del trabattello in corrispondenza delle pareti nord e sud della Sala, inoltre, è stato possibile osservare che l'affresco è stato eseguito con la tecnica dell'incisione indiretta (per la quale si ipotizza l'uso di un cartone per tracciare la complessa decorazione architettonica), non senza variazioni e ripensamenti.

Sulla base di tale osservazione preliminare, lo stato conservativo degli affreschi sopracitati appare discreto. I principali problemi osservati sono: 1) un deposito di polvere incoerente su tutta la superficie degli affreschi, 2) fessurazioni con andamento prevalentemente verticale presenti soprattutto nella parte superiore dei dipinti in oggetto, in corrispondenza degli angoli superiori e delle porte d'accesso alla Sala (due su ciascuna delle pareti esaminate; Figura 2). La mappatura delle fratture visibili, alcune più superficiali altre più profonde, ha orientato la scelta della strategia d'indagine che è stata indirizzata sia sullo strato più superficiale dell'affresco e sugli strati preparatori, che sulla struttura muraria.



**Figura 3.** Veduta di parte della parete sud della Sala dei Titani (Dariia Pashchuk, 2022/2023).



**Figura 4.** Veduta di parte della parete nord della Sala dei Titani (Nimasa Bamunuge P., 2023/2024).

## PRECEDENTI INTERVENTI NELLA SALA DEI TITANI

Nel corso degli anni, la Sala dei Titani ha subito numerosi restauri 95(95 Archivio storico (ex. Soprintendenza ai Monumenti) della Soprintendenza Archeologica Belle Arti e Paesaggio delle provincie di Verona, Rovigo e Vicenza, nei faldoni: POS 4, 38, 2A; POS 4, 38, 2B; POS 4, 38).

Sei sono gli interventi documentati, a partire dall'intervento pittorico eseguito nel 1886.

Il secondo restauro venne realizzato nel 1947 dall'impresa Adolfo Veneri, su incarico di Paolo Arvedi e comportò anche la riorganizzazione della Sala dopo gli usi impropri che la videro coinvolta durante la Seconda Guerra Mondiale.

Tra il 1959 e il 1960 furono eseguiti importanti lavori di sistemazione della copertura ed il restauro delle decorazioni della Sala dei Titani. Gli interventi riguardarono principalmente la pulitura, il consolidamento, la stuccatura e il ritocco pittorico delle superfici affrescate. La copertura venne rinforzata con la posa di tavelloni sottotegola e la sostituzione di tegole danneggiate e venne nuovamente ripristinata dopo il nubifragio del 4 luglio 1965, 96 Foto eseguita durante il sopralluogo della Villa. (2C; POS 4, 38, 2D. da Pashchuk D., 2022).

Nel 1982 furono rilevati danni alle barre di ancoraggio delle statue (addossate alla facciata principale, parete est) alla struttura del tetto; quindi, vennero inserite cinque travi metalliche a supporto delle centine.

Fig. 24 - Schema delle travi metalliche inserite a supporto delle centine.98

Il quinto intervento del 1991, sulla decorazione della volta della Sala, fu eseguito dalla società Arecon Srl sotto la supervisione dell'ing. Italo Zenatelli. Nello stesso anno, vi fu un intervento di rifacimento del secondo solaio (tra piano terra e piano primo) e relativa pavimentazione.

Infine, tra il 2021 e il 2022, si svolse l'ultimo intervento di restauro con la partecipazione di Veneta Engineering per lo svolgimento delle indagini non distruttive sulla volta della Sala dei Titani. In una prima fase l'ing. Franco De Grandis, in collaborazione con l'arch. Paolo Richelli ha curato l'intervento strutturale sulla copertura della villa. Successivamente, è stato effettuato un intervento sulle decorazioni della volta, sulla parte superiore delle pareti e nel vano scala che introduce alla Sala dei Titani (Rossignoli G., 2022).

## **2. 2.Le indagini non distruttive condotte sulle pareti nord e sud della Sala dei Titani**

Durante l'estate del 2022 sono state effettuate le osservazioni preliminari degli affreschi oggetto di studio, con il rilievo del quadro fessurativo e l'esecuzione manuale della "noccatatura". Successivamente, sono state condotte alcune ricognizioni con tecniche soniche, ultrasoniche e georadar, riscontrando una migliore risposta delle pareti indagate alle onde ultrasoniche, come descritto nei paragrafi successivi.

### *2.1 Le misure ultrasoniche*

Le analisi ultrasoniche di murature, malte e intonaci si basano sulla propagazione nel mezzo di onde sonore ad alta frequenza (10 e 200 kHz). Durante la propagazione, l'energia delle onde diminuisce per attenuazione naturale e per

interazioni con le discontinuità (crepe, giunti, disomogeneità tra i materiali costituenti) che generano fenomeni di riflessione e rifrazione dell'energia stessa. Le frequenze relativamente elevate consentono di rilevare gli spessori degli elementi costruttivi, oppure difetti su piccola scala, quali variazioni di densità e di resistenza in materiali isotropi (omogenei). Per materiali o strutture disomogenei, invece, i dati possono risultare più dispersi, per l'intensificarsi dei fenomeni di riflessione e rifrazione all'interfaccia tra i differenti materiali.

Le modalità di misurazione adottate è la misurazione indiretta, con sollecitazione e ricezione del segnale complanari tra loro. Questa modalità di misurazione è la più indicata per indagare gli strati superficiali dei dipinti murali, nonostante gli ultrasuoni siano in grado di penetrare attraverso gli strati costitutivi dell'affresco, fornendo informazioni anche sul supporto murario. Inoltre, la trasmissione del segnale viene influenzata anche dalla morfologia della superficie, ovvero dalla rugosità, dalla presenza di depositi incoerenti o di trattamenti consolidanti o protettivi.

## 2.2 *La mappatura ultrasonica; strumentazione e principi della tecnica*

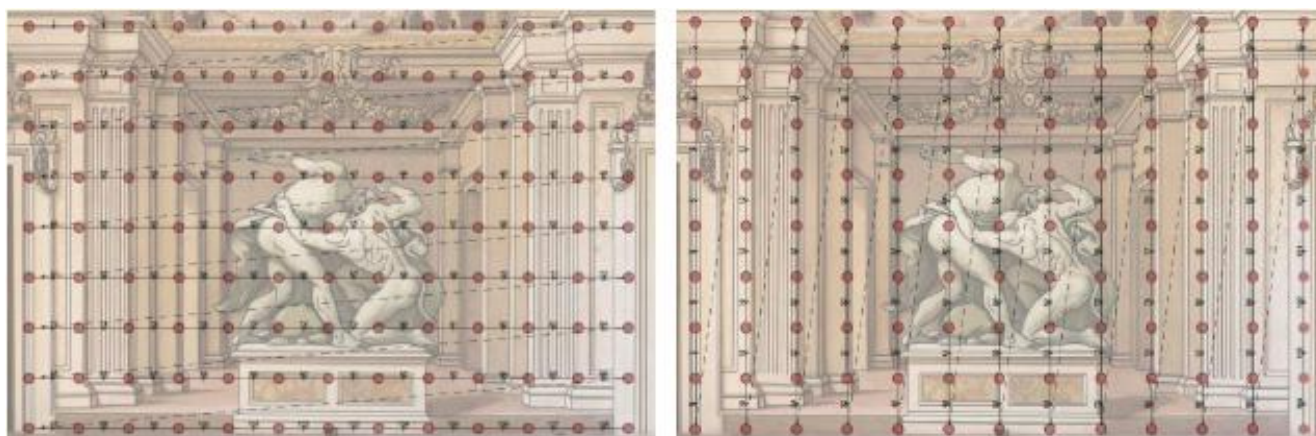
Per la mappatura delle pareti nord e sud della Sala dei Titani è stato utilizzato uno strumento ad ultrasuoni multi-sonda. Il dispositivo utilizza due sonde a sette punte in ceramica, resistenti all'usura e in grado di aderire uniformemente alla superficie da esaminare. Per l'esecuzione della misurazione, a protezione della superficie affrescata, è stato applicato sullo strumento un foglio di carta assorbente.

Le informazioni sui materiali esaminati vengono ottenute tramite il confronto tra le velocità di propagazione dell'onda ultrasonica longitudinale (cammino percorso/tempo) da punto a punto dell'area mappata.

Per l'esecuzione delle misure ultrasoniche è stata realizzata una griglia con maglie da 50x50cm, costituita da 9 righe e 13 colonne. Le misurazioni sono state eseguite lungo le coordinate x e y separatamente.



**Figura 5.** Griglia realizzata per l'esecuzione delle misure ultrasoniche, costituita da 9 righe e 13 colonne (Nimasa Bamunuge Perera, 2023/2024).



**Figura 6.** Modalità di esecuzione delle misure ultrasoniche in orizzontale (a sinistra) e in verticale (a destra) (Dariia Pashchuk, 2022/2023).

Le battute e le relative misurazioni lungo la coordinata X (orizzontale) sono state effettuate seguendo le 9 righe della mappa, ad intervalli di 0,50m, per una lunghezza di 6m.

Le misurazioni lungo la COORD Y (verticale) sono state effettuate a partire dall'alto, attribuendo alla prima linea di battuta la quota 0, alla seconda quota -0,50m (trattandosi di una quota inferiore) e così fino all'ultima quota di -4,00m, in corrispondenza della base della maglia.

In seguito, tramite apposito programma dedicato alla tomografia è stata generata un mesh 3D a colori affinando progressivamente la risoluzione del modello.

Tale processo di elaborazione è stato applicato per la creazione delle mappe tomografiche relative alle coordinate X e Y oltre che per le velocità medie (Z), ottenendo una tomografia della superficie analizzata.

Le misure ultrasoniche sono state effettuate su coppie di nodi della griglia, con il trasmettitore posizionato sul nodo di sinistra e il ricevitore su quello di destra, procedendo orizzontalmente da sinistra verso destra, ottenendo così la mappatura delle velocità di propagazione orizzontali (Mappa delle  $V_x$ ).

Analogamente, sono state eseguite le misurazioni in verticale, procedendo dall'alto verso il basso ( $V_y$ ), fino a completare la mappatura dell'area selezionata (Mappa delle  $V_y$ ). La composizione vettoriale delle velocità misurate lungo le due direzioni ha prodotto una terza mappa di valori delle velocità, denominata Mappa delle  $V_z$ .

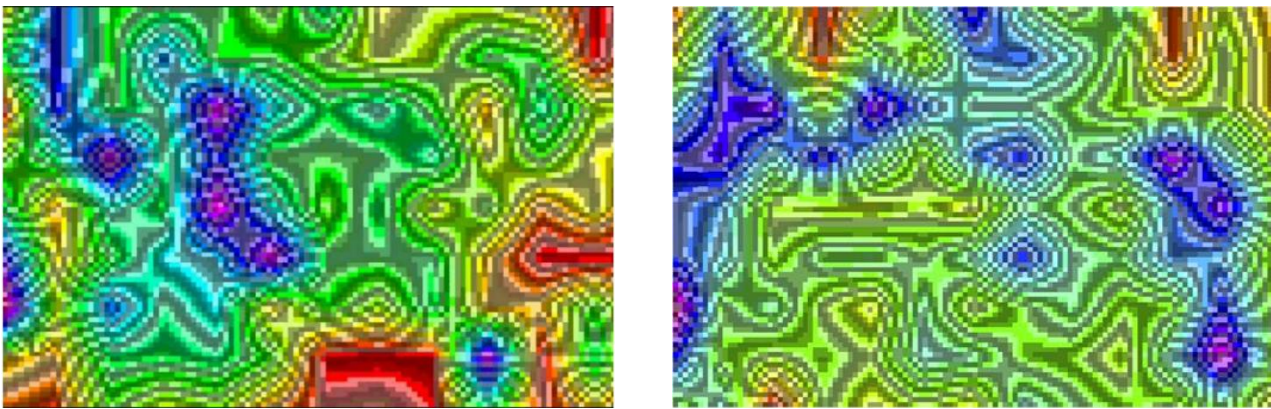


**Figura 7.** Esecuzione delle misure ultrasoniche in orizzontale (sinistra) e in verticale (a destra); (Dariia Pashchuk, 2022/2023; Nimasa Bamunuge Perera, 2023/2024).

### 3. Risultati e discussione

#### 3.1 La mappatura ultrasonica dell'affresco esaminato di parete sud e nord

In seguito all'elaborazione dei valori misurati sono state ottenute le mappe ultrasoniche delle velocità per entrambi gli affreschi esaminati. In quasi tutte le mappature ottenute, le differenze cromatiche sono molto marcate, variando dai toni freddi del blu e del fuxja, ai toni caldi dell'arancione e del rosso come risulta molto evidente nella mappatura delle  $V_x$  di parete sud e meno evidente nella mappatura delle  $V_x$  di parete nord (Figura 8).



**Figura 8.** Esecuzione delle misure ultrasoniche in orizzontale (sopra) e in verticale (a destra); (Dariia Pashchuk, 2022/2023; Nimasa Bamunuge Perera, 2023/2024).

#### AREE IN BLU E VIOLA - MATERIALE COMPATTO E DENSO

Le zone colorate in blu nella mappa delle velocità indicano valori di velocità delle onde sonore relativamente elevati, suggerendo una struttura relativamente densa e omogenea. In questi punti, il materiale sembra privo di difetti rilevanti, come vuoti o fessurazioni significative. La maggiore velocità delle onde in queste aree può essere interpretata come un segnale di integrità strutturale, di compattezza, assenza di discontinuità rilevanti e di buona adesione degli strati pittorici superficiali agli strati preparatori.

#### AREE IN ARANCIONE E ROSSO - ANOMALIE E DIFETTI POTENZIALI

Al contrario, le zone in arancione e rosso corrispondono a valori di velocità di propagazione delle onde ultrasoniche inferiori, a causa di possibili anomalie.

Ad esempio, le fessurazioni interne, anche se non completamente visibili in superficie, possono provocare una dispersione dell'energia delle onde sonore.

Le fessure che attraversano il materiale, anche se di piccole dimensioni, causano una riduzione della velocità e possono essere associate a zone di debolezza strutturale.

In un materiale degradato o poco coeso, anche in assenza di veri e propri vuoti, la velocità delle onde diminuisce; questo fenomeno è tipico di materiali che hanno subito delle trasformazioni chimico-fisiche (gessificazione, ossidazione, idratazione, solubilizzazione e ricristallizzazione) con la perdita di parte della loro resistenza meccanica. Le zone con difetti minori, micro-cavità o porosità diffusa, possono causare una leggera diminuzione della velocità delle onde. Questi difetti sono difficili da rilevare con precisione, ma possono comunque indicare una riduzione della qualità del materiale.

Dunque, le zone caratterizzate da valori delle velocità relativamente bassi segnalano aree potenzialmente critiche all'interno della parete esaminata, mentre le zone ad alta velocità suggeriscono una buona integrità del materiale. Tuttavia, per una valutazione completa delle informazioni ottenute da queste indagini non distruttive, è fondamentale considerare il contesto della struttura, la funzione strutturale del materiale, il suo valore storico, e, possibilmente, combinare i risultati con altre tecniche di indagine.

Quando si effettuano prove soniche o ultrasoniche nella tessitura muraria, è fondamentale considerare come le onde si comportino in modo differente in base alla direzione di misurazione.

## VX (VELOCITÀ ORIZZONTALE)

Lungo la direzione orizzontale  $x$  le velocità vengono misurate proprio lungo l'asse longitudinale della muratura, ossia parallelamente ai rassetti di malta e ai mattoni; in questo caso, la velocità delle onde viene leggermente sovrastimata. Ciò avviene perché l'onda ultrasonica tende a propagarsi più facilmente lungo i giunti di malta, dove la trasmissione è più omogenea e senza grandi discontinuità. Questo fa sì che la velocità sembri maggiore di quanto realmente sia, poiché segue il percorso più diretto e regolare.

## VY (VELOCITÀ VERTICALE)

Lungo la direzione verticale  $y$  le onde incontrano una tessitura muraria alternata tra mattoni e rassetti di malta, passando attraverso strati con densità diverse. Questo comporta una variazione della velocità, dove l'onda accelera attraverso il mattone (più denso) e rallenta attraverso la malta (meno densa).

Di conseguenza, la velocità misurata risulta generalmente sottostimata, poiché il passaggio irregolare alternato tra materiali con differenti proprietà meccaniche riduce la trasmissione ottimale delle onde.

## VZ (VELOCITÀ MEDIA)

La velocità  $V_z$  rappresenta la media delle velocità orizzontali ( $V_x$ ) e verticali ( $V_y$ ). Questa media permette di ottenere un valore più rappresentativo dello stato conservativo complessivo della muratura, poiché  $V_z$  tiene conto sia delle velocità sovrastimate ( $V_x$ ) sia di quelle sottostimate ( $V_y$ ):  $V_z$  fornisce una valutazione più accurata e coerente della qualità strutturale e del tipo di tessitura muratura.

Negli altri materiali, quali gli intonaci di rivestimento o gli strati costituenti gli affreschi, il comportamento delle onde cambia in base alla densità del mezzo attraversato. La descrizione che segue è relativa ai risultati ottenuti per l'affresco esaminato di parete nord; risultati analoghi sono stati ottenuti, seppur con alcune differenze localizzate, sono stati ottenuti per il corrispondente affresco di parete sud. Per il confronto tra i risultati ottenuti per i due affreschi esaminati, si veda il paragrafo 3.2.

## TOMOGRAFIA DELLE VELOCITÀ $V_X$

Le zone con toni rossi e gialli sono localizzate principalmente in due punti in alto dell'immagine (Figura 9, in alto a sx), indicando possibili discontinuità o danni significativi nella struttura muraria. Questi colori segnalano la presenza di vuoti, crepe o fragilità nel materiale, il che suggerisce una condizione più compromessa in quella porzione di muratura.

## TOMOGRAFIA DELLE VELOCITÀ $V_Y$

In confronto, la seconda mappa mostra una distribuzione meno omogenea delle onde ultrasoniche, con predominanza di colori verde e giallo, e la presenza di un'area, che interessa la parte bassa dell'affresco, con colori accesi come rosso o arancione (Figura 9, in centro a sx). Questo indica che la struttura in questa porzione di muratura è meno uniforme, con più segni di danneggiamento o vuoti. Le anomalie sono più pronunciate, suggerendo una condizione generale peggiore rispetto alla prima mappa.

## TOMOGRAFIA DELLE VELOCITÀ $V_Z$

La media delle due mappe ( $V_z$ ) permette di uniformare i risultati, rivelando una maggiore coerenza nelle aree a densità più elevata, indicatrici di una migliore adesione dell'affresco alla muratura (Figura 9, in basso a sx). Nel caso specifico, questa media mette in evidenza le zone di minore adesione.

Le problematiche sono localizzate soprattutto nella parte inferiore dell'affresco, in corrispondenza della giunzione tra la parete e la pavimentazione, una porzione particolarmente vulnerabile a distacchi dovuti a sollecitazioni ambientali e strutturali.

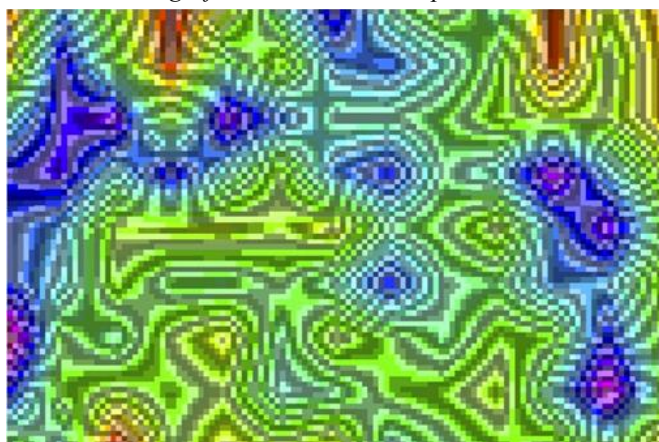
È possibile che le fessure siano localizzate principalmente negli strati più superficiali, mentre le misurazioni delle velocità ultrasoniche riflettono lo stato complessivo degli strati più profondi.

Anomalie strutturali, come vuoti o disomogeneità interne, potrebbero essere presenti anche in assenza di crepe evidenti, contribuendo alla diminuzione delle velocità ultrasoniche rilevate.

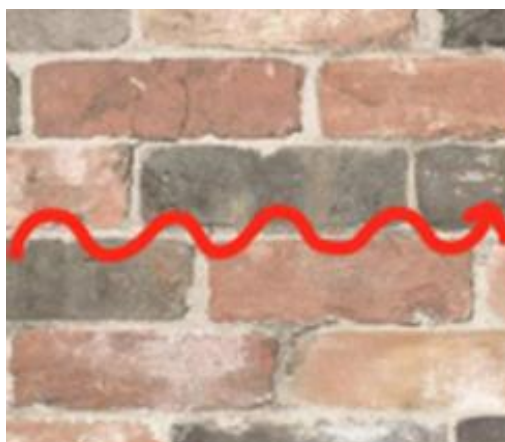
Nella lettura delle mappe ultrasoniche ottenute, dunque, si tiene conto anche del possibile contributo del supporto murario dell'affresco.

In Figura 9 vengono riportate le tomografie delle velocità  $V_x$ ,  $V_y$  e  $V_z$  ottenute per l'affresco esaminato in parete nord (colonna di sinistra), affiancate ad uno schema di propagazione delle onde ultrasoniche nella muratura (colonna di destra).

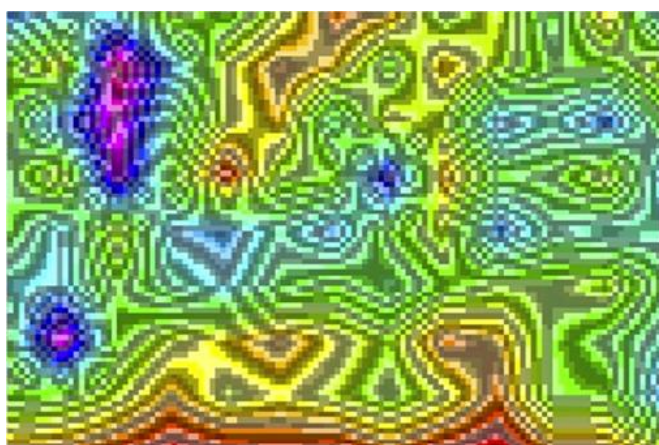
*Tomografia delle velocità  $V_x$ , parete nord*



*$V_x$  nella tessitura muraria*



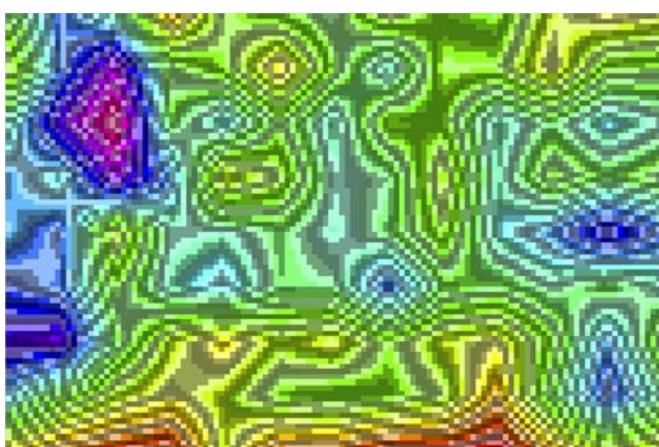
*Tomografia delle velocità  $V_y$ , parete nord*



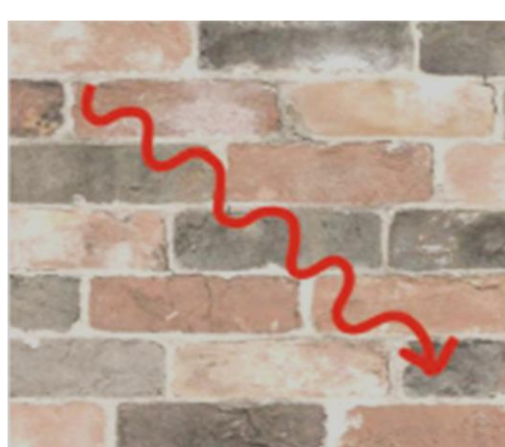
*$V_y$  nella tessitura muraria*



*Tomografia delle velocità  $V_z$  ( $V$  medie), parete nord*

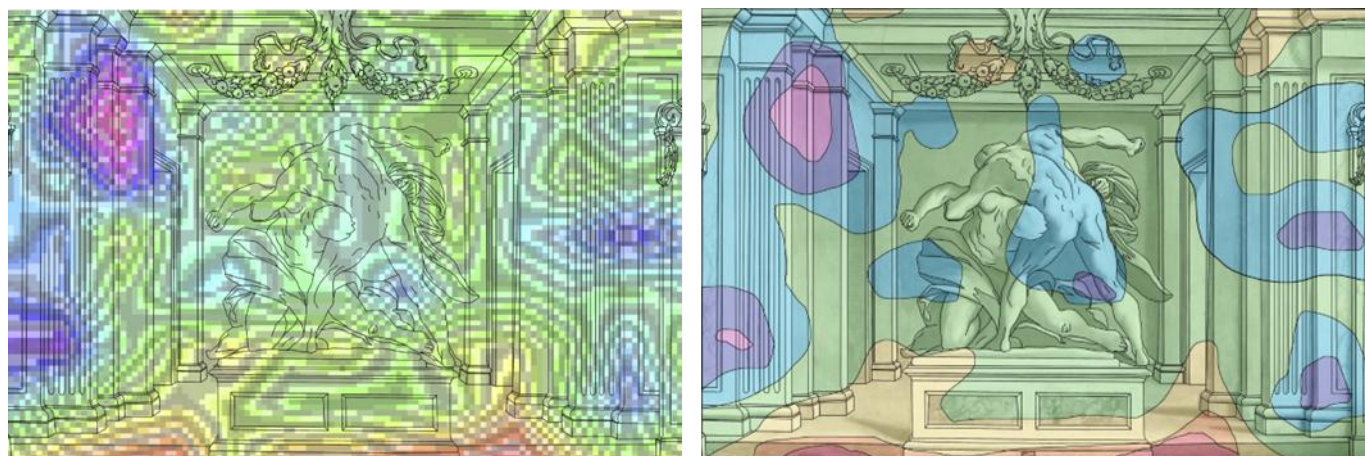


*$V_z$  nella tessitura muraria*



**Figura 9.** Tomografia delle velocità  $V_x$ ,  $V_y$  e  $V_z$  ottenute per l'affresco esaminato in parete nord (colonna di sinistra); percorso delle onde ultrasoniche nella muratura (colonna di destra).

La sovrapposizione della tomografia delle velocità mediate  $V_z$  all'impianto figurativo dell'affresco (Figura 10), fornisce a conservatori e restauratori la possibilità di localizzare le aree potenzialmente a rischio, direttamente sull'affresco. La rappresentazione grafica tramite aggregazione uniformata dei colori della  $V_z$  (Figura 10, a destra), evidenzia in modo particolarmente leggibile per gli operatori l'entità dei potenziali distacchi: le tonalità fredde indicano le aree con maggiore aderenza, mentre le tonalità calde evidenziano le zone dove potrebbero essere presenti i distacchi.



**Figura 10.** Tomografia delle  $V_z$  (Velocità mediate) sovrapposta all'impianto figurativo dell'affresco in parete nord (a sinistra); rappresentazione grafica delle  $V_z$  tramite aggregazione uniformata dei colori (Nimasa Bamunuge Perera, 2023/2024).

### 3.2 Tomografia delle velocità ottenute per gli affreschi di parete sud e nord a confronto

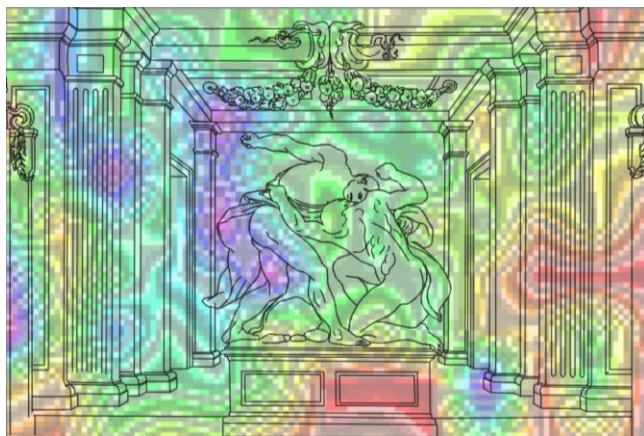
Riassumendo i valori cromatici associati allo stato conservativo degli affreschi esaminati (Figura 11), in parete sud e nord della "Sala dei Titani" sono i seguenti:

- zone blu scure: aree omogenee e prive di difetti;
- zone blu chiaro/verdi/gialle: aree in cui il colore cambia verso tonalità più chiare indicano un'alterazione nella risposta ultrasonica;
- zone rosso-mattone: aree più chiare o tendenti al rosso rappresentano le aree di maggiore anomalia che potrebbero indicare distacchi; le crepe nei mattoni rappresentano un'altra possibile motivazione di stress o l'esistenza di problemi strutturali.

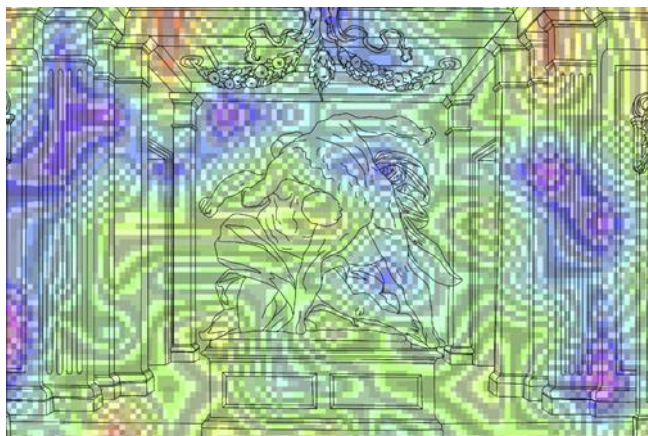
Analizzando le rispettive scansioni delle velocità mediate ( $V_z$ ), suddivise in 15 righe, si osserva che le scansioni nel loro complesso non evidenziano situazioni preoccupanti, ad eccezione dell'ultima riga per entrambi gli affreschi esaminati, in cui sono presenti diverse aree rosse.

Confrontando queste scansioni con il quadro fessurativo, realizzato nella fase preliminare delle indagini, è stato possibile rilevare alcune corrispondenze significative anche se non del tutto esaustive (Figura 12).

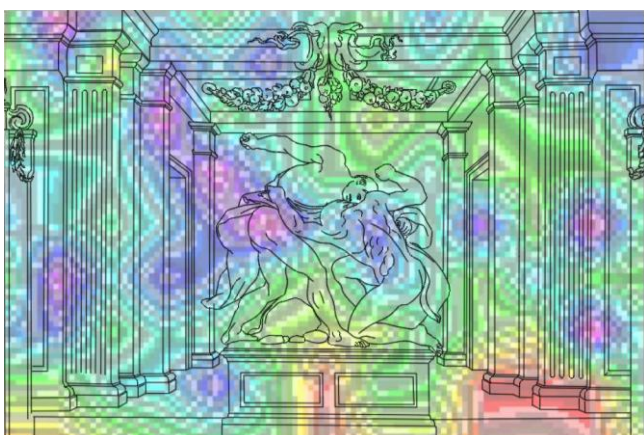
*Tomografia delle velocità  $V_x$ , parete sud*



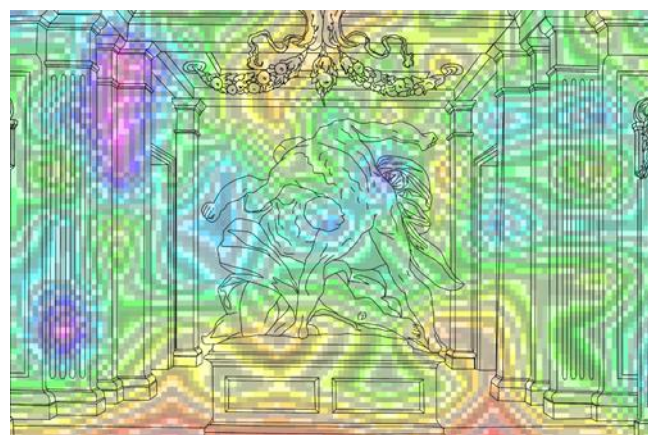
*Tomografia delle velocità  $V_x$ , parete nord*



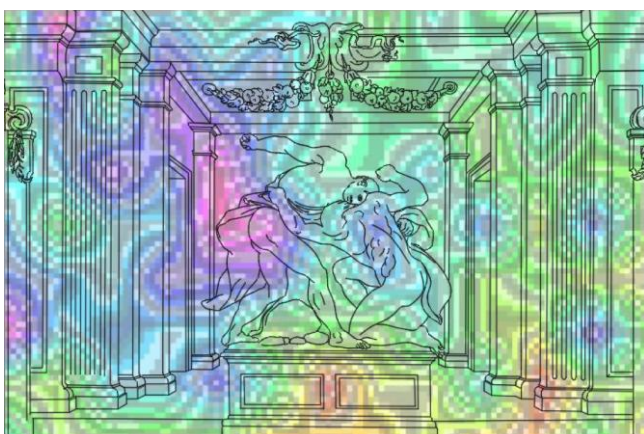
*Tomografia delle velocità  $V_y$ , parete sud*



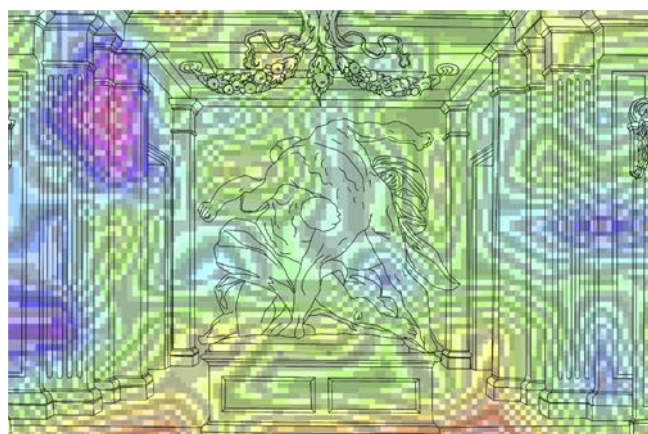
*Tomografia delle velocità  $V_y$ , parete nord*



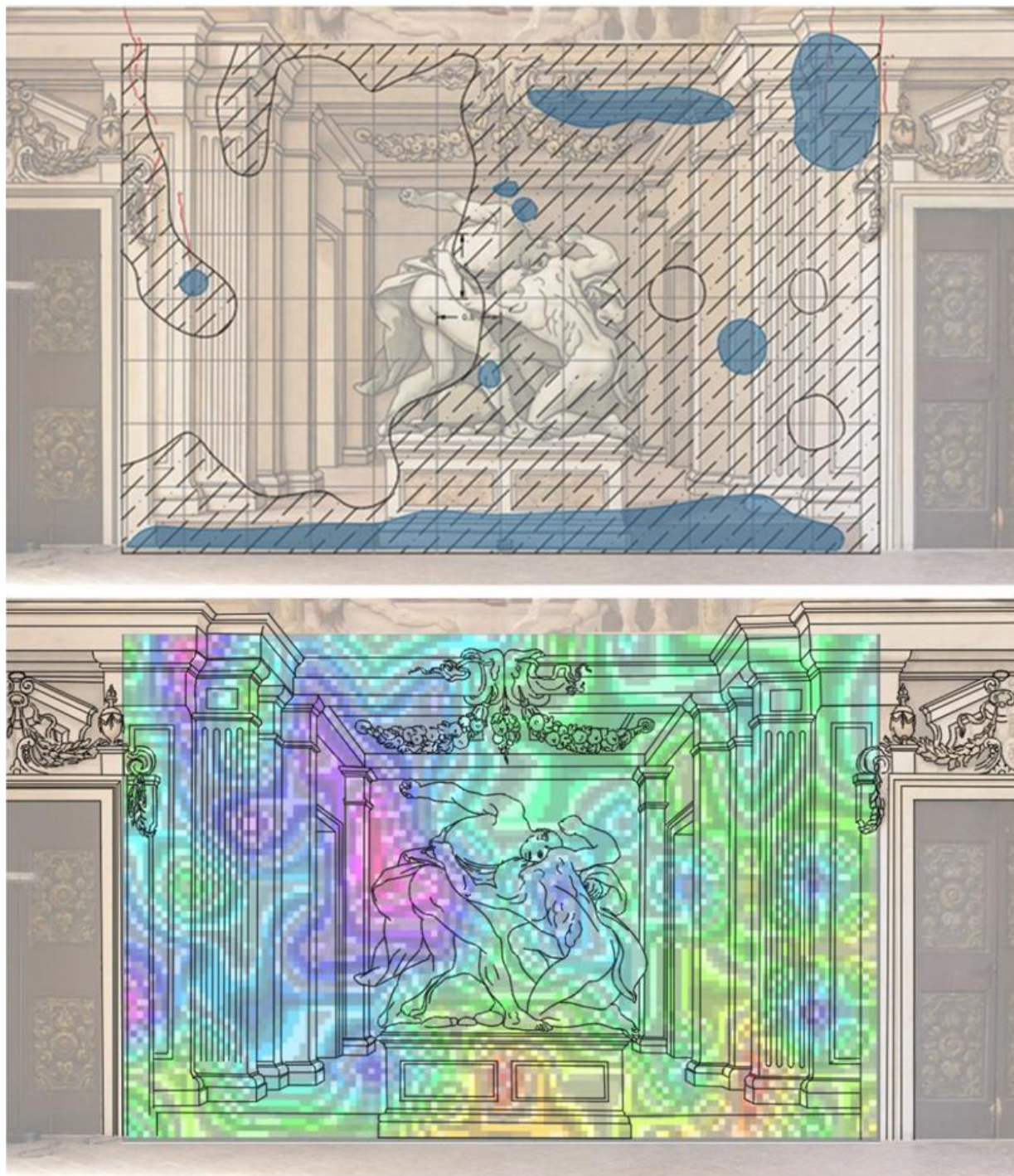
*Tomografia delle velocità  $V_z$ , parete sud*



*Tomografia delle velocità  $V_z$ , parete nord*



**Figura 11.** Tomografia delle velocità ottenute per gli affreschi esaminati di parete sud (colonna di sinistra) e parete nord (colonna di destra).



**Figura 12.** (in alto) mappa del quadro fessurativo e dei distacchi rilevati nell'affresco di parete sud, con la tecnica delle noccatura (Dariia Pashchuk, 2022/2023); (in basso) mappa delle Vz rilevate nell'affresco di parete sud, con la tecnica delle noccatura (Dariia Pashchuk, 2022/2023).

#### 4. Conclusioni e prospettive

Analizzando le singole porzioni di scansione suddivise in 15 righe, in entrambi gli affreschi, si osserva che l'intera scansione non evidenzia situazioni preoccupanti, ad eccezione dell'ultima riga, dove sono presenti diverse aree rosse. Confrontando queste scansioni con il quadro fessurativo realizzato all'inizio dell'analisi, è stato possibile rilevare alcune corrispondenze significative. Nonostante le zone del dipinto più interessate dalle fessurazioni non rientrano completamente nell'area di scansione, è comunque evidente che la parte inferiore della parete, maggiormente soggetta a sollecitazioni e a problemi di conservazione, presenta alcune piccole aree di interesse.

Ora, utilizzando esclusivamente il metodo manuale della noccatura, come purtroppo avviene nella maggior parte dei casi, le informazioni sarebbero state le seguenti: preoccupante sollevamento degli strati costituenti l'affresco nella parte basale (inferiore), in presenza di altre aree circoscritte affette da sollevamenti.

Si può quindi valutare come la semplice noccatura non sia sufficiente a valutare se l'affresco è stabilmente aderente alla muratura; invece, l'approfondimento e le informazioni ottenute grazie alle indagini non distruttive della tomografia ultrasonica possono dare un notevole contributo all'analisi della stabilità dell'affresco.

Alla luce dei risultati ottenuti, è possibile concludere che per i principi vigenti nella conservazione del patrimonio culturale, primo fra tutti quello del "minor intervento", non è possibile pianificare il consolidamento di un affresco, sulla base di una valutazione fenomenologica quale la noccatura.

Inoltre, secondo le attuali direttive europee, alla tutela del bene e al principio del "minor intervento" sono strettamente connessi i principi "One-Health" sulla salute dell'operatore e dell'ambiente, come pure i principi dell'economia circolare finalizzati all'abbattimento degli sprechi e degli inquinanti.

In questa luce, un intervento di consolidamento con polimeri di sintesi, non necessario ed effettuato per carenza di dati significativi, costituisce una violazione di tutti questi principi, primo fra tutti quello imprescindibile della tutela del bene.

#### Ringraziamenti

Si ringrazia il sig. Paolo Arvedi per aver reso possibile lo svolgimento della sperimentazione; si ringrazia la Dott.ssa Letizia Tasso della Soprintendenza Archeologica, Belle Arti e Paesaggio di Verona, Rovigo e Vicenza per aver autorizzato le indagini; si ringrazia, inoltre, l'Arch. Paolo Richelli per la collaborazione.

Si ringraziano Daria Pashchuk e Nimasa Bamunuge Perera per il lavoro svolto.

Si ringraziano, infine, Veneta Engineering per aver fornito le attrezzature necessarie e la strumentazione utilizzata e la Boviar per la partecipazione alla discussione dei dubbi e delle problematiche che via via insorgevano.

## Bibliografia

- [1] Bamunuge Perera Nimasa, Tesi di laurea degli Istituti Santa Paola di Mantova, scuola del laboratorio di restauro e conservazione beni culturali, corso quinquennale a ciclo unico per conservatore di beni culturali (equiparato alla laurea magistrale LMR/02), PFP1 - Manufatti lapidei e derivati; superfici decorate dell'architettura, dal titolo "Studio dello stato conservativo di un affresco storico presso Villa Allegri-Arvedi (Grezzana, VR): indagini non invasive in situ", Relatrice Federica Fenzi, correlatore Ing. Francesco Rossitto, Anno Accademico 2023/2024.
- [2] Dal Forno Federico, "Gli Arvedi e la loro villa di Cuzzano nella storia, nell'arte e nell'economia", La valpantena, primo quaderno culturale, N. 1, Maggio 1986.
- [3] Ferrari S., "Ville venete: la provincia di Verona", Marsilio Editori, 2003.
- [4] Marini G., Marini P., "Louis Dorigny 1654-1742. Un pittore della corte francese a Verona", Marsilio Editori, 2003.
- [5] Pavanello G. (a cura di), Mancini V. (a cura di) "Gli affreschi nelle ville venete. Il Cinquecento", Marsilio Ed., 2009.
- [6] Pashchuk Dariia, Tesi di Laurea del Dipartimento di Arti Applicate - Corso di Diploma Accademico di Secondo Livello a Ciclo Unico in Restauro, Codice diploma DASLQ01, PFP1 - Materiali Lapedei e derivati - Superfici decorate dell'Architettura, dal titolo "Indagini non distruttive su un dipinto murale ad affresco presso la Villa Allegri-Arvedi di Grezzana (Verona): la Gigantomachia in parete SUD della sala dei Titani", Prova Teorico-Methodologica, Relatrici Laura Luccioli e Federica Fenzi, correlatore Ing. Francesco Rossitto, sessione marzo/aprile, Anno Accademico 2022/2023.
- [7] Rossignoli Restauro, "Intervento di restauro della volta, delle pareti (zona superiore) e del vano scala di ingresso (localizzato), Grezzana, 2022", comunicazione personale.

## L'Italia della misura: evoluzione normativa, scientifica e istituzionale

S. Mineo\*

\* Corresponding author: santomineo@gmail.com

**Abstract:** L'articolo analizza la storia e l'evoluzione della metrologia in Italia, dall'uso delle unità locali fino alla sua integrazione nel sistema metrico internazionale. Vengono descritti i momenti salienti dell'adozione del metro, la firma della Convenzione del Metro, l'istituzione di organismi come l'INRiM e ACCREDIA, e il ruolo dell'Italia nella costruzione di una rete di riferibilità metrologica riconosciuta a livello internazionale. Il contributo italiano si estende dalla normazione alla realizzazione dei campioni nazionali e all'accreditamento dei laboratori, evidenziando un'infrastruttura essenziale per l'industria, la scienza e la legalità delle misure.

**Keywords:** metrologia; sistema metrico; INRiM; ACCREDIA; taratura; unità di misura; normativa; riferibilità; campioni nazionali; laboratori LAT

### 1. Origini storiche della metrologia

#### 1.1 Misurare nel mondo antico e medievale

Misurare non è una scoperta moderna. È un bisogno fondamentale, radicato nel comportamento umano fin dagli albori della civiltà. La misura è nata dall'esigenza di costruire, commerciare, difendere, prevedere, dividere e legittimare. Senza la capacità di misurare, non avremmo avuto né agricoltura né architettura, né navigazione né astronomia, né giustizia né economia.

Le prime unità di misura non erano universali, ma basate sul corpo umano: il **cubito** (la distanza tra il gomito e la punta del dito medio), il **palmo**, il **pie**de, il **passo**. Ogni cultura sviluppava le proprie unità, legate ai bisogni locali.

- In **Mesopotamia**, le tavole cuneiformi testimoniano l'uso di misure di lunghezza, volume e massa già nel III millennio a.C.
- Gli **Egizi** usavano il cubito reale, la distanza tra il gomito e la punta delle dita del faraone, per costruire le piramidi: un'unità fisica standard conservata dai sacerdoti.
- I **Romani** codificarono sistemi di misura nel loro diritto e li imposero su tutto l'Impero. Da qui derivano ancora oggi termini come “miglio” o “libbra”.

Ma queste misure erano locali, instabili e spesso arbitrarie. Il passaggio da una città all'altra significava cambiare sistema di riferimento. Ciò creava ambiguità, truffe, e controversie.

Nei mercati italiani del Medioevo, per esempio, la stessa unità – come il “braccio fiorentino” o la “libbra milanese” – assumeva valori diversi a seconda della merce trattata o della corporazione coinvolta. Gli strumenti di misura erano custoditi nei palazzi pubblici, sorvegliati e puniti severamente in caso di manomissione.



**Figura 1.** Antiche misure ad Assisi (PG).

## 1.2 Crisi del pluralismo metrico in Europa

Con la crescita dei commerci internazionali, il pluralismo metrico diventò un problema. La **molteplicità dei sistemi di misura** ostacolava gli scambi, la tassazione, la contabilità. Ogni città aveva le sue unità, ognuna con diverse versioni: braccio da seta (a Venezia era di 63,8 cm mentre a Firenze di 58,32 cm); libbra commerciale, libbra farmaceutica, etc.

Nel **XVIII secolo**, in Francia, si stima esistessero oltre 250.000 unità di misura differenti tra loro. Anche in Italia, fino all'unificazione, le differenze tra il “piede napoletano” e quello piemontese, tra la “libbra toscana” e quella romana, riflettevano una frammentazione strutturale non solo politica ma anche tecnica.

## 1.3 La Rivoluzione francese e la nascita del metro

Fu solo con l'Illuminismo che la misura divenne oggetto di razionalizzazione scientifica. Pensatori come **Condorcet**, **Lavoisier**, **Laplace**, sostennero l'adozione di unità universali, basate su costanti naturali e misurabili ovunque.

La Rivoluzione francese non introdusse solo nuovi ordinamenti politici, ma anche una rivoluzione della misura: l'introduzione del **sistema metrico decimale** nel 1795 segnò una svolta epocale. L'idea era semplice ma potentissima: una sola unità per tutti, per ogni cosa, per sempre. Una misura fondata sulla natura, non sul corpo umano o sul potere locale.

## 1.4 L'invenzione del metro: la misura che voleva cambiare il mondo

La nascita del **metro** non è solo una tappa scientifica: è una dichiarazione politica, culturale e filosofica. È l'inizio di una nuova era in cui la misura diventa neutrale, universale, accessibile a tutti. La sua invenzione segna il passaggio da un mondo frammentato e localista a un progetto di standardizzazione su scala globale.

Nel 1790, su incarico dell'Assemblea Nazionale francese, l'**Académie des Sciences** fu chiamata a elaborare un sistema unificato di misura. Gli scienziati decisero che la nuova unità di lunghezza avrebbe dovuto essere:

- basata su una costante naturale (e non su un oggetto o parte del corpo umano)
- riproducibile ovunque
- indipendente da condizioni locali o strumenti arbitrari

obiettivi fondamentali dell'odierno Sistema Internazionale e della scienza delle misure.

Fu così scelto di definire il **metro** come la **diecimilionesima parte dell'arco di meridiano terrestre compreso tra il Polo Nord e l'Equatore**, misurato lungo il meridiano che passa per Parigi.

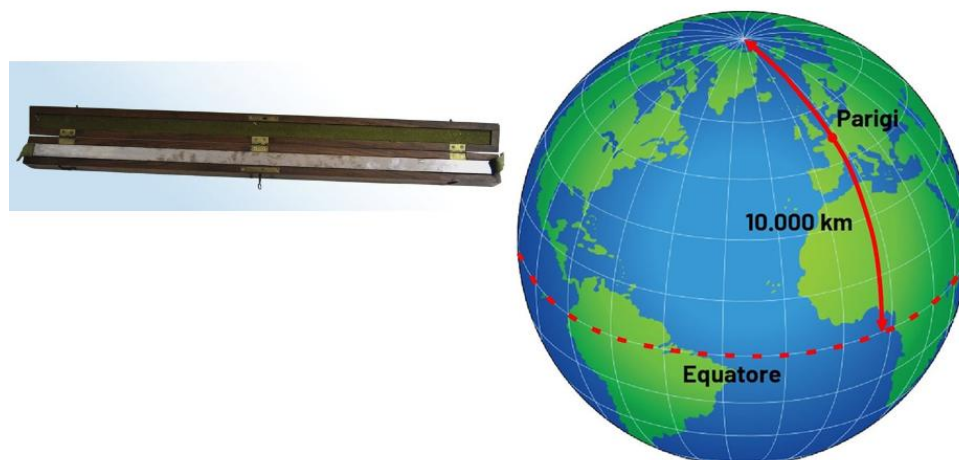
La determinazione precisa della lunghezza del meridiano terrestre richiese una straordinaria impresa scientifica e tecnica: la **spedizione di triangolazione tra Dunkerque e Barcellona**. Due scienziati francesi, **Jean-Baptiste Delambre** e **Pierre Méchain**, percorsero la Francia e parte della Spagna per sette anni, misurando la distanza tra le due città secondo la tecnica della triangolazione geodetica.

Non fu un'impresa facile:

- I due scienziati lavorarono durante la fase più turbolenta della Rivoluzione francese.
- Furono ostacolati da guerre, diffidenze locali, arresti sospetti, malattie e problemi tecnici.
- Méchain stesso visse un dramma personale per aver scoperto un errore nei suoi calcoli che non riuscì mai ad accettare.

Ma alla fine, nel 1799, fu stabilito che la distanza misurata tra i due punti corrispondeva alla porzione di meridiano necessaria per definire il metro.

Una volta determinata la lunghezza teorica, venne realizzato un **prototipo fisico in platino**, conservato a Parigi presso gli Archivi della Repubblica. Questo divenne il primo "**mètre-étalon**", il campione ufficiale del metro, simbolo di una nuova era.



**Figura 2.** Il quarto di meridiano terrestre passante per Parigi e il prototipo "mètre-étalon".

Il 22 giugno 1799, il **metro** e il **chilogrammo** furono ufficialmente depositati e adottati come **unità repubblicane**. Nonostante l'enorme ambizione, il metro originario aveva dei problemi:

- l'arco meridiano era stato misurato con gli strumenti dell'epoca, affetti da incertezze;
- la definizione dipendeva dalla forma irregolare della Terra (non una sfera perfetta).

Per questa ragione, nel corso del XIX e XX secolo, il metro venne **ridefinito più volte**, passando da una misura geodetica a una **definizione fisica** e poi **quantistica**:

- 1) **1889** – Nuovo campione in platino-iridio: barra a forma di X custodita a Sèvres, adottata dalla 1<sup>a</sup> CGPM.
- 2) **1960** – Il metro è definito tramite la lunghezza d'onda di una radiazione (cripton-86).
- 3) **1983** – Definizione attuale: *il metro è la distanza percorsa dalla luce nel vuoto in un intervallo di 1/299 792 458 secondi* (17<sup>a</sup> CGPM).

Oggi, quindi, il metro è una **unità derivata da una costante universale**: la velocità della luce, rendendo la sua realizzazione totalmente indipendente da campioni fisici.

## 2. Standardizzazione internazionale

### 2.1 La Convenzione del Metro del 1875

Se l'invenzione del metro nel 1795 ha segnato l'inizio di un progetto di unificazione delle misure, la Convenzione del Metro del 1875 ha rappresentato la sua formalizzazione e internazionalizzazione. Con questo trattato, la metrologia è diventata una questione di cooperazione globale, fondata su istituzioni permanenti, campioni condivisi e regole comuni.

Nel XIX secolo, l'Europa era attraversata da un processo di industrializzazione rapido. Le macchine, le infrastrutture ferroviarie, l'elettricità e il commercio internazionale richiedevano **misure esatte e condivise**. La sola adozione del sistema metrico da parte di alcuni Stati (come Francia e Italia) non bastava: serviva un sistema **coordinato, stabile e riconosciuto a livello mondiale**.

La mancanza di riferimenti internazionali stava diventando un ostacolo per lo sviluppo tecnologico e scientifico. I campioni fisici del metro e del chilogrammo (creati nel 1799) erano custoditi solo in Francia e non vi era una procedura standard per confrontarli o copiarli con precisione in altri Paesi.

Il **20 maggio 1875**, in occasione della Conferenza diplomatica di Parigi, **17 Paesi** firmarono la *Convention du Mètre*, tra cui **Italia, Francia, Germania, Russia, Stati Uniti, Regno Unito, Austria, Belgio, Svezia, Norvegia, Svizzera e altri**.

La Convenzione prevedeva la creazione di **un'organizzazione scientifica permanente** con l'obiettivo di:

- Realizzare e conservare i prototipi internazionali del metro e del chilogrammo;
- Stabilire procedure uniformi per la calibrazione e la comparazione dei campioni nazionali;
- Fornire servizi tecnici agli Stati membri per garantire la coerenza metrologica globale.

Il trattato fu scritto in francese, lingua ufficiale tuttora delle istituzioni metrologiche nate dalla Convenzione.

## 2.2 Il ruolo del BIPM, CIPM, CGPM

Dalla Convenzione nacquero tre organismi fondamentali che regolano tutt'oggi la metrologia a livello mondiale:

### 1. BIPM – Bureau International des Poids et Mesures

Sede: Sèvres, vicino a Parigi.

È il braccio operativo del sistema metrologico mondiale.

Compiti principali:

- Conservazione dei campioni internazionali;
- Coordinamento dei confronti metrologici;
- Ricerche scientifiche sulle unità di misura;
- Collaborazione con gli istituti nazionali di metrologia (INM).

### 2. CIPM – Comité International des Poids et Mesures

È l'organo tecnico-scientifico esecutivo.

Composto da 18 membri eletti tra gli esperti degli Stati aderenti.

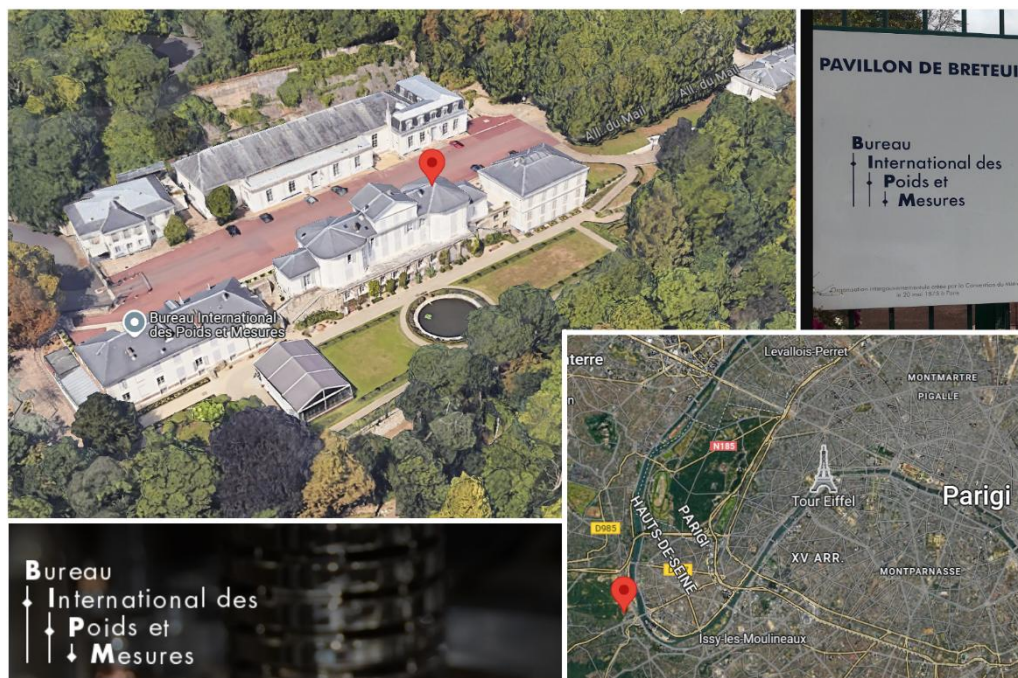
Coordina le attività del BIPM, propone aggiornamenti al SI e stabilisce i requisiti tecnici per i confronti tra i campioni.

### 3. CGPM – Conférence Générale des Poids et Mesures

Si riunisce ogni 4 anni. È l'autorità decisionale suprema.

Partecipa un rappresentante per ciascun Paese membro.

Approva le definizioni ufficiali delle unità del SI, le nuove tecnologie di misura e le direttive strategiche.



**Figura 3.** Sede del Bureau International des Poids e Mesures.

### 2.3 I prototipi del 1889 e le ridefinizioni del metro

Nel 1889, durante la 1<sup>a</sup> CGPM, furono approvati i nuovi **prototipi internazionali del metro e del chilogrammo**, realizzati in **lega di platino-iridio (90%-10%)**, a elevata stabilità dimensionale e massa. Furono creati:

- 1 Prototipo Internazionale del Metro: barra a sezione a X, lunghezza tra due tacche incise;
- 1 Prototipo Internazionale del Chilogrammo: cilindro solido.

Ognuno dei Paesi firmatari ricevette delle **copie ufficiali**, denominate “campioni nazionali”, da confrontare periodicamente con quelli internazionali. L'Italia ricevette **la copia n. 47 del metro e la n. 21 del chilogrammo**.

## 3. Il contributo italiano

### 3.1 L'adozione del sistema metrico nel Regno d'Italia

Già con la **legge n.132 del 28 luglio 1861**, l'Italia appena unificata adottò ufficialmente il **sistema metrico decimale** come unico sistema legale di misura sul territorio nazionale. Questo fu un atto di profonda lungimiranza tecnica e amministrativa, che anticipò molti altri Stati europei. La legge stabiliva che:

- il metro, il chilogrammo e il secondo fossero le **unità fondamentali**;
- venissero realizzati e distribuiti campioni ufficiali su tutto il territorio;
- gli enti locali e le corporazioni dovessero uniformarsi a questo sistema.

Con questa decisione, l'Italia divenne uno dei Paesi più avanzati nell'adozione della metrologia moderna.

Oltre all'obbligo normativo e tecnico, questa legge conteneva un articolo di forte impatto simbolico e culturale: l'articolo 3, che imponeva l'affissione permanente e visibile dei riferimenti al sistema metrico decimale in tutte le piazze principali, generalmente luoghi di commercio, dei Comuni italiani.

Il testo dell'articolo:

*“Art. 3 – In ciascun Comune del Regno sarà esposta, in luogo pubblico e ben visibile, una tavola permanente che riporti le unità fondamentali del sistema metrico decimale, con le relative corrispondenze alle misure precedenti in uso nella località.”*

Ma perché affiggere le misure in piazza?

Nel 1861, l'Italia era appena diventata uno Stato unitario, ma profondamente frammentata in termini linguistici, culturali e tecnici. I sistemi di misura erano tra gli aspetti più disomogenei: si contavano oltre 300 unità locali diverse (braccio fiorentino, oncia napoletana, pertica piemontese, miglio romano, canna siciliana etc.), spesso diverse non solo tra regioni, ma anche tra città vicine.

Affiggere in piazza i riferimenti del nuovo sistema metrico aveva quindi tre scopi precisi:

- 1) Educare la popolazione: i cittadini potevano confrontare le nuove misure con quelle tradizionali e iniziare ad acquisirne familiarità.
- 2) Rendere ufficiale la transizione: si trattava di una prova visibile dell'autorità statale e della fine dell'arbitrarietà feudale.
- 3) Evitare truffe o malintesi: chi vendeva o comprava beni al mercato doveva poter verificare pubblicamente le unità legali.

Le tavole affisse erano generalmente realizzate in marmo o metallo, spesso ornate con stemmi civici, e includevano:

- la definizione delle unità fondamentali: metro, litro, chilogrammo;
- conversioni con le vecchie unità locali;
- eventuali campioni fisici incassati nella parete (es. una barra in ottone da 1 metro) o riferimenti scolpiti sulla stessa lastra di marmo;
- in alcuni casi, anche illustrazioni per facilitare la comprensione a chi non sapeva leggere.

In molte città italiane, queste tabelle di conversione sono ancora visibili oggi, murate nei palazzi storici, negli ex uffici di pesi e misure o nei mercati coperti.

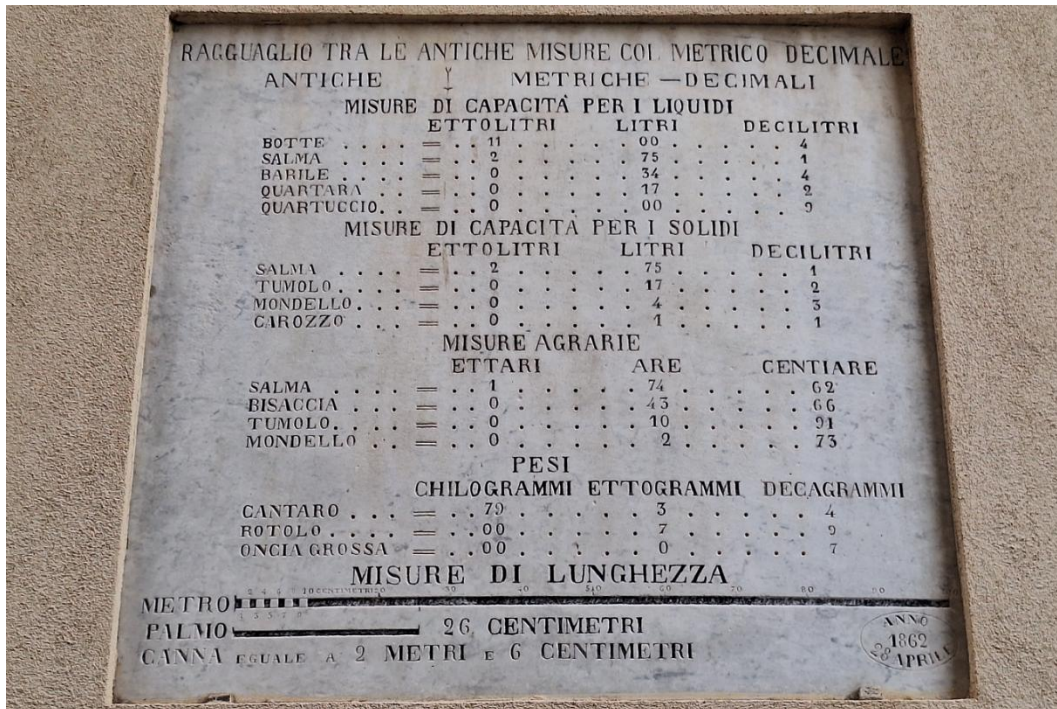


Figura 4. Targa Unità di Misura del Regno - Palazzo Scavuzzo-Trigona, Palermo.



Figura 5. Targa Unità di Misura del Regno - Piazza Mazzini, Isnello (Madonie) Palermo.

## 3.2 Il Piemonte e i pionieri torinesi

Tra la fine dell'Ottocento e il primo Novecento, Torino divenne il centro propulsore della metrologia italiana, grazie a un gruppo di scienziati e ingegneri che seppero coniugare competenza teorica, capacità tecnica e visione internazionale. Tre figure chiave:

- Galileo Ferraris (1847–1897)  
Fisico e ingegnere, pioniere della metrologia elettrica. Fu tra i primi a proporre la realizzazione di campioni per misure elettriche (tensione, corrente, potenza) e a promuovere la fondazione dell'Istituto Elettrotecnico Nazionale (IEN), che prenderà poi il suo nome.
- Giancarlo Vallauri (1882–1957)  
Ingegnere, ammiraglio, docente e poi rettore al Politecnico di Torino, fu il primo direttore dell'IEN. Promosse l'adozione delle tecnologie più avanzate per le misure elettriche e ottiche. Contribuì attivamente alla revisione delle definizioni delle unità elettriche nel sistema SI.
- Gustavo Colonnetti (1886–1968)  
Ingegnere e matematico, presidente del CNR. Fu promotore della nascita dell'Istituto di Metrologia G. Colonnetti (IMGC), dedicato alle misure meccaniche, termiche e acustiche. Sotto la sua guida, l'IMGC divenne punto di riferimento europeo per le misure dimensionali e termiche.



**Figura 6.** A partire sinistra: Galileo Ferraris (1847 – 1897), Giancarlo Vallauri (1882-1957), Gustavo Colonnetti (1886-1968).

#### 4. Norme e istituzioni moderne

##### 4.1 DPR 802/1982: Unità di misura legali

Con il **D.P.R. 12 agosto 1982, n. 802**, l'Italia recepisce formalmente nel proprio ordinamento la **Direttiva 80/181/CEE**, definendo in modo chiaro e vincolante quali sono le **unità di misura legali** utilizzabili sul territorio nazionale per esprimere grandezze fisiche, economiche, industriali e commerciali.

Questo decreto rappresenta una pietra miliare della **metrologia legale italiana**, perché:

- consolida il **Sistema Internazionale di Unità (SI)** come unico riferimento ufficiale;
- introduce **obblighi normativi e vincoli legali** per l'uso delle unità nelle attività pubbliche e private;
- stabilisce la **valenza legale delle misure**, un principio essenziale per il mercato, la giustizia, la fiscalità e la sicurezza.

Negli anni '70-'80, la Comunità Economica Europea avvia un ampio programma di armonizzazione tecnica per eliminare gli ostacoli al commercio. In tale ambito, la **Direttiva 80/181/CEE** impone agli Stati membri di adottare esclusivamente le unità del **Sistema Internazionale (SI)** per garantire:

- coerenza nei contratti e nella documentazione tecnica;
- certezza giuridica nelle transazioni economiche;
- interoperabilità nei settori scientifico e industriale.

Il **DPR 802/1982** è il recepimento di questa direttiva, che viene poi aggiornata nel tempo (ultimo aggiornamento on Decreto 7 aprile 2020 in G.U. il 09/05/2020 n.118). Il decreto stabilisce in modo formale che:

**a) Sono considerate unità legali:**

- Le unità **fondamentali del SI**: metro (lunghezza), chilogrammo (massa), secondo (tempo), ampere (corrente), kelvin (temperatura), mole (quantità di sostanza), candela (intensità luminosa).
- Le unità **derivate** coerenti: newton, pascal, joule, watt, ecc.
- Le **unità supplementari**: radiante (angolo piano) e steradiano (angolo solido).
- Le **unità temporaneamente ammesse**: ettaro, litro, tonnellata, minuto, ora, grado Celsius, ecc.

**b) Sono vietate tutte le unità non appartenenti al SI o non esplicitamente ammesse per legge.**

Esempi di unità vietate: pollice, piede, libbra, oncia, miglio, barile, BTU, caloria (salvo ambiti specifici e transitori: "stiamo volando ad un'altitudine di 9.000 piedi" lo sentiamo dire ancora oggi dai microfoni dei piloti di linea).

**c) L'obbligo di utilizzo riguarda:**

- le pubbliche amministrazioni (leggi, regolamenti, appalti, collaudi);
- i documenti tecnici e scientifici;

- la pubblicità e la segnaletica;
- il commercio e le transazioni economiche;
- l'etichettatura dei prodotti;
- le dichiarazioni fiscali e i contratti legali.

Il DPR 802/1982 è stato successivamente **integrato e aggiornato** (per il testo vigente si rimanda al sito istituzionale [normattiva.it](http://normattiva.it)).

#### 4.2 Legge 273/1991: Sistema Nazionale di Taratura

Con la **Legge 11 agosto 1991, n. 273**, lo Stato italiano istituisce il **Sistema Nazionale di Taratura (SNT)**, ponendo le basi normative per una **metrologia industriale e scientifica coerente, tracciabile e riconosciuta a livello internazionale**.

È una legge fondamentale per tutto il sistema produttivo, perché:

- garantisce la **tracciabilità metrologica** delle misure effettuate in Italia;
- definisce ruoli, responsabilità e accreditamento dei **laboratori di taratura**;
- inserisce il sistema italiano nella rete metrologica internazionale;
- rafforza la **validità legale e tecnica delle misurazioni** utilizzate nei processi produttivi, nei collaudi, nella certificazione e nei controlli ufficiali.

Prima del 1991, il sistema metrologico italiano non aveva una struttura centralizzata né un **meccanismo formalizzato di tracciabilità tra i laboratori e i campioni nazionali**. Ogni laboratorio agiva secondo criteri propri, con grande eterogeneità nei metodi, negli strumenti e nella qualità dei risultati.

In un contesto industriale sempre più normato, globale e competitivo, questo rappresentava:

- un **rischio tecnico** (misure incoerenti, non ripetibili);
- un **rischio giuridico** (assenza di valore probatorio);
- un **ostacolo al commercio** (mancanza di riconoscimento internazionale).

La Legge 273/1991 nasce proprio per colmare questo vuoto, ponendo le basi di un sistema **formalizzato, accreditato e tracciabile**.

La legge è composta da **6 articoli**, ed è strutturata in due parti principali:

##### a) Parte I: Istituzione del SNT

- L'art. 1 istituisce il **Sistema Nazionale di Taratura**, con lo scopo di:
  - assicurare la riferibilità metrologica delle misure ai **campioni nazionali primari**;

- garantire la **uniformità, comparabilità e affidabilità** delle misure su tutto il territorio nazionale.
- Viene riconosciuto il ruolo degli **istituti metrologici primari**, tra cui:
  - l'allora **IEN (Istituto Elettrotecnico Nazionale "Galileo Ferraris")**
  - **l'IMGC (Istituto di Metrologia G. Colonnetti)** che nel 2006 si fonderanno nel moderno **INRiM**

## b) Parte II: Riconoscimento dei laboratori e accreditamento

- L'art. 2 introduce la figura dei **Laboratori di Taratura**, che possono operare nel SNT solo se riconosciuti da un organismo ufficiale, inizialmente il **Ministero dell'Industria**, oggi delegato ad **ACCREDIA**.
- I laboratori devono dimostrare:
  - **competenze tecniche specifiche;**
  - **personale qualificato;**
  - **strumentazione adeguata e tarata;**
  - **conformità alle norme tecniche internazionali (ISO/IEC 17025).**

Il cuore della legge è il **concetto di riferibilità metrologica**: ogni misura effettuata da un laboratorio, un'impresa o un tecnico, per essere ritenuta **valida**, deve essere riconducibile a un **campione nazionale** attraverso una **catena ininterrotta di tarature documentate**.

Tuttavia, ancora oggi, anche in documenti ufficiali, vi è confusione tra laboratori di taratura accreditati ed i laboratori ufficiali afferenti alle università, che si possono operare nel SNT ma solo se accreditati.

La persistente confusione, anche a livello istituzionale, si spiega con:

- Il retaggio storico: La vecchia terminologia (Centri SIT, laboratori convenzionati, laboratori ufficiali) è rimasta radicata nella burocrazia e nel linguaggio comune, anche se la normativa è cambiata. Si fa ancora fatica a superare l'idea che un laboratorio universitario sia "ufficiale" per sua natura, senza bisogno di un accreditamento esterno.
- Mancanza di aggiornamento: A volte, i documenti ufficiali non sono aggiornati per riflettere i cambiamenti introdotti dalla nascita di ACCREDIA, perpetuando così l'uso di termini ormai obsoleti.
- Complessità del sistema: Il sistema metrologico è intrinsecamente complesso e la distinzione tra competenza scientifica (che le università indubbiamente hanno) e competenza certificata (l'accreditamento) non è sempre intuitiva per chi non opera nel settore.

In sintesi, un laboratorio universitario può operare nel SNT e i suoi certificati sono validi solo se ha ottenuto l'accreditamento da ACCREDIA. La sua natura di "laboratorio universitario" non gli conferisce un'autorità intrinseca nel Sistema di Taratura.

### 4.3 DM 591/1993: Campioni nazionali

Con il **Decreto Ministeriale del 30 novembre 1993, n. 591**, l'Italia ha definito formalmente **quali siano i campioni nazionali ufficiali** per alcune delle principali unità del Sistema Internazionale (SI), come metro, chilogrammo, secondo, kelvin, ampere, newton e altre grandezze fondamentali o derivate.

Il decreto nasce in attuazione della **Legge 273/1991** e ha un obiettivo chiaro: garantire che tutte le misurazioni effettuate nel Paese possano **essere riferite a standard certi, condivisi e riconosciuti a livello internazionale**. Questi campioni, realizzati e custoditi presso l'allora IEN e IMGC (oggi confluiti nell'**INRiM**), rappresentano i **punti di origine della tracciabilità metrologica** in Italia.

Ogni campione nazionale è costruito secondo specifiche tecniche rigorose, certificato, documentato, mantenuto in condizioni controllate e confrontato periodicamente con i campioni internazionali. Il decreto stabilisce anche le **modalità di accesso per i laboratori** che necessitano di riferirsi direttamente a questi standard, ad esempio per effettuare tarature di alto livello.

Questa infrastruttura normativa e scientifica ha permesso la creazione di una **catena affidabile di riferibilità metrologica**, essenziale per laboratori di prova, industrie ad alta precisione e settori regolamentati come le costruzioni, dove l'accuratezza e la legalità delle misure sono vincolanti.

In breve, il DM 591/1993 ha tradotto in realtà operativa un principio cardine della metrologia moderna: **ogni misura deve poter essere collegata, senza interruzioni, a un campione nazionale riconosciuto**.

### 4.4 INRiM: Istituto Nazionale di Ricerca Metrologica

Nel panorama della metrologia italiana, l'anno **2004** segna un passaggio chiave con il **Decreto Legislativo 21 gennaio 2004, n. 38**, che sancisce la nascita dell'**Istituto Nazionale di Ricerca Metrologica – INRiM**, organismo oggi riconosciuto a livello internazionale come **polo di eccellenza nella scienza delle misure**.

Questo decreto, in attuazione della legge delega 6 luglio 2002, n. 137, unifica e razionalizza le competenze precedentemente suddivise tra:

- l'**IEN “Galileo Ferraris”**, specializzato in metrologia elettrica, elettronica e in tempo e frequenza;
- l'**IMGC “Gustavo Colonnetti”**, centro di riferimento per le misure meccaniche, termiche, ottiche e dimensionali.

Il nuovo ente, l'**INRiM**, eredita e potenzia le funzioni di entrambi, assumendo il ruolo di **istituto metrologico primario dell'Italia**.



Figura 7. INRiM, Strada delle Cacce, 91 Torino.

Il D.Lgs. n. 38/2004 affida all'INRiM compiti ben definiti:

- **realizzare, mantenere e sviluppare i campioni nazionali delle unità di misura**, assicurando la loro riferibilità ai sistemi internazionali;
- **svolgere ricerca scientifica avanzata in ambito metrologico**, promuovendo l'innovazione nei metodi di misura;
- **assicurare la tracciabilità metrologica a livello nazionale**, a supporto del Sistema Nazionale di Taratura (SNT);
- partecipare alle attività del **BIPM**, del **CIPM**, di **EURAMET** e dei principali organismi internazionali;
- fornire servizi di taratura, consulenza tecnica e supporto a enti pubblici, laboratori e imprese.

Il decreto chiarisce anche la **natura giuridica dell'ente**: l'INRiM è un ente pubblico nazionale di ricerca, con autonomia scientifica, organizzativa, amministrativa e finanziaria, vigilato dal Ministero dell'Università e della Ricerca.

L'INRiM non è un semplice centro di taratura, ma un vero e proprio **motore scientifico e tecnologico nazionale**, con impatti concreti su:

- **industria manifatturiera e alta tecnologia** (aerospazio, energia, automotive);
- **settore delle costruzioni** (precisione nelle prove materiali, controlli dimensionali, tarature certificate);
- **ricerca avanzata** (ottica quantistica, nanotecnologie, metrologia quantistica);
- **sicurezza e normativa** (strumentazione legale, sistemi di misura per la sanità, l'ambiente, i trasporti).

Le sue strutture, situate a Torino, ospitano laboratori altamente specializzati, camere metrologiche a temperatura controllata, strumenti di riferimento nazionali e prototipi unici in Europa.

Grazie al D.Lgs. 38/2004, l'Italia ha consolidato in un unico ente la responsabilità scientifica e normativa della metrologia, rafforzando la coerenza tra **ricerca, standardizzazione e applicazione industriale**.

L'INRiM, oggi, è il garante della qualità e della legalità delle misure in Italia: **senza i suoi campioni, le misure sarebbero “opinioni”**.

#### 4.5 Il ruolo di ACCREDIA nel contesto metrologico

Nel contesto della metrologia legale e industriale italiana, **ACCREDIA** rappresenta il **nodo centrale della fiducia** tra laboratori, imprese, pubblica amministrazione e mercati internazionali. È l'organismo che garantisce che le misure siano affidabili, ripetibili, tracciabili e riconosciute legalmente, **non solo in Italia ma in tutta Europa e oltre**.

ACCREDIA è l'**ente unico nazionale di accreditamento** designato dal governo italiano (D.M. 22 dicembre 2009, ai sensi del Regolamento CE n. 765/2008). Dal 1° gennaio 2010, ha raccolto l'eredità di tutti gli organismi nazionali preesistenti (SINAL, SINCERT, SIT, ecc.) e ha assunto il compito di **valutare e sorvegliare**:

- laboratori di prova e taratura,
- organismi di certificazione,
- organismi di ispezione,
- laboratori medici,
- produttori di materiali di riferimento,
- validatori di software e altri soggetti che operano in conformità a norme internazionali.

All'interno della sua struttura, la **Divisione Taratura** di ACCREDIA gestisce l'intero sistema nazionale di accreditamento per i **laboratori di taratura (LAT)** che operano nel **Sistema Nazionale di Taratura (SNT)** previsto dalla Legge 273/1991.

Le sue funzioni principali in ambito metrologico includono:

- a) **Accreditare laboratori LAT** secondo la norma **UNI CEI EN ISO/IEC 17025**, assicurando che operino con competenza tecnica, imparzialità e tracciabilità.
- b) **Verificare che le tarature effettuate dai laboratori accreditati siano riferibili ai campioni nazionali** detenuti dall'INRiM o da altri istituti primari.
- c) **Partecipare alle reti internazionali di accreditamento e mutuo riconoscimento**, tra cui:
  - **ILAC** (International Laboratory Accreditation Cooperation),
  - **EA** (European co-operation for Accreditation),
  - **IAF** (International Accreditation Forum).

Grazie a queste adesioni, un certificato rilasciato da un laboratorio accreditato ACCREDIA è **riconosciuto in oltre 100 Paesi**.

## 4.6 I laboratori LAT: che cosa sono e perché sono fondamentali

I Laboratori LAT sono laboratori di taratura accreditati da ACCREDIA, riconosciuti ufficialmente come soggetti in grado di effettuare tarature metrologicamente tracciabili a standard nazionali e internazionali.

Caratteristiche principali:

- operano in una o più grandezze fisiche (lunghezza, forza, massa, temperatura, pressione, ecc.);
- sono dotati di strumentazione avanzata e personale altamente qualificato;
- partecipano a prove interlaboratorio (PT, ILC) per dimostrare coerenza e affidabilità;
- rilasciano certificati di taratura accreditati, con il logo ACCREDIA e il numero LAT identificativo.

Perché sono essenziali:

In ambito costruzioni, industria, energia e laboratori prova, i LAT rappresentano l'anello operativo della catena metrologica. Le loro tarature sono valide per:

- dimostrare conformità normativa (es. DPR 802/1982, D.M. 93/2017),
- supportare le attività di collaudo strutturale o di qualità del prodotto,
- assicurare la validità legale delle misure nei contratti pubblici e privati,
- evitare contenziosi tecnici o giuridici per errori di misura.

Oggi, in Italia esistono oltre 170 laboratori LAT, distribuiti su tutto il territorio nazionale, e operanti nei più svariati settori:

- costruzioni e materiali da costruzione (prove su calcestruzzo, acciaio, asfalti);
- meccanica e automotive;
- aerospazio, ottica e microelettronica;
- ambiente, energia e sicurezza.

Ma come si riconosce un certificato LAT valido.

Un certificato di taratura LAT deve riportare:

- il logo ACCREDIA;
- il numero identificativo del laboratorio (fino al 30 settembre 2025 identificato con la dicitura LAT seguito da un numero, dal 01 ottobre 2025 dalla nuova numerazione costituita da ACCREDIA + numero univoco + "Calibration", (ad es. ACCREDIA 0045 Calibration N. 123);

## 1. Vecchio marchio associato al vecchio numero di accreditamento

Esempio:



## 2. Nuovo marchio associato al nuovo numero di accreditamento

Esempio:



**Figura 8.** Vecchio e nuovo marchi ACCREDIA riportati sui certificati di taratura.

- l'elenco degli strumenti tarati e delle relative grandezze;
- l'incertezza di misura;
- l'indicazione della riferibilità ai campioni nazionali.

ACCREDIA, con la rete dei suoi laboratori LAT, garantisce che le misure non siano “opinioni tecniche”, ma valori riconosciuti e affidabili. Questo è fondamentale per:

- progetti strutturali sicuri e tracciabili;
- attività di controllo qualità nei cantieri o nelle industrie;
- fiducia tra committenti, imprese, laboratori e PA.

In un'economia globale e interconnessa, dove la qualità si misura anche in micron, millisecondi o newton, l'accREDITamento è ciò che rende una misura credibile.

## 5. Conclusioni

La metrologia è la scienza delle misure. In un mondo ormai globalizzato, vi è la necessità di utilizzare un unico “vocabolario” delle unità di misura per uniformare il linguaggio scientifico, tecnologico e legale. L'Illuminismo ha gettato le basi per un sistema universale che abbattesse la Babele delle unità di misura e definisse un'unica lingua che avesse come alfabeto unità di misura univoche e definibili a partire dalle costanti fisiche note.

Dal diciannovesimo secolo, l'Italia ha rivestito un ruolo da protagonista nella definizione delle nuove unità di misura e nello sviluppo delle scienze metrologiche, un aspetto da sempre rispecchiato nell'impianto normativo nazionale, fin dall'Unità d'Italia. Oggi, l'INRIM e ACCREDIA continuano a essere attori di rilievo nell'ambito della metrologia internazionale.

## Bibliografia

- [1] Ken Alder. La misura di tutte le cose. L'avventurosa storia dell'invenzione del sistema metrico decimale. Rizzoli, 2002.
- [2] G. Cipriani. Il metro: dalla rivoluzione alla velocità della luce. Zanichelli, 2021.
- [3] INRiM – Documenti storici sulla metrologia: <https://www.inrim.it>.
- [4] ACCREDIA – Guida pratica di metrologia legale, Edizione 2020.
- [5] D.P.R. 12 agosto 1982, n. 802 – Attuazione della direttiva 80/181/CEE.
- [6] Legge 11 agosto 1991, n. 273 – Sistema Nazionale di Taratura.
- [7] Decreto Legislativo 21 gennaio 2004, n. 38 – Istituzione INRiM.

## Controllo Tecnico e Polizza Decennale Postuma: un binomio fondamentale per la sicurezza edilizia

E. Turella<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup> Veneta Engineering, Verona

\* Corresponding author: [elisabetta.turella@venetaengineering.it](mailto:elisabetta.turella@venetaengineering.it)

**Abstract:** Il controllo tecnico nelle costruzioni è un'attività fondamentale per garantire la sicurezza, la qualità e la durabilità delle opere edili e infrastrutturali. Esso consiste in una serie di verifiche svolte durante tutte le fasi del processo costruttivo, dalla progettazione all'esecuzione, fino al collaudo finale. L'obiettivo è accertare la conformità dell'opera alle normative vigenti, ai requisiti tecnici previsti e alle buone pratiche di ingegneria. Il controllo tecnico include l'analisi dei materiali impiegati, la verifica dell'esecuzione dei lavori, il monitoraggio dei processi e l'adeguatezza delle soluzioni progettuali. È affidato a soggetti terzi e imparziali, come organismi di ispezione o tecnici abilitati, per garantire l'oggettività delle valutazioni. Un controllo efficace consente di prevenire difetti costruttivi, malfunzionamenti e, nei casi più gravi, crolli o cedimenti strutturali. In un contesto in cui la sicurezza pubblica e la sostenibilità del patrimonio edilizio sono sempre più centrali, il controllo tecnico rappresenta uno strumento imprescindibile per tutelare la collettività, ridurre i costi legati a interventi correttivi e accrescere la fiducia nei confronti del settore delle costruzioni.

*Keywords:* Decennale Postuma, ispezioni, Controllo Tecnico, Accredia

### 1. Controllo Tecnico e Polizza Decennale

Nel panorama delle costruzioni in Italia, la **Polizza Decennale Postuma** rappresenta una garanzia fondamentale a tutela dell'acquirente di un immobile di nuova costruzione (o soggetto a ristrutturazione importante). Introdotta con il D.Lgs. 122/2005 [3], questa copertura assicurativa obbligatoria per legge tutela contro i **vizi e difetti gravi** che possano compromettere la stabilità dell'edificio entro dieci anni dalla conclusione dei lavori.

Ma per poter emettere questa polizza, le compagnie assicurative richiedono in maniera obbligatoria l'effettuazione di un **Controllo Tecnico Preventivo**, ovvero una verifica indipendente e sistematica delle fasi progettuali ed esecutive dell'opera. Tale controllo è finalizzato a ridurre il rischio assicurativo, accertando la qualità costruttiva e la conformità ai requisiti normativi [2].

Il controllo tecnico viene affidato a **organismi terzi e indipendenti**, accreditati e con comprovata esperienza nel settore. Tramite i loro tecnici seguono l'opera sin dalle fasi iniziali, esaminando il progetto, il piano dei materiali, le

relazioni geotecniche e strutturali, fino al monitoraggio delle fasi esecutive in cantiere. Eventuali difformità o criticità vengono prontamente segnalate, permettendo all'impresa di intervenire tempestivamente.

L'introduzione del controllo tecnico, oltre a essere una garanzia per l'assicuratore, rappresenta un valore aggiunto per il costruttore, che può dimostrare la qualità dell'edificio e la conformità alle buone pratiche ingegneristiche. Allo stesso tempo, **l'acquirente** beneficia di un immobile costruito secondo standard verificati, potendo contare su una tutela assicurativa reale e concreta. In un mercato immobiliare sempre più attento **alla qualità e alla trasparenza**, il controllo tecnico ai fini della polizza decennale postuma si configura come uno strumento imprescindibile per promuovere affidabilità e sicurezza nel settore edilizio.

A titolo esemplificativo, ma non esaustivo, si riporta un'indicazione del numero di ispezioni minime (estratto dal Regolamento Tecnico 07 di Accredia [1]) per un immobile con determinate caratteristiche di importo lavori fino ad 1.000.000 €:

**Tabella 1.** Numero di ispezioni minime da effettuare (importo lavori fino a 1.000.000 €).

Oggetto controllo	Sistemi tecnologici		Ispezioni minime in funzione dell'importo complessivo dell'opera
Strutture	Nuova costruzione	Di qualsiasi natura	3
Involucro	Muri di tamponamento verticali	Di qualsiasi natura	1
	Sistemi di rivestimento "a cappotto" costituiti da strati di materiali lapidei, plastici o metallici, pannelli e/o laterizi termo-isolanti, di varia natura	Di qualsiasi natura	2
Impermeabilizzazioni	Delle coperture	Continue	2
	Delle superfici contro-terra	Impermeabilizzazioni	2
	Altri tipi di superfici (es. balconi)	Di qualsiasi natura	2
Pavimenti e rivestimenti interni	Pavimenti	Di tipo non industriale	1
	Rivestimenti	Di qualsiasi natura con elementi in cotto, ceramica, lapidea, lignea	1
Intonaci e rivestimenti esterni	Intonaci	Di qualsiasi natura	1
	Rivestimenti	In cotto, di natura ceramica, lapidea (compresi gli strati di posa/incollaggio a diretto contatto)	1

E un immobile con le stesse caratteristiche costruttive ma con un importo lavori tra i 5.000.000 e i 10.000.000 €:

**Tabella 2.** Numero di ispezioni minime da effettuare (importo lavori fino a 5.000.000 e i 10.000.000 €).

Oggetto controllo	Sistemi tecnologici		Ispezioni minime in funzione dell'importo complessivo dell'opera
Strutture	Nuova costruzione	Di qualsiasi natura	<b>6</b>
Involucro	Muri di tamponamento verticali	Di qualsiasi natura	<b>2</b>
	Sistemi di rivestimento "a cappotto" costituiti da strati di materiali lapidei, plastici o metallici, pannelli e/o laterizi termo-isolanti, di varia natura	Di qualsiasi natura	<b>4</b>
Impermeabilizzazioni	Delle coperture	Continue	<b>4</b>
	Delle superfici contro-terra	Impermeabilizzazioni	<b>4</b>
	Altri tipi di superfici (es. balconi)	Di qualsiasi natura	<b>4</b>
Pavimenti e rivestimenti interni	Pavimenti	Di tipo non industriale	<b>3</b>
	Rivestimenti	Di qualsiasi natura con elementi in cotto, ceramica, lapidea, lignea	<b>3</b>
Intonaci e rivestimenti esterni	Intonaci	Di qualsiasi natura	<b>3</b>
	Rivestimenti	In cotto, di natura ceramica, lapidea (compresi gli strati di posa/incollaggio a diretto contatto)	<b>3</b>

**Tabella 3.** Confronto numero di ispezioni minime da effettuare per differenti importi lavori.

Oggetto del controllo	Importo dei lavori Max 1.000.000 €	Importo dei lavori Max 10.000.000 €	VARIAZIONE
STRUTTURE	3	6	RADDOPPIA
INVOLUCRO	2+1 = 3	2+4 = 6	RADDOPPIA
IMPERMEABILIZZAZIONI	2+2+2 = 6	4+4+4 = 12	RADDOPPIA
PAVIMENTI E RIVESTIMENTI INTERNI	1+1 = 2	3+3 = 6	TRIPLICA
INTONACI E RIVESTIMENTI ESTERNI	1+1 = 2	3+3 = 6	TRIPLICA

Come si può facilmente constatare il numero di ispezioni è decisamente importante e riguarda moltissimi aspetti della costruzione e, facoltativamente, tutti. Esso aumenta, inoltre, all'aumentare dell'importo dei lavori anche se non direttamente. Ne consegue che tutte le operazioni della costruzione sono soggette ad un ricontrollo esterno indipendente dotato di un certo potere, poiché può determinare o meno la possibilità di stipulare l'assicurazione decennale postuma e, di conseguenza, la commerciabilità dell'immobile.

Sono da notare le ispezioni per gli aspetti "collaterali"; esse aumentano molto più di quelle relative alle strutture poiché traducono l'attenzione suggerita dalle compagnie assicuratrici circa i sinistri.

In passato questi aspetti erano ritenuti solamente complementari; ora sono divenuti molto importanti e suggeriscono una necessità di aggiornamento molto vivace. Molte sono le norme UNI, CEI e di altre organizzazioni che debbono essere rispettate.

A fianco al nr. minimo di ispezioni si deve anche rispettare una frequenza/periodicità minima dei sopralluoghi che va da 1 mese a 2 mesi, a seconda delle categorie d'opera da ispezionare.

## 2. Conclusioni

I recenti crolli e tristi avvenimenti che hanno interessato diverse opere (pubbliche o private) nel nostro Paese evidenziano con urgenza la necessità di controlli tecnici rigorosi, continui e soprattutto imparziali. La sicurezza delle infrastrutture non può dipendere da verifiche formali o influenzate da interessi economici. Servono figure competenti e indipendenti, in grado di valutare con obiettività la qualità dei materiali, l'esecuzione dei lavori e il rispetto delle normative. Solo attraverso un sistema di controllo serio e trasparente è possibile prevenire rischi strutturali o intercettarne le cause andando poi a correggerne la loro natura, tutelare l'incolumità pubblica, garantire la sicurezza dei cittadini e ristabilire la loro fiducia nel settore delle costruzioni.

## Ringraziamenti

Si ringrazia l'organismo di Ispezione Accreditato Veneta Engineering srl di Verona.

## Bibliografia

- [1] Accredia, RT-07 <https://www.accredia.it/documenti/circolare-informativa-dc-n-07-2025-emissione-regolamento-rt-07-rev-04-per-gli-organismi-di-ispezione-di-tipo-a-b-e-c-settore-costruzioni/>
- [2] DM MISE del 20 luglio 2022, n. 154 sulla polizza indennitaria decennale.
- [3] D.Lgs. 122/2005 Decreto legislativo del 20/06/2005 n. 122 - Disposizioni per la tutela dei diritti patrimoniali degli acquirenti di immobili da costruire, a norma della legge 2 agosto 2004, n. 210.

## Etica e deontologia nella professione. Esperienze di un lustro di attività

L. Turella<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup> Veneta Engineering, Verona

\* Corresponding author: [loris.turella@venetaengineering.it](mailto:loris.turella@venetaengineering.it)

**Abstract:** L'ingegnere di fronte alle scelte di vita: etica, deontologia e vita pratica. L'ingegnere non insegue il denaro ma crea valore e lascia che il denaro lo segua. Il valore viene creato con azioni che integrano soddisfazioni così totalizzanti da divenire scopo della vita. Se verso la fine della attività professionale, ed ancor più della vita, il bilancio diviene scarno e feroce e quello che era certo per le professioni liberali ed i professionisti che le esercitavano non appare così scontato nell'epoca che viviamo. La parola data, il rispetto per i colleghi, il comportamento integerrimo erano e restano qualificanti per l'Uomo, diversamente a poco valendo essere sublimi calcolatori. Personaggi per cui la parola data ha poca importanza (così come il rispetto delle persone), che all'inseguimento di denaro e sull'altare del "successo professionale" assumono comportamenti in altri tempi sufficienti ad escluderli dal contesto delle persone relegandoli in quello dei quaquaraquà ed a classificarli come "privi di parola" e di conseguenza ad abbassare la considerazione ed a affondare l'immagine dell'Ingegnere nulla potendo la maestosità delle opere progettate. Per questo occorre una riflessione sull'etica e la deontologia professionale abbastanza approfondita per giungere ad una scelta cosciente del proprio atteggiamento professionale. In questo ambito raccolgo le mie riflessioni personali avendo superato 50 anni di attività professionale.

*Keywords:* Etica; Deontologia

### 1. Introduzione

Avendo superato il lustro di attività professionale raccolgo in queste poche riflessioni il succo dell'attività nella speranza di essere di aiuto ai giovani.

Ogni epoca ha le sue difficoltà; ogni epoca ha i propri pregi; il risultato del proprio impegno lavorativo emerge a poco a poco e quasi mai gli exploit rappresentano compiutamente il livello del lavoro effettuato

Ho iniziato la professione in un tempo in cui si parlava di crisi edilizia. Non sono mai stato fermo un giorno pur non avendo mai fatto un patto con il diavolo!

Cosa intendo?

Il patto col diavolo è un "concetto folkloristico e letterario, soprattutto medievale, che descrive un accordo in cui un individuo cede la propria anima al diavolo in cambio di vantaggi terreni come ricchezza, fama o potere, il tutto basato sull'idea che il diavolo offra qualcosa in cambio di una promessa o di un servizio." Il mito è stato esplorato in varie

forme, dalla letteratura (come nel caso di 'Faust' di Goethe) al cinema e alla musica, e ha radici nelle superstizioni antiche e nel pensiero giuridico dell'epoca.

Sono sufficientemente anziano per non accettare questi lupi/belzebù travestiti da agnelli/chierichetti costoro al mio tavolo, al mio servizio o al mio fianco;

ho evidentemente commesso errori aiutando taluni supplicanti nei loro momenti di difficoltà anche grande;

qualcuno ha compreso e si è comportato degnamente, qualcun altro - di poco o nullo spessore umano - se n'è 'scordato' o è stato imbrigliato da qualche malvagia compagnia.

Sono sufficientemente anziano però anche per riflettere ed indicare la strada a coloro che intendono giungere ai capelli bianche con serenità, con intatta dignità umana, possibilmente con qualche soldo o progetto in meno ma certamente con il rispetto dovuto all'UOMO e non al tecnico ...

Perché scrivo questo?

Perché ho visto e toccato con mano cosa significano le cose terrene allorché mi stavano per venire a mancare gli affetti più cari .... ed il mio cuore gonfio di dolore mi sussurrava "TUTTO È NULLA".

Significava che in un istante ogni cosa perde il significato che aveva.

Significa che qualunque successo evapora, diviene improvvisamente nulla.

**Può l'ingegnere esser una degna persona se non tiene conto di ciò? Credo di no.**

Per questo incito i colleghi, soprattutto i giovani, a mirare di essere prima **PERSONE UMANE**, e solo poi aspirare ad essere grandi professionisti.

## 2. Importanza dell'etica per gli ingegneri

### 2.1 Obiettivo ed importanza e metodo

L'etica professionale è fondamentale per garantire la fiducia del pubblico e per assicurare che i progetti ingegneristici siano realizzati in modo responsabile e non al solo interesse della committenza ma anche della società nel suo complesso.

Il rispetto dei codici deontologici e dei principi etici contribuisce a creare un ambiente lavorativo positivo e a promuovere la crescita e lo sviluppo sostenibile.

### 2.2 Dettagli

L'etica è lo studio filosofico della morale, dei comportamenti e della scelta tra bene e male, mentre la deontologia è l'insieme dei doveri e delle regole specifiche di una professione che devono essere rispettate per l'esercizio corretto della stessa, con conseguenze sanzionatorie in caso di violazione.

L'etica riguarda i valori e i principi morali generali, mentre la deontologia traduce questi principi in regole e comportamenti prescrittivi e vincolanti per una determinata categoria professionale.

## 2.3 *Dettagli e differenze*

### Differenza fondamentale

L'etica riguarda i principi morali generali e le scelte, mentre la deontologia si concentra sui doveri e le regole che un professionista deve rispettare, con un'efficacia normativa e sanzionatoria. La deontologia è la traduzione pratica e codificata dei principi etici in comportamenti obbligatori per una professione specifica.

- **Etica**

- Origine: Deriva dal greco "ethos", che significa "comportamento", "modo di comportarsi", "consuetudine".
- Scopo: Si occupa di definire cosa sia giusto e cosa sia sbagliato, valutando le azioni umane e i criteri morali.
- Caratteristiche: È una sfera più personale e di scelta individuale, legata a valori e principi morali che variano nel tempo e in base alla cultura.

- **Deontologia**

- Origine: Deriva dal greco "deon" (dovere) e "logia" (studio), quindi "studio del dovere".
- Scopo: Stabilisce regole e doveri specifici per l'esercizio di una professione, disciplinando i comportamenti dei professionisti.
- Caratteristiche:
  - Vincolante: I codici deontologici contengono norme che devono essere seguite, e la loro violazione può comportare sanzioni disciplinari.
  - Specificità: Le regole sono specifiche per una determinata professione e non sono universali.
  - Strumento: È uno strumento per garantire un servizio di qualità, proteggere l'utente e dare identità alla professione.

## 3. **Riflessi sulla nostra professione**

Per questo occorre tener presente qualche concetto filosofico di base nella sua grande importanza. L'**etica** riguarda i principi morali che guidano il comportamento umano, mentre la **deontologia**, nello specifico contesto professionale, si riferisce all'insieme di doveri e norme che un professionista deve seguire nell'esercizio della sua attività, spesso codificati in un codice deontologico e per l'ingegnere nel **Codice Deontologico**.

L'etica comprende l'insieme di principi che guidano il comportamento professionale degli ingegneri, garantendo che le loro azioni siano responsabili, oneste e orientate al bene comune. Questi principi sono codificati nel codice deontologico che gli ingegneri sono tenuti a rispettare, pena la somministrazione di pene piuttosto pesanti.

Riassumo i principi chiave dell'etica dell'ingegnere (paiono banalità... ma non lo sono):



- Integrità e onestà: agire con onestà e trasparenza in tutte le attività professionali, evitando conflitti di interesse e comportamenti ingannevoli; avere comportamenti corretti con i propri collaboratori
- Competenza e aggiornamento: è fondamentale mantenere e migliorare costantemente le proprie competenze, seguendo i progressi tecnologici e le normative vigenti.
- Responsabilità verso la società: considerare responsabilmente le implicazioni etiche e sociali dei propri progetti, tenendo conto della sicurezza, della salute pubblica e dell'ambiente.
- Rispetto per la professione: difendere il decoro e la reputazione della propria professione, evitando comportamenti che possano ledere la fiducia del pubblico.
- Riservatezza e segreto professionale: trattare con riservatezza le informazioni ottenute durante lo svolgimento del proprio lavoro
- Correttezza verso i colleghi: mantenere un comportamento corretto e leale nei confronti dei colleghi, evitando critiche denigratorie e conflitti inutili.
- Sostenibilità: cercare soluzioni compatibili con il principio dello sviluppo sostenibile, minimizzando l'impatto ambientale e promuovendo l'uso responsabile delle risorse.

#### 4. Riflessioni su esperienze di professione vissuta

Nella conduzione dei lavori:

- Come giudicare il DL che, contrariamente agli obblighi ed alla buona tecnica costruttiva, non si mantiene informato circa le disposizioni applicabili del momento e nel modo per soddisfarle e non controlla durante la costruzione i materiali che utilizza?
- Che non li controlla nei tempi prescritti? (prima dell'utilizzo per gli acciai, entro il termine il calcestruzzo)
- Non verifica la costruzione delle fondazioni profonde?
- Accetta i componenti (es. prefabbricati c.a. o c.a.p., legno, ...) con atteggiamento fideistico?
- Non preleva e assoggetta a prove i bulloni?
- Non controlla le saldature strutturali?
- Dimentica la propria responsabilità circa il prelievo, la maturazione e la consegna in laboratorio dei campioni?
- Si fida, per pigrizia e sciattezza, dell'operato dei "calcestruzzai" o dell'impresa?
- Non si accorge che i provini non rappresentano quanto utilizzato in cantiere?
- Non verifica, nemmeno se avvertito, dell'incerta corrispondenza dei provini?
- Non si allarma quando diviene evidente la sostituzione dei provini ma, viceversa, assumono atteggiamenti di copertura dei fatti per il "quieto vivere"?
- Accetta casi di "migrazione" dell'etichetta dal cubo prelevato al "rifatto in allevamento" con caratteristiche "rassicuranti"?

Nella progettazione:

Come valutare l'operato dell'ingegnere progettista:

- nelle azioni da “mediatore” anziché da ingegnere;
- nella scelta dei materiali o dei componenti;
- nel mescolare pratiche imprenditoriali o commerciali alle azioni specificatamente tecniche;
- nell' accettare riconoscimenti monetari dai fornitori.

Nel collaudo delle opere:

Come valutare l'operato dell'ingegnere progettista:

- nel tralasciare talune verifiche;
- nei materiali utilizzati;
- nelle opere eseguite;
- nell' accettare risultati non conformi senza idoneo approfondimento
- nell' accettare o nel chiedere se non proprio pretendendo prove “aggiustate”?

Nei rapporti:

Come valutare l'ingegnere nei rapporti con:

- colleghi e con i collaboratori;
- l'utenza;
- la pubblica amministrazione.

Nella pratica lavorativa:

- Come valutare, e che atteggiamento deve avere il collega che scopre, l'evento per cui si “scambia” un rivestimento di scarichi per un pilastro? Sciatteria? Dabbenaggine? Stoltezza?
- Come valutare chi scambia una parete multistrato di puro tamponamento per una parete portante durante la valutazione della vulnerabilità di un edificio pubblico? Sciatteria? Delinquenza sociale? Ignoranza tecnica per non aver utilizzato tecniche non distruttive? Ovvero ingordigia sfrenata, disinvoltura condita con sfrontatezza estrema (quasi sempre associata a simili atteggiamenti nella vita non professionale), irresponsabilità/ pericolosità sociale?
- Come valutare il costruttore che, non disponendo dei casseri idonei, obbliga il calcolatore a scrivere e firmare una relazione di calcolo con la tau calcolata pari a 18 kg/cm<sup>2</sup> cioè ben oltre il limite massimo consentito? E come valutare l'ingegnere calcolatore quando, contattato a causa di un evidente lesione a taglio, si giustifica dicendo “non avevo i casseri idonei e quindi mi sono arrangiato? E come il direttore dei lavori che ha accettato prefabbricato e relazione di calcolo senza alcun tipo di verifica e controllo, neppure superficiale?

- Come valutare il collaudatore che “non si accorge” della tau a 18? Ignorante? Irresponsabile? Sciattone? Ingordo?
- E cosa pensare di un collaudatore che è incapace di leggere i certificati e di comprenderne gli esiti e giunge financo a scambiare la colonna “giorni di maturazione” con quella della “resistenza di prova”?

## 5. Conclusioni

Circa il lavoro dei Professionisti

Dobbiamo imparare a trarre utilità dalle prove trasformando uno strumento a nostra disposizione un indispensabile contributo alla conoscenza tecnica ed alla miglior realizzazione possibile evitando di trasformarlo, contro sua natura, in una tassa, in una perdita secca;

dobbiamo per lo stesso scopo ricercare una “simbiosi con il laboratorio” riconoscendogli il suo ruolo specifico tramite il suo “uso positivo e costruttivo” concretizzando gli obblighi imposti dal legislatore non da “maniaci burocrati” ma da concreti e responsabili esperti ....

I nostri comportamenti beceri, soprattutto se facilmente riconosciuti o magari platealmente chiacchierati, alimentano e supportano sentimenti di sfiducia e l'intromissione nel nostro campo di azione di saccenti estranei. Essi arrecano in tal modo notevole nocimento alla nostra collettività poiché questa situazione ci toglie autorità e consegna le redini delle costruzioni a maneggioni pseudo-irresponsabili; essi si permettono di giudicare secondo la loro supposta convenienza inutili le prescrizioni tecnico-legislative che sono invece gravide di significati tecnici e responsabilità dagli stessi derivanti.

Si arrogano di fatto il potere di disapplicare la legge trasformando i fatti tecnici in qualcosa di indistinto, quasi sospetto, di certo manipolabile.

In sintesi, vernacolare “il palazzinaro si è fatto sia intelligente che colto senza l'impiccio degli studi ma attraverso l'accumulo del denaro maltolto!”

Ad esempio, taluni costruttori, forti della loro potenza economica, pretendono la consegna dei certificati a loro (perché pagano la fattura) anziché al DL, pur contro le prescrizioni del ministero; immaginiamo il motivo ... di certo non per risparmiare un fastidio al DL che in tal modo cede parte della propria funzione responsabilmente dominante. Con questo comportamento il DL cade nella trappola dei condizionamenti che gli tolgono autorità, spazio ed indipendenza di giudizio tecnico per le verifiche loro delegate ... e si rassegna a subire; ciò porta inesorabilmente e progressivamente alla morte professionale propria e della categoria.

Ci pensi bene ognuno di noi e soprattutto un giovane che dovrà a lungo convivere e gestire queste problematiche avendo davanti a sé una lunga vita professionale.

## Che fare?

### È idonea all'uopo l'attuale Autoregolazione?

Ora è basata sull'etica degli operatori ... (etica evidentemente solo immaginata esistente) o sulla deontologia imposta dall'iscrizione all'Ordine: appare evidente che NON HA FUNZIONATO e:

- rimane il rischio e la pericolosità sociale;
- rimane il danno materiale della mancata durata delle costruzioni se non di crolli incipienti;
- rimane il rischio del singolo operatore, esposto a sentenze simili a quella riportata della Corte di cassazione.

Conseguenze? Danni immensi ... (minor valore del bene, mancato utilizzo, costi di riparazione...)

## Ma allora cosa fare?

Constatato che l'autoregolazione non ha dato risultati .... c'è da riflettere:

- C'è bisogno del pugno di ferro?
- C'è bisogno di sanzioni pesanti?

No, basterebbe una sospensione della possibilità di praticare la professione ...

Sospensione automatica ed obbligatoria al verificarsi della terza segnalazione di sciatteria.

## Come operare?

- Basterebbe, ad esempio, una verifica della relazione a strutture ultimate su campionatura ad estrazione ...  
“... ricordo che la regione Friuli Venezia Giulia, dopo quasi nove anni circa dal deposito di un mio elaborato, il genio civile mi ha chiesto informazioni circa una pratica che condussi ...”  
In questa sede non si tratta di fare un processo morale fine a sé stesso ma di verificare eventuali carenze o negligenze, valutarne il peso, cercare le cause della decadenza professionale insita e ricercare, per riproporre, strade valide e durevoli di elevazione professionale per il bene del singolo e della società.
- Valutazioni, eseguite con atteggiamento /approccio di Laica razionalità:
  - Operare con correttezza richiede più sforzo? Vero, ma non così tanto come si crede ...
  - Operare diversamente limita moltissimo (fino a negare) la professionalità secondo il seguente bilancio:
    - Aumenti di costi indotti da comportamenti “virtuosi”? Pochissimi ...
    - Benefici prodotti? Moltissimi!

Dunque, se un professionista che realizza opere significative (e costose) non comprende ciò può essere considerato affidabile? Come si deve porre la società e per essa il consiglio dell'ordine (a mezzo del consiglio di disciplina)?

Come si deve porre la comunità tecnica in relazione alla propria sopravvivenza (per non lasciare il campo a organizzazioni più ampie quali le grandi società di ingegneria)?

### **Ricerca delle motivazioni (cause o scuse) di questi atteggiamenti**

Ma qual è il “motore” della sciatteria?

- La fame?
- L'ignoranza (delle conseguenze del proprio mal operato...) di fondo (dalla scuola ... dal mancato aggiornamento, dall'errato e malinteso aggiornamento)?
- Una visione utilitaristica (a breve ed in piccolo) del proprio tornaconto praticata con spavalderia in spregio dei colleghi, delle regole, delle esigenze della società civile?

La “causa comune” viene indebolita se si tollerano questi comportamenti ...

### **Proposta di intervento**

Basterebbero poche righe in un decreto per:

- estirpare una gran quantità di comportamenti anomali;
- far assumere nuovamente lo status di persona importante ed affidabile al DL.

Esempi?

- Sospensione obbligatoriamente comminata se una pratica risulta carente dei controlli minimi previsti.
- Sospensione minima di tre mesi se i controlli non sono fatti secondo le prescrizioni delle norme relative (es n di campioni o prove su palo/totale).
- Invalidazione di prove carico su palo eseguite:
  - da non autorizzati (di solito dall'impresa...);
  - nel numero previsto dalla norma;
  - secondo programmi e cicli di carico delegati all'impresa;

### **Riflessioni finali**

Potremo ritenerci sereni e soddisfatti solo se avremo raggiunto la maturità professionale prima di tutto con dignità umana, poi con affinamento delle proprie capacità professionali ed in terz'ordine, solo in terz'ordine, con soddisfazione economica.

Quando, inesorabilmente ci si avvicinerà alla fine della carriera ogni azione che si sarà fatta verrà analizzata retrospettivamente con acida critica. E solo chi avrà agito correttamente potrà essere considerato, ma soprattutto sarà, scevro da ripensamenti, rimorsi od insoddisfazioni.

Come già detto la parte economica sarà un corollario: seguirà o meno altri parametri. Ma sicuramente renderà giustizia e merito a chi oltre a pensare alla tecnica avrà auto una particolare attenzione al comportamento. Non certo

per disseminare terrore ma solo per far riflettere allego una sintesi di un iter processuale concluso malamente per il professionista.

Riflettendo su quanto sopra riportato siamo, ognuno di noi, certi di poter affrontare il futuro senza aver qualche peccatuccio da scontare? Meglio pensarci prima... Buon lavoro.

## **Ringraziamenti**

Si ringrazia l'organismo di Ispezione Accreditato Veneta Engineering srl di Verona.

## **Bibliografia**

- [1] Presa da: <https://www.ingenio-web.it/articoli/il-ruolo-della-vigilanza-attiva-del-direttore-dei-lavori-e-la-responsabilita-solidale-per-vizi-non-segnalati/>.
- [2] Corte di Cassazione, ordinanza n. 18405/2025.
- [3] NTC 2018, punto 11.2.5.3 (calcestruzzi) e al punto 11.3.3.5.4 (acciai).
- [4] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C.S.LL.PP., punto C11.2.5.3.

## ANNESSO A

### DISAMINA DEL CASO GIUDIZIARIO CONCLUSO CON LA SENTENZA DELLA CORTE DI CASSAZIONE [2]

#### Antefatti:

- Una committenza ha chiesto al Tribunale di Genova il risarcimento dei danni subiti a causa dell'inadeguata esecuzione dei lavori da parte dell'impresa appaltatrice e del direttore dei lavori. La consulenza tecnica d'ufficio (CTU), ha accertato diversi vizi e difetti dell'opera realizzata.

#### Esito:

- In primo grado il Tribunale ha condannato in solido l'appaltatore e il direttore dei lavori al risarcimento dei danni con ripartizione delle responsabilità in due terzi a carico dell'appaltatore e un terzo a carico del direttore dei lavori, **evidenziando come quest'ultimo non avesse adempiuto ai propri doveri di controllo e vigilanza.**

Dopo il primo grado segue un iter processuale concluso dinanzi alla Suprema Corte di Cassazione che, con ordinanza n. 18405/2025, ha fornito alcuni chiarimenti fondamentali su:

- 1) doveri del direttore dei lavori (DL);
- 2) sue responsabilità in solido con l'appaltatore, con particolare riferimento ai casi in cui il DL non adempie correttamente ai propri obblighi di controllo e vigilanza durante l'esecuzione delle opere.

#### In particolare, ha:

- delineato con particolare precisione il contenuto degli obblighi gravanti sul direttore dei lavori nominato dal committente;
- sottolineato che il direttore dei lavori:
  - (...) è tenuto alla sorveglianza ai "fini di impedire che le difformità si verificano e non solo a rilevare le difformità già verificatesi" (...);
  - essendo nominato dal committente, quale suo rappresentante:
    - deve avere le "competenze necessarie" a controllare la corretta esecuzione delle opere da parte dell'appaltatore e dei suoi ausiliari, diversamente è tenuto:
      - ad astenersi dall'accettare l'incarico;
      - a delimitare sin dall'origine le prestazioni promesse (...).
  - ha i compiti:

- *essenzialmente del controllo sull'attuazione dell'appalto, che l'appaltante ritiene di non poter svolgere di persona;*
- *di attestare la connotazione tecnica della sua obbligazione;*
- *di vigilare affinché l'opera sia eseguita in maniera conforme al:*
  - *regolamento contrattuale;*
  - *progetto;*
  - *capitolato;*
  - *regole della buona tecnica (...).*

*Ne discende che non si sottrae a responsabilità il professionista che:*

- *per impedire che i difetti si verificano ometta:*
  - *di vigilare;*
  - *di impartire le opportune disposizioni al riguardo;*
  - *di controllarne l'ottemperanza da parte dell'appaltatore.*
- *non riferisca al committente prima che le difformità si siano definitivamente cristallizzate.*

## In sintesi estrema il Direttore dei lavori:

- **non può limitarsi a rilevare le difformità dopo che si sono verificate,**
  - **ha il compito di impedire che esse si verificano, sorvegliando costantemente l'esecuzione dell'opera.**
- **Poiché** agisce in nome e per conto del committente, come suo rappresentante tecnico, è tenuto ad avere le competenze necessarie; se non dovesse essere in grado, ha il **dovere deontologico**
  - **di rifiutare l'incarico** ○
  - **limitare chiaramente le proprie prestazioni all'atto dell'assunzione dell'incarico.**
- **Ha come compito principale il verificare che l'appaltatore e i suoi collaboratori eseguano i lavori in conformità:**
  - **al progetto;**
  - **al contratto;**
  - **al capitolato;**
  - **alle regole della buona tecnica.**
- **è responsabile delle difformità che si verificano:**
  - **se non vigila;**
  - **se non impartisce istruzioni correttive;**
  - **se non controlla che vengano rispettate;**
  - **se non informa tempestivamente il committente.**
- Viene richiamato alla natura professionale della **diligenza richiesta:**
  - *alla stregua della particolare perizia esigibile per lo svolgimento di tali incombenze (la diligenza richiesta ex art. 1176 c.c. è quella professionale).*
  - *deve attenersi necessariamente a standard particolarmente elevati per impedire l'insorgere della sua responsabilità, **sebbene presti un'opera professionale in esecuzione di un'obbligazione di mezzi e non di risultato**. Poiché svolge la propria attività in situazioni involgenti l'impiego di peculiari competenze tecniche che richiedono l'utilizzo delle proprie risorse intellettive ed operative per assicurare, il risultato che il committente-preponente si aspetta di conseguire il suo comportamento deve essere ponderato non con riferimento al normale concetto di diligenza ma alla luce della *diligentia quam in concreto*.”*
- è importante quindi che debba impiegare tutti i mezzi tecnici e professionali di cui dispone per raggiungere la corretta realizzazione dell'opera.
- **Vede valutata la propria condotta non sulla base di criteri astratti o generici, ma tenendo conto di quelle che sarebbero dovute essere le sue effettive competenze e conoscenze tecniche (la cosiddetta *diligentia quam in concreto*).** Questa impostazione comporta che il DL debba:
  - accertare la conformità della progressiva realizzazione dell'opera al progetto;

- verificare le modalità esecutive;
- adottare tutti i necessari accorgimenti tecnici in via preventiva, volti a garantire la realizzazione dell'opera senza difetti costruttivi.

## Conclusione

l'attività del DL si concretizza nella "alta sorveglianza" delle opere, in particolare *"(...) la responsabilità dell'appaltatore e del direttore dei lavori (o del progettista) è improntata al **vincolo della solidarietà**", ai sensi del combinato disposto degli artt. 2055, primo comma, e 1292 c.c., 'allorché i rispettivi inadempimenti abbiano concorso a determinare il medesimo danno subito dal committente' (...).*

*Il vincolo della responsabilità solidale si estende all'ipotesi in cui taluno degli autori del danno debba rispondere a titolo di responsabilità contrattuale (...).*

*Ne deriva che l'attività del direttore dei lavori per conto del committente si concreta nell'alta sorveglianza delle opere "che, pur non richiedendo la presenza continua e giornaliera sul cantiere nel compimento di operazioni di natura elementare, comporta il controllo della realizzazione delle opere nelle sue varie fasi e il conseguente obbligo del professionista di verificare, attraverso "periodiche visite e contatti diretti con gli organi tecnici dell'impresa, da attuarsi in relazione a ciascuna di tali fasi, se siano state osservate le regole dell'arte e la corrispondenza dei materiali impiegati (...)"*.

Tra gli oneri del direttore dei lavori vi è quello dell'alta sorveglianza sull'opera, che si concretizza effettuando controlli periodici e verifiche durante le varie fasi di costruzione, pur non essendo necessaria la presenza quotidiana in cantiere. Questo controllo serve a garantire che i lavori siano eseguiti a regola d'arte, con materiali e mezzi conformi.

L'ordinanza della Cassazione ribadisce con fermezza l'importanza della vigilanza preventiva nell'attività del direttore dei lavori. La responsabilità solidale non rappresenta una sanzione eccessiva, ma il riflesso del ruolo importante che il professionista assume nella tutela degli interessi del committente. Tale responsabilità, infatti, non si limita ad una quota proporzionale ma si estende all'intero danno subito dal committente.

## ANNESSO B

### ELENCO RIDOTTO DELLE POSSIBILI “SCIATTERIE” E DISAMINA CON ESEMPLIFICAZIONE DI ALCUNE DI ESSE

Prendiamo in esame le NC che potrebbero manifestarsi “solo” al momento dell’accettazione in laboratorio dei prelievi effettuati sotto responsabilità del DL

Esse sono state classificate al fine di rendere più agile ed analitica la loro disamina particolareggiata e riportate nella tabella sottostante.

**Tabella 1. Potenziali non conformità (classificate a carico degli utenti) in fase di accettazione in laboratorio.**

codice NC classificata	Accettazione: tipo di NC	tipo	descrizione estesa	causa probabile	azione immediata
105	sulla richiesta manca il timbro e/o la firma della D.L. sulla richiesta	Vincolante	Manca il timbro e/o la firma della D.L. sulla richiesta		Segnalato nell'apposita combo 'procedura particolare' del programma di accettazione
109	manca/no il/i verbale/i di prelievo	Vincolante	Nella richiesta non c'è il riferimento al verbale di prelievo o non è accompagnata dai verbali stessi	Nella richiesta non c'è il riferimento al verbale di prelievo o non è accompagnata dai verbali stessi	Segnalato nell'apposita combo 'procedura particolare' del programma di accettazione
2043	<b>rilevati alcuni provini che recano segni evidenti che mettono in dubbio il regolare prelievo dall'opera indicata</b>	Vincolante	Rilevati alcuni provini che recano segni evidenti che mettono in dubbio il regolare prelievo dall'opera indicata		Segnalato nell'app per la gestione dei provini di dubbia provenienza
2045	Sulla richiesta manca indicazione del committente	Vincolante	Manca l'indicazione del committente nella richiesta		Sospendere il lavoro
2049	Sulla richiesta manca indicazione chiara del DL	Vincolante	Manca l'indicazione del DL nella richiesta o l'indicazione è multipla o non chiara	Mancata compilazione da parte del DL	Accettare con riserva
2051	Sulla richiesta manca indicazione dell'intestatario Certificati e/o fattura	Vincolante	Manca l'indicazione dell'intestatario nella richiesta	Mancata compilazione da parte del DL	Accettare con riserva
2052	Sulla richiesta manca indicazione del prelevante carote	Vincolante	Manca l'indicazione del prelevante carote o se sia lab ufficiale	Mancata compilazione da parte del DL	Accettare con riserva
2050	Sulla richiesta manca il tipo di acciaio	Vincolante	Manca l'indicazione del tipo di acciaio nella richiesta	Mancata compilazione da parte del DL	Accettare con riserva
2046	il preventivo 633 non è ancora stato firmato dal richiedente	Vincolante	Il preventivo 633 che deve essere obbligatoriamente firmato, non lo è ancora stato		Attendere la stampa fino a risoluzione
2044	Stampa dei verbali sul modulo continuo completamente o parzialmente illeggibile	Vincolante	Stampa dei verbali sul modulo continuo completamente o parzialmente illeggibile	Stampante difettosa	Ristampa su foglio bianco del verbale suddetto, incollaggio al foglio continuo, firma e riferimento alla presente NC

#### Elenco delle NC valutate o in corso di valutazione

- N di DL “sciattoni” per anno / n totale di DL richiedenti prove in quell’anno;
- N di Nc rilevate del tipo xxx per anno rispetto:
  - al totale delle richieste;
  - al totale delle Nc.
- Frequenza delle singole NC riscontrate per ogni DL rispetto alle richieste dello stesso DL;
- N. dei provini “perfetti” (per dimensioni e planarità e ortogonalità) e n totale provini per anno (al fine di avere informazioni circa i famosi “allevamenti di cubetti”).

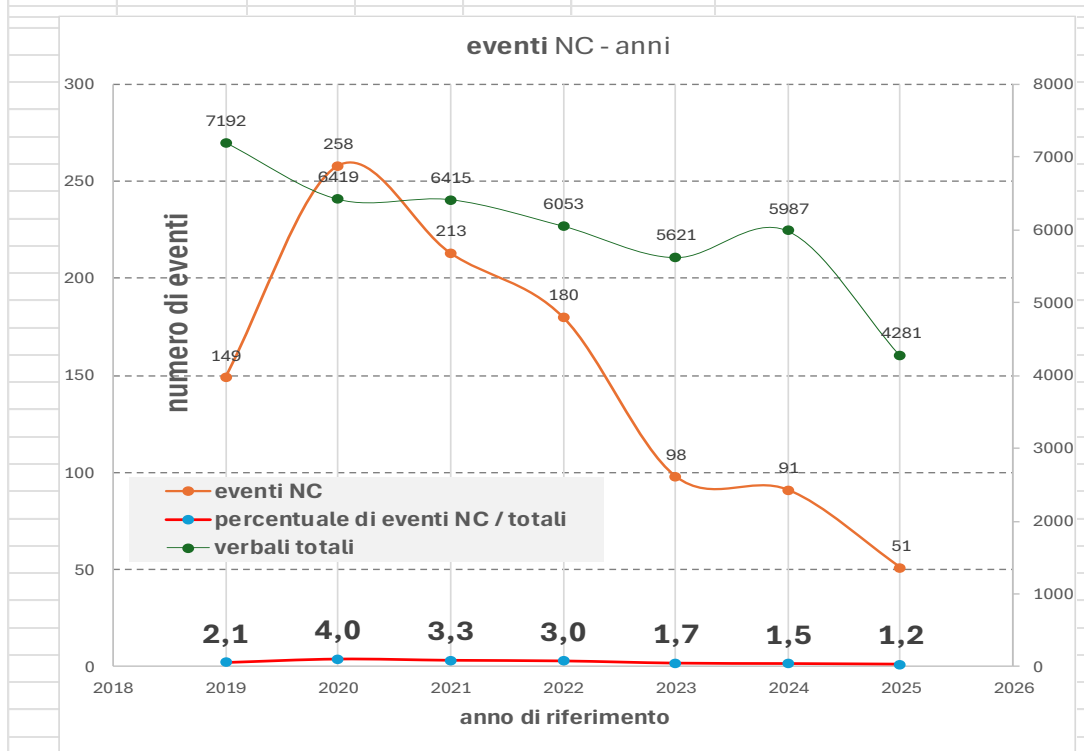
## Analisi di una NC e relativo esito

In relazione ad esse si richiama l'attenzione sulla NC 2043 poiché prefigura un comportamento disinvolto da parte del DL e merita una discussione che si può definire esemplificativa

Essa viene rilevata dall'accettazione obbligatoriamente (vedi le disposizioni del Ministero dopo il grafico).

2043	<b>rilevati alcuni provini che recano segni evidenti che mettono in dubbio il regolare prelievo dall'opera indicata</b>	Vincolante	Rilevati alcuni provini che recano segni evidenti che mettono in dubbio il regolare prelievo dall'opera indicata	Segnalato nell'app per la gestione dei provini di dubbia provenienza
------	---	------------	--	--

andamento della NC nel tempo				
codice	2043			
descrizione	ACCETTAZIONE: rilevati alcuni provini che recano segni evidenti che mettono in dubbio il regolare prelievo dall'opera indicata			
numero				
anno	eventi NC	verbali totali	percentuale di eventi NC / totali	note
2019	149	7192	<b>2,1</b>	
2020	258	6419	<b>4,0</b>	
2021	213	6415	<b>3,3</b>	
2022	180	6053	<b>3,0</b>	
2023	98	5621	<b>1,7</b>	
2024	91	5987	<b>1,5</b>	
2025	51	4281	<b>1,2</b>	



note

I dati sono estratti dal DataBase di Veneta Engineering

**l'andamento storico dice che se si applicano ferreamente le regole i risultati arrivano.**

Nella fattispecie il numero di eventi "sciattosi" dopo l'introduzione dei controlli obbligatori da parte del Ministero si va progressivamente riducendo in percentuale fino a raggiungere, ora, valori considerabili "fisiologici".

**se ne può trarre una ragionevole speranza di ottenere buoni risultati essendo la categoria "sensibile" se opportunamente motivata e monitorata**

## SPECIFICHE DISPOSIZIONI MINISTERIALI

Nelle NTC 2018, al punto 11.2.5.3 (calcestruzzi) e al punto 11.3.3.5.4 (acciai) si sottolinea che *“Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l’esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.”*

La **circolare 21 gennaio 2019, n. 7** del C.S.LL.PP., al punto **C11.2.5.3**, chiarisce infatti che: *“Un ruolo significativo nella procedura di accettazione è svolto dal Laboratorio incaricato di effettuare le prove sul calcestruzzo, il quale, sotto il controllo del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, deve svolgere costantemente la propria attività nel rispetto dei principi di qualità, trasparenza e indipendenza, declinati nei requisiti previsti dalle pertinenti disposizioni normative e ministeriali. In tal senso, il laboratorio deve, di norma:*

- **certificare solo prove le cui richieste siano regolarmente sottoscritte dal Direttore dei Lavori o altra figura titolata a richiedere prove ufficiali (collaudatore, RUP, CTU, nei casi previsti, etc.); diversamente, in luogo del previsto Certificato ufficiale di prova, il laboratorio rilascia semplice Rapporto di prova, precisando che lo stesso Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71;**
- **accettare solo richieste di prova in originale**, rifiutando richieste non firmate o non firmate in originale (in fotocopia o altro), salvo che le stesse non siano trasmesse via PEC ai sensi del Codice dell’Amministrazione Digitale; in tal caso oltre alla richiesta deve essere conservata (in formato elettronico o cartaceo) anche la mail di trasmissione, dalla quale sia possibile rilevare con certezza l’identità del mittente;
- **accettare solo provini di calcestruzzo provvisti di contrassegno**; tutti i provini devono essere identificati mediante sigle apposte direttamente dal richiedente, che devono corrispondere, evidentemente, alle sigle riportate sulla richiesta;
- **rifiutare provini che rechino segni evidenti che mettano in dubbio il regolare prelievo dall’opera indicata dalla richiesta** (ne sono un esempio il segno di vecchie etichette rimosse, ovvero la presenza di altre sigle pregresse rispetto a quelle indicate sulla richiesta);
- **verificare le condizioni di planarità e verticalità sui cubetti di calcestruzzo prima di eseguire la prova;**
- **provvedere alla esecuzione delle prove a compressione conformemente alle norme UNI EN più aggiornate;**
- **evitare di conservare in laboratorio, anche provvisoriamente, provini che non siano regolarmente accettati e identificati, anche quando non siano destinati a prova o certificazione ufficiale, motivando in questo caso la permanenza in laboratorio;**
- **riportare sui certificati del calcestruzzo, gli estremi dei verbali di prelievo**; in assenza degli estremi dei verbali di prelievo il laboratorio effettua le prove ma, in luogo del Certificato ufficiale valido ai sensi della Legge n. 1086/71, rilascia un semplice Rapporto di prova;
- **riportare sempre sui verbali di accettazione e sui certificati il nominativo della persona fisica che ha consegnato il materiale al laboratorio, nonché il ruolo svolto, se diverso dal Direttore dei Lavori;**
- **attuare le disposizioni impartite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.”**