POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

La vulnerabilità delle gallerie esistenti in calcestruzzo armato

Relatore
Prof. Ing. Alessandro Pasquale Fantilli

Correlatore
Prof. Ing. Bernardino Chiaia

Candidato
Riccardo Spotti

Anno Accademico 2020/2021

INDICE

Introduzione 8

1. Le Gallerie in Calcestruzzo Armato 11

1.1 I metodi di scavo 14

1.1.1 Scavo tradizionale 14

1.1.2 Scavo Meccanizzato 23

1.2 Approcci progettuali e stato tensionale attorno a una galleria 26

1.2.1 Metodi Empirici 26

1.2.2 Metodo delle tensioni 28

1.2.3 Stato tensionale e deformativo attorno a una galleria circolare in condizioni di mezzo elastico lineare (CILE) 28

1.2.4 Stato tensionale e deformativo attorno a una galleria circolare in un mezzo a comportamento ELPLA 33

1.2.5 Linea caratteristica della galleria 35

2. Problematiche strutturali delle gallerie in c.a. 38

2.1 Monitoraggio in galleria 40

2.1.1 Strategie di monitoraggio 42

2.1.2 Tecnologie di monitoraggio 43

2.2 Valutazione di sicurezza strutturale di una galleria esistente: un caso studio 46

2.2.1 Aspetti generali 47

2.2.2 Panoramica del progetto 48

2.2.3 Valutazione dello stato di salute del tunnel Shitigou 50

2.2.4 Programma di risanamento e considerazioni finali 61

3. Un modello di predizione della resistenza del calcestruzzo in opera 63

3.1 La stima della resistenza dei materiali in assenza di prove dirette 65
3.2 Un'analogia con la diagnostica medica 65
3.3 Le curve di resistenza-età del calcestruzzo 67
4. I risultati di una campagna sperimentale su gallerie ASPI 72
4.1 Esecuzione delle prove 72
4.2 Risultati delle prove 75
4.3 Analisi dei risultati 77
5. Conclusioni 85
6. Bibliografia 87

INTRODUZIONE

I recenti problemi che hanno colpito la rete stradale italiana hanno posto l'attenzione sullo stato di salute dei ponti e delle gallerie presenti sul nostro territorio e sulla necessità di definire delle linee guida comuni sulle attività di verifica, monitoraggio e manutenzione delle opere esistenti in calcestruzzo armato. In particolare, questa emergenza infrastrutturale ha interessato recentemente più di un viadotto italiano e ha raggiunto il culmine con il collasso del Ponte Morandi a Genova.

In risposta a questo il Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili ha recentemente emanato le "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti" e ha in agenda l'emanazione di nuove linee guide anche per migliorare la sicurezza delle gallerie. Tale provvedimento introdurrà un nuovo approccio per le attività di sorveglianza e per gli interventi di manutenzione delle gallerie della rete stradale nazionale e delle autostrade.

Il provvedimento prevederà che il gestore autostradale e Anas sviluppino un "Piano di Sorveglianza dell'Opera" per ciascuna galleria in base alle sue caratteristiche fisiche e tecniche. In tale piano dovranno confluire tutti i dati tecnici della galleria, provenienti da dati storici e indagini, da effettuare considerando anche l'uso di tecnologie avanzate quali georadar e laser scanner. Il fine è quello di verificare lo stato di salute dell'opera e la sua sicurezza, tenendo conto anche del grado di obsolescenza dei suoi elementi strutturali. Nel piano dovranno inoltre essere riportate le modalità dei controlli da effettuare, le attività di verifica periodica, gli interventi già eseguiti e quelli programmati.

Nella scelta delle modalità di indagine delle gallerie e della contestuale adozione di sistemi di rilevazione strumentale, gli operatori sono tenuti anche a considerare i rischi e i disagi gravanti sulla circolazione, derivanti dall'ingombro del corpo stradale e dai tempi di esecuzione delle verifiche. In tale ottica un'estesa campagna di prove dirette per andare a verificare l'effettivo stato di salute delle migliaia di gallerie in c.a. presenti sul territorio risulta di fatto impossibile, sia dal il punto di vista dei costi che per la difficoltà che implicherebbe l'interruzione anche solo temporanea del traffico stradale.

L'auspicio è dunque quello di sviluppare nuove metodologie in grado di stimare in modo preliminare benché affidabile la resistenza dei materiali strutturali senza l'intervento di prove dirette di caratterizzazione.

In tale ottica, nel presente lavoro di tesi viene presentato uno studio svolto nel nuovo centro interdipartimentale SISCON (Safety of InfraStructures and Constructions) del Politecnico di Torino, avente l'obiettivo di stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera in assenza di prove dirette, attraverso l'utilizzo di opportune curve teoriche di resistenza-età. Queste sono create a partire dai dati storici di prove di compressione uniassiale presenti nell'archivio del Laboratorio Prove su Materiali e Strutture del Politecnico di Torino, che possiede una banca dati centennale di risultati di prove effettuate su cubi di calcestruzzo, richieste per la qualifica dei materiali in cantiere. Per creare tali curve sono stati considerati solamente i risultati di prove eseguite su campioni di calcestruzzo giunti a maturazione (dopo 28 giorni dal getto) e sono stati presi in considerazione solamente gli anni in cui il numero di dati disponibili fosse tale da permettere un'analisi statistica sufficientemente robusta della resistenza del materiale. Seguendo tale approccio è stato possibile ricondurre i valori della distribuzione reale dei valori di resistenza a compressione del calcestruzzo a una distribuzione gaussiana.
In maniera del tutto analoga anche per l'acciaio possono essere presentate tali curve di resistenza-età, create in questo caso utilizzando i dati storici del Politecnico di Torino relativi ai risultati di prove di trazione eseguite per la qualificazione di tondini da calcestruzzo armato ad armatura lenta.
Queste curve di predizione della resistenza del calcestruzzo in funzione dell'età del getto vengono poi messe a confronto con i risultati di una campagna di prove sperimentali promossa da ASPI, nella quale viene indagato il valore di resistenza a compressione monoassiale di campioni cilindrici provenienti da 135 gallerie autostradali del Nord Italia, costruite tra gli anni '60 e gli anni '90.
Si opera quindi una comparazione tra la resistenza del calcestruzzo delle gallerie ottenuta dalla campagna di indagini e quella prevista dalle corrispettive curve di resistenza-età.
Sulla base di tale confronto il presente elaborato si pone come obiettivo quello di estendere l'utilizzo dell'approccio delle curve resistenza-età come metodologia di stima del valore della resistenza dei materiali in assenza di prove dirette, già utilizzato nell'ambito della valutazione dello stato di salute dei ponti, alle gallerie in calcestruzzo armato. Studiando come si pongono le resistenze reali rispetto a quelle previste dalle curve resistenza-età per questa tipologia specifica di opera diventa così possibile fornire

agli ingegneri un valore di resistenza da adottare in fase di verifica di sicurezza di queste particolari categorie di opere in calcestruzzo armato.

1. LE GALLERIE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Le gallerie in calcestruzzo rappresentano un tipico esempio di opera in sotterraneo, una tipologia di costruzione che implica l'apertura di una cavità nel sottosuolo, con scavo e asportazione di materiale (terre e rocce da scavo). Una galleria o tunnel, nell'ambito dell'ingegneria civile, è una perforazione del suolo o della roccia approssimativamente orizzontale, nella quale domina la lunghezza sulle altre due dimensioni e che mette in comunicazione due luoghi tra di loro (Figura 1).

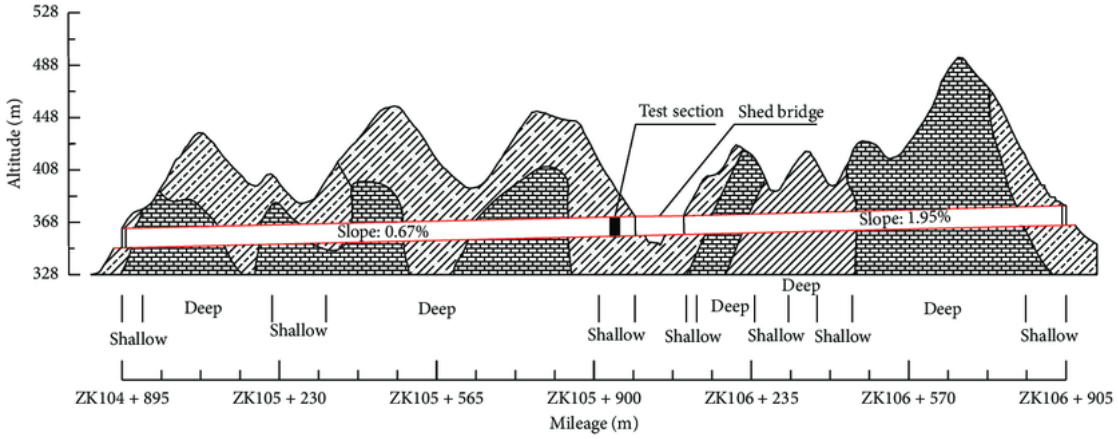


Figura 1 – Sezione longitudinale del tracciato di una galleria

Le principali destinazioni d'uso per una galleria possono essere:

- Sottopassi o sottopassaggi: raccordi viari che passano al di sotto di una zona urbana o di un'arteria stradale o ferroviaria per il transito ciclo-pedonale, veicolare e di mezzi su rotaia (i.e. metropolitane);
- Gallerie stradali (Figura 2-a): consentono il transito di veicoli attraverso rilievi montuosi o sotto aree già edificate;
- Gallerie ferroviarie (Figura 2-b): adibite al transito di mezzi su rotaia; appartengono a questa categoria anche i sistemi di trasporto metropolitani.

Figura 2 – Imbocco di una Galleria Stradale (a) e Galleria ferroviaria del San Gottardo (b)

Inoltre, le gallerie possono essere utilizzate per lo sfruttamento di giacimenti sotterranei di materie prime e per altri servizi come il passaggio di gasdotti, oleodotti, elettrodotti e sistemi fognari oltre che per mettere in comunicazione bacini idrografici vicini e consentire il deflusso di acqua.

Se in passato la scarsità di conoscenze e la carenza di macchinari specifici determinavano inevitabilmente una progettazione improvvisata della galleria con interventi di stabilizzazione e rivestimenti decisi in corso d'opera con l'avanzare del fronte di scavo, scavare una galleria oggi implica necessariamente prima un'approfondita fase di progettazione. Il progetto e la costruzione di tali opere risultano infatti spesso complessi, poiché fortemente influenzati dalle le condizioni al contorno, fra tutte la qualità dei terreni e delle rocce presenti in situ, la presenza di acqua e non ultima la profondità dell'opera. Le gallerie, a seconda della copertura, possono essere infatti suddivise in gallerie profonde e superficiali. Le gallerie superficiali sono soggette a fenomeni deformativi e di rottura del terreno nell'intorno del cavo che si propagano sino al piano campagna, causando problemi di subsidenza in superficie che può portare a grandi dissesti, come l'apertura di voragini o di gravi danni nei riguardi degli edifici sovrastanti lo scavo. Le gallerie profonde, con una profondità superiore a tre volte di diametro della stessa, sono principalmente affette da problemi derivanti dalle difficoltà di prevedere il comportamento delle rocce e all'incertezza dei parametri meccanici in gioco.

A partire dal modello geotecnico e sulla base dei requisiti funzionali che sono richiesti all'opera, la progettazione di una galleria porta a determinarne la sua geometria, la tecnica di scavo, la tipologia di sostegno/stabilizzazione e il rivestimento definitivo.

L'iter progettuale per una galleria può così essere schematizzato (si veda Figura 3):

1. Definizione dei requisiti funzionali: scelta della geometria e della tipologia di opera;
2. Caratterizzazione geologica e geotecnica del sito;
3. Formulazione del modello geotecnico;
4. Scelta e dimensionamento degli interventi attraverso analisi progettuale, sfruttando metodi di calcolo analitici e numerici;
5. Definizione di un sistema di monitoraggio.

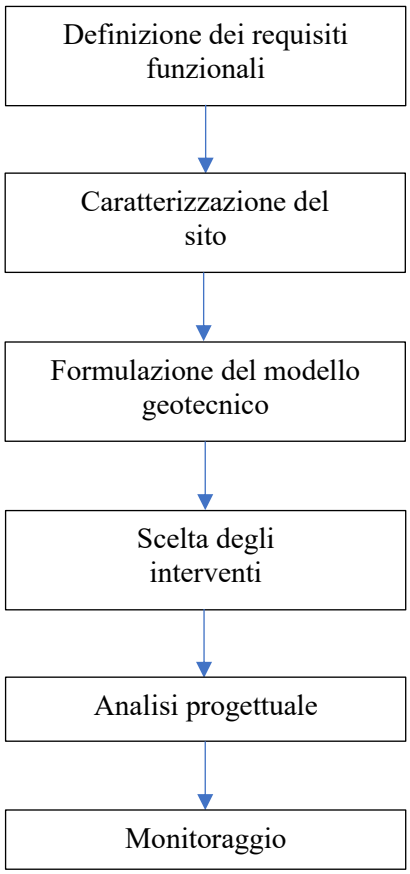


Figura 3 – Passi progettuali per il progetto di una galleria

1.1 I METODI DI SCAVO

In tempi passati lo scavo delle gallerie era eseguito seguendo un approccio “di mestiere”, in cui i problemi che si incontravano con l’avanzamento del fronte di scavo venivano risolti attraverso soluzioni più o meno empiriche e basate sull’esperienza. Solo in un secondo momento si cercava di interpretare i fenomeni incontrati durante lo scavo per poter darne una spiegazione scientifica.

Di conseguenza nel corso degli anni sono nati diversi metodi di scavo noti come metodi tradizionali, di solito denominati come il nome del Paese in cui sono stati proposti. Questi metodi affrontano il problema dello scavo effettuando una parzializzazione della sezione di scavo al fine di controllare la stabilità del fronte tramite l’utilizzo di sostegni provvisori, che ne evitano la chiusura. Solo successivamente viene poi realizzato il rivestimento definitivo.

In tempi più recenti con l’introduzione delle TBM, si è reso possibile lo scavo meccanizzato delle gallerie a piena sezione. Si parla in questo caso di scavo meccanizzato.

1.1.1 SCAVO TRADIZIONALE

La tecnica di scavo tradizionale delle gallerie è quella utilizzata fin dagli albori di queste opere, risalenti alla seconda metà del XIX secolo. Questo metodo prevedeva la parzializzazione della sezione di scavo, con il sostegno della galleria che avveniva tramite una struttura in legno (Figura 4).

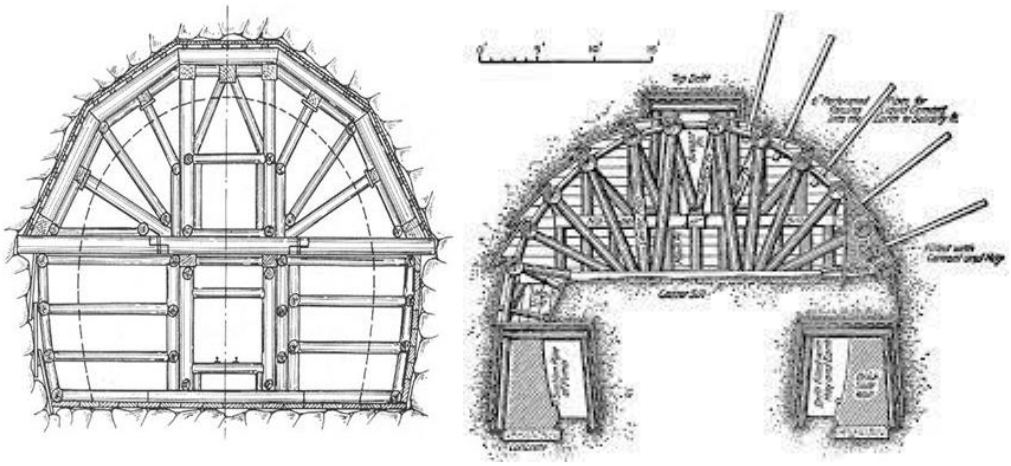


Figura 4 – Armature di rinforzo in legno per costruzione di gallerie

Nel modellino riportato in Figura 5 (immagine tratta dal museo virtuale del Politecnico di Torino), si può apprezzare lo spaccato dello scavo a sezioni parzializzate con rinforzi in legno. In questo caso si è di fronte al "metodo italiano" in cui a un primo scavo centrale fanno seguito gli scavi in prossimità dell'arco rovescio e infine della calotta.

Figura 5 - Modello di armatura per costruzione di volte in galleria (scavo parzializzato)

Come si può osservare tutti i tratti vengono sostenuti da numerosi puntoni in legno che hanno la funzione appunto di sorreggere il materiale attorno alle pareti dello scavo, che per effetto di quest'ultimo risulta allentato. Questo tipo di scavo tradizionale, ormai superato, viene definito "pesante", per l'elevato numero di puntoni necessari al sostegno e che rendevano molto difficile il movimento all'interno del cantiere sotterraneo.
Il paradigma dello scavo tradizionale oggi è stato sostanzialmente invertito. Si parla infatti di tecnica di scavo tradizionale "leggera" in cui l'approccio non è più quello di puntellare il terreno dopo lo scavo (approccio passivo), bensì si cerca di intervenire preventivamente in maniera attiva con dei sostegni per cercare di limitare l'effetto di allentamento del materiale causato dallo scavo. Ciò è stato reso possibile anche grazie al progresso tecnologico che ha permesso l'introduzione di sostegni più leggeri e meno ingombranti, quali acciaio e calcestruzzi spruzzati e fibrorinforzati.

In Figura 6 e Figura 7 sono riportati alcuni esempi di scavo tradizionale moderno con sezioni parzializzate.

Figura 6 – Esempi di scavo tradizionale oggi

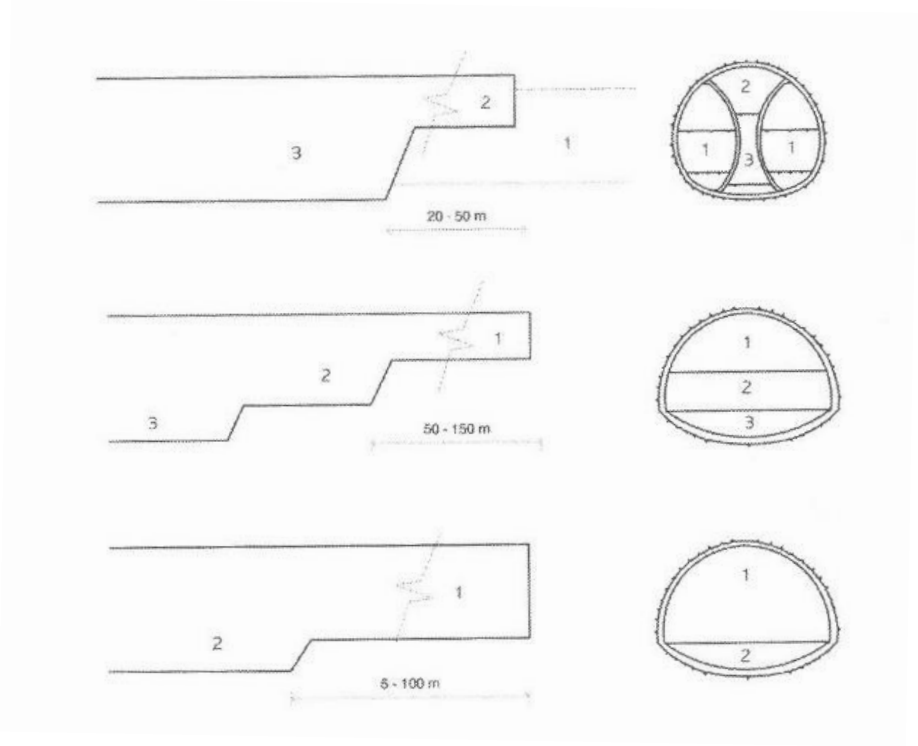


Figura 7 – Esempi di scavo a sezioni parzializzate con illustrazione delle fasi di scavo

Questo tipo di scavo tradizionale a sezioni parzializzate prevede, dopo il preconsolidamento, l'esecuzione dell'escavazione in più fasi, tramite esplosivo o mezzi meccanizzati. Vengono di seguito brevemente descritte alcune delle tecniche più utilizzate.

Scavo con avanzamento in calotta e ribasso (Figura 8 e Figura 9): consiste in un prescavo della calotta (fasi 1 e 2) a cui fa seguito lo scavo del ribasso (fasi 3 e 4) e dell'arco rovescio (fase 5) a una distanza tale da impedire interferenze tra le diverse squadre al lavoro contemporaneamente su entrambi i fronti.

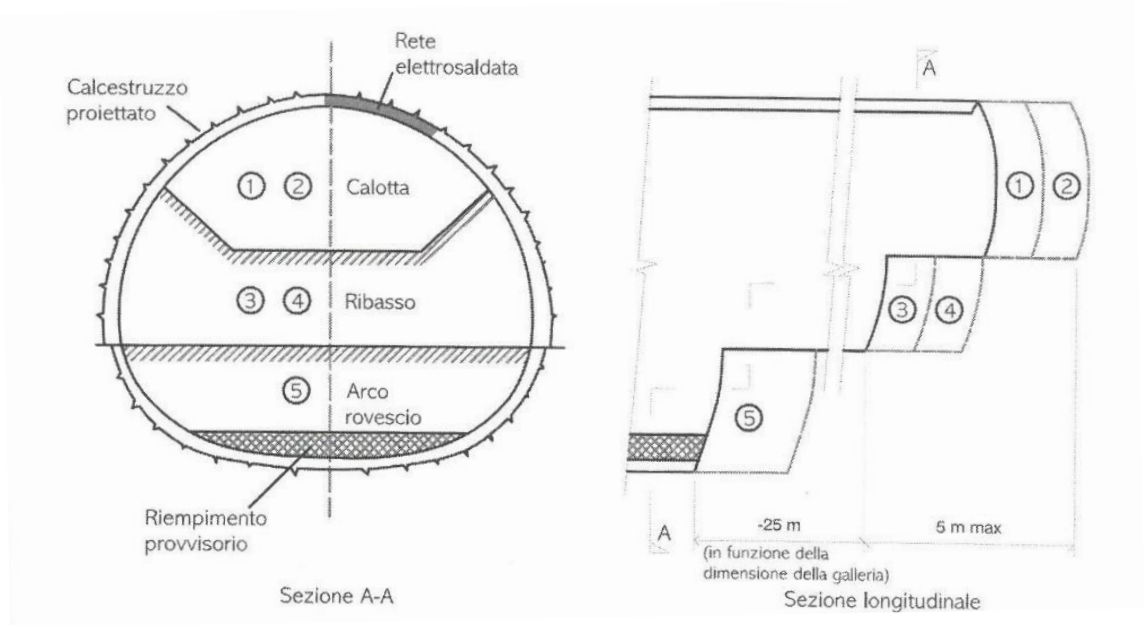


Figura 8 – Scavo parzializzato con avanzamento in calotta e ribasso (sezione trasversale e longitudinale)

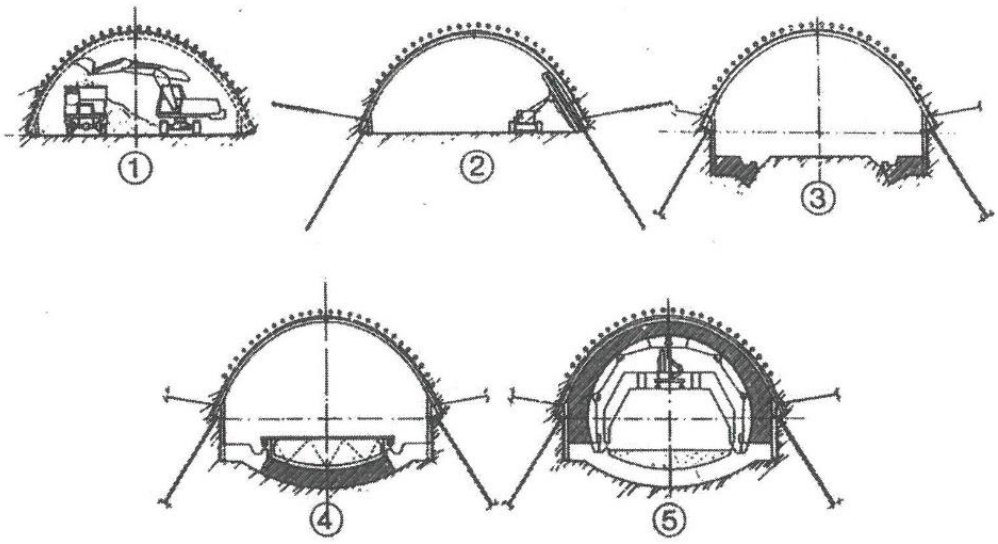


Figura 9 – Scavo parzializzato con avanzamento in calotta e successivo ribasso. Scavo della calotta (fasi 1-2); ribasso effettuato in prossimità del fronte di scavo in calotta (fasi 3-4); installazione del rivestimento finale (fase 5)

Questo metodo prevede un prerivestimento, normalmente costituito da centine e spritz-beton, spesso accoppiati insieme (Figura 10), oltre a chiodature o bullonature in calotta.

Figura 10 – Calcestruzzo proiettato in combinazione a rete e centine metalliche utilizzato come rivestimento preliminare in galleria

In presenza di ammassi rocciosi di qualità scarsa o molto scarsa può inoltre rendersi necessaria l'installazione di un "ombrello" di tubi sul perimetro di scavo (Figura 11) in modo da proteggere l'avanzamento in calotta.

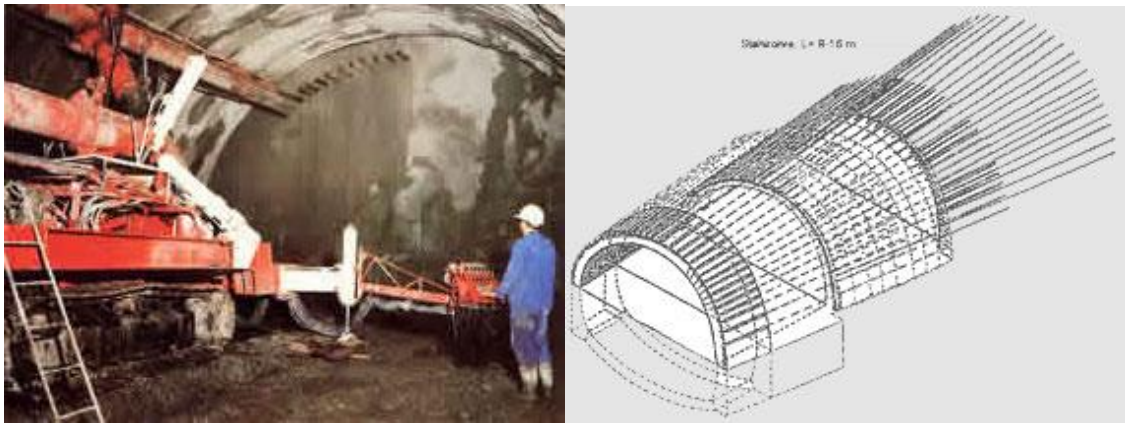


Figura 11 – Realizzazione di uno schermo di infilaggio:
tubi metallici lunghi 10 ÷ 18 m vengono introdotti nel fronte di scavo a distanze di 40-60 cm fra loro. Sotto la protezione di un tale sistema di sostegno l'avanzamento dello scavo può quindi avvenire in sicurezza

Scavo con avanzamento ad attacchi laterali (Figura 12): questa tecnica prevede la suddivisione della sezione trasversale in tre parti, da scavare in fasi successive, in particolare due cunicoli laterali e un nucleo centrale. Ciascun cunicolo viene scavato in tre fasi come nel metodo con avanzamento e ribasso (prima scavo in calotta, poi in ribasso

e infine realizzazione dell'arco rovescio). A una certa distanza dal fronte dei cunicoli, solitamente 20 - 50 m, viene infine scavato il nucleo centrale, anch'esso in tre fasi.

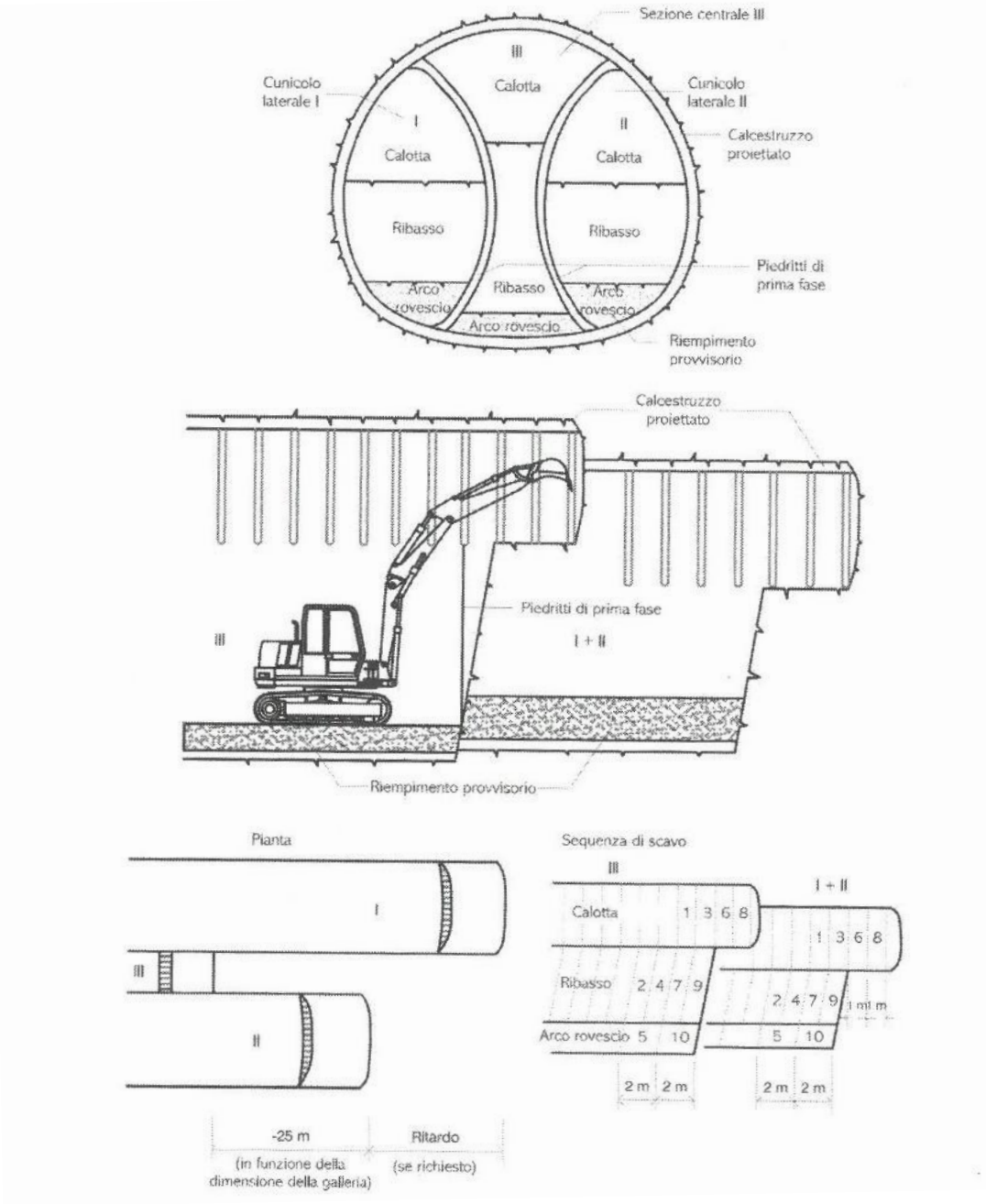


Figura 12 – Scavo a sezione parzializzata: schema di avanzamento con cunicoli laterali

Questa tecnica risulta vantaggiosa in caso di terreni con scarse proprietà meccaniche in quanto l'escavazione di sezioni trasversali più piccole consente di limitare l'instabilità del fronte. Gli svantaggi risiedono nelle condizioni di lavoro poco favorevoli che vanno

ad instaurarsi nei cunicoli laterali e nell'elevato numero di fasi realizzative che rallentano sensibilmente l'avanzamento del fronte.
Anche in questa tecnica tradizionale si predilige l'utilizzo di centine metalliche accoppiate a spritz-beton e rete elettrosaldata come sostegno dello scavo, oltre all'utilizzo di chiodi o bulloni. L'opera viene poi completata con la realizzazione dell'arco rovescio e con il getto del rivestimento definitivo.

Avanzamento con setto centrale (Figura 13): in questo caso la sezione viene suddivisa in due da un setto centrale provvisorio. Le due parti della sezione vengono scavate sempre in tre fasi (calotta, ribasso e arco rovescio), a una certa distanza l'una dall'altra in funzione della dimensione della galleria. Man mano che si procede ad allargare la sezione viene rimosso il setto centrale.

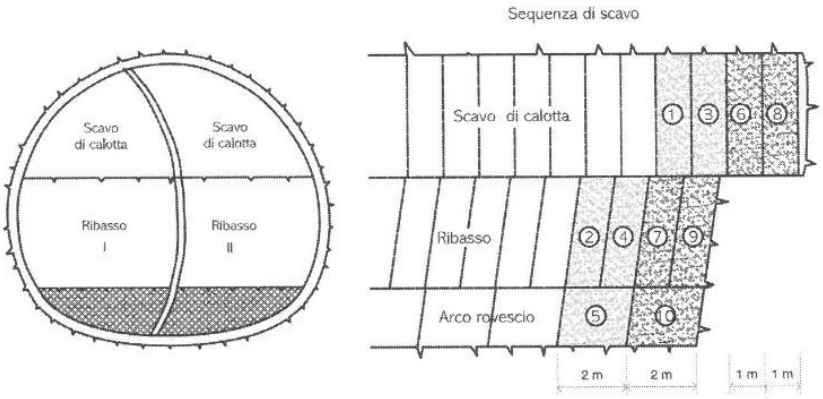


Figura 13 – Scavo a sezione parzializzata con avanzamento del setto centrale

Questa tecnica presenta gli stessi limiti del metodo ad attacchi laterali, pertanto risulta scarsamente utilizzato.

Avanzamento con cunicolo pilota (Figura 14): questa tecnica prevede di avanzare preliminarmente scavando una galleria di diametro inferiore a quella finale, ma avente medesimo allineamento. In una fase successiva viene completato l'allargamento della sezione fino alle dimensioni di progetto.

Un vantaggio di questo metodo è la possibilità, grazie al cunicolo pilota, di collezionare un considerevole numero di informazioni geologiche e geotecniche sull'ammasso roccioso in cui verrà inserita la galleria. Questo risulta molto utile soprattutto quando non vengono eseguite adeguate campagne di indagini preliminari.

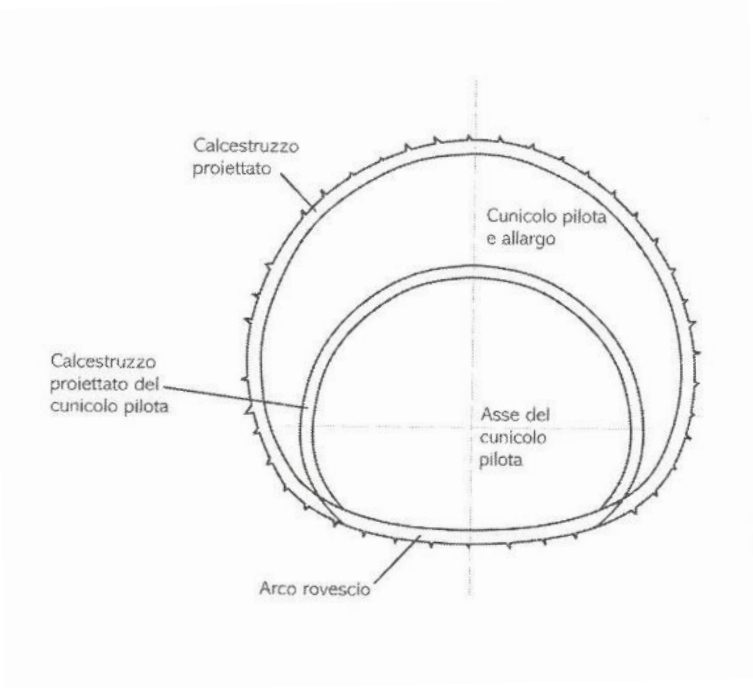


Figura 14 – Scavo con cunicolo pilota

Inoltre, basandosi sui dati di monitoraggio del cunicolo pilota è possibile costruire un modello di previsione del comportamento della galleria definitiva. In particolare, è possibile valutarne le deformazioni al momento del suo allargo finale. Questo risulta indispensabile soprattutto in ammassi rocciosi di bassa qualità, nei quali è possibile sfruttare il cunicolo pilota per preconsolidare la roccia (Figura 15), migliorando le condizioni di scavo e riducendo la convergenza della galleria finale.

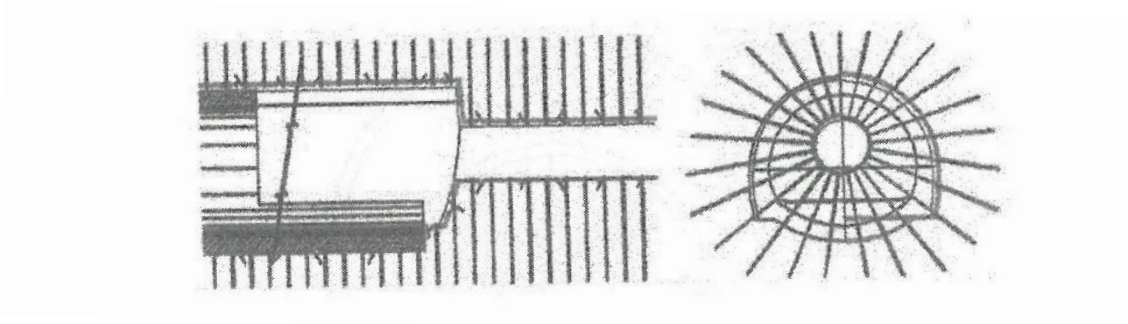


Figura 15 – Preconsolidamento dell'ammasso roccioso dal cunicolo pilota

Il cunicolo pilota è altresì sfruttato per far sviluppare alla galleria una quota parte di di deformazione prima dell'allargo finale, in questo modo è possibile ridurre lo stato tensionale a cui sono sottoposti i rivestimenti di prima fase e definitivo.
Grazie all'impiego di macchinari di scavo ad altro rendimento questa tecnica di scavo permette elevate produzioni giornaliere.

Scavo a piena sezione (Figura 16): è la tecnica di scavo, sia tradizionale che meccanizzata, che più si tende ad utilizzare recentemente. In questa fattispecie il fattore più critico risulta essere la stabilità del fronte di scavo, soprattutto per le gallerie di grande diametro, pertanto risulta cruciale il rinforzo del fronte e fare affidamento sulla massa di roccia che circonda lo scavo.
In particolare, è stato dimostrato (Lunardi 2000) che la rigidezza della roccia oltre il fronte ha una diretta influenza sul comportamento deformativo (convergenza) della galleria già scavata ed incide anche sull'insorgenza di fenomeni di instabilità quali spalling, crollo del fronte e collasso del nucleo già scavato.
Si può quindi pensare di migliorare le caratteristiche meccaniche (rigidezza) del nucleo in avanzamento al fine di sfruttarlo come mezzo di stabilizzazione.
Le tecniche adottabili per incrementare la rigidezza del nucleo centrale, quali l'inserimento di tubi in vetroresina o l'utilizzo di trattamenti colonnari (jet-grouting, ecc.) variano in funzione della natura e delle condizioni del terreno/ammasso roccioso da scavare, e benché assai efficaci, presentano alcune criticità quali la difficoltà di quantificarli in fase di progetto e il problema dello smaltimento dello smarino che risulta inquinato da tali sistemi irrigidenti.

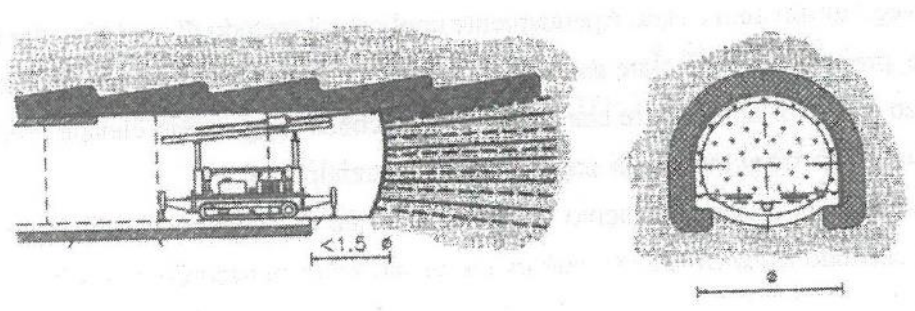


Figura 16 – Scavo a piena sezione: avanzamento con tubi in vetroresina

1.1.2 SCAVO MECCANIZZATO

Benché si utilizzino mezzi meccanici anche nello scavo tradizionale, con scavo meccanizzato si intende lo scavo di gallerie con frese a piena sezione, o TBM (Tunnel Borin Machine).
Le TBM (Figura 17), i cui primi prototipi erano già stati concepiti nella seconda metà del 1800, sono effettivamente nate alla fine degli anni ’60, segnando una rivoluzione nella costruzione delle gallerie.

Figura 17 – La TBM “Martina” utilizzata durante la realizzazione dell’Autostrada A1 var “Variante di Valico”

Una TBM è essenzialmente costituita da tre part:

- Una testa rotante sulla quale si trovano gli utensili di scavo che disgregano la roccia. Le teste delle frese possono essere aperte o scudate;
- Un sistema di guida e di propulsione che fornisce la spinta necessaria all’avanzamento della macchina;
- Un sistema di sgombero che libera il fronte dai detriti e li direziona verso i sistemi di trasporto.

La testa della TBM viene spinta contro la superficie rocciosa e ruotando a una velocità variabile a seconda della sua dimensione e del materiale in cui scava, agisce sul fronte di scavo con gli utensili di abbattimento che rimuovono piccole scaglie di materiale.

Le resistenze al momento torcente e alla spinta vengono vinte grazie all'attrito che si genera tra la testa e le pareti del tunnel. La macchina si sposta "come un lombrico", con dei martinetti idraulici che puntano sulla roccia (se sufficientemente sana, altrimenti sul rivestimento appena posizionato) e spingono in avanti la testa fresante; anche la parte retrostante della TBM è ancorata alla bocca del tunnel per contribuire alla spinta.
In generale è possibile dividere le TBM in due categorie in funzione del materiale che devono scavare:

- TBM per terreno sciolto, utilizzate in terreni omogenei e con pressioni limitate in cui le problematiche principali sono garantire la stabilità dello scavo e del fronte.
- TBM per scavo in ammassi rocciosi, utilizzate per rocce di media e alta resistenza e in condizioni di buona stabilità. In questo caso il problema principale è riuscire a frantumare la roccia.

Le teste delle TBM si dividono inoltre in aperte e scudate. Le frese aperte (Figura 18) vengo utilizzate in ammassi rocciosi con buone caratteristiche meccaniche e pertanto aventi un'elevata stabilità del fronte di scavo. Le teste di tali macchine occupano la quasi totalità della sezione di scavo, perciò il rinforzo del contorno dello scavo viene effettuato solo dopo alcuni metri di avanzamento del fronte utilizzando centine, bulloni e calcestruzzo proiettato. Questo è il tipico caso di gallerie in cui risulta sufficiente solo un sostegno leggero e non necessitano del secondo rinforzo definitivo.

Figura 18 – Esempio di TBM non scudata

Se l'ammasso roccioso risulta di scarsa qualità e necessita quindi di un supporto immediato vengono invece utilizzate le TBM scudate (Figura 19). Possono essere a scudo

singolo o doppio e sono caratterizzate dal fatto che l'intera macchina viene racchiusa all'interno di una struttura cilindrica.

Figura 19 – Esempio di TBM scudata

Nella sezione finale dello scudo e sotto la sua protezione vengono montati i conci prefabbricati in calcestruzzo armato che vanno a formare il rivestimento definitivo della galleria.

Come detto, le TBM vengono utilizzate anche per la realizzazione di gallerie in terreni sciolti. In queste circostanze è necessario applicare una pressione sul fronte di scavo. Le macchine si differenziano in funzione del metodo con cui applicano tale pressione e, come rappresentato in Figura 20, si possono dividere in TBM a contropressione di terra (Earth Pressure Balance) e a contropressione di fango (Slurry Shield).

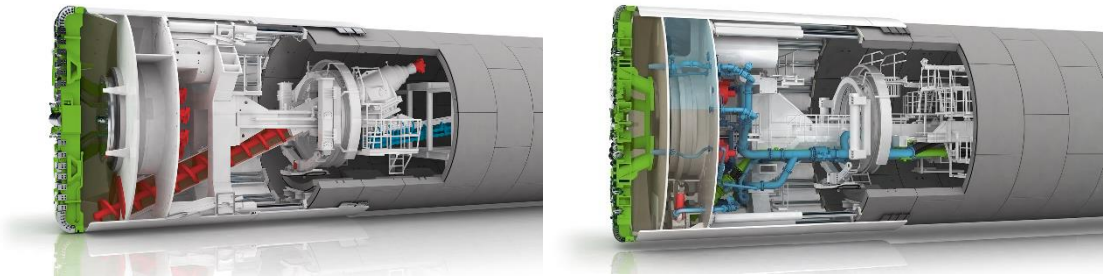


Figura 20 – Esempri di EPB (sinistra) e Slurry Shield (destra) TBMs

1.2 APPROCCI PROGETTUALI E STATO TENSIONALE ATTORNO A UNA GALLERIA

La progettazione delle gallerie si può avvalere di diversi approcci, che possono essere così suddivisi:

- Metodi empirici
- Metodo dell'equilibrio limite
- Metodo delle tensioni

I metodi empirici costituiscono un approccio semplificato al problema, pertanto non permettono di arrivare a conclusioni progettuali. Tuttavia, costituiscono uno strumento molto utile in fase preliminare, soprattutto per la scelta dei rinforzi iniziali.
I metodi all'equilibrio limite applicati alle gallerie sono utili per indagare situazioni con geometrie semplici, oppure per valutare la stabilità di singoli blocchi di roccia in calotta.
Il metodo delle tensioni è quello che permette di valutare lo stato tenso/deformativo dell'opera in sotterraneo, sia allo stato naturale che in presenza di rinforzi.

1.2.1 METODI EMPIRICI

Per il progetto e la costruzione di opere in sotterraneo possono essere utilizzati approcci preliminari empirici basati sui sistemi di classificazione degli ammassi rocciosi. Tra i più celebri sistemi di classificazione si possono menzionare il R.M.R. System di Beniawski (1984) e il Q System di Barton (1974). Entrambi individuano classi geomeccaniche sulla base di una serie di parametri ricavabili da campagne di indagini e rilievi sulla roccia intatta e sulle discontinuità caratterizzanti gli ammassi. Ad ogni classe vengono associati degli interventi tipo di stabilizzazione che determinano le sezioni di progetto. Tali approcci, così come sottolineato dagli stessi autori, devono essere utilizzati come strumenti di supporto alla progettazione ma non devono sostituire la progettazione dell'opera in sotterraneo.
Ad esempio, Bieniawski offre indicazioni sui sostegni preliminari per il rinforzo dello scavo e il tempo di autoportanza dello scavo stesso, in funzione delle sue dimensioni (Figura 21 e Figura 22), in riferimento a una galleria a ferro di cavallo scavata con esplosivo.

Guidelines for Excavation and Support of Rock Tunnels in Accordance with the Rock Mass Rating System[a]

Rock Mass Class	Excavation	Support		
		Rock Bolts (20-mm Dia, Fully Grouted)	Shotcrete	Steel Sets
Very good rock I RMR:81–100	Full face 3-m advance	Generally, no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR:61–80	Full face 1.0–1.5-m advance Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m, with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
Fair rock III RMR: 41–60	Top heading and bench 1.5–3-m advance in top heading Commence support after each blast Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5–2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50–100 mm in crown and 30 mm in sides	None
Poor rock IV RMR: 21–40	Top heading and bench 1.0–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation 10 m from face	Systematic bolts 4–5 m long, spaced 1–1.5 m in crown and wall with wire mesh	100+150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts 0.5–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5–6 m long, spaced 1–1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150–200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and fore-poling if required. Close invert

Figura 21 – Indicazioni del tipo di supporto preliminare secondo l'RMR (Bieniawski 1989)

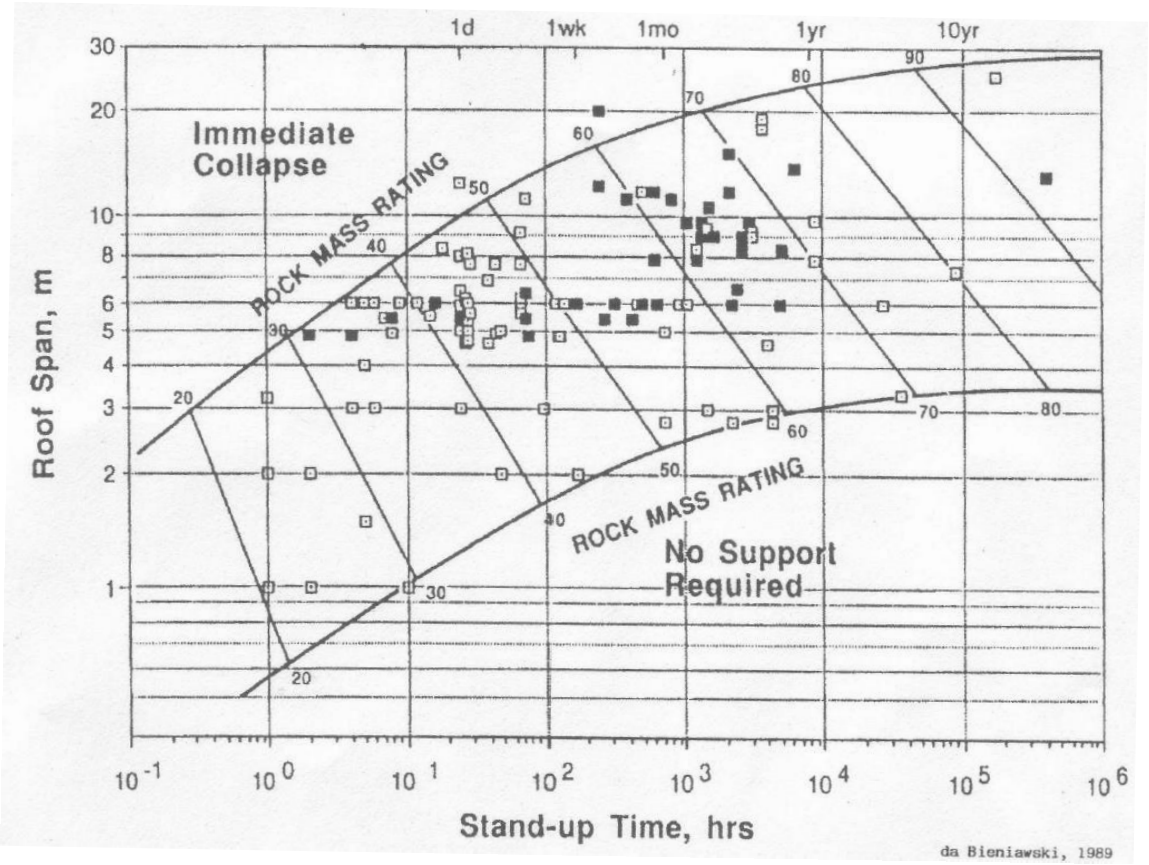


Figura 22 - Indicazioni sul tempo di autoportanza dello scavo secondo l'RMR (Bieniawski 1989)

1.2.2 METODO DELLE TENSIONI

Lo scavo di una galleria in un ammasso roccioso provoca un'alterazione dello stato tensionale originario. Se le sollecitazioni indotte superano la resistenza del materiale, attorno alla galleria viene a formarsi una zona di plasticizzazione (comportamento elasto-plastico ELPLA), detta fascia plastica, in cui lo stato tensionale risulta molto diverso rispetto alle zone in campo elastico (ILE).
La determinazione delle tensioni indotte dallo scavo può avvenire sfruttando soluzioni analitiche, risolvibili in forma chiusa sotto alcune ipotesi che semplificano il problema, oppure attraverso metodi numerici.

1.2.3 STATO TENSIONALE E DEFORMATIVO ATTORNO A UNA GALLERIA CIRCOLARE IN CONDIZIONI DI MEZZO ELASTICO LINEARE (CILE)

Lo stato tensionale viene determinato analiticamente, sulle ipotesi di:

- Galleria profonda
- Stato di deformazione piana
- Campo delle piccole deformazioni

Una galleria si definisce profonda quando è situata a una profondità di circa $H > 5D$ (H è la profondità della galleria dal piano campagna, D è il diametro della galleria). In questo caso le variazioni di tensione tra la calotta e la base possono considerarsi trascurabili e la tensione agente lungo tutta la galleria viene posta costante e pari a quella corrispondente al centro della galleria (Figura 23).
Lo stato di deformazione piana è quello che si verifica in una sezione abbastanza distante dall'imbocco e dal fronte dello scavo in modo che gli effetti di bordo vengano dissipati.

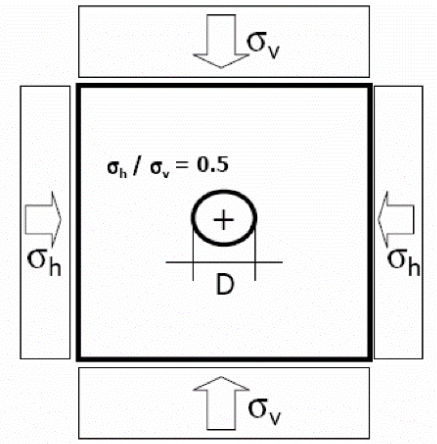


Figura 23 - tensioni verticale σ_v e orizzontale σ_h che agiscono sulla galleria

Per la determinazione delle sollecitazioni agenti su una galleria profonda si utilizzano le seguenti relazioni:

- Equazioni di equilibrio;
- Equazioni di congruenza;
- Equazioni del legame costitutivo;
- Condizioni al contorno.

Quando il comportamento dell'ammasso roccioso è elastico lineare i legami costitutivi che definiscono la relazione tra sforzi e deformazioni possono essere espressi in campo di deformazione piana tramite la legge di Hoek:

$$\begin{cases} \sigma_r = (\lambda + 2G) \cdot \varepsilon_r + \lambda \cdot \varepsilon_\vartheta \\ \sigma_\vartheta = (\lambda + 2G) \cdot \varepsilon_\vartheta + \lambda \cdot \varepsilon_r \end{cases} \qquad \begin{cases} G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \\ \lambda = \frac{E \cdot \upsilon}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)} \end{cases} \qquad \text{Costanti di Lamè}$$

Le equazioni di congruenza definiscono il rapporto tra spostamenti e le deformazioni che nel caso di deformazione piana viene scritta come:

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \dfrac{\partial u_r}{\partial r} \\ \varepsilon_\vartheta = \dfrac{1}{r} u_r \\ \gamma_{r\vartheta} = 0 \end{cases}$$

Lo stato tensionale e deformativo nell'intorno di una galleria in un mezzo CILE in assenza di sostegno ($p_i = 0$) è dato dalle soluzioni di Kirsch:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}(\sigma_h - \sigma_v)\cdot\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2}(\sigma_h - \sigma_v)\cdot\left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right)\cos 2\vartheta$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_h - \sigma_v)\cdot\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2}(\sigma_h - \sigma_v)\cdot\left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right)\cos 2\vartheta$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}(\sigma_h - \sigma_v)\cdot\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)\left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2}\right)\sin 2\vartheta$$

$$u_r = \frac{\sigma_v \cdot a^2}{4 \cdot r \cdot G}\left\{(1 + k_0) - (1 - k_0)\cdot\left[4(1 - v) - \frac{a^2}{r^2}\right]\sin 2\theta\right\}$$

$$u_\theta = \frac{\sigma_v \cdot a^2}{4 \cdot r \cdot G}\left\{(1 - k_0)\left[2\cdot(1 - 2v) + \frac{a^2}{r^2}\right]\sin 2\theta\right\}$$

$$\begin{cases} \sigma_v = \gamma \cdot H \\ \sigma_h = \gamma \cdot H \cdot k_0 \end{cases}$$ condizioni geostatiche

in cui:

σ_r	tensione in direzione radiale [MPa]
σ_θ	tensione in direzione tangenziale [MPa]
σ_h	tensione orizzontale agente [MPa]
σ_v	tensione verticale agente [MPa]
γ	peso specifico della roccia [kN/m^3]
H	profondità dal piano campagna [m]
a	raggio della galleria [m]

r	raggio in cui viene calcolata la tensione [m]
ϑ	angolo valutato in senso antiorario compreso tra il punto considerato e la direzione σ_h [°]
$\tau_{r\theta}$	tensione tangenziale [MPa]
G	modulo di resitenza a taglio [MPa]
υ	coefficiente di Poisson [-]
k_0	coefficiente di spinta a riposo [-]
u_r	spostamento radiale [m]
u_θ	spostamento tangenziale [m]

Le componenti di tensione σ_H e σ_V che compaiono nelle formule di Kirsch rappresentano in generale le tensioni principali (σ_1 e σ_3), nel piano della sezione di lavoro, agenti naturalmente in sito.

Le deformazioni a cui è soggetta la galleria variano a seconda del coefficiente di spinta K_0 considerato: se questo è unitario la galleria avrà un comportamento assimilabile a quello idrostatico e verrà a deformarsi in modo concentrico mentre se $K_0 \neq 1$ si verificheranno deformazioni diverse nella direzione orizzontale e verticale (Figura 24).

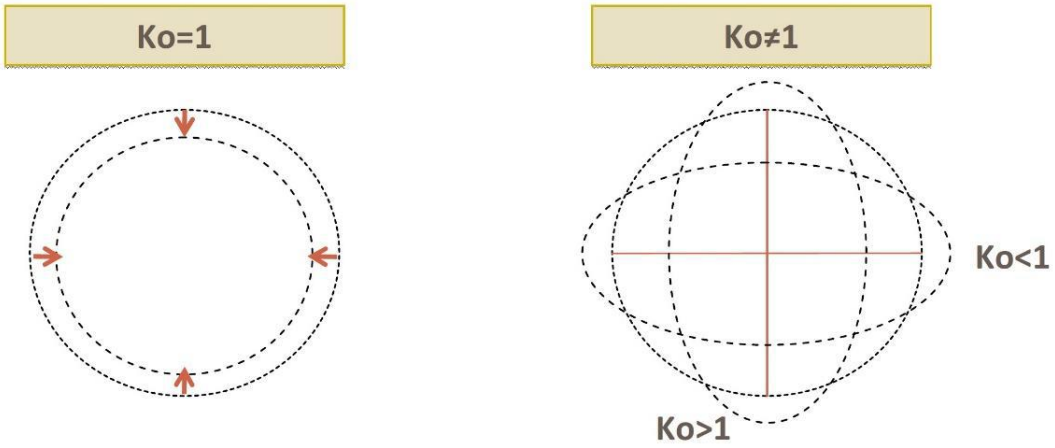


Figura 24 – Deformazione della galleria in funzione del coefficiente di spinta a riposo K_0

La zona di influenza della galleria, cioè dove lo stato originario delle tensioni viene perturbato dallo scavo, si estende all'infinito (secondo i modelli matematici sopra proposti). Si può constatare però come ad una distanza dal bordo della galleria pari a un diametro, ovvero tre

volte il raggio a partire dal centro della galleria (Figura 25 - linea A), la sollecitazione risultante è maggiore del 10% di quella originaria, mentre a una distanza di due volte il diametro (Figura 25 - linea B) differisce solamente del 4% e per questo distanza viene considerata come limite pratico della zona di influenza.

Gli spostamenti indotti invece si smorzano a distanze maggiori: a circa quattro diametri di distanza dal bordo della galleria lo spostamento è pari al 20% di quello in parete (Figura 26).

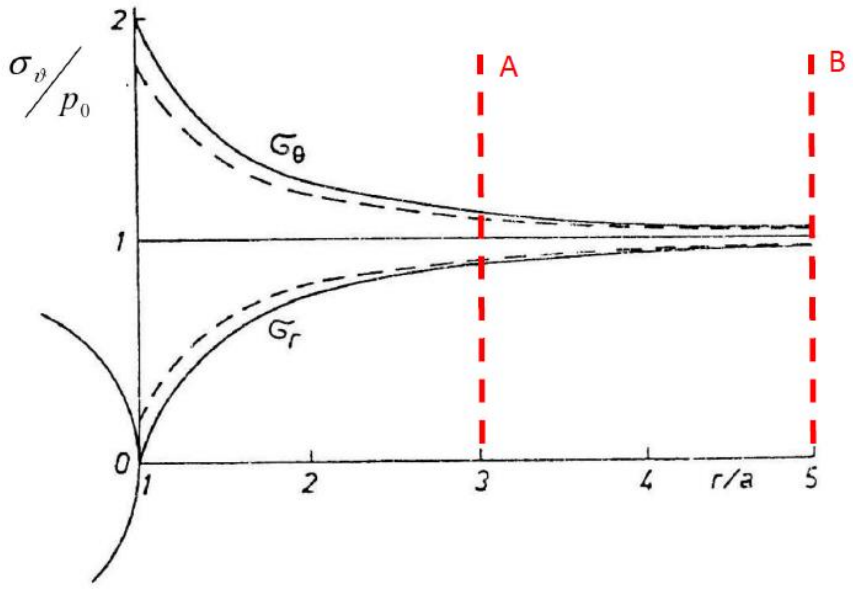


Figura 25 – Andamento delle tensioni radiale σ_r e tangenziale σ_θ al piedritto (comportamento ILE)

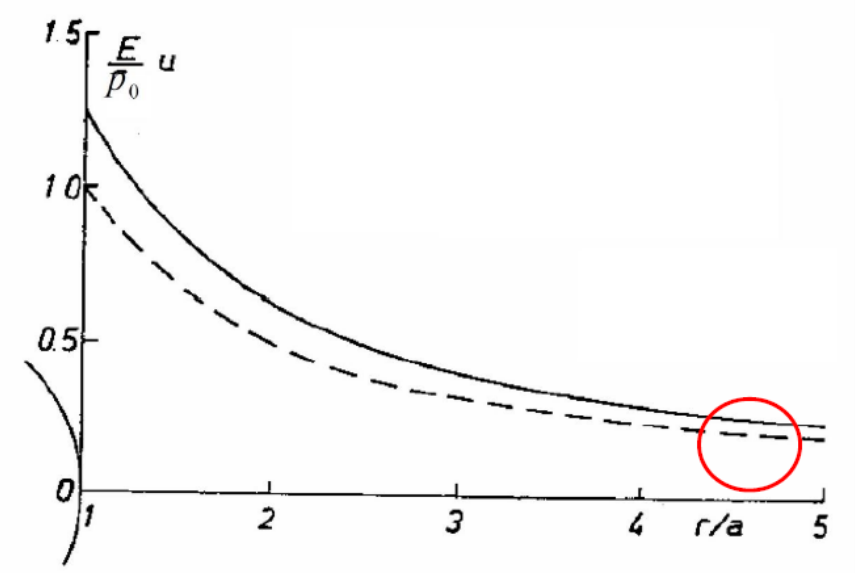


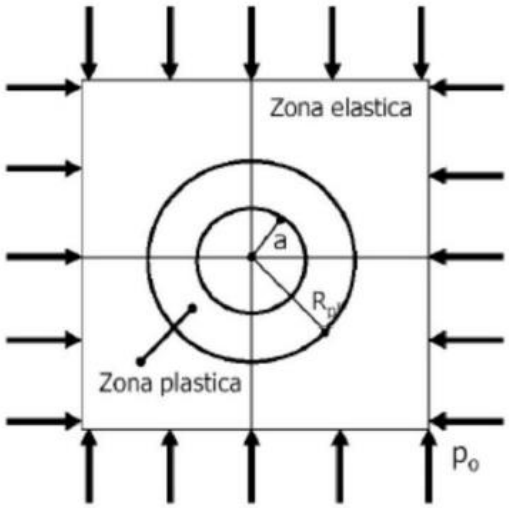
Figura 26 – Andamento dello spostamento radiale u_r al piedritto (comportamento ILE)

1.2.4 STATO TENSIONALE E DEFORMATIVO ATTORNO A UNA GALLERIA CIRCOLARE IN UN MEZZO A COMPORTAMENTO ELPLA

Nell'analisi dello stato tensionale e deformativo nell'intorno di una galleria in un mezzo ELPLA ideale si ipotizza la formazione di una zona plastica estesa fino al raggio plastico (R_{pl}) che viene circondata da una fascia elastica per la quale valgono le formule di Kirsch sopra esposte.

All'interfaccia fra le due superfici la tensione corrisponde alla pressione critica (p_{cr}).

Lo stato tensionale e deformativo nell'intorno di una galleria in un mezzo ELPLA è dato dalle seguenti espressioni:



$$p_{cr} = p_0(1 - \sin\varphi_p) - c_p \cos\varphi_p$$

$$R_{pl} = a\left[\frac{(p_0 + c_r \cot\varphi_r) - (p_0 + c_p \cot\varphi_p)\sin\varphi_p}{p_i + c_r \cot\varphi_r}\right]^{\frac{1}{N_R - 1}}$$

$$N_r = \frac{1 + \sin\varphi_r}{1 - \sin\varphi_r} \qquad K = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} = 1$$

ZONA ELASTICA

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - p_{cr}) \cdot \left(\frac{R_{pl}}{r}\right)^2 \qquad \sigma_\vartheta = p_0 + (p_0 - p_{cr}) \cdot \left(\frac{R_{pl}}{r}\right)^2$$

$$u_r = \frac{1+\upsilon}{E}(p_0 - p_{cr}) \cdot \frac{{R_{pl}}^2}{r}$$

ZONA PLASTICA

$$\sigma_r = (p_i + c_r \cot\varphi_r) \cdot \left(\frac{r}{R_{eq}}\right)^{N_r - 1} - c_r \cot\varphi_r$$

$$\sigma_\vartheta = N_r \cdot (p_i + c_r \cot\varphi_r) \cdot \left(\frac{r}{R_{eq}}\right)^{N_r - 1} - c_r \cot\varphi_r$$

$$u_r = \frac{1+\upsilon}{E}\left\{\frac{{R_{pl}}^{k+1}}{r^k} \cdot (p_0 + c_p \cot\varphi_p)\sin\varphi_p + (1-2\upsilon) \cdot (p_0 + c_r \cot\varphi_r) \cdot \left(\frac{{R_{pl}}^{k+1}}{r^k} - r\right) - \frac{(p_i + c_r \cot\varphi_r) \cdot [1 + N_r \cdot k - \upsilon(k+1) \cdot (1+N_r)]}{(N_r + k) \cdot a^{N_r - 1}} \cdot \left[\frac{{R_{pl}}^{N_r + k}}{r^k} - r^{N_r}\right]\right\}$$

p_0	tensione geostatica naturale [MPa]
p_i	tensione interna della galleria dovuta ad un eventuale sostegno [MPa]
c_p	coesione di picco [MPa]
c_r	coesione residua [MPa]
φ_p	angolo di resistenza di picco [°]
φ_r	angolo di resistenza residuo [°]
N_r	coefficiente legato all'angolo di resistenza a taglio [-]
p_{cr}	pressione critica [MPa]
R_{pl}	raggio critico [m]
ψ	angolo di dilatanza [°]
K	fattore di dilatanza
r	raggio di interesse [m]
E	modulo elastico [MPa]
υ	coefficiente di Poisson [-]
R_{eq}	raggio equivalente [m]
a	raggio della galleria [m]

1.2.5 LINEA CARATTERISTICA DELLA GALLERIA

Il problema della determinazione degli spostamenti nell'intorno della galleria, benché studiato con l'ipotesi semplificativa di deformazioni piane, è in realtà un problema tipicamente tridimensionale, in cui l'entità degli spostamenti in una sezione dell'ammasso varia anche longitudinalmente in funzione della distanza di quest'ultima dal fronte di scavo.

Come suggerito da Panet e Goenot nel 1982 e schematizzato in Figura 27, si può affermare che il fenomeno deformativo u_r causato dallo scavo comincia a svilupparsi quando il fronte dista ancora due volte il raggio a della galleria, e lo si può considerare concluso dopo che il fronte è avanzato di circa quattro volte a. A partire da tale distanza non avvengono ulteriori spostamenti e può considerarsi legittima l'ipotesi di deformazioni piane.

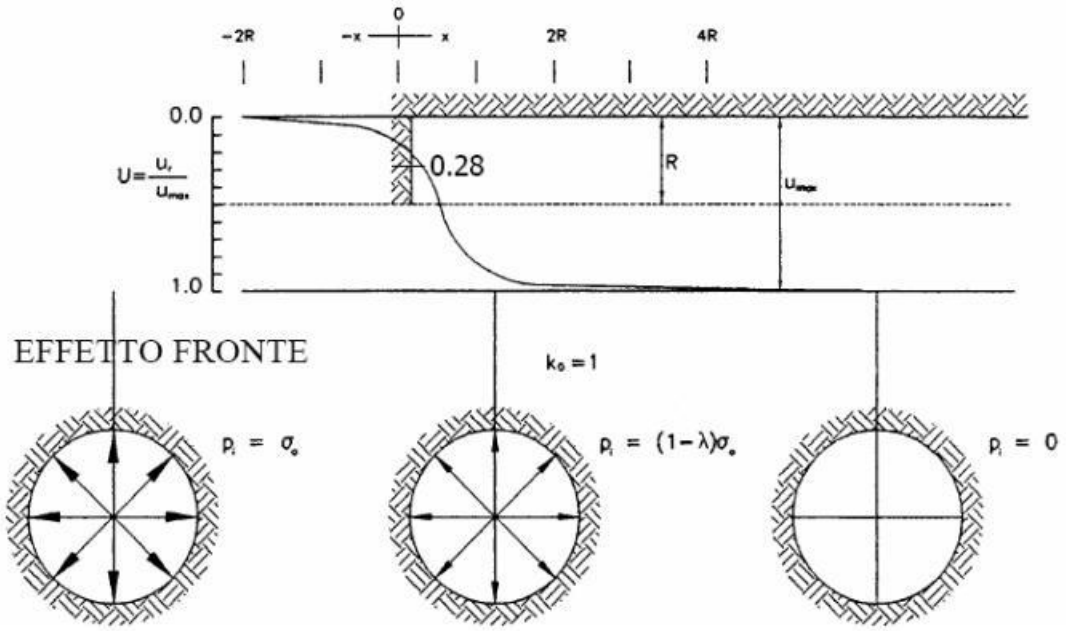


Figura 27 - Tridimensionalità degli spostamenti radiali

Dall'interpolazione di risultati di modelli numerici, Panet e Goenot propongo infatti la seguente relazione che mostra l'andamento dello spostamento radiale (per $K_0=1$) in funzione della distanza dal fronte.

$$u_r = \lambda(x) \cdot u_{tot}$$

Dove:

$$\lambda(x) = 0.28 + 0.72\left\{1 - \left[\frac{0.84 \cdot a}{0.84 \cdot a + x}\right]^2\right\}$$

u_{tot} spostamento totale, determinato nelle varie condizioni nei paragrafi precedenti

x distanza della sezione dal fronte di scavo

Inizialmente, con il fronte di scavo ancora lontano, la sezione in oggetto è indisturbata, ed è soggetta ad uno stato tensionale p_0 che è quello dell'ammasso non ancora scavato, cioè nella sua condizione naturale. Questa configurazione è equivalente a quella di una galleria circolare fittizia di raggio a pari a quello della galleria reale, soggetta a una pressione interna esercitata dal sostegno p_i, la quale ha il medesimo valore della pressione p_0 che agisce nell'ammasso allo stato naturale.

Con l'avvicinarsi del fronte, la sezione inizia a risentire del disturbo e a deformarsi. Anche in questo frangente viene studiata in maniera equivalente una galleria circolare fittizia di raggio a, soggetta però a una pressione interna del sostegno p_i non più uguale a p_0 ma più piccola; infatti la pressione interna è calcolata come $p_i = [1- \lambda(x)]p_0$ a rappresentare il disturbo sempre più crescente dato dal fronte che si avvicina.

Infine, a partire da quattro volte il raggio della galleria, quando non si risente più del disturbo e gli spostamenti si considerano esauriti, il modello di rappresentazione dello scenario torna ad essere quello di una galleria sempre di raggio a, senza alcuna pressione di sostegno fittizia p_i.

Grazie a questa astrazione è quindi possibile calcolare le tensioni e gli spostamenti in ogni sezione della galleria con l'ipotesi di deformazioni piane, utilizzando le formule esposte precedentemente, in cui compare il termine correttivo p_i, che è una pressione fittizia, da non confondere con la pressione interna data da un reale rivestimento di sostegno.

Per esprimere la relazione che intercorre tra la pressione fittizia applicata alla parete della galleria e la convergenza (spostamento radiale) delle pareti, si utilizza la linea caratteristica della galleria (Figura 28). Essa si utilizza per semplificare il problema tridimensionale e serve come strumento progettuale per il dimensionamento delle opere di sostegno della galleria; viene impiegata infatti per lo studio dell'interazione tra il sistema di rinforzo e la parete scavata.

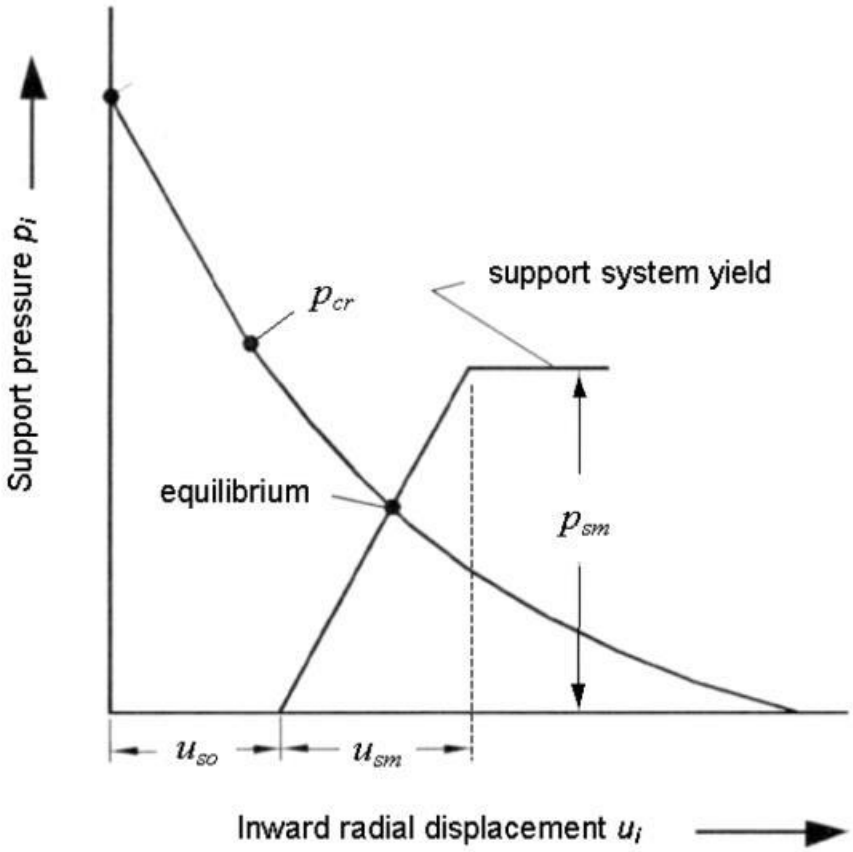


Figura 28 - Curva caratteristica di una galleria (interazione con sistema di supporto)

2. PROBLEMATICHE STRUTTURALI DELLE GALLERIE IN C.A.

La valutazione dello stato di salute strutturale è un aspetto chiave per mantenere nel tempo le prestazioni di una galleria durante la sua vita di servizio. L'ambiente sotterraneo in cui i tunnel vengono costruiti è infatti estremamente complesso e variabile, e presenta numerose criticità, quali sfavorevoli condizioni geologiche, elevati stati tensionali in situ o sovraccarichi superficiali. La struttura di una galleria è quindi soggetta ad azioni meccaniche, fisiche e chimiche. Tali azioni, la cui valutazione presenta un alto grado di incertezza, generano nel tempo anomalie nel rivestimento strutturale del tunnel come presenza di vuoti all'estradosso, fessurazione del calcestruzzo e venute d'acqua, che possono interagire tra loro peggiorando la situazione generale. Ad esempio, la presenza di venute d'acqua può causare la fessurazione del rivestimento, o peggiorare ed estendere il quadro fessurativo se preesistente. Alcuni esempi di problematiche riscontrabili in gallerie sono ritratti in Figura 29.

Figura 29 – Problematiche riscontrabili lungo il rivestimento di gallerie: fessurazioni, venute d'acqua, difetti costruttivi

Come già accennato, i meccanismi di degrado strutturale delle gallerie sono molteplici, e possono interagire tra loro, portando alla generazione di difetti nella struttura fino a comprometterne la funzionalità e nella peggiore delle ipotesi portandola al collasso.
In generale i meccanismi di degrado possono essere suddivisi in tre gruppi:

- Meccanismi chimici: l'ammaloramento della struttura è il risultato di processi chimici quali carbonatazione e corrosione;
- Meccanismi fisici: l'ammaloramento è conseguenza di azioni fisiche quali erosione, sovraccarichi eccessivi, fatica, effetti reologici e temperature estreme;
- Meccanismi biologici: l'ammaloramento è causato da microrganismi, piante e animali.

Per questo una volta aperta una nuova galleria è necessario eseguire periodiche ispezioni per la valutazione del suo stato di salute strutturale e programmare interventi di manutenzione con il fine di garantirne la funzionalità nel tempo (Figura 30) e la sicurezza degli utenti.

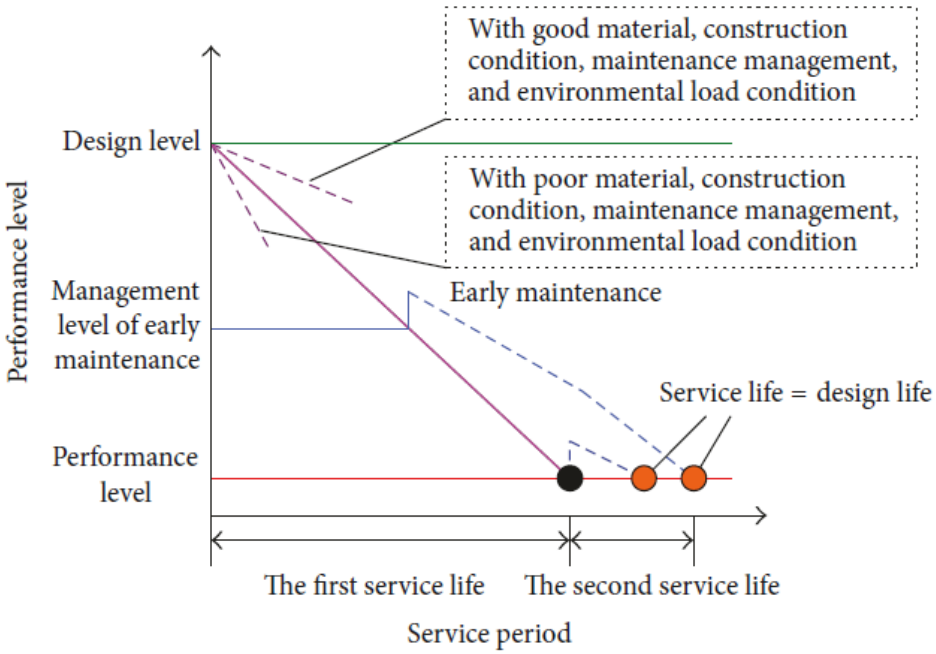


Figura 30 - Caratteristiche di deterioramento nel tempo della struttura

2.1 MONITORAGGIO IN GALLERIA

Il monitoraggio delle gallerie è un compito molto complesso e di grande responsabilità che riguarda il patrimonio delle infrastrutture pubbliche. Infatti, le opere in sotterraneo costituiscono un sistema complesso ed eterogeneo che può andare incontro a diversi fenomeni di degrado che devono essere individuati e corretti in maniera efficiente per garantirne l'operatività nel tempo.

Con monitoraggio si intende l'insieme di tutte le attività finalizzate alla raccolta di dati sui difetti della struttura al fine di valutare le condizioni della galleria per poter prendere le giuste decisioni per la sua gestione. Pertanto può essere considerata un'attività interdisciplinare che necessita di più figure esperte per lo svolgimento di diverse attività quali: ispezioni (Figura 31), campionamenti, esecuzione di prove in situ e in laboratorio, installazione di strumentazioni di misura e acquisizione dati, data processing, software design e modellazioni numerica.

Figura 31- Ispezione di un tratto di galleria per la valutazione di danni causati da un incendio

Uno degli obiettivi principali a lungo termine delle strategie di monitoraggio è quello di migliorare la gestione del grande patrimonio rappresentato dalle gallerie esistenti. Questo si può ottenere studiando nuovi approcci che aiutino a quantificare meglio e a valutare le prestazioni di queste strutture attraverso specifici parametri tecnici quali geometria, caratteristiche dei materiali, ecc., confrontandoli con i valori di performance attesi da progetto.

In questo contesto una rigorosa e comprensiva classificazione dei più comuni difetti strutturali può portare a un monitoraggio più efficace ed efficiente. Si riporta sinteticamente in Tabella 1 la classificazione proposta da Strauss et al. dei difetti più comuni per le gallerie in calcestruzzo armato e fibrorinforzato.

Classe difetto	**Tipo difetto**
Deformazione	Incorretta geometria di elementi strutturali
	Variazione della geometria della sezione
Distruzione di materiale	Variazione delle caratteristiche chimiche dei materiali
	Variazione delle caratteristiche fisiche dei materiali
Perdita di materiale	Perdita di materiale da parte di elementi strutturali (cls, acciaio, ecc.)
	Perdita di materiale da parte di strati protettivi (guaine, ecc.)
Discontinuità	Fessurazioni
	Fratture
Contaminazione	Inorganica
	Organica
Spostamento	Traslazionale
	Rotazionale

Tabella 1 – Classificazione dei difetti in gallerie in clacestruzzo

Lo scopo principale della classificazione dei difetti è quello di poter far ottenere risultati comparabili a ispettori che eseguono indipendentemente attività di monitoraggio simili. È inoltre importante per la formulazione delle specifiche di qualità del tunnel e per l'esame degli indicatori prestazionali della struttura.

2.1.1 STRATEGIE DI MONITORAGGIO

Il monitoraggio può essere definito come un insieme di operazioni coordinate di acquisizione, elaborazione, comunicazione ed archiviazione di informazioni sulle azioni su una struttura e/o sugli effetti delle azioni in un dato periodo di tempo.
Le strategie di monitoraggi per le gallerie possono essere divise in due categorie principali: carico-dipendente e carico-indipendente (Figura 32).

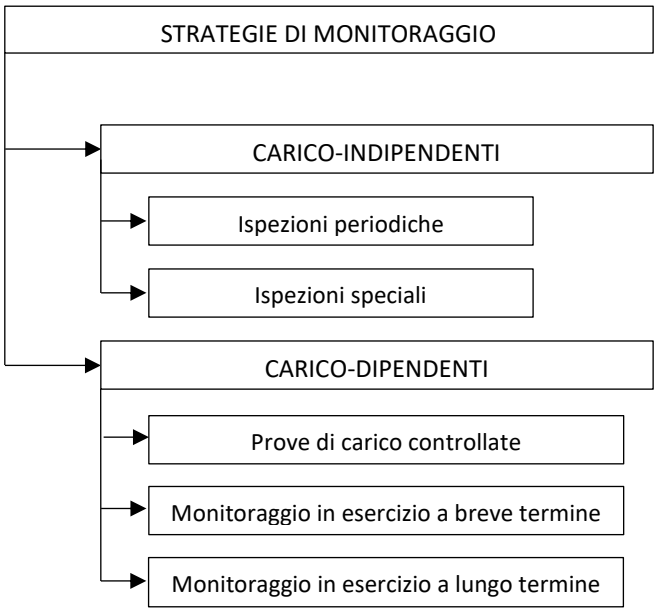


Figura 32 – Strategie di monitoraggio (Bien 2019)

Il monitoraggio indipendente dal carico (load-independent) consiste in ispezioni periodiche (su base annuale) e speciali (ogni 4 - 5 anni). In entrambi i casi vengono eseguiti esami visivi dello stato della galleria e sono performate prove non distruttive e/o semi-distruttive.
Il monitoraggio dipendente dal carico (load-dependent), detto anche monitoraggio tecnico è basato sull'osservazione della risposta della struttura quando sottoposta a carichi di esercizio mediante l'installazione di strumentazioni tecniche di misura, finalizzate all'acquisizione e al successivo trattamento dei dati sullo stato della struttura o di parti di essa. In questa categoria, si possono citare prove di carico statiche e dinamiche, oltre al monitoraggio in continuo a lungo e breve termine della struttura sottoposta alle normali condizioni di carico e ambientali.

Scoppo del monitoraggio tecnico è di fornire supporto alle ispezioni visive, in modo da aumentare la conoscenza sulla struttura e il suo comportamento, includendo aspetti che non possono essere pienamente compresi e descritti solo mediante sopralluoghi.
In questo contesto l'adozione di moderne strumentazioni di misura in tempo reale risulta di grande aiuto per conoscere quando e dove si possono sviluppare anomalie strutturali e risulta importante per la tempestività delle misure di ripristino che dovessero rendersi necessarie.
Le informazioni ottenute possono essere utilizzate per diverse finalità quali:

- identificazione e verifica degli effettivi parametri tecnici della struttura;
- identificazione delle condizioni di carico e delle azioni ambientali in galleria;
- valutazione della risposta della struttura ai carichi;
- riconoscimento dei processi di degrado della struttura;
- rilevamento di difetti strutturali;
- documentazione della storia della galleria e previsione del suo periodo di servizio rimanente.

2.1.2 TECNOLOGIE DI MONITORAGGIO

In funzione dello scopo delle procedure di monitoraggio possono essere applicate tecnologie diverse tra loro. Esse possono essere classificate sulla base di:

- frequenza di acquisizione delle misure/osservazioni, la quale può essere in continuo, avere carattere periodico oppure irregolare in funzione dell'avverarsi di specifiche condizioni;
- tipo di misurazioni, come per esempio carichi, traffico veicolare, propagazione di difetti e condizioni ambientali;
- natura dei fenomeni monitorati che possono essere fisici, chimici o biologici;
- tipo di tecnologia per la trasmissione dei dati (via cavo, wireless).

Nel caso di ispezioni effettuate con approccio load-independent, possono essere effettuate una vasta gamma di prove non distruttive o semi-distruttive. Quest'ultime prevedono il campionamento di materiali da portare in laboratorio, a spese di una lieve violazione dell'integrità strutturale. In Tabella 2 si riportano le più comuni prove semi-distruttive utilizzate.

Tipo di test	Tecnica di misurazione
Prove in situ	
Metodi fisici	Prove penetrometriche
	Pull-out test
	Water resistance test
	Sondaggi e campionamenti
	Tecniche di pressione (flat-jack test)
Metodi chimici	Test del pH
	Misurazione dell'Icalinità
	Misurazione dei cloruri
	Test elettroanalitici
Prove di laboratorio	
Metodi fisici	Prove su campioni prelevati in situ
	Tomografia
Metodi chimici	Tecniche elettroanalitiche
	Analisi spettrali
	Analisi cromatografiche
Metodi biologici	Analisi avanzate al microscopio
	Tecniche di coltura in vitro

Tabella 2 - Clasificazione di prove semi-distruttive (Bien 2019)

Per quanto riguarda le reazioni ai carichi o altre azioni, o la misurazione delle performance e dello stato di salute della galleria, possono essere prese in considerazione diverse grandezze quali:

- Spostamenti lineari ed angolari;
- Stato tenso-deformativo;
- Variazioni dell'apertura delle fessure;
- Presenza di vibrazioni;
- Cedimenti superficiali ed influenza sulle strutture adiacenti;
- Grandezze correlate a processi di degrado.

Le tecniche di misurazione più ampiamente applicate e i tipi di sensori per il monitoraggio delle gallerie sono presentati in Tabella 3.

Grandezza misurata	Tecnica di misurazione e sensori
Spostamenti Lineari	Tecniche geodetiche
	Sensori meccanici
	Sensori induttivi
	Sensori a corda vibrante
	Sensori capacitivi
	Sensori di correnti parassite
	Sensori a fibre ottiche
	Tecniche laser
	Tecniche radar
	Estensimetro
	Sensori idraulici
Spostamenti Angolari	Inclinometri
	Sensori a fibre ottiche
	Sensori MEMS (Micro Electro-Mechanical Systems)
Sforzi e deformazioni	Misuratori di resistenza ellettrica
	Celle di carico
	Sensori a fibre ottiche
	Sensori a corda vibrante
	Piezometri idraulici
	Sensori MEMS
Apertura fessure	Sensori meccanici
	Sensori a induzione
	Sensori a fibre ottiche
	Sensori a corda vibrante
Vibrazioni	Sensori piezoelettrici
	Sensori inerziali
	Sensori capacitivi
	Sensori induttivi
	Tecniche radar
	Tecniche laser
	Prove geofisiche e geosismiche
	Sensori MEMS
Processi di degradazione	Sensori di pH
	Sensori di corrosione
	Sensori per i livelli di cloruri
	Sensori di emissione acustica

Tabella 3 – Tecniche di misurazione e tipi di sensori utilizzati nel monitoraggio strutturale delle gallerie (Bien 2019)

2.2 VALUTAZIONE DI SICUREZZA STRUTTURALE DI UNA GALLERIA ESISTENTE: UN CASO STUDIO

La valutazione della sicurezza strutturale è un aspetto cruciale per garantire nel tempo i livelli di performance e sicurezza di una galleria durante la sua vita di servizio.
Grazie allo sviluppo delle moderne tecnologie di monitoraggio è stato possibile implementare un sistema di valutazione completo e dettagliato dello stato di salute di una galleria esistente: il tunnel Shitigou nella Provincia di Sichuan in Cina (Jinxing Lai et al. 2017) - Figura 33.

Figura 33 – Imbocco della Galleria Shitigou (Provincia di Sichuan, Cina)

In particolare, per stabilire l'effettivo stato di servizio della galleria sono stati definiti i seguenti parametri:

- La valutazione dello stato fessurativo del rivestimento in calcestruzzo;
- La valutazione delle condizioni di infiltrazioni d'acqua;
- La valutazione della resistenza strutturale e degli spessori del rivestimento in calcestruzzo;
- La valutazione della presenza di vuoti all'estradosso del rivestimento in calcestruzzo.

Per poter misurare i parametri spora definiti sono state utilizzate le moderne tecnologie di monitoraggio per le gallerie descritte nel Paragrafo 2.1.
Attraverso l'analisi statistica dei risultati della campagna di monitoraggio è stato possibile determinare la distribuzione caratteristica, la legge di sviluppo e il grado di danno dei difetti strutturali rilevati.
I risultati della ricerca presentati per questo caso studio possono servire come riferimento per un'efficace progettazione di un sistema di monitoraggio per la valutazione della salute di tunnel ad arco esistenti analoghi a quello oggetto di studio.

2.2.1 ASPETTI GENERALI

A partire dagli anni ’80, con l’applicazione della teoria delle probabilità e della matematica statistica all’ingegneria strutturale, il concetto di probabilità di collasso di una struttura è stato utilizzato per definire la sua affidabilità strutturale. Per quanto riguarda la valutazione dello stato di salute di una galleria esistente, due aspetti importanti sono trovare le effettive condizioni di servizio in cui si trova e valutare quanto i parametri di progetto con cui è stata dimensionata la struttura si discostino da quelle misurate.
Ad esempio Li et al. hanno eseguito valutazioni sulla stabilità di una galleria danneggiata attraverso un sistema di predizione degli spostamenti.
Zhou et al. hanno proposto un metodo di valutazione dello stato di salute strutturale basato sulla stima della rigidezza globale della galleria, determinata tramite la misurazione della velocità di propagazione di onde torsionali attraverso la struttura.
Inoltre, un grande numero di ricerche si stanno indirizzando verso l’utilizzo di approcci con test non distruttivi, come ad esempio mediante l’utilizzo di georadar (ground penetrating radar GPR), onde ultrasoniche ed emissioni acustiche per individuare l’ubicazione di pericoli potenziali dati da difetti non individuabili attraverso sopralluoghi puramente visivi, come vuoti, deterioramento di rivestimenti, riduzioni di spessore del rivestimento in calcestruzzo o corrosione di barre d’acciaio.
Ad esempio Proto et al. hanno presentato i risultati preliminari di misurazioni effettuate con GPR e termografia a infrarossi, condotte sul Ponte Musmeci a Potenza, in una area a elevata sismicità dell’appennino italiano.

Attraverso analisi ultrasoniche e analisi fatte su campioni prelevati da fori di sondaggio Nie e Lai hanno indagato il quadro fessurativo e le infiltrazioni d'acqua di gallerie, oltre a determinare resistenza e spessore del rivestimento in calcestruzzo.
Ye et al. hanno indagato le fessure del rivestimento in calcestruzzo di un tunnel attraverso prove in situ e hanno ottenuto risultati statistici che includono in numero, la lunghezza, l'orientazione, l'apertura e la profondità di una fessura tipo.
Per quanto riguarda il caso studio qui riportato, sono state impiegate tecnologie di raccolta dati in situ per valutarne lo stato di salute.

2.2.2 Panoramica del progetto

Il Tunnel Shitigou è stato aperto al traffico nel 2002. Consiste in due gallerie ad arco distanti tra loro 10.75 m, lunghe 320 m ciascuna per un totale di 640 m. L'ammasso roccioso i cui insiste è di classe IV (scadente) secondo il sistema di classificazione RMR di Bieniawski, con elevata presenza di acqua proveniente dalle discontinuità dell'ammasso roccioso.
Dopo molti anni di servizio, attraverso sopralluoghi preliminari sono stati riscontrati numerosi difetti sul rivestimento in calcestruzzo, in particolare la presenza di vuoti all'estradosso, fessure, e infiltrazioni d'acqua.
Per questo viene eseguita una sistematica valutazione dello stato di salute della galleria (si veda lo schema in Figura 34) e con l'applicazione combinata di moderne tecnologie di monitoraggio al fine di risolvere i seguenti problemi:

1. Stabilire gli effettivi livelli di performance delle gallerie;
2. Valutare il livello di sicurezza della struttura;
3. Fornire informazioni per stabilire un completo piano di manutenzione della galleria;
4. Sulla base dei difetti strutturali proporre un corrispondente programma di risanamento.

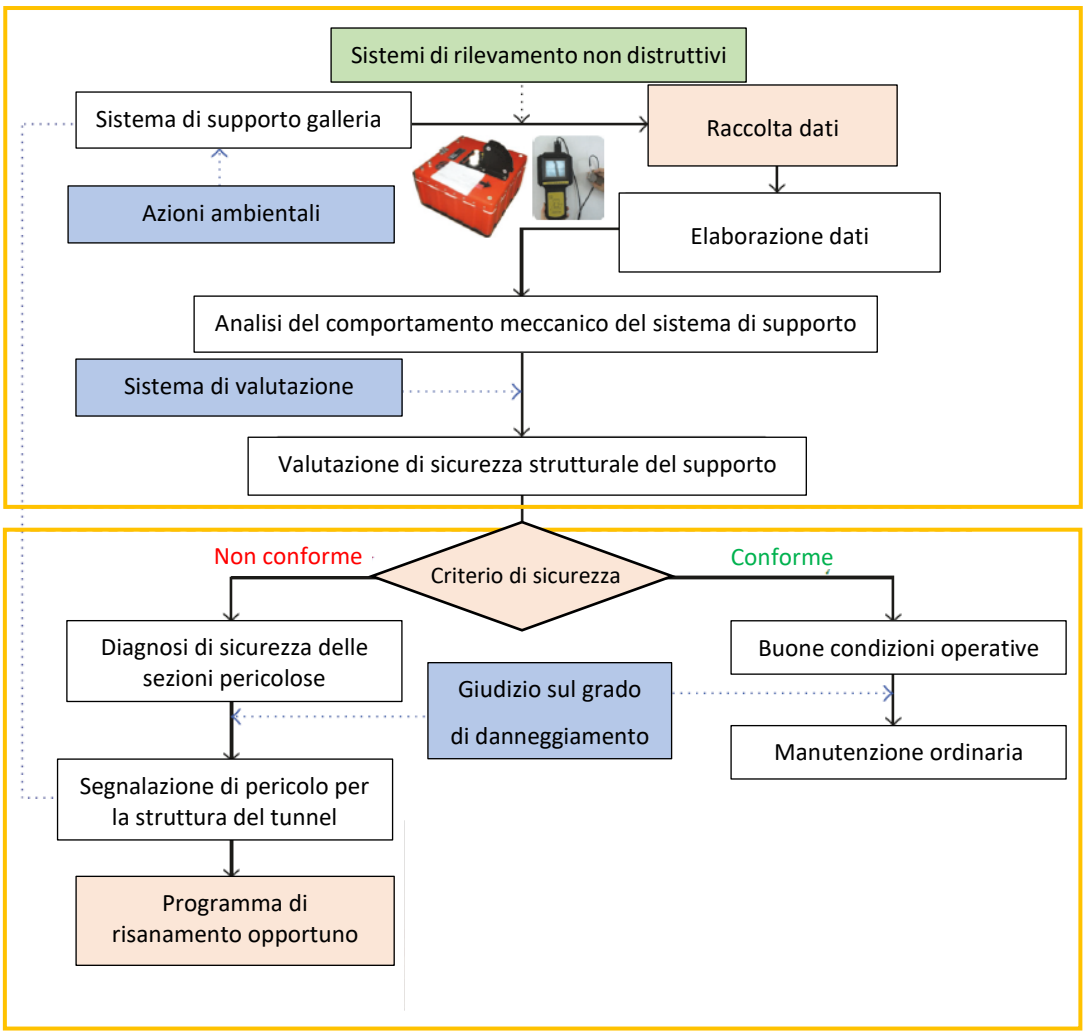


Figura 34 – Schema di valutazione di sicurezza strutturale del tunnel

2.2.3 VALUTAZIONE DELLO STATO DI SALUTE DEL TUNNEL SHITIGOU

1. Valutazione delle fessure del rivestimento in calcestruzzo

La fessurazione del rivestimento in calcestruzzo non è solo un fattore di rischio per la stabilità e la durabilità della galleria, ma rappresenta anche un pericolo per la sicurezza dei veicoli e dei pedoni che vi transitano.

L'ampiezza e la lunghezza delle fessure vengono misurate utilizzando fessurimetri e misuratori intelligenti di ampiezza delle fessure.

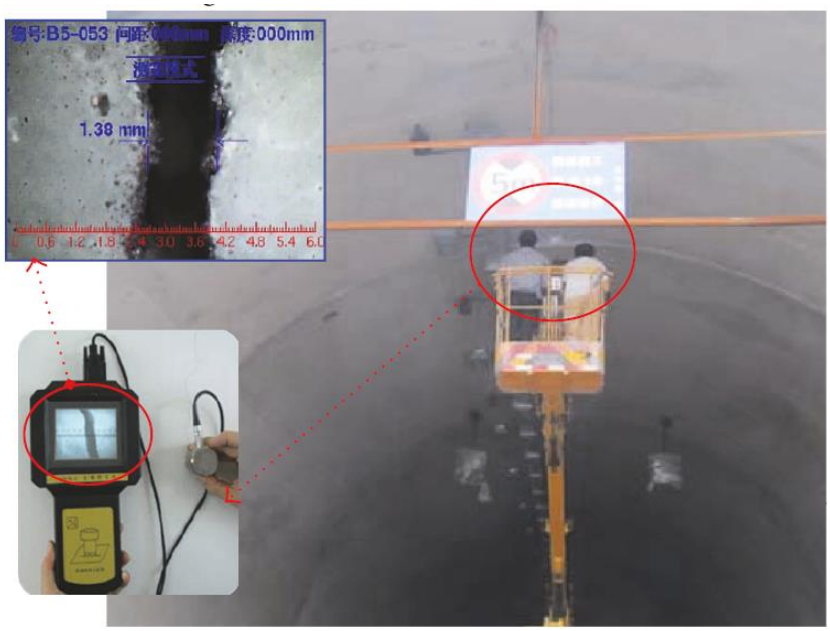


Figura 35 – Misurazione apertura fessure con strumentazione DJCK-2

Come si può osservare in Figura 35, le fessure vengono scannerizzate attraverso una microsonda, e la loro apertura viene riportata a schermo dallo strumento con una precisione di 0.01 mm.

Considerando lo sviluppo del quadro fessurativo e della sua influenza sulla struttura, viene utilizzato un criterio di valutazione che attribuisce ad ogni fessura un punteggio (B, 1A, 2A e 3A) in funzione della lunghezza l e dell'apertura b, come rappresentato in Tabella 4.

Struttura	Apertura fessura (b) [mm]		Lunghezza fessura (l) [mm]		Punteggio
	b > 3	b ≤ 3	l > 5	l ≤ 5	
Liner in calcestruzzo armato	✓		✓		2A/3A
	✓			✓	1A/2A
		✓	✓		1A
		✓		✓	1A

Tabella 4 – Criterio di valutazione per le fessure del rivestimento

Dal risultato delle analisi emerge che per quanto riguarda la galleria di destra, sono state rilevate un totale di 56 fessure. L'apertura b risulta essere compresa tra 1 e 2 mm per il 62% delle fessure, mentre il 25% risulta essere compresa tra 2 e 3 mm mentre il restante 13% compresa tra 0 e 1 mm.

Per quanto riguarda il tunnel di sinistra, sono state individuate 51 fessure, 21 del1e quali con un'apertura compresa tra 0 e 1 mm (41%) e 22 con un'apertura compresa tra 1 e 2mm (43%). I risultati di quest'analisi sulla distribuzione statistica dell'apertura delle fessure sono rappresentati in Figura 36.

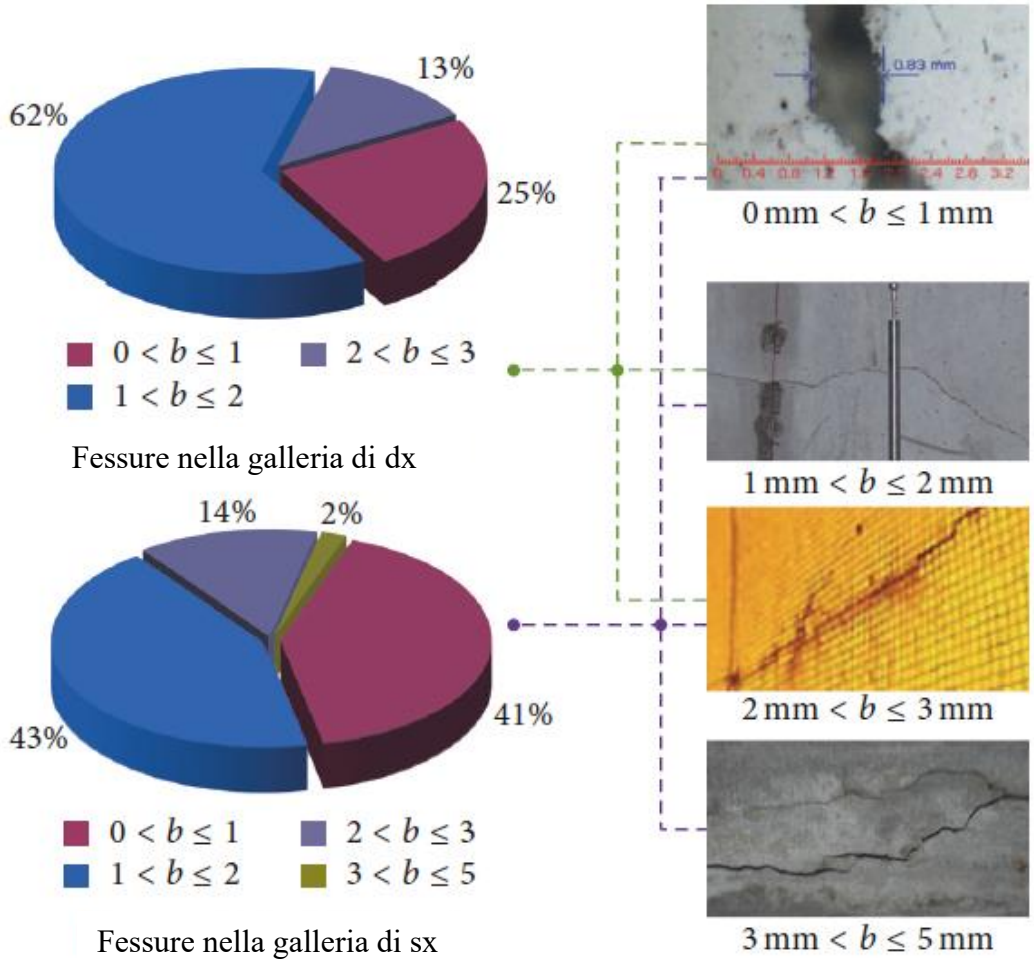


Figura 36 – Distribuzione statistica dell'apertura delle fessure nella galleria Shitigou

La distribuzione spaziale delle crepe individuate lungo le pareti laterali (piedritti) della galleria di destra non presenta un pattern definito, risultando pertanto in ordine sparso. Inoltre, la maggior parte di queste presentano un'apertura inferiore al millimetro.

D'altro canto, in calotta si ha una presenza più densa di fessure, che si stanno sviluppando in maniera graduale nella direzione dei giunti di costruzione. In particolare, a 170 m dall'imbocco si ha la presenza di una crepa che ha raggiunto un'apertura di 3 mm.
Di conseguenza, dai dati del monitoraggio, dal criterio di valutazione prescelto emerge che il punteggio attribuito per la galleria di destra è 1A, il che implica che il danno strutturale rappresentato dal quadro fessurativo presente sul rivestimento in calcestruzzo armato può rappresentare un pericolo per veicoli e pedoni, pertanto opportune misure di risanamento per mitigare il rischio dovranno essere prese.
Risultati analoghi sono pervenuti per la galleria di sinistra, dove sono presenti sporadiche crepe nei piedritti, con una distribuzione più densa in calotta, con fessure orientate nella direzione dei giunti di costruzione. In particolare, è da evidenziare la presenza di fessure che hanno raggiunto un'apertura di 3.2 mm in calotta a 8 metri dall'imbocco del tunnel. Pertanto, anche al tunnel di sinistra viene attribuito un punteggio 1A, secondo il criterio di valutazione del danno strutturale dovuto alle fessure.

2. Valutazione delle infiltrazioni di acqua

In generale le acque sotterranee scorrono all'interno del tunnel in aree concentrate.
In caso di scarse misure di drenaggio o in presenza di strati impermeabili danneggiati, a causa dell'infiltrazione dell'acqua si può incorrere ad ammaloramenti del supporto in calcestruzzo (Figura 37), con pericolo di distacco di porzioni di esso, oltre a una diminuzione della sua durabilità. La presenza di acqua sul manto stradale rappresenta inoltre una minaccia per la sicurezza del traffico stradale in quanto il ristagno di acqua sulla pavimentazione ne riduce l'aderenza con gli pneumatici dei veicoli.

Figura 37 – Infiltrazioni d'acqua nella partete laterale della galleria di sinistra (A) e in calotta nella galleria di destra (B)

Di solito le aree caratterizzate dalla presenza di venute d'acqua sono le medesime in cui sono presenti delle fessure nel rivestimento. Perciò, nell'ottica dell'utilizzo di un criterio di valutazione qualitativo per la presenza di infiltrazioni di acqua si deve prendere accuratamente in considerazione la presenza di crepe nelle aree in cui si riscontra la presenza di acqua oltre che alla presenza di materiale sabbioso trasportato dall'acqua all'interno della galleria.

Il criterio di valutazione per misurare le condizioni di infiltrazione d'acqua all'interno del tunnel prevede l'assegnazione di un punteggio (A, B, 1A, 2A e 3A) a seconda della gravità del danno riscontrato. La severità del danno determinato dalla presenza di acqua è così determinabile come in Tabella 5.

Struttura	Fenomeno principale	Grado di infiltrazione				Interferisce con il traffico		Punteggio
		I	II	III	VI	Sì	No	
Chiave	Infiltrazioni d'acqua	✓				✓		3A
			✓			✓		2A
				✓		✓		1A
					✓		✓	B
Piedritti	Infiltrazioni d'acqua	✓				✓		3A
			✓			✓		2A
				✓		✓		1A
					✓		✓	B
Pavimentazione stradale	Presenza di materiale					✓		2A/3A
							✓	B
	Presenza di ristagni d'acqua					✓		2A/3A
							✓	B

Tabella 5 – Indagine sulle infiltrazioni d'acqua in galleria

In accordo con i risultati delle ispezioni, è stata osservata la presenza di severe venute d'acqua sia ai piedritti che in chiave per quanto riguarda la galleria di destra, in particolare alla distanza progressiva di 42 m dall'imbocco del tunnel. Pertanto, secondo il criterio di valutazione utilizzato, il punteggio attribuito alla galleria di destra è 1A; questo significa che la presenza di cospicue venute d'acqua in corrispondenza delle fessure individuate potrà interferire con il traffico stradale nel futuro imminente e dovranno essere prese opportune misure.

Discorso analogo per la galleria di sinistra in cui sono state riscontrate infiltrazioni d'acqua sia ai piedritti che in calotta. In particolare, è stata individuata una vasta area con

presenza di cospicue venute d'acqua compresa tra il 55° e il 59° metro dall'imbocco del tunnel, oltre che alla distanza progressiva di 40 m sempre dall'ingresso. Pertanto, anche per la galleria di sinistra il punteggio assegnato attraverso il criterio di valutazione è 1A.

3. Valutazione della resistenza del calcestruzzo e dello spessore del rivestimento

Per accertare con precisione la qualità costruttiva della struttura portante del tunnel viene eseguita una campagna di campionamento sul rivestimento in calcestruzzo armato, sulla fondazione e sulla pavimentazione stradale attraverso l'estrazione di campioni cilindrici da fori di sondaggio. In Figura 38 è riportato il layout dei punti di campionamento, mentre in Figura 39 sono raffigurati i fori risultanti dai carotaggi effettuati sulla pavimentazione e sul rivestimento.

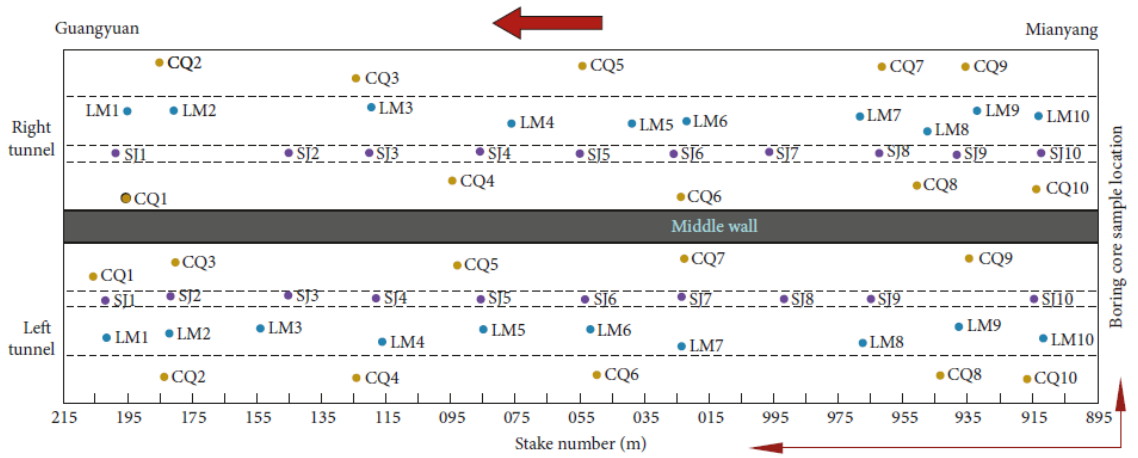


Figura 38 – Distribuzione dei punti di campionamento della galleria Shitigou

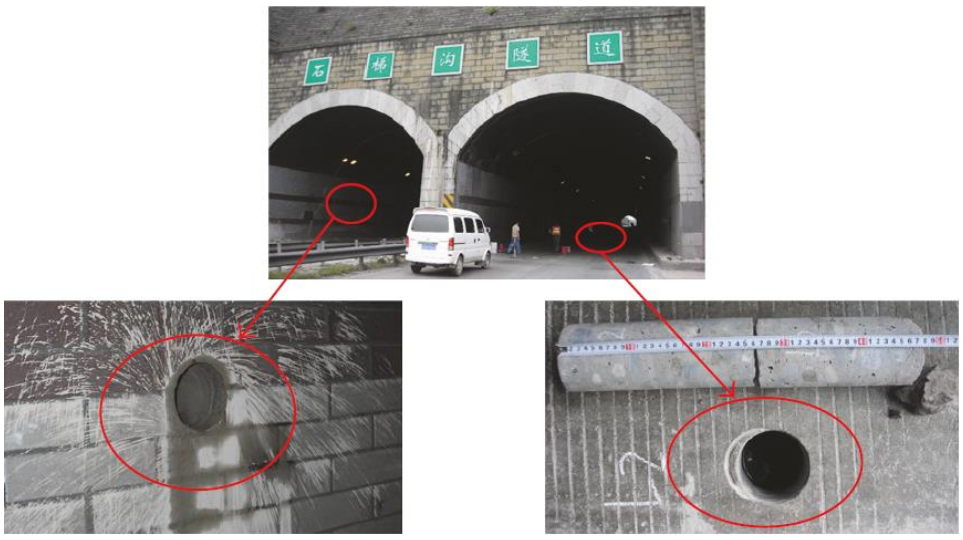


Figura 39 – Fori di sondaggio in rivestimento e in pavimentazione stradale

Dai campioni di calcestruzzo portati in laboratorio sono stati ricavati provini per l'esecuzione di prove di compressione monoassiale, prove di flessione e prove di trazione. I risultati della valutazione del calcestruzzo sono riportati in Tabella 6.

Tipo di prova	C15	C20	C25	C30	C35
Resistenza a compressione monoassiale *fcd* [Mpa]	7.5	10	12.5	15	16.1
Resistenza a compressione (prova di flessione) *fcmd* [Mpa]	8.5	11	13.5	16.5	17.7
Resistenza a trazione monoassiale *fct* d [Mpa]	0.93	1.13	1.33	1.47	1.52

Tabella 6 – Resistenza del calcestruzzo (galleria Shitigou)

Il calcestruzzo con classe di resistenza C25 è stato utilizzato per le fondazioni e per il rivestimento finale della galleria. Il calcestruzzo C10 è stato utilizzato per lo strato di base della pavimentazione stradale, mentre per lo strato superficiale è stato usato un calcestruzzo con classe di resistenza C35.

I risultati della campagna di indagini per la resistenza e lo spessore del calcestruzzo sono riportati rispettivamente in Figura 40 e Figura 41.

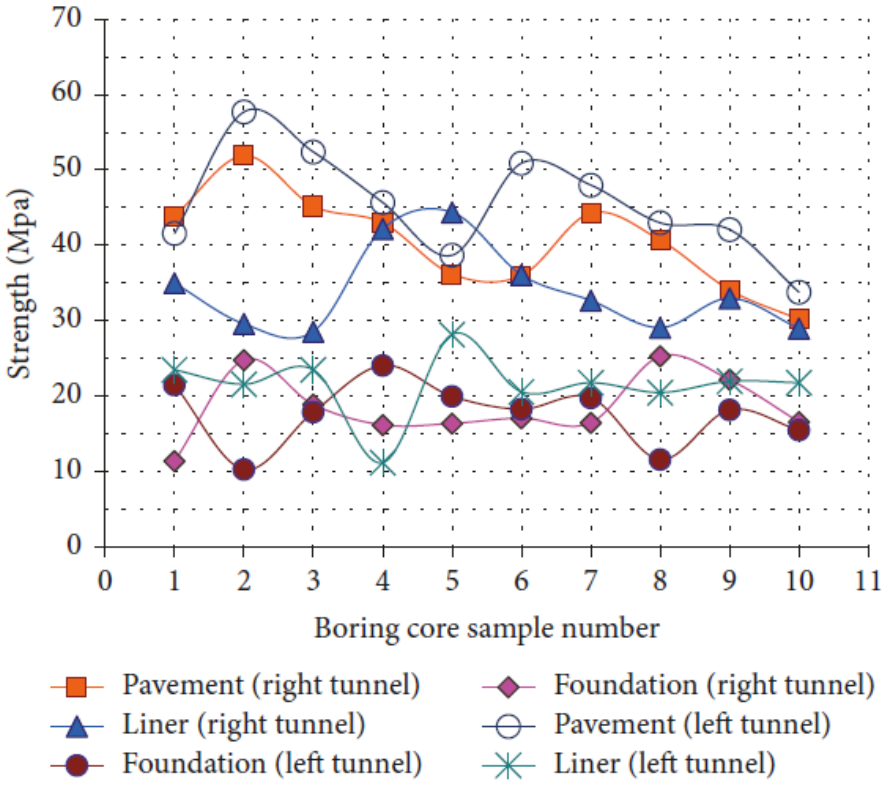


Figura 40 – Resistenza a compressione del calcestruzzo: risultati delle indagini

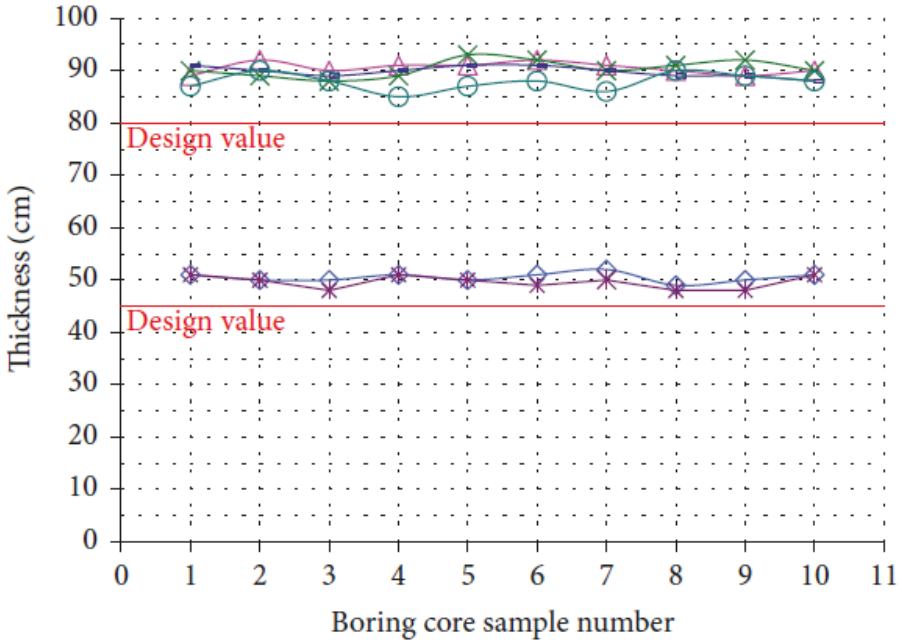


Figura 41 – Spessore del calcestruzzo: risultati delle indagini

Dai risultati in Figura 40 si evince come per la galleria di destra i valori di resistenza determinati in laboratorio corrispondono a quelli di progetto per quanto riguarda la pavimentazione stradale e il rivestimento definitivo.

Per quanto riguarda il tunnel di sinistra invece si riscontrano due punti in cui sia fondazione che rivestimento raggiungono una resistenza a compressione di 10.3 MPa che è molto al di sotto del valore di progetto atteso.

Per quanto riguarda gli spessori del calcestruzzo, i dati di progetto prevedevano uno spessore di 45 cm per la pavimentazione, mentre 80 cm per quanto riguarda il rivestimento del tunnel (considerando la somma degli spessori del supporto di prima fase e definitivo). Come si osserva in Figura 41, in tutti i fori di sondaggio esaminati tali prescrizioni di progetto sono state soddisfatte.

Infine, sulla base delle osservazioni sulle carote estratte dai fori di sondaggio è stato possibile riscontrare la presenza di terreno di riempimento relativamente compatto, con l'insorgenza di fenomeni di softening nelle sezioni di ingresso e di uscita dei tunnel, dovuti all'influenza a lungo termine della presenza di acque sotterranee.

4. Valutazione dei vuoti all'estradosso del rivestimento

Per individuare la presenza di vuoti tra la parete di calcestruzzo del rivestimento e il terreno in cui è scavata la galleria di Shitigou è stato utilizzato un georadar Modello SIR-3000 con antenna da 400 MHz, prodotto da Geophysical Survey Sistems Inc. (Figura 42).

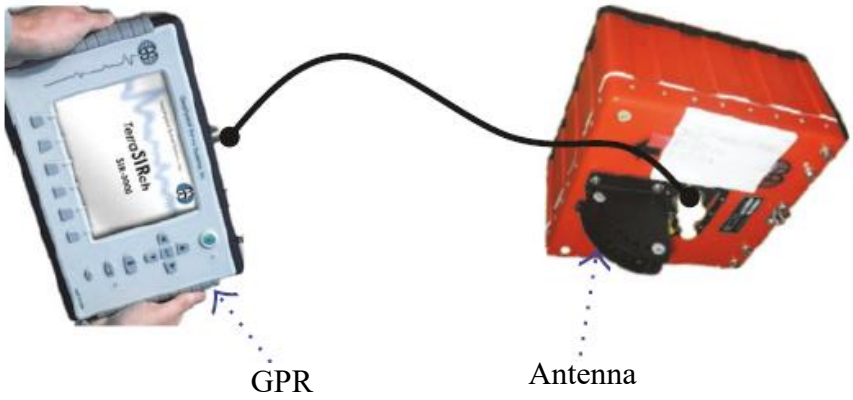


Figura 42 – Strumentazione GPR (georadar e antenna)

Il funzionamento dello strumento si basa sull'analisi delle riflessioni di onde elettromagnetiche trasmesse nei materiali. In particolare, il GPR tramite l'antenna trasmittente lancia impulsi elettromagnetici ad alta frequenza nel mezzo da misurare, per poi riceverli in ritorno grazie a un'antenna ricevente che è in grado di individuare e riconoscere i vuoti tra l'estradosso del rivestimento in calcestruzzo e il terreno in cui è scavata la galleria grazie alla variazione delle proprietà dielettriche dei materiali che attraversa. In Figura 43 è rappresentata la distribuzione degli stendimenti effettuati nei due tunnel. Sono stati eseguiti 8 stendimenti, 4 nel tunnel di sinistra (LZ-1, LZ-2, LZ3, LZ4) e 4 a destra (LY1, LY2, LY3, LY4).

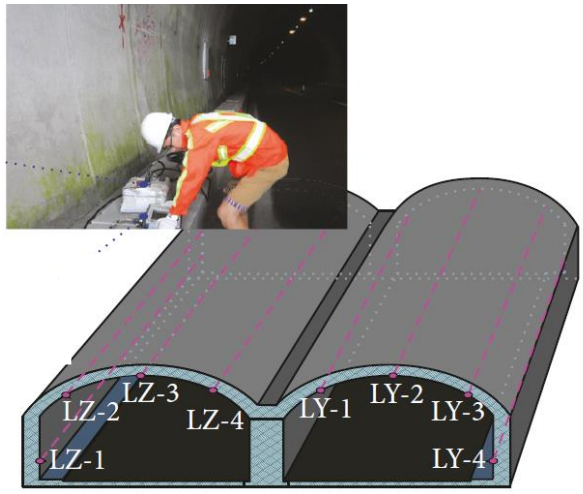


Figura 43 – Layout degli stendimenti effettuati con georadar

Anche in questo caso il criterio di valutazione della presenza di vuoti all'estradosso del rivestimento in calcestruzzo del tunnel prevede l'assegnazione di un punteggio (A, 2A e 3A) a seconda dell'estensione dei vuoti individuati e della loro ubicazione. La severità del danno determinato dalla presenza dei vuoti è così determinabile come in Tabella 7.

Posizione dei vuoti	Entità dei vuoti lineari [m]			
	< 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
Calotta	A	2A	3A	3A
Imposta calotta	A	2A	3A	3A
Piedritti	A	2A	2A	3A

Tabella 7 – Determinazione dei punteggi per i vuoti dietro al rivestimento

Dai risultai degli stendimenti è possibile individuare diverse zone di vuoti dietro al rivestimento in calcestruzzo. Il layout di tali zone è riportato in Figura 44.

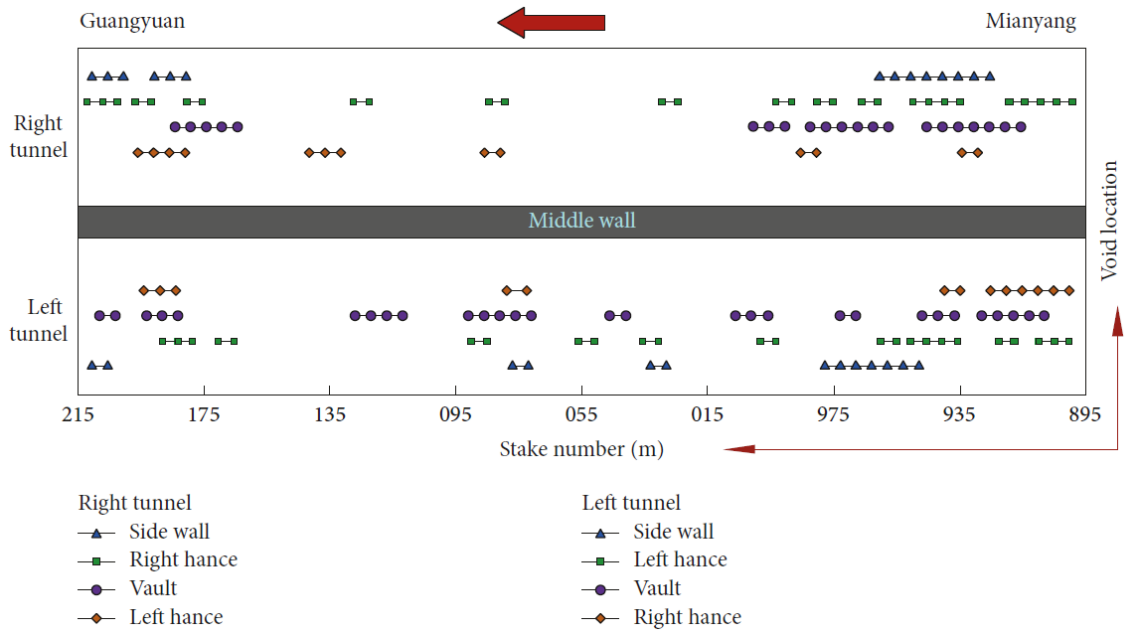


Figura 44 – Layaut delle aree caratterizzate dalla presenza di vuoti

Il georadar è in grado di individuare i vuoti grazie alla grande differenza tra le proprietà dielettriche del materiale e dell'aria (vuoto), che produce un'oscillazione nel segnale acquisito dall'antenna. Un esempio di output della strumentazione in cui è identificabile un'area vuota di circa 3 metri di estensione e di spessore di circa 8 cm è raffigurato in Figura 45.

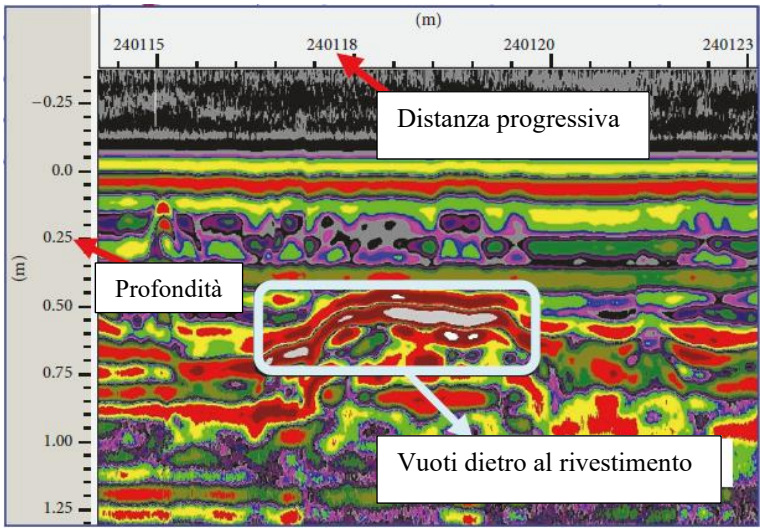


Figura 45 – Identificazione di un'area vuota dietro al rivestimento

La frequenza della distribuzione spaziale dei vuoti e la loro estensione sono invece riportate rispettivamente in Figura 46 e Figura 47.

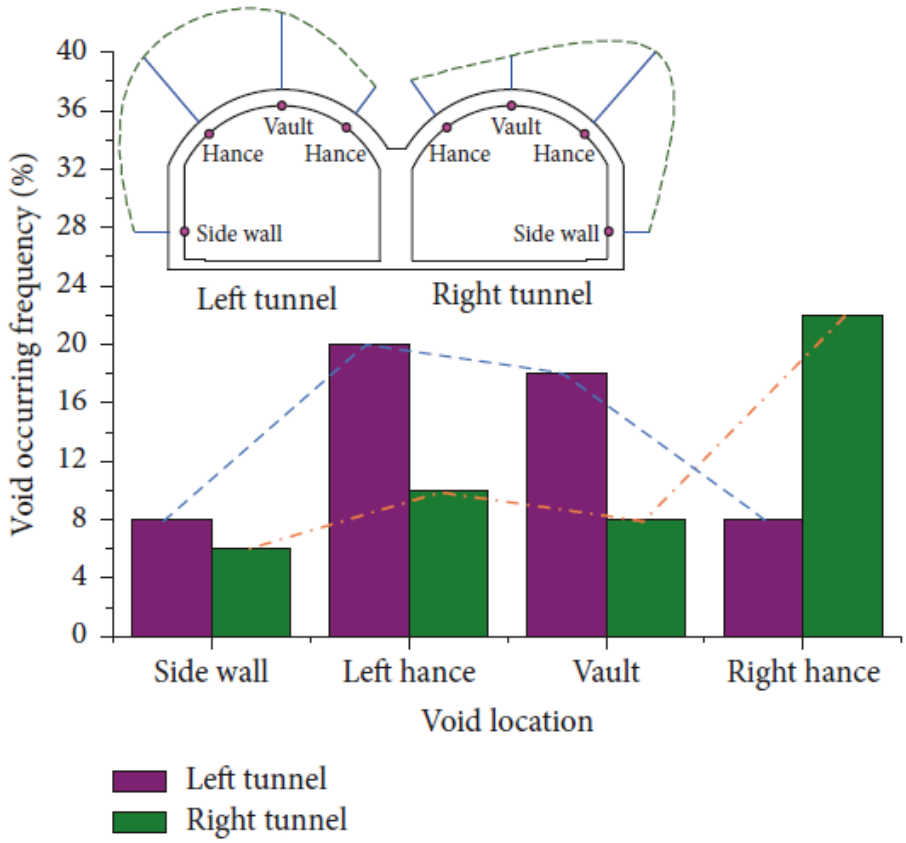


Figura 46 – Frequenza della distribuzione dei vuoti nelle diverse posizioni

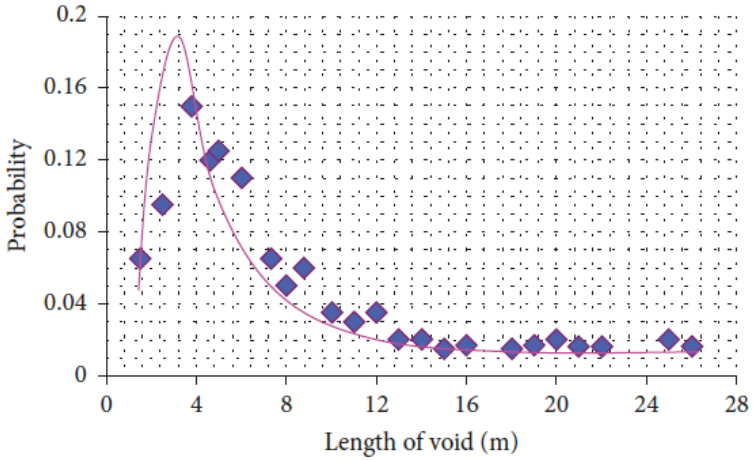


Figura 47 – Distribuzione probabilistica dell'estensione dei vuoti rilevati

Dalle indagini risulta che la maggior parte dei vuoti sono situati nelle sezioni di ingresso del tunnel, mentre se ne riscontra una presenza relativamente minore nelle sezioni centrali e di uscita. In particolare, i vuoti sono situati principalmente in volta, in particolare si ha una estensione di 110.6 m di vuoti per la volta della galleria di sinistra, pari al 34.6% della lunghezza totale, e di 91.2 m per quella di destra, pari al 28.5%.

Per quanto riguarda i piedritti invece, si sono trovati vuoti per un'estensione totale di 73 m (22.8%) per la galleria di sinistra e 41.3 m (12.9%) per la galleria di destra.

Si può inoltre osservare che la probabilità di incontrare vuoti cresce linearmente fino a un'estensione di 5 m, per poi decrescere esponenzialmente da 5 m in avanti (Figura 47). La legge di distribuzione è simile a una distribuzione di Poisson, il che può fornire riferimenti per la scelta dei fori in cui eseguire iniezioni di miscela cementizia per risolvere il problema dei vuoti e sulla quantità di materiale da iniettare.

2.2.4 PROGRAMMA DI RISANAMENTO E CONSIDERAZIONI FINALI

Sulla base dei risultati della valutazione della sicurezza strutturale del tunnel Shitigou, viene proposto il programma di interventi come rappresentato in Tabella 8.

Tipo di difetto	Intervento migliorativo
Fessure nel rivestimento	Sono eseguite scanalature a "V" larga 5 cm e profonda 3 cm seguendo la direzione delle fessure. Vengono poi scavati fori ed effettuate iniezioni di miscela cementizia o resina epossidica una pressione di 0.15-0.20 Mpa per sigillare le fessure.
Infiltrazioni d'acqua ai piedritti	Viene realizzata una scanalatura 5 x 5 cm in prossimità dei punti soggetti a infiltrazioni per portare l'acqua verso i sistemi di drenaggio permanenti. La scanalatura è rivestita da ½ tubo in pvc ø 50 mm, con malta a base di resina epossidica a fare da legante
Infiltrazioni d'acqua in calotta	Sono realizzati fori per iniezioni di resine impermeabilizzanti con interasse di 1-2 m e diametro di 42 mm. Per piccole infiltrazioni viene utilizzata resina epossidica iniettata a bassa pressione, per grandi venute d'acqua sono necessarie apposite sostanze chimiche
Vuoti dietro al rivestimento	Sono eseguite iniezioni di miscele cementizie costituite per l'80% da cemento e 20% carbone, ceneri e un agente espansivo a base di polveri di alluminio. Le iniezioni sono effettuate alla pressione controllata di 0.3-0.5 Mpa

Tabella 8 – Programmi migliorativi per risolvere i problemi strutturali riscontrati

In questo caso studio proposto da Jinxing Lai et al. può servire come riferimento per progettare campagne di valutazione e gestione del rischio strutturale per altre gallerie analoghe al tunnel Shitigou.

In aggiunta a ciò, questo studio contribuisce ad ampliare la base di dati riguardanti le statistiche sui principali difetti strutturali riscontrati nelle gallerie negli anni recenti, oltre che alla distribuzione caratteristica dei diversi difetti strutturali in funzione delle cause che li hanno indotti e il peso che ogni tipologia di difetto ha sulla vulnerabilità della struttura (Figura 48). Tutte queste informazioni costituiscono una indicazione importante nel guidare le scelte di programmi di valutazione dello stato di salute strutturale e piani di risanamento per queste opere.

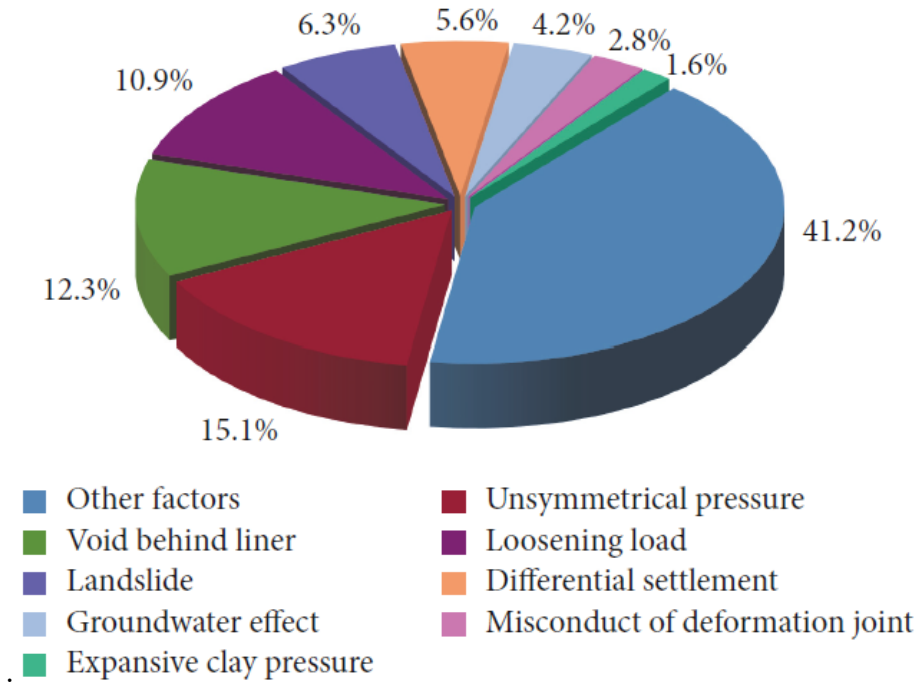


Figura 48 – Proporzione statistica dell'influenza dei difetti sulla vulnerabilità della struttura: in particolare si evince che i difetti che hanno maggior peso sono la pressione asimmetrica a cui è sottoposto il rivestimento in calcestruzzo (15.1%), la presenza di vuoti dietro al rivestimento (12.3%) e sovraccarichi indotti dall'ammasso roccioso allentato (10.9%)

3. UN MODELLO DI PREDIZIONE DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Cos'è la durabilità delle strutture? Per formulare una valida risposta, ci viene in aiuto il "D.M. 17.01.2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni", che dà la seguente definizione: *"durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione"*
In queste poche righe vengono racchiuse tutte le variabili a cui è legata: dal progetto e dalle tipologie costruttive, dalla qualità dei materiali utilizzati, dalla conseguente posa in opera eseguita "a regola d'arte", dai controlli in fase di esecuzione, dall'ambiente in cui è inserita la struttura, dal monitoraggio con conseguente continua e costante manutenzione. Trascurando una di queste variabili, sarà compromessa la possibilità di garantire la "durabilità" di una struttura, a patto che non si intervenga con importanti e costosi interventi di ripristino. In Figura 49 si può osservare un esempio di degrado di un manufatto in calcestruzzo.

Figura 49 – Degrado del calcestruzzo armato (immagine tratta da https://www.ediltecnico.it/72180/calcestruzzo-durabilita-classi-esposizione/)

I recenti crolli dei ponti in calcestruzzo, come il Ponte Morandi di Genova (Figura 50) hanno generato un ampio dibattito sulle cause dei collassi. Riguardo questa tragedia, sugli organi di stampa non è raro imbattersi in inesattezze anche gravi, essedo stato scritto ad esempio che tale opera andava demolita essendo terminata la sua vita nominale. Al punto 2.4.1 delle NTC2018, la Vita Nominale di Progetto di un'opera viene convenzionalmente

definita *"come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali"*.

Le differenti opere sono classificate in tre diverse categorie, cui sono associati livelli di prestazione crescenti:

- strutture temporanee;
- strutture cui sono richieste prestazioni ordinarie;
- strutture con livelli di prestazione elevati.

A loro volta i tre livelli di prestazione sono associati a valori minimi della Vita Nominale V_N dell'opera, rispettivamente pari a 10, 50 e 100 anni.

Figura 50 – Ponte Morandi (GE), dopo il collasso della pila 9 avvenuto il 14/08/2018 (immagine tratta da https://en.wikipedia.org/wiki/Ponte_Morandi)

La vita nominale dell'opera è quindi un parametro convenzionale, assunto in sede di progetto, cui debbono essere riferite le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo, quali la durabilità o la fatica, mediante il corretto dimensionamento dei particolari costruttivi.

Da cosa dipende quindi il degrado delle strutture? La risposta sta nel trascurare una o più delle variabili sopraccitate, che vanno a comprometterne la durabilità, fino a causarne, nel peggiore degli scenari, il crollo.

3.1 LA STIMA DELLA RESISTENZA DEI MATERIALI IN ASSENZA DI PROVE DIRETTE

Nell'ambito della misura della sicurezza dei ponti esistenti in c.a, le recenti Linee Guida per la valutazione della sicurezza dei ponti consigliano di calcolare il valore di progetto della resistenza dei materiali in funzione del fattore di confidenza, FC, a sua volta legato al livello di conoscenza della struttura: maggiore è il livello di conoscenza minore è il fattore di confidenza.

In assenza di prove dirette per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo, per le verifiche viene utilizzato il valore massimo del fattore di confidenza FC, pari a 1.35, e questo spesso conduce a risultati troppo cautelativi.

L'auspicio è dunque avere una maggiore livello di conoscenza delle strutture, in modo da ridurre FC, così da ottenere analisi più realistiche.

Risulta però impossibile eseguire una vasta campagna di indagini per caratterizzare i materiali di tutti i ponti presenti sul territorio italiano, a causa dell'elevato costo derivante sia dalle prove in sé, che dalla temporanea chiusura del traffico necessaria per la loro esecuzione.

Il SISCON (Safety of InfraStructures and Construction) del Politecnico di Torino, ha come obiettivo della sua ricerca lo sviluppo di metodologie in grado di stimare in maniera affidabile la resistenza dei materiali delle strutture, in modo da ridurre FC anche in assenza di prove di caratterizzazione dirette. L'auspicio è quello di estendere queste metodologie a tutto il patrimonio infrastrutturale italiano e renderne possibile la valutazione del suo stato di salute.

3.2 UN'ANALOGIA CON LA DIAGNOSTICA MEDICA

In medicina è prassi comune eseguire diagnosi speditive, senza esami approfonditi, basate sull'esperienza acquisita che permette di correlare semplici parametri antropometrici a potenziali malattie. Ad esempio, esistono numerosi studi che correlano la misura del girovita al rischio di incorrere in malattie cardiovascolari, così come la mortalità in soggetti anziani viene correlata al rapporto tra circonferenza della vita e dei fianchi.

In modo analogo, in medicina pediatrica, il buono o cattivo stato di salute degli infanti può essere valutato facendo riferimento alle curve di peso-età, e/o altezza-età. In Figura

51 sono riportati i valori ottimali del peso con i relativi percentili, misurati su un campione significativo di bambini in buona salute.

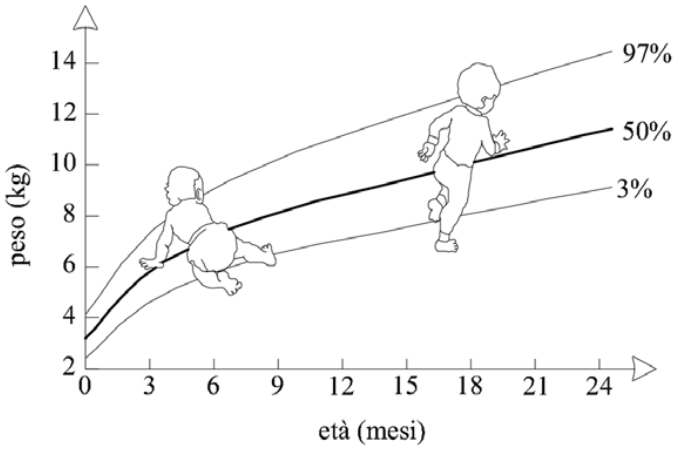


Figura 51 - curve peso-età per la valutazione della salute dei bambini

In maniera analoga, è prassi per l'ingegnere che deve valutare lo stato di salute di una struttura, effettuare delle verifiche preliminari prima ancora delle prove dirette di caratterizzazione. Queste consistono nell'ispezionare visivamente lo stato degli elementi strutturali attraverso sopralluoghi e, se disponibile, nella ricerca della documentazione originaria dell'opera. In tutti i casi non è prevista una specifica campagna di indagine sulle opere per raggiungere il massimo livello di conoscenza delle proprietà dei materiali. Come detto, in assenza di una campagna di indagini più approfondita le verifiche di sicurezza vengono eseguite massimizzando il fattore di confidenza FC, ottenendo così risultati troppo cautelativi che vengo poi smentiti in sede di verifiche definitive in cui la il livello di conoscenza della struttura è superiore.

Per questo motivo è stato pensato di introdurre opportune curve di resistenza-età dei materiali per le strutture esistenti, in analogia alle curve peso-età per gli infanti. In questo modo si può fornire al professionista uno strumento per avere una maggiore conoscenza sul calcestruzzo e l'acciaio di cui sono costituite le strutture, in modo da ridurre il valore di FC anche in assenza di prove dirette sui materiali.

3.3 LE CURVE DI RESISTENZA-ETÀ DEL CALCESTRUZZO

Il Laboratorio Prove su Materiali e Strutture del Politecnico di Torino possiede un database centennale di prove di compressione monoassiale eseguite su provini di calcestruzzo, necessarie per la qualifica dei materiali utilizzati per la realizzazione di strutture. In Figura 52 sono riportati il numero dei provini testati per ogni decade dal 1915 al 2005.

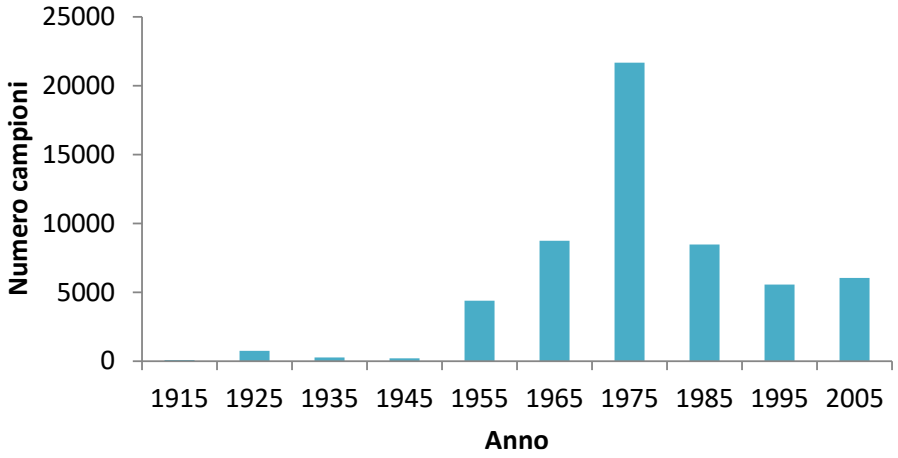


Figura 52 - Test di compressione su cubi in calcestruzzo eseguiti al Politecnico di Torino dal 1915 al 2005

Utilizzando tale archivio storico di dati è stato possibile ottenere le curve resistenza-età, per stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione dell'anno in cui è stata realizzata la struttura.

Le curve sono state create considerando solo prove eseguite su calcestruzzi giunti a completa maturazione (28 giorni dopo il getto) e considerando soltanto gli anni in cui è presente una base di dati consistente, tale da rendere significativa l'analisi statistica.

Osservando i grafici delle distribuzioni di densità di probabilità della resistenza a compressione cubica Rc per gli anni 1915, 1965 e 2005, si può notare come tali distribuzioni risultino simili alla curva gaussiana (Figura 53, Figura 54 e Figura 55).

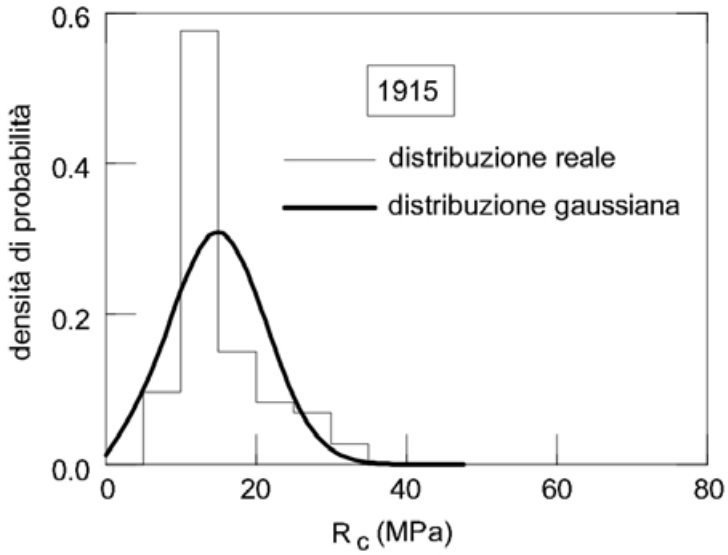


Figura 53 - Distribuzioni della densità di probabilità della resistenza a compressione Rc (anno 1915)

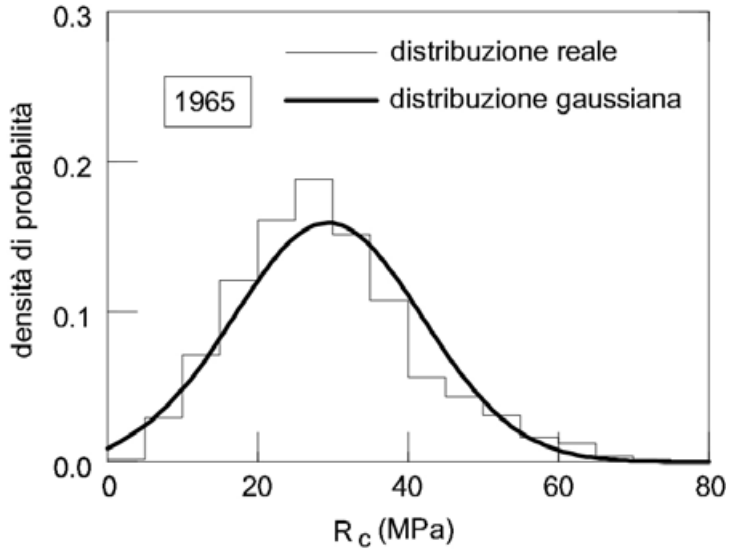


Figura 54 - Distribuzioni della densità di probabilità della resistenza a compressione Rc (anno 1965)

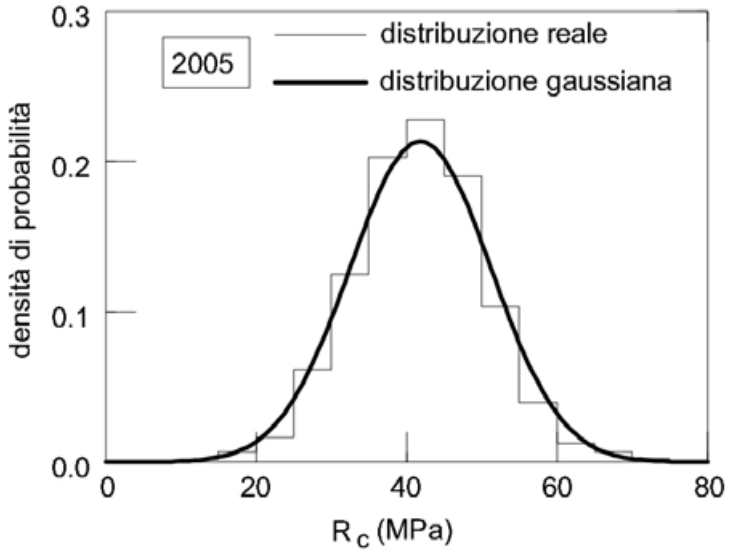


Figura 55 - Distribuzioni della densità di probabilità della resistenza a compressione Rc (anno 2005)

Di conseguenza, le curve reali della resistenza a compressione e i relativi percentili (Figura 56) sono pressappoco simili a quelle ottenute con una distribuzione gaussiana (Figura 57).

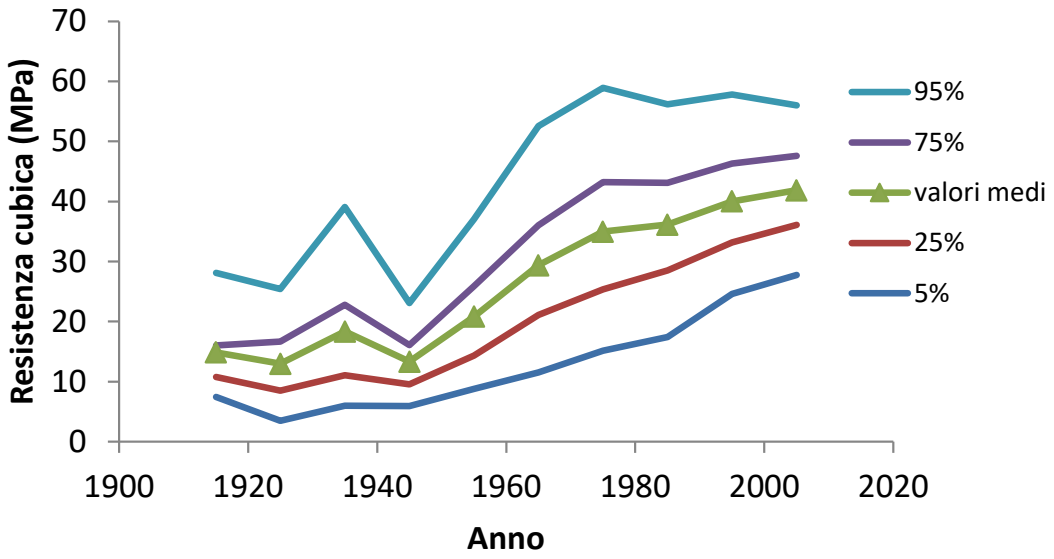


Figura 56 - Le curve di resistenza-età del calcestruzzo ottenute nel caso della distribuzione reale della densità di probabilità

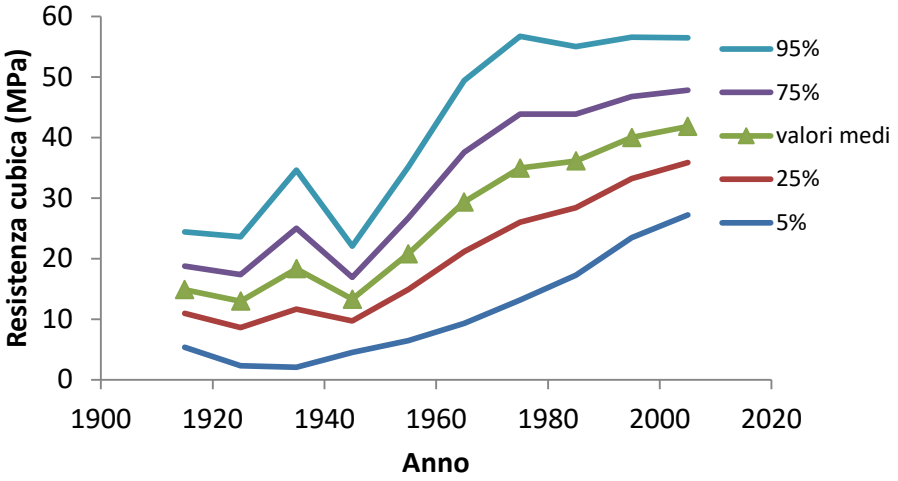


Figura 57 - Le curve di resistenza-età del calcestruzzo ottenute nel caso della distribuzione gaussiana

In Tabella 9 si riportano i valori della distribuzione reale e in Tabella 10 quelli della distribuzione gaussiana utilizzati per stimare le curve resistenza-età e i relativi percentili.

Percentili di Rc (MPa)					
Anno	5%	25%	50%	75%	95%
1915	7.4	10.8	14.9	16.0	28.1
1925	3.5	8.5	13.0	16.7	25.4
1935	6.0	11.0	18.3	22.8	39.1
1945	5.9	9.6	13.3	16.1	23.1
1955	8.8	14.3	20.8	25.9	37.0
1965	11.5	21.1	29.4	36.0	52.6
1975	15.1	25.4	35.0	43.2	58.9
1985	17.4	28.5	36.2	43.1	56.2
1995	24.6	33.2	40.0	46.3	57.8
2005	27.7	36.1	41.9	47.6	56.0

Tabella 9 - Valori della resistenza a compressione Rc e relativi percentili (distribuzione reale)

Percentili di Rc (MPa)					
Anno	5%	25%	50%	75%	95%
1915	5.3	11.0	14.9	18.8	24.4
1925	2.3	8.6	13.0	17.4	23.6
1935	2.1	11.7	18.3	25.0	34.6
1945	4.5	9.7	13.3	16.9	22.1
1955	6.5	14.9	20.8	26.7	35.2
1965	9.3	21.2	29.4	37.6	49.4
1975	13.2	26.0	35.0	43.9	56.8
1985	17.3	28.4	36.2	43.9	55.0
1995	23.5	33.3	40.0	46.8	56.6
2005	27.2	35.9	41.9	47.8	56.5

Tabella 10 - Valori della resistenza a compressione Rc e relativi percentili (distribuzione gaussiana)

4. I RISULTATI DI UNA CAMPAGNA SPERIMENTALE SU GALLERIE ASPI

Il Dipartimento di Ingegnerai Strutturale, Edile e Geotecnica del Politecnico di Torino ha stipulato un contratto con la società Autostrade per l'Italia (ASPI) per l'esecuzione di prove sperimentali su campioni cilindrici in calcestruzzo. I campioni sono stati estratti a cura del Committente e sono provenienti da 135 gallerie autostradali (A7, A9, A10, A12, A26), realizzate tra il 1961 e il 1995.

4.1 ESECUZIONE DELLE PROVE

Dalle carote portate in laboratorio sono stati ricavati i campioni da sottoporre a prova di resistenza a compressione. Da ciascun campione sono state asportate le parti terminali con tagli ortogonali alle generatrici mediante sega circolare diamantata in bagno emulsivo di olio e cherosene, e successivamente rettificate fino a raggiungere le tolleranze richieste dalla normativa.

Dalle carote provenienti dalle 135 gallerie sono stati in tutto ricavati e testati positivamente 2519 campioni.

Nell'istogramma in Figura 58 si riporta il numero dei campioni suddivisi per decade. Si riportano inoltre gli istogrammi dei campioni per decade, suddivisi in base alla posizione di estrazione della carota, in chiave (Figura 59) e in corrispondenza dei lati (Figura 60) della galleria.

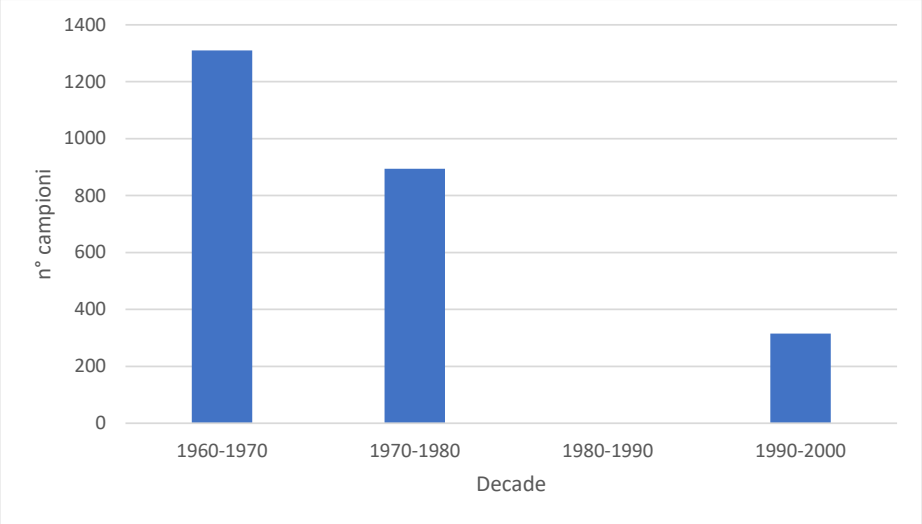


Figura 58 – Numero di campioni di calcestruzzo testati suddivisi per decadi (complessivo)

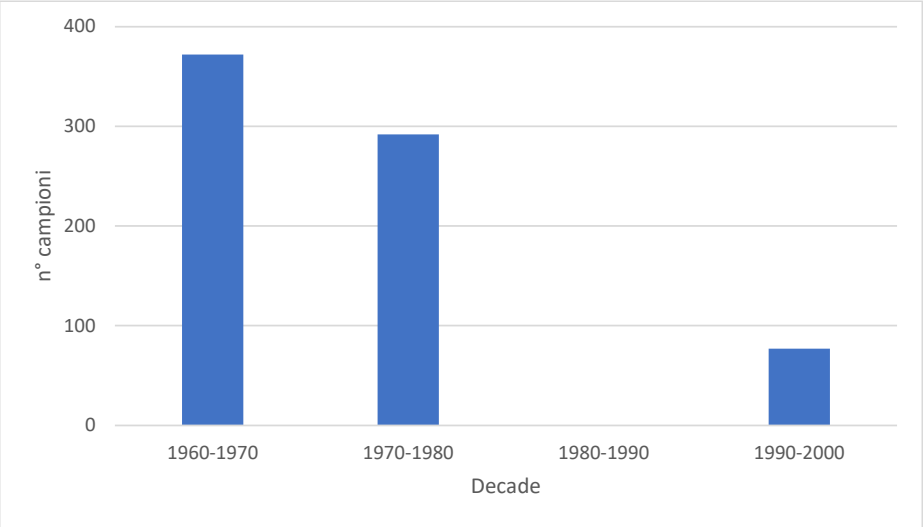


Figura 59 - Numero di campioni di calcestruzzo testati suddivisi per decadi (chiave)

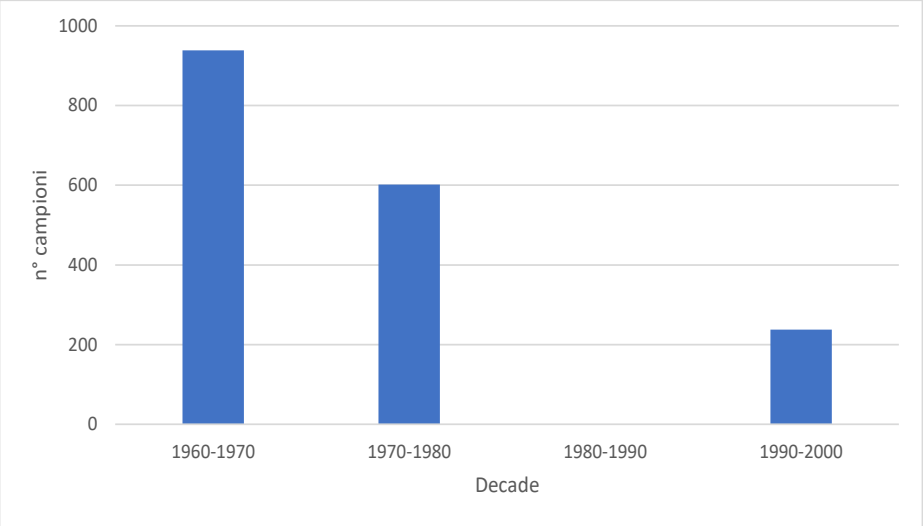


Figura 60 – Numero di campioni di calcestruzzo testati suddivisi per decadi (lati)

Come si può osservare la maggior parte dei campioni provengono da gallerie costruite tra gli anni ’60 e ’70 (1310) e tra gli anni ’70 e ’80 (894), in misura inferiore quelli a cavallo degli anni 1990-2000 (315). Non sono invece presenti campioni relativi alla decade 1980-1990 poiché in quegli anni non sono state costruite nuove gallerie nelle autostrade oggetto della campagna di indagini sperimentali.

Si riportano di seguito le attrezzature e gli strumenti di prova utilizzati:

Macchina di prova

- Costruttore: Baldwin – Zwick;
- Capacità di carico: 500 kN;
- Modello: B-1058 Serie MA;
- Numero di serie: 502480;
- Ente certificatore: Centro LAT n. 139 – Politecnico di Torino;
- Certificato di taratura: n. 105/2020 del 02/09/2020.
- Classe 0,5 (UNI EN ISO 7500-1:2018)

Bilancia

- Costruttore: La Precisa;
- Numero di serie: 2896889;
- Portata: 35 kg;
- Unità di formato: 1 g.

Calibro

- Costruttore: Mitutoyo;
- modello: CDN-P30PMX;
- numero di serie: 0008066;
- unità di formato: 0,01 mm.

La determinazione della massa volumica del calcestruzzo è stata effettuata secondo la norma UNI EN 12390-7, utilizzando la strumentazione sopra elencata. In particolare, la massa di ciascun campione è stata determinata tramite pesatura con bilancia e le dimensioni del campione sono state rilevate mediante un calibro a corsoio centesimale.
Le prove di compressione sono state eseguite in conformità alle indicazioni contenute nella norma UNI EN 12390-3 applicando sui provini un carico assiale che è stato incrementato in modo continuo fino a raggiungere la rottura (Figura 61), previa verifica della planarità e dell'ortogonalità delle superfici di applicazione del carico.

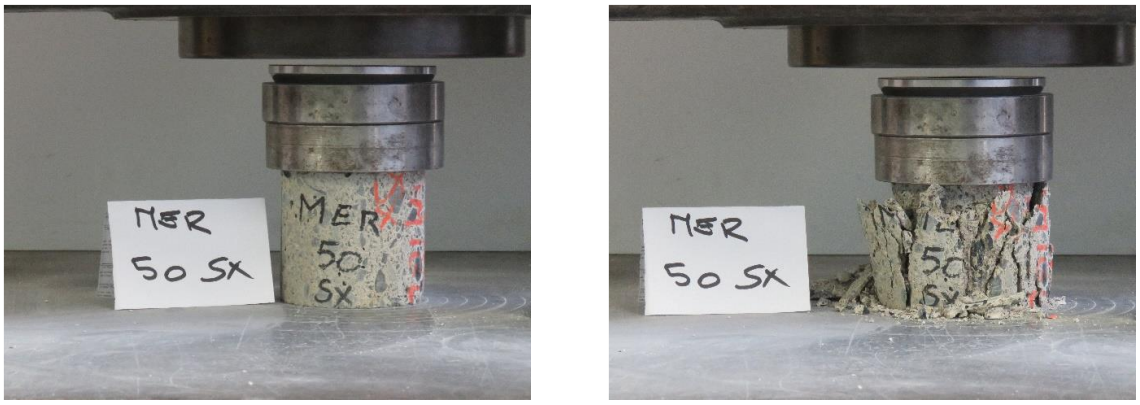


Figura 61 – Documentazione fotografica sul provino MER50SX (Galleria MERVALO pk 13+429 Direzione Alessandria)

4.2RISULTATI DELLE PROVE

Per ogni campione testato sono stati riportati come in Tabella 11 (che mostra, a titolo di esempio, i risultati relativi alla galleria Mervalo – A10 direzione Alessandria) i risultati delle prove, indicando:

- L'identificativo chilometrico del campione (PK);
- La sezione e la posizione di estrazione (in chiave CH, o ai lati DX e SX);
- Il codice di prova assegnato dal laboratorio;
- La lunghezza del campione estratto (L)
- Il diametro massimo dell'aggregato;
- L'altezza (H) ed il diametro (D) medi del campione rettificato;
- Il peso del campione rettificato (P);
- La massa volumica calcolata;
- Il rapporto altezza (H) su diametro (D) del campione rettificato sottoposto a prova di rottura a compressione;
- Il carico massimo raggiunto durante la prova di rottura a compressione;
- La tensione massima di compressione.

PK	Sez.	Pos.	Codice di prova	L (mm)	Diametro massimo aggregato (mm)	H (mm)	D (mm)	Peso (Kg)	Massa volumica (kg/m³)	H/D (-)	Carico massimo (kN)	Tensione massima (N/mm²)
13+429	50	CH	MER50CH	320	32	87,02	94,73	1,328	2165	0,9	74,72	10,6
13+429	50	DX	MER50DX	442	35	93,81	95,04	1,452	2182	1,0	109,1	15,4
13+429	50	SX	MER50SX	356	32	87,98	94,99	1,342	2152	0,9	104	14,7
13+429	100	CH	MER100CH	425	32	88,93	94,77	1,375	2192	0,9	102,9	14,6
13+429	100	DX	MER100DX	424	26	91,20	95,10	1,412	2180	1,0	74,96	10,6
13+429	100	SX	MER100SX	431	31	96,48	94,93	1,506	2206	1,0	114,7	16,2
13+429	150	CH	MER150CH	442	32	90,98	94,93	1,401	2176	1,0	122,3	17,3
13+429	150	DX	MER150DX	428	55	90,85	94,88	1,424	2217	1,0	118	16,7
13+429	150	SX	MER150SX	416	37	92,82	94,99	1,488	2262	1,0	134,4	19,0
13+429	200	CH	MER200CH	395	31	89,02	94,73	1,376	2193	0,9	75,43	10,7
13+429	200	DX	MER200DX	444	32	93,24	94,92	1,423	2157	1,0	52,79	7,5
13+429	200	SX	MER200SX	439	43	89,81	95,03	1,394	2188	0,9	125,6	17,7
13+429	250	CH	MER250CH	270	30	94,87	94,86	1,455	2170	1,0	80,01	11,3
13+429	250	DX	MER250DX	403	32	94,04	94,76	1,466	2211	1,0	86,5	12,3
13+429	250	SX	MER250SX	358	40	91,37	94,95	1,427	2206	1,0	96,47	13,6
13+429	300	CH	MER300CH	352	29	96,27	94,83	1,482	2180	1,0	118,4	16,8
13+429	300	DX	MER300DX	434	35	86,75	94,74	1,374	2247	0,9	152,7	21,7
13+429	300	SX	MER300SX	433	55	87,72	94,97	1,354	2179	0,9	87,67	12,4

Tabella 11 - Galleria MERVALO pk 13+429 Direzione Alessandria. Risultati di prova

Una volta ottenuto il valore di tensione massima per ogni provino cilindrico testato, è stato possibile risalire alla resistenza cilindrica del calcestruzzo fc, tramite la seguente formula proposta dall'American Concrete Institute (ACI):

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

f_{core} resistenza misurata durante la prova

$F_{l/d}$ fattore correttivo funzione del rapporto altezza/diametro del provino, definito come

$F_{l/d} = 1 - \{0.130 - \alpha \cdot f_{core}\}\left(2 - \frac{l}{d}\right)^2$ provino come prelevato

$F_{l/d} = 1 - \{0.117 - \alpha \cdot f_{core}\}\left(2 - \frac{l}{d}\right)^2$ provino immerso in acqua per 48 h

$F_{l/d} = 1 - \{0.144 - \alpha \cdot f_{core}\}\left(2 - \frac{l}{d}\right)^2$ provino conservato in aria secca

Con costante $\alpha = 4.3 \cdot 10^{-4} \quad mm^2/N$

F_{dia} fattore correttivo funzione del diametro del provino

$$F_{dia} = \begin{cases} 1.06 & se \quad d = 50\,mm \\ 1.00 & se \quad d = 100\,mm \\ 0.98 & se \quad d = 150\,mm \end{cases}$$

F_{mc} fattore correttivo funzione del contenuto di umidità (moisture content) del provino

$$F_{mc} = \begin{cases} 1.00 & provino\ come\ prelevato \\ 1.09 & provino\ immerso\ in\ acqua\ per\ 48\ h \\ 0.98 & provino\ conservato\ in\ aria\ secca \end{cases}$$

F_d fattore correttivo funzione del danno dovuto alla perforazione

$$F_d = 1.06$$

f_c resistenza cilindrica a compressione calcestruzzo

Infine, per poter confrontare i risultati della campagna di prove sperimentali con le curve resistenza-età del calcestruzzo, occorre risalire alla resistenza cubica Rc. L'ACI propone la seguente relazione:

$$R_c = \begin{cases} fc & se \quad l/d = 1 \\ f_c/0.83 & se \quad l/d = 2 \end{cases}$$

4.3 ANALISI DEI RISULTATI

Sovrapponendo le curve resistenza-età del calcestruzzo ai valori di Rc ottenuti dalla campagna di prove di compressione monoassiale eseguite sulle carote di calcestruzzo provenienti dalle 135 gallerie oggetto delle indagini, si ottengono i grafici riportati in Figura 62 (complessivo di tutti i campioni), Figura 63 (campioni in chiave) e Figura 64 (campioni ai lati).

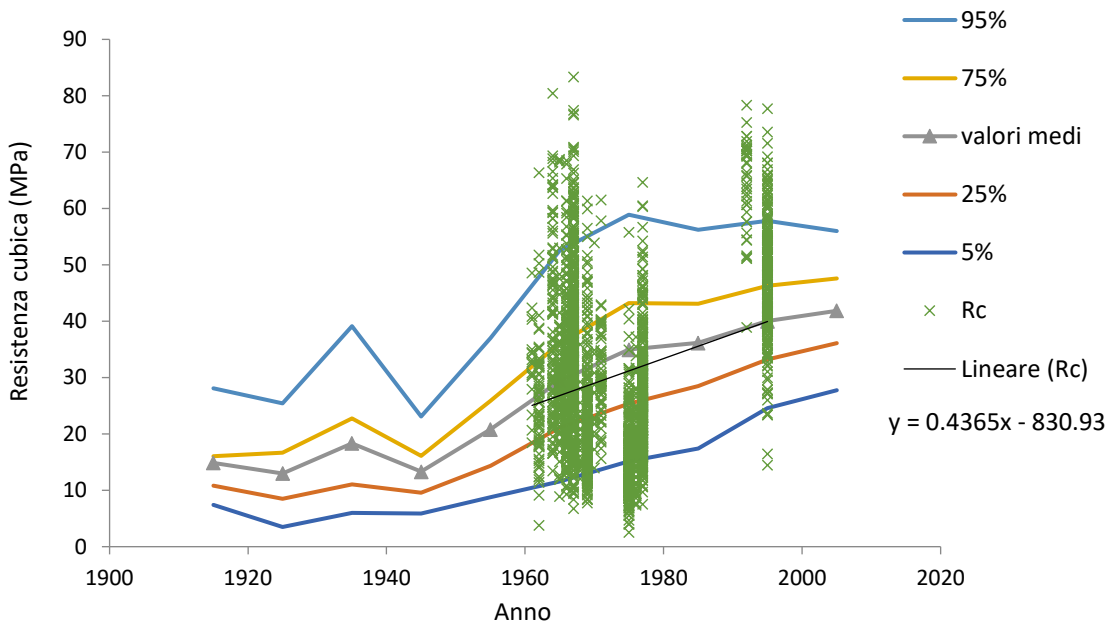


Figura 62 – Confronto tra le curve resistenza-età del calcestruzzo ed i risultati dei test eseguiti sulle carote di calcestruzzo estratte dalle gallerie ASPI (complessivo)

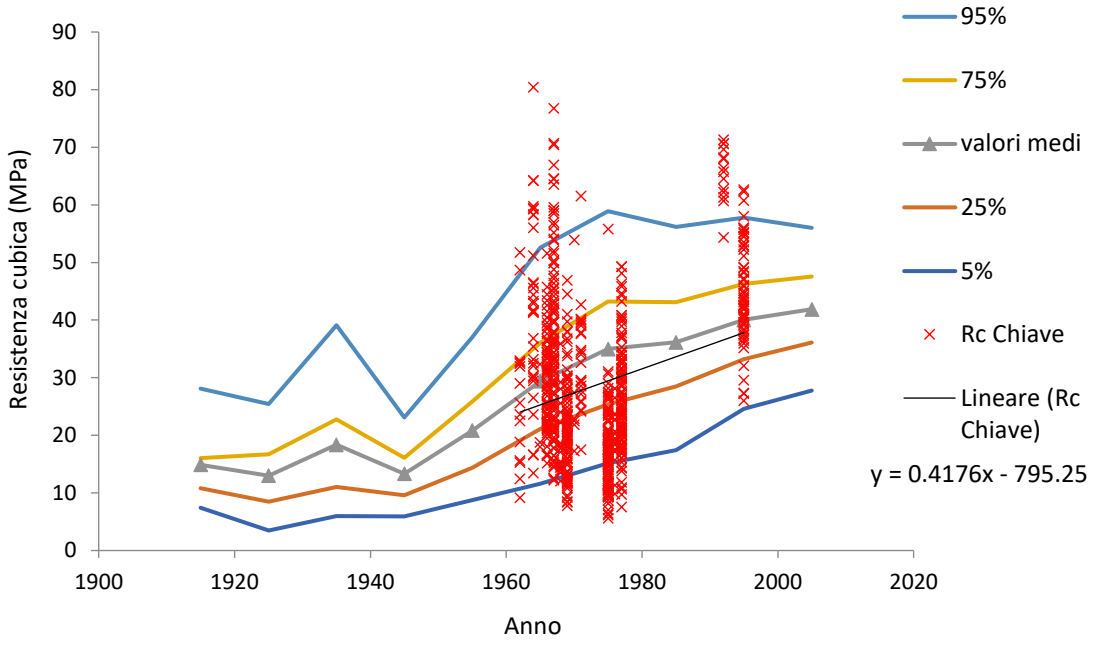


Figura 63 – Confronto tra le curve resistenza-età del calcestruzzo ed i risultati dei test eseguiti sulle carote di calcestruzzo estratte dalle gallerie ASPI (chiave)

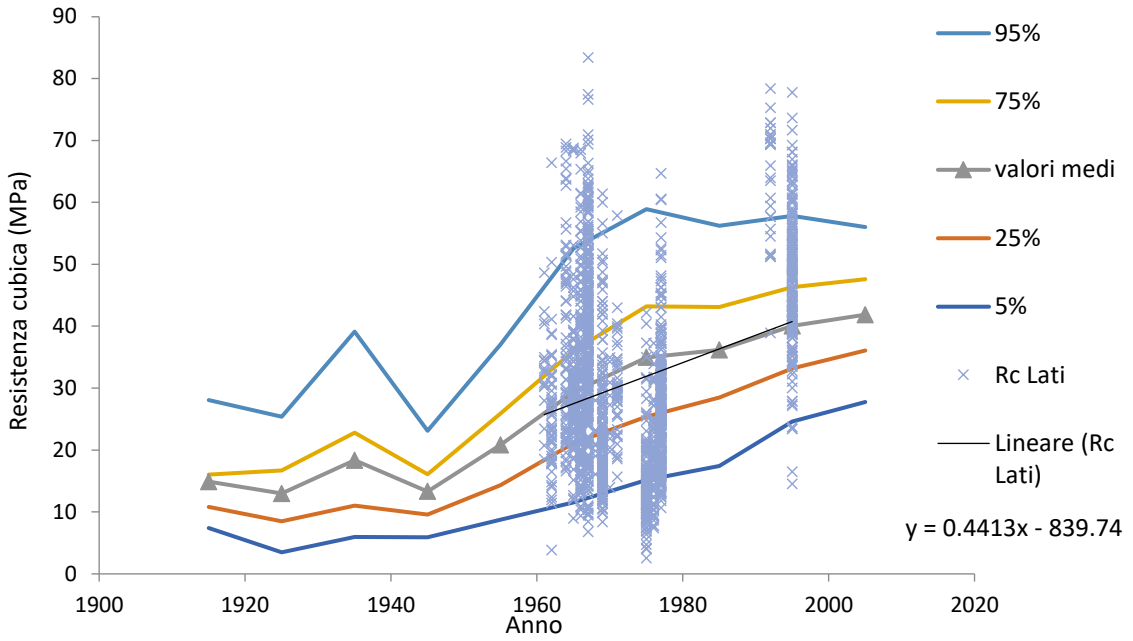


Figura 64 – Confronto tra le curve resistenza-età del calcestruzzo ed i risultati dei test eseguiti sulle carote di calcestruzzo estratte dalle gallerie ASPI (lati)

Da questi grafici si può osservare una grande dispersione dei dati sperimentali, con la presenza di valori minimi di Rc molto inferiori al frattile 5%, in particolare per gallerie costruite tra gli anni ’60 e ’80, soprattutto nella decade 1970-1980 e valori massimi di Rc che superano il frattile 95%.

Le linee di tendenza dei valori di Rc ottenuti dalle prove sperimentali mostrano un andamento della resistenza a compressione del calcestruzzo che si assesta tra la curva resistenza-età media e quella riferita al 25° percentile, con una pendenza crescente in funzione dell’anno del getto.

In particolare, si notano valori di Rc superiori alla media per quanto riguarda le carote estratte ai lati delle gallerie realizzate negli anni ’90 (Figura 64).

Nella linea di tendenza relativa ai campioni ricavati da carote di calcestruzzo estratti in prossimità della chiave delle gallerie si osserva invece un maggior scostamento dal valor medio di Rc delle curve resistenza-età, verso valori di minore resistenza a compressione Figura 63.

Si può inoltre osservare che il massimo scostamento delle linee di tendenza dalla curva media resistenza-età si ha in corrispondenza della decade 1970-1980. Questo dato è confermato anche dagli istogrammi riportati di seguito, che mostrano il valore di Rc medio ottenuto dai test eseguiti sulle carote di calcestruzzo per ogni decade. In Figura 65

è presentato l'istogramma relativo a tutti i campioni testati, in Figura 66 quello relativo ai campioni provenienti dalle carote estratti in corrispondenza delle chiavi delle gallerie e in Figura 67 l'istogramma relativo ai lati delle gallerie.

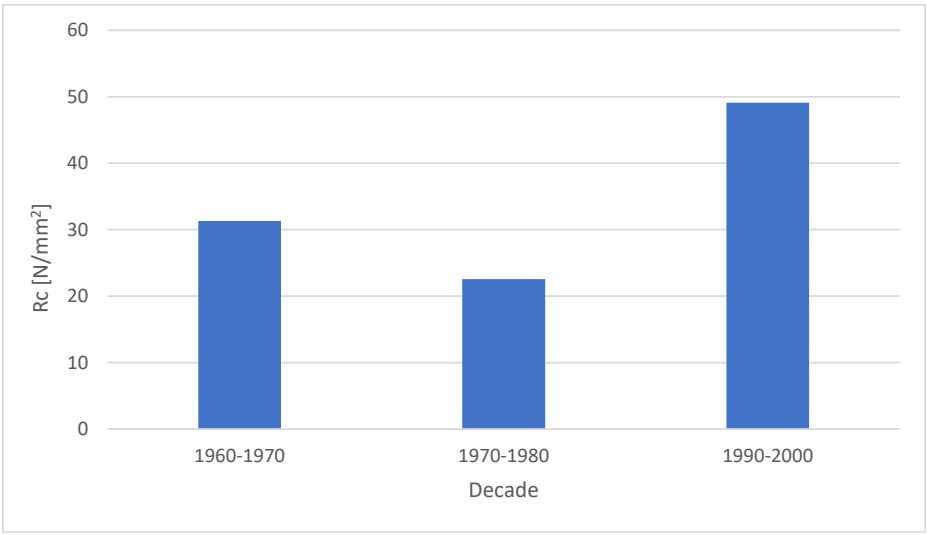


Figura 65 – Resistenza a compressione cubica media ottenuta dai test eseguiti sulle carote di calcestruzzo estratte dalle gallerie ASPI per decade (complessivo)

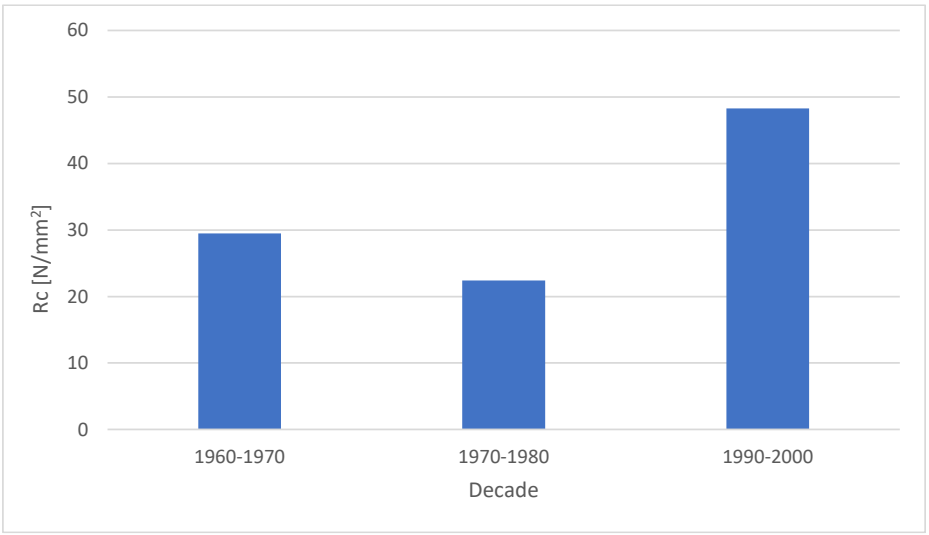


Figura 66 – Resistenza a compressione cubica media ottenuta dai test eseguiti sulle carote di calcestruzzo estratte dalle gallerie ASPI per decade (chiave)

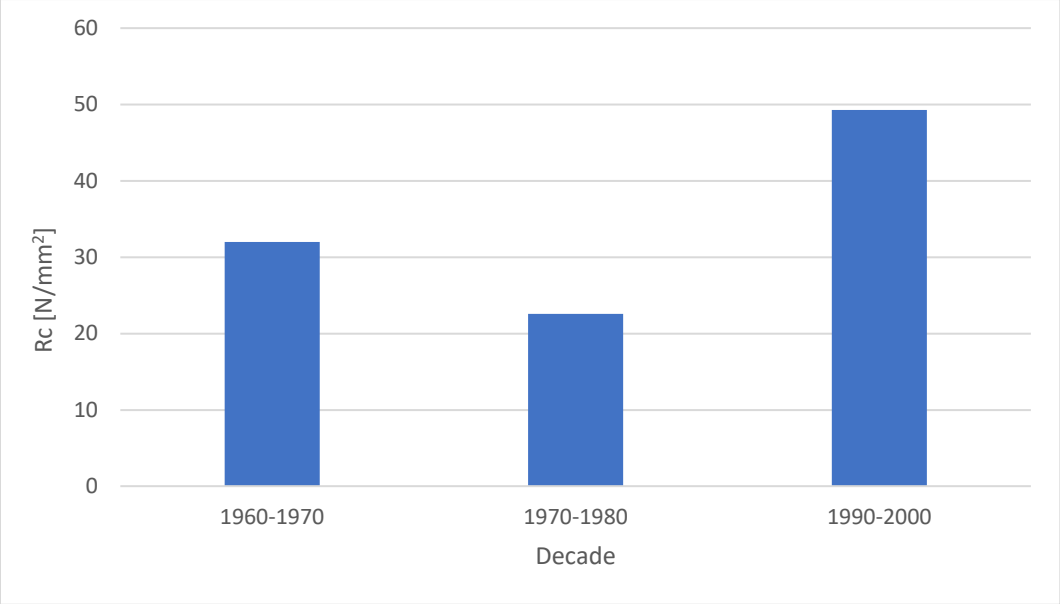


Figura 67 – Resistenza a compressione cubica media ottenuta dai test eseguiti sulle carote di calcestruzzo estratte dalle gallerie ASPI per decade (lati)

Come riportato anche in Tabella 12, si può osservare per tutti e tre gli istogrammi un andamento comune, che indica come nella decade 1970-1980 vi sia un peggioramento della qualità del calcestruzzo, inferiore alla decade 1960-1970, la quale a sua volta presenta un valore di Rc medio inferiore a quello delle gallerie costruite negli anni '90.

Rc medio [N/mm^2]			
	1960-1970	1970-1980	1990-2000
Complessivo	31.3	22.5	49.1
Chiave	29.5	22.4	48.3
Lati	31.9	22.5	49.3

Tabella 12 – Resistenza a compressione cubica media ottenuta dai test eseguiti sulle carote di calcestruzzo estratte dalle gallerie ASPI per decade

Quanto sopra riportato è riscontrabile anche nei grafici rappresentati in Figura 68, Figura 69 e Figura 70, in cui si confrontano le resistenze a compressione delle carote estratte dalle gallerie (complessivo, in chiave e ai lati) e la resistenza media del calcestruzzo nel tempo ricavata dalle curve resistenza-età ottenute tramite il database del Politecnico di Torino.

In particolare, si può osservare che in tutti e tre i grafici la linea di tendenza ricalca la curva resistenza-età media del calcestruzzo. Tuttavia, nelle decadi 1960-1970 e 1990-2000 sia la linea di tendenza che la curva media risultano conservative rispetto ai valori di resistenza a compressione riscontrati durante la campagna di prove sperimentali. Viceversa, per quanto riguarda il decennio 1970-1980, sia linea di tendenza che curva resistenza-età media sovrastimano il valore di Rc misurato sui campioni in laboratorio.

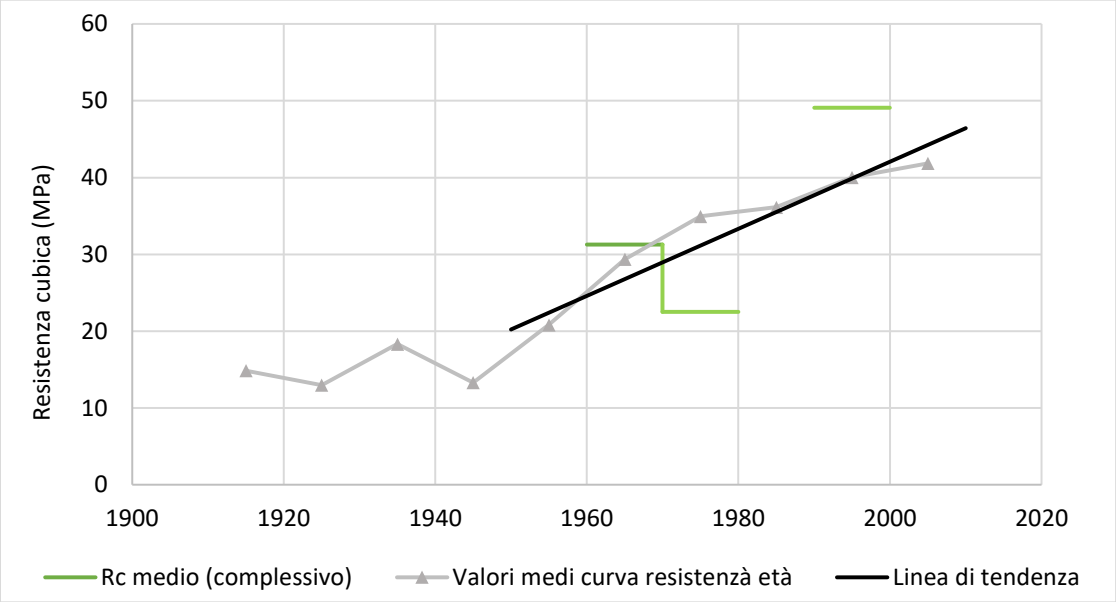


Figura 68 – Confronto tra le resistenze a compressione delle carote complessivamente estratte dalle gallerie e la resistenza media del calcestruzzo delle curve resistenza-età (50° percentile)

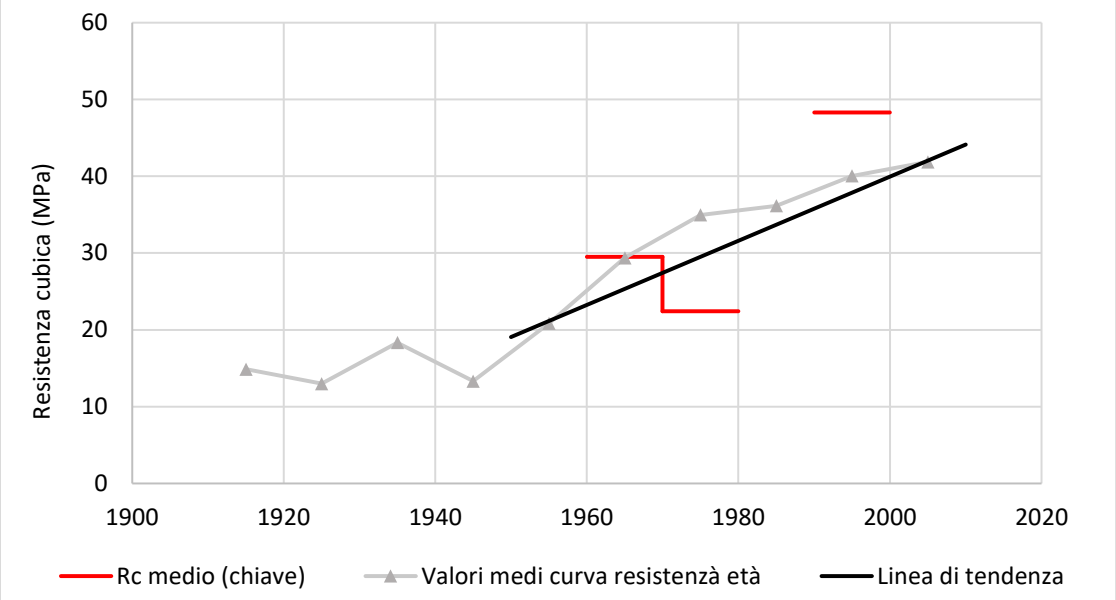


Figura 69 – Confronto tra le resistenze a compressione delle carote estratte dalle gallerie in chiave e la resistenza media del calcestruzzo delle curve resistenza-età (50° percentile)

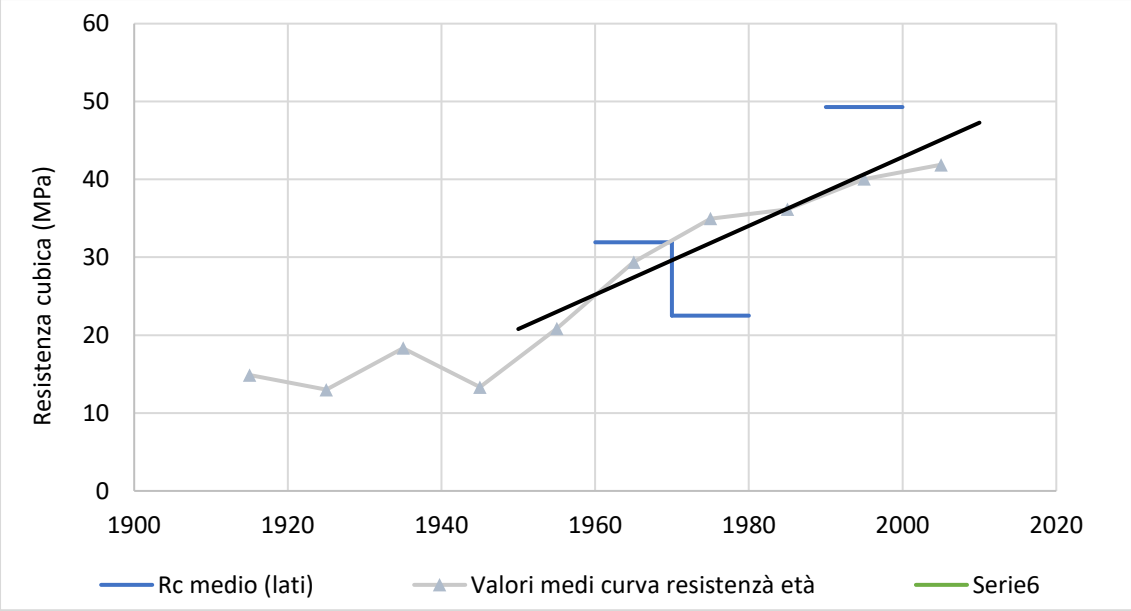


Figura 70 – Confronto tra le resistenze a compressione delle carote estratte dalle gallerie in corrispondenza dei piedritti e la resistenza media del calcestruzzo delle curve resistenza-età (50° percentile)

Prendendo inoltre come riferimento i percentili della curva resistenza-età per gli anni 1965, 1975 e 1985 (Tabella 13), si può osservare che la resistenza media della decade 1960-1970 cade appena sopra il valore medio della curva resistenza età (1965), mentre per la decade 1990-2000 si ha un Rc medio che si assesta tra il 75° e il 95° percentile (1995). La resistenza media ottenuta per le gallerie costruite tra gli anni '70 e gli anni '80 cade invece al di sotto del frattile 25% relativo all'anno 1975.

Rc curve resistenza-età [N/mm^2]			
percentile	1965	1975	1995
5%	11.5	15.1	24.6
25%	21.1	25.4	33.2
50%	29.4	35.0	40.0
75%	36.0	43.2	46.3
95%	52.6	58.9	57.8

Tabella 13 – Curve resistenza-età calcestruzzo: percentili resistenza in funzione dell'anno di riferimento

È lecito aspettarsi un valore misurato di Rc maggiore per le gallerie di più recente costruzione (1990-2000) rispetto a quelle realizzate nel passato, grazie al progresso tecnologico che ha comportato un mutamento della composizione dei conglomerati

cementizi nel tempo e per via dei fenomeni di degrado delle strutture. Come infatti mostrano le curve resistenza-età, a calcestruzzi più recenti corrispondono resistenze superiori.

Tuttavia, il risultato di questa campagna di indagini mette in luce un'allarmante anomalia nella resistenza a compressione Rc del calcestruzzo utilizzato per la realizzazione delle gallerie delle autostrade in oggetto nella decade 1970-1980.

Infatti, sebbene la resistenza dei calcestruzzi provenienti dai carotaggi presenti in generale un trend crescente nel tempo, tra gli anni '70 e '80 si osserva un significativo scostamento di Rc verso valori più bassi di quelli attesi dalla curva resistenza-età media.

Non avendo a disposizione in questo studio informazioni sul materiale delle carote (tipo di calcestruzzo, classe di resistenza, informazioni sul mix design), per spiegare la scarsa qualità del materiale è possibile solo formulare ipotesi.

L'ipotesi più ragionevole attribuisce la responsabilità a cattive pratiche di cantiere favorite dall'assenza di adeguati controlli. In particolare, all'indebita aggiunta di acqua al conglomerato cementizio al fine di migliorarne la lavorabilità in fase di getto, a discapito della durabilità e della resistenza meccanica prescritta, che potrebbe risultare addirittura inferiore a quella utilizzata nei calcoli strutturali, cioè penalizzata dai coefficienti parziali di sicurezza imposti dalle normative, comportando deficit strutturali importanti ed elevati costi di intervento per ridurne la vulnerabilità.

Questo risultato sottolinea ancora una volta come talvolta i valori di resistenza dei materiali certificati dai laboratori di analisi risultino poco affidabili a causa della consuetudine di inviare ai suddetti laboratori campioni di calcestruzzo di qualità migliore, dove, come se non bastasse, la maturazione può avvenire in condizioni controllate.

Le gallerie autostradali indagate nel presente lavoro appartengono a un'area circoscritta del nord Italia, in particolare tra Liguria, Lombardia e Piemonte (A7, A9, A10, A12, A26). È consigliabile condurre analisi simili in altre gallerie autostradali di altre località italiane per indagare se e in quali decadi si riscontrino analoghe anomalie.

5. CONCLUSIONI

Dai risultati ottenuti dalle prove distruttive condotte sulle gallerie di Autostrade per l'Italia e il loro confronto con il database del Politecnico di Torino è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- In generale, le prestazioni dei calcestruzzi delle gallerie indagate si attestano sui valori medi delle curve resistenza-età, vale a dire attorno alla curva del 50° percentile. La linea di tendenza dei risultati delle prove però si attesta al di sotto di questa curva se si vanno ad analizzare solo i provini prelevati dalla chiave delle gallerie, segno che questa zona può essere più soggetta a deterioramento strutturale.
- La linea di tendenza che interpola i risultati di tutte le prove è crescente, il che sta a indicare un miglioramento della qualità del calcestruzzo nel tempo. Tuttavia, nelle decadi 1960-1970 e 1990-2000 la linea di tendenza risulta conservativa rispetto ai valori di resistenza a compressione riscontrati durante la campagna di prove sperimentali, mentre nel decennio 1970-1980, sia linea di tendenza che curva resistenza-età media sovrastimano il valore di Rc misurato sui campioni in laboratorio. Ciò è da imputare anche a cattive pratiche adottate in cantiere unite alla scarsità di controlli tipiche di quegli anni; ad esempio, l'aggiunta arbitraria di acqua nell'impasto cementizio per aumentarne la lavorabilità, a discapito però della resistenza e della durabilità degli elementi strutturali oppure il far pervenire in laboratorio campioni di calcestruzzo di qualità superiore rispetto a quello poi portato in cantiere.
- Come conseguenza, attenersi alle resistenze riportate in relazione di calcolo originale o a quelle medie per l'epoca di costruzione potrebbe indurre a un'errata valutazione delle tecniche e dei costi di intervento.
- Le gallerie sono opere in sotterraneo e, come tali, sono soggette ad azioni meccaniche, chimiche e fisiche che ne possono determinare un precoce deterioramento della durabilità. Perciò valutarne lo stato di salute strutturale è un aspetto fondamentale per preservarne le prestazioni durante la sua vita di servizio. Risultano fondamentali quindi strategie di monitoraggio che permettano di intervenire tempestivamente per risolvere le criticità che fisiologicamente questa

tipologia di opera può incontrare. Per ridurre i disagi derivanti dalla chiusura al traffico di queste infrastrutture durante le ispezioni e le indagini si può in prima analisi ricorrere alle curve resistenza-età per avere un'indicazione sulla qualità del calcestruzzo di cui sono costituite in funzione dell'anno del getto.

- Le curve resitenza-età contestualizzate alle gallerie possono costituire uno strumento utile da integrare nelle strategie di valutazione della sicurezza strutturale di tali infrastrutture. La determinazione della resistenza a compressione monoassiale del calcestruzzo e il suo scostamento dai valori di progetto costituiscono infatti un indicatore dello stato di salute di questa tipologia di opere.

6. BIBLIOGRAFIA

DECRETO 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». (GU Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8)

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5)

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2020). Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
Online:
http://www.mit.gov.it/sites/default/files/media/notizia/202005/1_Testo_Linee_Guida_ponti.pdf

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Registro Decreti n. 269 del 07/07/2020
Online:
https://www.mit.gov.it/sites/default/files/media/notizia/2020-07/Circolare%20Gallerie.pdf

Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità sostenibili - Registro Decreti n. 152 del 09/04/2021
Online:
https://www.mit.gov.it/sites/default/files/media/notizia/2021-04/Registro%20Decreti%20n.%20152%20del%209.4.2021.pdf

Barla M., - "Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce" – Celid, Torino 2012

Bieniawski Z.T. 1989. *"Engineering rock mass classification"* John Wiley & Sons, New York

Kirsch, 1898; "*Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre*"; Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 42, 797–807

Hoek, E. and Brown; E.T. 1980; "*Empirical strength criterion for rock masses*"; J.Geotech. Engng Div., ASCE 106 (GT9), 1013-1035

Panet, M. & A. Guenot 1982; "*Analysis of convergence behind the face of a tunnel, Tunnelling*"; The Institution of Mining and Metallurgy, pp 197 – 204

Strauss A, Bien J, Neuner H, et al. – "Sensing and monitoring in tunnels testing and monitoring methods for the assessment of tunnels." Structural Concrete. 2020;21:1356–1376. https://doi.org/10.1002/suco.201900444

Jinxing Lai et al. (2017) – "Structural Safety Assessment of Existing Multiarch Tunnel: A Case Study", Hindawi Article ID 1697041

X.-H. Li, H.-T. Wang, J.-Q. Jia, C.-H. Yang, G.-Z. Hu, and Z.-X. Xue, "Ultimate displacement discrimination of stability and reliability analysis of surrounding rocks of tunnel and underground engineering," Yantu Lixue/Rock and SoilMechanics, vol. 26, no. 6, pp. 850–854, 2005.

B. Zhou, X. Xie, and Y. Li, "A structural health assessment method for shield tunnels based on torsional wave speed," Science China Technological Sciences, vol. 57, no. 6, pp. 1109–1120, 2014.

M. Proto, M. Bavusi, R. Bernini et al., "Transport infrastructure surveillance and monitoring by electromagnetic sensing: the ISTIMES project," Sensors, vol. 10,no. 12, pp. 10620–10639, 2010.

Z. P.Nie, S. H. Zhu,W. G. Zhao, J. J. Pan, and Y. H. Tan, "Disease analysis and safety evaluation of a highway tunnel group," Journal of Huazhong University of Science and Technology (Urban Science Edition), vol. 20, no. 3, pp. 42–45, 2003.

J. Lai, S. Mao, J. Qiu et al., "Investigation progresses and applications of fractional derivativemodel in geotechnical engineering," Mathematical Problems in Engineering, vol. 2016, Article ID 9183296, 15 pages, 2016.

F. Ye, C. He, and Y. X. Xia, "Post-construction monitoring and analysis for highway tunnel lining cracks," China Civil Engineering Journal, vol. 43, no. 7, pp. 97–104, 2010.

SC Ho, YM Chen, JLF Woo, SSF Leung, TH Lam & ED Janus – "Association between simple anthropometric indices and cardiovascular risk factors" - International Journal of Obesity volume 25, pages1689–1697(2001) – Ho et al.
Online: https://www.nature.com/articles/0801784

WHO (World Health Organization) (2008). Waist Circumferenceand Waist- Hip Ratio. Report of aWHO Expert Consultation. Geneva: WHO Press.
Online:
https://apps.who.int/iris/bitstream/handle/10665/44583/9789241501491_eng.pdf?ua=1

WHO (World Health Organization) (2006). Child Growth Standards. Geneva: WHO Press.
Online: http://www.who.int/childgrowth/standards/Technical_report.pdf.

Fantilli, A. P., Frigo, B., and Chiaia, B. (2018). "A simplified approach to the evaluation of the strength of old concrete", ICE Construction Materials, 171(6), pp.257–266.

UNI EN 12390-3:2019 "Prove sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione dei provini"

UNI EN 12390-7:2019 "Prove sul calcestruzzo indurito - Massa volumica del calcestruzzo indurito"

UNI EN 12504-1:2019 "Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Carote - Prelievo, esame e prova di compressione"

American Concrete Institute - Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results; ACI 214.4R-10 (2016)

A. Fantilli, O. Mancinelli, B. Chiaia "Relationship between concrete strength and age of construction - the case of school buildings in the Province of Torino"