



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile - Strutture

A.A. 2021/2022

Sessione di Laurea Luglio 2022

**DEGRADO DI PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO IN
AMBIENTE ALPINO**

Problematiche nell'applicazione delle Linee Guida 2020

Relatore:

Prof. Valerio De Biagi

Candidato:

Francesco Pimpinella



Politecnico
di Torino

Abstract

La rete infrastrutturale italiana, considerata la complessa orografia di una rilevante porzione del territorio nazionale, è caratterizzata da molteplici opere d'arte. In aggiunta a ciò, il territorio presenta una spiccata pericolosità in campo idrogeologico e sismico, e va inoltre considerato che tali infrastrutture, così come le opere d'arte ad esse associate, sono state prevalentemente realizzate dagli anni '50 agli anni '80 del Novecento. Le problematiche di numerosi viadotti della rete stradale e ferroviaria italiana, presentatesi negli ultimi anni, hanno determinato la necessità della definizione di un approccio multilivello, espresso nelle *“Linee guida per la classificazione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”* (2020), attraverso il quale si mira a conoscere in maniera estensiva l'avanzamento del degrado di tutte le opere d'arte censite, e controllare in maniera efficiente e ottimizzata l'utilizzo delle risorse.

Risulta dunque fondamentale, al fine di ottimizzare l'uso dei fondi a disposizione, e di conseguenza garantire mediamente un livello di sicurezza maggiore per le opere d'arte della rete (e quindi per l'utenza), che le procedure ispettive definite al livello 1 dell'approccio multilivello siano il più possibile oggettive, in modo da rendere confrontabili le valutazioni svolte da diversi ispettori.

Nel presente lavoro, noto che l'applicazione dei sali disgelanti in ambito montano determina una cinetica maggiore di degrado sia per il calcestruzzo sia per le barre di armatura, ci si è concentrati, in una prima fase, su uno studio approfondito dei meccanismi di danneggiamento e sulle modalità di individuazione in sito, con tecniche non distruttive, del contenuto d'acqua (veicolo di agenti aggressivi) e della penetrazione degli ioni cloro.

In una fase successiva, l'attenzione è stata posta sul confronto di due procedure ispettive, svolte in due anni successivi (2020, 2021), su 33 viadotti appartenenti a un unico collegamento stradale alpino. Constatata l'evoluzione minima del degrado per mezzo di consultazione puntuale della documentazione fotografica allegata alla compilazione delle schede di difettosità, si è scelto di operare un confronto, considerando i difetti di massima gravità (per come definiti dalle Linee guida 2020, che specificano la necessità di maggiore accortezza valutativa per tali difetti), valutando l'accordo tra le ispezioni in termini di individuazione di elementi danneggiati, di difetti specifici presenti e di punteggio associato ai difetti comunemente individuati; le analisi citate sono state svolte sui dati complessivi e sui dati raggruppati per tipologia di elemento strutturale, individuando localmente le possibili fonti d'errore, tra le quali la sostituzione dei difetti con difetti simili.

Dalle analisi svolte, è stato possibile evincere notevole distanza dall'oggettività ricercata, dato il basso grado di accordo ispettivo tra le due disamine. Fermo restando l'impossibilità di definire, con gli strumenti oggi in uso, una procedura perfettamente oggettiva, le cause di questa risultanza sono state attribuite sia al comportamento ispettivo sia alla definizione delle procedure all'interno delle Linee guida; di conseguenza, sono state espresse buone consuetudini da seguire per i tecnici esecutori delle ispezioni, e possibili migliorie future nelle schede di difettosità definite dal documento normativo.



Politecnico
di Torino

SOMMARIO

1	Introduzione.....	7
2	Richiami sul calcestruzzo armato.....	9
2.1	Il materiale calcestruzzo.....	9
2.2	Porosità.....	13
2.3	Meccanismo di diffusione dei cloruri.....	14
2.3.1	Meccanismo di diffusione nel calcestruzzo integro.....	15
2.4	Permeazione e assorbimento.....	16
2.5	Meccanismi di diffusione-permeazione nel calcestruzzo fessurato.....	18
2.6	Meccanismi diffusivi in calcestruzzi con materiali cementizi supplementari.....	22
3	Meccanismi di degrado comuni.....	27
3.1	Dilavamento.....	27
3.2	Attacco acido.....	28
3.3	Attacco solfatico.....	29
3.4	Reazioni alcali-aggregato.....	29
3.5	Corrosione delle armature.....	31
3.6	Cause di rottura dello strato passivante.....	32
3.7	Modelli corrosivi delle armature.....	36
4	Meccanismi di degrado specifici in ambiente montano.....	39
4.1	Azioni fisiche in ambiente montano.....	40
4.1.1	Pressione idraulica e pressione osmotica.....	40
4.1.2	Teoria di Valenza e Scherer.....	43
4.1.3	Meccanismi ausiliari.....	44
4.1.4	Modelli di degrado in seguito a fenomeni di gelo disgelo.....	46
4.2	Azioni chimiche in presenza di sali disgelanti.....	47
4.2.1	Effetti del cloruro di sodio.....	48
4.2.2	Effetti del cloruro di magnesio.....	49
4.2.3	Effetti del cloruro di calcio.....	53
4.2.4	Effetti dell'acetato di calcio e magnesio.....	55
4.2.5	Effetti dei prodotti agricoli basati su $MgCl_2$ (MBAP).....	56
4.2.6	Comparazione tra sali disgelanti.....	57
5	Valutazione del contenuto d'acqua.....	63

5.1	Ground penetrating radar (GPR)	64
5.1.1	Modello di Laurens.....	67
5.2	Metodi elettrici.....	68
5.3	Metodi radiometrici	74
6	Valutazione della penetrazione clorurica	77
6.1	Elettrodo ionoselettivo.....	80
6.2	Sensori a fibra ottica	82
7	Caso studio: viadotti alpini in calcestruzzo armato	85
7.1	Introduzione e presentazione dei dati di degrado	85
7.2	Considerazioni preliminari.....	90
7.3	Suddivisione in classi di punteggio di degrado normalizzato	94
7.4	Stima dell'influenza della gravità del difetto.....	104
7.5	Stima dell'avanzamento del danno e confronto con i risultati ispettivi	110
7.6	Confronto tra ispezioni per elementi e difetti contrassegnati come degradati.....	117
7.7	Analisi approfondita su difetti di gravità massima	123
7.8	Confronto di degrado con altre opere d'arte	139
8	Conclusioni.....	147
	Bibliografia.....	151
	Elenco delle figure	159
	Elenco delle tabelle.....	163

1 INTRODUZIONE

La rete infrastrutturale italiana, considerata la complessa orografia di una rilevante porzione del territorio nazionale, è contraddistinta da molteplici opere d'arte: in termini di densità di opere d'arte per km², l'Italia è seconda al mondo solo al Giappone; riferendosi alla sola Europa, circa il 70% delle opere d'arte si trova in Italia. In aggiunta a ciò, il territorio è caratterizzato da una spiccata pericolosità in campo idrogeologico e sismico e va inoltre considerato che tali opere sono state prevalentemente realizzate dagli anni '50 agli anni '80 del Novecento (periodo del boom economico italiano nel dopoguerra), e quindi si evidenzia un duplice problema:

- le opere furono realizzate secondo i metodi e le consuetudini relativi all'epoca di costruzione, e dunque con minore conoscenza tecnica e talvolta con poca attenzione ai requisiti in termini di durabilità (a tal proposito bisogna pensare che, soprattutto per quanto attiene alle opere in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso, non si conoscevano approfonditamente le problematiche di degrado, essendo all'epoca il materiale di recente introduzione in ambito costruttivo, e anzi si tendeva a pensare che data la sua compattezza fosse assimilabile a una 'roccia lapidea artificiale', con vita utile molto elevata);
- avendo attualmente la maggior parte delle opere infrastrutturali italiane tra i 40 e i 70 anni di età, esse si stanno avvicinando alla vita utile per la quale sono state progettate, per cui diventa di particolare interesse censire l'esistente e valutarne il grado di sicurezza al fine di studiare la fattibilità di eventuali interventi o variazioni d'uso.

In seguito alla manifesta vetustà di alcune opere e conseguentemente al collasso di alcuni ponti, tra i quali si possono citare quello relativo al viadotto Himera, sito nel Comune di Scillato (Pa), nell'aprile 2015 e quello del viadotto Morandi sul torrente Polcevera a Genova, nell'agosto 2018, si è resa chiara agli occhi delle autorità competenti, così come a quelli dell'opinione pubblica, la necessità di valutare il livello di sicurezza delle infrastrutture esistenti.

La situazione attuale, per quanto su espresso, necessiterebbe di un'analisi approfondita di tutte le infrastrutture per valutarne l'effettivo livello di sicurezza, ma ciò si tradurrebbe in un processo particolarmente oneroso non solo dal punto di vista economico ma anche dal punto di vista temporale; l'urgenza di pervenire alla conoscenza delle condizioni in cui versa il patrimonio infrastrutturale italiano esistente impone dunque l'attuazione di un approccio multilivello.

Tale approccio è stato definito nelle *“Linee guida per la classificazione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, emanate in data 17/04/2020 dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [1], e si basa su 6 livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescente; chiaramente, crescendo l'approfondimento sulla generica opera aumentano i costi ed i tempi necessari per l'analisi della stessa, e dunque diminuisce il numero di opere che possono essere valutate secondo il livello corrispondente.

Il presente lavoro si incentra sulle procedure ispettive visive che afferiscono al livello 1 delle Linee guida sopracitate e che devono essere realizzate su tutti i ponti della rete stradale e ferroviaria italiana, cioè su tutte le opere censite secondo il livello 0 dell'approccio. In esso si prescrive di censire tutte le opere e le

loro caratteristiche principali tramite raccolta di informazioni e documentazione disponibile; tale procedura è attualmente in fase di svolgimento nell'ambito dell'Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche (AINOP), nel quale sono inserite tutte le opere pubbliche e ad ognuna di esse è associato un Codice Identificativo Opera Pubblica (IOP), generato automaticamente mediante un algoritmo che elabora le caratteristiche essenziali e distintive dell'opera e che la distingue e la identifica in maniera univoca l'opera nell'arco della sua vita utile; di tale Archivio sono di interesse, per il presente lavoro, le sezioni 1 e 2, riguardanti rispettivamente ponti, viadotti e cavalcavia stradali, e ponti, viadotti e cavalcavia ferroviari. Ad ogni opera si associa poi la documentazione disponibile secondo l'allegato A delle Linee guida 2020 "*Scheda di censimento ponti*".

Come detto, tutte le opere censite devono essere ispezionate almeno visivamente, ed in tal senso le Linee guida si pongono come obiettivo quello di definire una procedura normata univoca per ottenere una fotografia quanto più possibile oggettiva delle condizioni delle opere ispezionate. Prima della loro entrata in vigore, infatti, ogni concessionario o ente gestore (società concessionarie autostradali, ANAS S.p.A. e Province) adottava procedure diverse in relazione alle ispezioni rivolgendosi a diverse società tecniche che, in assenza di documenti normativi precisi, svolgevano il loro lavoro con un ampio margine di libera interpretazione.

Allo stato attuale, la restituzione dell'ispezione in termini di degrado dell'opera è costituita dalla compilazione della "*Scheda di valutazione dei difetti*", di cui all'Allegato B, nella quale per ogni elemento del ponte, in relazione anche al materiale con cui esso è realizzato, si segnala la presenza dei difetti espressi nell'Allegato C, "*Schede di difettosità*", unitamente alla loro estensione e intensità.

Resta comunque il problema di valutare l'evoluzione del degrado, in quanto, allo stato attuale, i dati secondo la compilazione delle nuove schede di valutazione dei difetti sono presenti solo per gli anni 2020 e 2021. Un modello previsionale si può dunque provare a predisporre unicamente traslando i dati presenti da ispezioni passate secondo le metodologie attuali, ma questa operazione non è comunque esente da errori e incertezze, come si evidenzierà nel prosieguo della trattazione.

Oltre alle ispezioni visive è possibile acquisire informazioni circa lo stato di ammaloramento di viadotti per mezzo dell'esecuzione di test non distruttivi, che mirano ad individuare la profondità di carbonatazione, la penetrazione dell'umidità, oppure la penetrazione dei cloruri: seppure la ricerca sia vasta in tale campo, non esistono correlazioni univoche e i vari modelli matematici utilizzati contengono delle approssimazioni, per cui l'applicabilità deve essere analizzata di volta in volta e riferita al caso specifico.

È dunque necessario, al fine della comprensione dell'evoluzione del degrado strutturale e dei meccanismi che lo governano, uno specifico approfondimento sull'interazione del calcestruzzo con l'ambiente. In particolare, considerato che i processi di degrado vengono accelerati in presenza di azioni provocate dai fenomeni di gelo-disgelo e dall'applicazione di sali disgelanti, e che le analisi di dettaglio verranno svolte su opere d'arte in ambiente montano, si porrà particolare attenzione su questi aspetti, oltre che sui meccanismi di degrado comuni sul calcestruzzo a prescindere dall'ambiente di esposizione.

In ultimo, in riferimento alle ispezioni svolte nelle annate 2020 e 2021 su una serie di viadotti appartenenti ad un'unica infrastruttura viaria, è stato possibile svolgere una comparazione dei dati di degrado e, a seguito di stima dell'avanzamento di degrado tra un anno ed il successivo, confrontare le ispezioni nell'ottica di valutare il raggiungimento o meno di una procedura sufficientemente oggettiva.

2 RICHIAMI SUL CALCESTRUZZO ARMATO

Preliminarmente allo studio del degrado in opere in calcestruzzo armato è utile richiamare le caratteristiche di questo materiale da costruzione, costituito dall'accoppiamento di calcestruzzo e acciaio. Tale materiale da costruzione, divenuto dominante nel corso del Novecento, coniuga i vantaggi dell'uno e dell'altro costituente, essendo il primo (calcestruzzo) resistente a compressione ma in maniera modesta a trazione e il secondo (acciaio) caratterizzato da legame costitutivo simmetrico, e dunque efficace a trazione.

L'accoppiamento dei due materiali è reso possibile dal coefficiente di dilatazione termica α sostanzialmente analogo (e pari a $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$) nell'intervallo delle temperature d'uso del materiale; ciò fa sì che variazioni termiche portino ad analoga espansione/contrazione dei due materiali non generando autotensioni e permettendo la collaborazione strutturale tra gli stessi.

L'acciaio utilizzato come barre di armatura per opere di calcestruzzo armato è considerabile come omogeneo, mentre lo stesso non si può dire del calcestruzzo, per cui è necessario esprimere le principali proprietà, utili a comprendere le fenomenologie di degrado.

2.1 Il materiale calcestruzzo

Il calcestruzzo è costituito da materiale legante (cemento), aggregati lapidei di varia granulometria (sabbie e ghiaie) e acqua.

L'acqua è necessaria per il processo di idratazione; affinché possa essere utilizzata all'interno del materiale, deve contenere quantità limitate di sostanze in sospensione (le quali, depositandosi sugli aggregati, limiterebbero l'adesione degli stessi con la matrice cementizia), di cloruri (forti acceleranti dell'idratazione del cemento Portland) e solfati (aggressivi su calcestruzzo già indurito).

Gli aggregati lapidei hanno invece la funzionalità di diminuire il costo del materiale (costituendo essi circa il 75% del peso del calcestruzzo), di contribuire alle resistenze meccaniche del conglomerato cementizio e alla sua durabilità e di contrastare il ritiro da idratazione. Per la loro scelta, si seguono curve granulometriche variabili in relazione alla lavorabilità richiesta del materiale e al tipo di aggregato disponibile (alluvionale, frantumato, di riciclo) e sono inoltre presenti indicazioni circa il diametro massimo utilizzabile, dipendente dalla disposizione delle armature nella sezione trasversale dell'elemento strutturale e dalle dimensioni stesse della sezione. Così come per l'acqua di impasto, anche per gli aggregati vi sono prescrizioni circa contenuti massimi ammessi di solfati e cloruri, oltre a limiti alla presenza di silice alcali-reattiva (i cui effetti saranno esplicitati nel prosieguo) e di sostanze organiche. Inoltre bisogna considerare che le condizioni di umidità degli aggregati possono alterare il rapporto a/c (che influenza in maniera diretta la porosità del materiale e dunque l'ingresso degli agenti aggressivi), producendo un incremento qualora gli aggregati siano bagnati e un decremento qualora essi siano insaturi (ovvero i pori degli aggregati stessi non siano in condizioni sature) oppure completamente asciutti.

In riferimento al materiale legante, nell'ambito dell'Unione Europea vanno seguiti i requisiti compositivi, prestazionali e produttivi stabiliti dalla EN 197-1 [2]; tale documento normativo distingue cinque tipologie di cementi:

- CEM I: cementi Portland costituiti da una percentuale di clinker di cemento Portland almeno pari al 95%;
- CEM II: cementi Portland di miscela, nei quali il costituente principale è rappresentato dal clinker di cemento Portland ma è presente una combinazione con una o più aggiunte minerali;
- CEM III/A (/B;/C): cementi in cui la loppa granulata d'altoforno costituisce almeno il 35% della polvere di cemento (dal sottotipo A al C aumenta la percentuale in massa di loppa presente) e la restante frazione è costituita da clinker Portland;
- CEM IV/A (/B): cementi in cui il clinker di cemento Portland viene mescolato con aggiunte pozzolaniche (dall'11% al 55% in massa) come microsilice, pozzolane naturali e ceneri volanti: il limite superiore alle pozzolane è dovuto all'assenza di calce idrata in quantità sufficiente per reagire con le pozzolane qualora questo limite fosse ecceduto;
- CEM V: cementi compositi costituiti da una miscela di clinker di cemento Portland, loppa granulata d'altoforno e pozzolana o ceneri volanti (in base alle percentuali degli ultimi due costituenti, si distinguono le varianti A e B).

In relazione alla tipologia di cemento utilizzata e dunque alla base legante del calcestruzzo armato, gli specifici fenomeni di degrado, che si basano su reazioni chimiche all'interno del materiale in base anche alle condizioni esterne in termini di agenti aggressivi, possono essere o meno favoriti.

Il clinker di cemento Portland è il prodotto della cottura a circa 1300-1500 °C di una miscela di argilla, calcare, sabbia e altri minerali aggiuntivi come la cenere di pirite; l'ampia diffusione di questi materiali di base fa sì che anche l'Italia, Paese tradizionalmente povero di risorse estrattive, risulti il secondo produttore a livello europeo dietro la Germania (dati Federbeton, anni 2018-2020 [3]). A seguito della cottura, si ottiene una miscela di:

1. Silicato tricalcico;
2. B-silicato bicalcico;
3. Alluminato tricalcico;
4. Ferrito alluminato tetracalcico (soluzione solida ternaria, nota anche come brownmillerite).

Usando per brevità la notazione propria della chimica del cemento, questi costituenti si indicheranno da ora in poi come C_3S , βC_2S , C_3A e C_4AF . Al clinker viene inoltre aggiunto del gesso bi-idrato per evitare che esso possa fare presa in maniera eccessivamente rapida a contatto con l'acqua, e dunque come regolatore di tale fenomeno.

Per i singoli componenti del clinker si può valutare quale sia il tempo necessario affinché l'idratazione effettivamente avvenga, e quale sia la resistenza meccanica sviluppatasi a seguito dell'interazione con lo specifico costituente.

In particolare, come si evidenzia in Figura 2.1, l'idratazione dei composti alluminati precede quella dei silicati, e sono dunque i primi ad essere responsabili del fenomeno di presa. Tuttavia, come visibile dalla Figura 2.2, sono i silicati, presenti in misura di circa il 75-85% nel clinker, a fornire la maggior parte della resistenza meccanica.

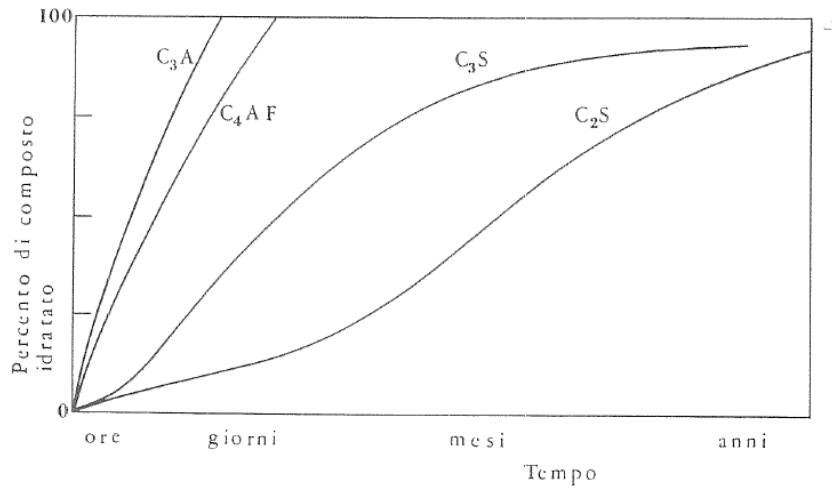


Figura 2.1- Percentuale di composti idratati nel tempo [4]

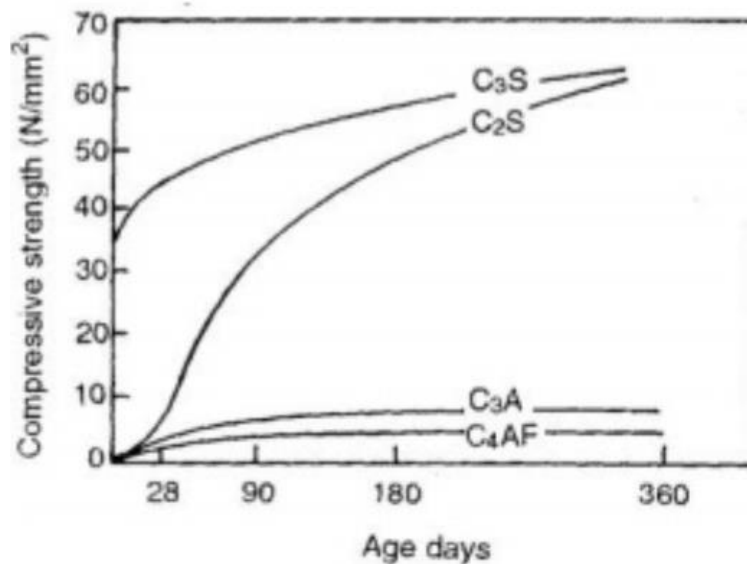


Figura 2.2- Esempio di resistenza a compressione del calcestruzzo con indicazione della derivazione dai vari costituenti del clinker [105]

Ciò dipende, in particolare, dai differenti prodotti di idratazione a cui danno origine i costituenti del clinker. Seppur le reazioni coinvolgenti questi ultimi e l'acqua non siano state ancora del tutto chiarite, è noto che i composti alluminati danno luogo ad alluminati di calcio idrati (e, in minor proporzione, a ferriti di calcio idrati), indicati con la notazione C-A-H, che non contribuiscono sensibilmente alla resistenza del materiale. Le reazioni formanti i composti C-A-H sono caratterizzate da un'elevata cinetica, tale da determinare una presa immediata e non permettere il getto del calcestruzzo; per questo motivo è necessario un regolatore di presa, ruolo assunto dal gesso, che reagendo con l'alluminato tricalcico C_3A produce ettringite, costituita da cristalli aghiformi, che precipita sulle particelle di C_3A rallentando notevolmente la velocità di reazione diminuendone la superficie esposta. Bisogna comunque considerare che la reazione che porta alla formazione di ettringite è espandente, e ciò non causa problemi in fase di presa essendo il conglomerato ancora in fase plastica, ma è causa di fessurazione (potendo superare la

resistenza a trazione del calcestruzzo, piuttosto modesta) in calcestruzzo già indurito: nel primo caso dunque l'effetto è positivo e si parla di *ettringite primaria*, nel secondo è negativo (è il fenomeno dell'attacco solfatico, che sarà trattato nel §3.3 e che può essere originato da agenti esterni o da impurità già presenti nel calcestruzzo, ad esempio negli inerti), e il prodotto viene indicato come *ettringite secondaria*.

Al contrario, i silicati producono silicati di calcio idrati e idrossido di calcio. I primi prodotti, indicati solitamente con il nome di gel C-S-H, sono determinanti per l'indurimento della matrice cementizia in quanto sono di natura fibrosa, e cioè con il progredire della reazione le fibre nucleano sui grani di C_2S e C_3S e si allungano progressivamente fino a toccarsi e intrecciarsi tra loro, conferendo importante resistenza meccanica (tra le fibre permangono comunque micro-cavità, critiche dal punto di vista della durabilità). Numerosi studi hanno dimostrato che è la struttura della tobermorite (con questo composto viene spesso rappresentato il prodotto di idratazione nei calcoli termodinamici) a determinare nel calcestruzzo i fenomeni di ritiro e scorrimento viscoso.

Per quanto riguarda invece l'idrossido di calcio, indicato con la notazione C-H, esso è prodotto nella misura del 30-40% nell'idratazione del C_3S , e del 15-20% in quella del C_2S (essendo quest'ultimo meno ricco di calcio), ha microstruttura a lamelle esagonali e non contribuisce significativamente allo sviluppo delle proprietà di resistenza meccanica del cemento. Risulta tuttavia fondamentale ai fini della protezione delle armature, in quanto determina la formazione di un film passivante prodotto da una soluzione acquosa fortemente alcalina, presente a contatto con le barre di armatura (che devono essere necessariamente presenti in strutture in calcestruzzo in quanto quest'ultimo è un materiale che non ha legame costitutivo simmetrico) e che reagisce con il ferro producendo idrossido ferroso che, essendo insolubile nella soluzione basica, si deposita sulla barra di armatura producendo nei suoi confronti un efficacissimo isolamento per le sue caratteristiche di aderenza e assenza di microporosità.

Per quanto fin qui espresso è possibile intuire la complessità che riguarda lo studio del calcestruzzo e dei fenomeni ad esso associati compresi quelli di degrado, essendo esso un materiale fortemente eterogeneo non solo a livello macroscopico, con la presenza di aggregati e matrice cementizia, ma anche a livello microscopico, di quest'ultima così come degli aggregati. I prodotti costituenti il cemento sono visibili come risultato di un'indagine con microscopio ottico a scansione in Figura 2.3.

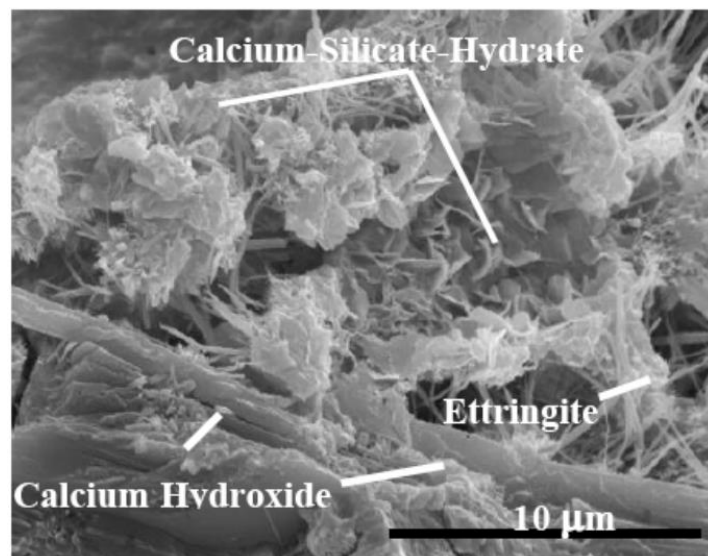


Figura 2.3- Immagine SEM di superficie di frattura di cemento Portland dopo 7 giorni di idratazione [104]

Fondamentale, per una buona qualità del calcestruzzo gettato in opera, è la cura della sua fase di stagionatura. Temperatura e umidità relativa ambientali influenzano infatti le reazioni di idratazione del calcestruzzo, ed in particolare si evidenzia che:

- con temperature elevate le reazioni sono velocizzate, e di conseguenza per brevi stagionature il grado di idratazione (ovvero la percentuale di clinker idratata) risulta più elevato, ma per lunghe stagionature esso tende a convergere a prescindere dalla temperatura; nel caso di temperature minori, tuttavia, si osserva una migliore resistenza meccanica e ciò si spiega con la formazione di composti C-S-H di migliore qualità a basse temperature;
- con alte temperature ed elevata umidità relativa può avvenire eccessiva evaporazione dell'acqua dallo strato corticale del calcestruzzo, che non è deleteria solo nei riguardi della resistenza meccanica di tale strato, ma influenza la durabilità rendendo la superficie maggiormente permeabile e aggredibile dagli agenti esterni.

Preliminarmente all'indagine delle caratteristiche intrinseche del calcestruzzo che lo rendono più o meno durevole, si ritiene utile mettere in evidenza la dipendenza che ha la dimensione del copriferro su tale proprietà. Infatti, crescendo il copriferro sarà necessario più tempo affinché gli agenti aggressivi, siano essi cloruri o gas in aria, possano giungere in corrispondenza delle barre di armatura, che costituiscono il componente più vulnerabile a corrosione. Questo aspetto, come verrà esplicitato nel prosieguo, non è lineare con il tempo, per cui confezionare ad oggi calcestruzzi con copriferro spesso può limitare notevolmente i fenomeni corrosivi futuri.

2.2 Porosità

La porosità è una proprietà intrinseca del calcestruzzo e comprenderne la presenza e disposizione è propedeutico per la valutazione del degrado, poiché le sue caratteristiche incidono in maniera duplice sul degrado del calcestruzzo, influenzando sia i meccanismi di danneggiamento chimico per ingresso di inquinanti esterni, sia fisico, come i fenomeni di gelo-disgelo i cui danni derivanti dipendono dalla dimensione dei pori (oltre che dalle condizioni ambientali).

In funzione alle sue dimensioni e all'origine, si distingue in *porosità capillare* e *porosità del gel C-S-H*, e in particolare per la prima le dimensioni dei pori sono comprese tra qualche centesimo di micron e qualche micron, per la seconda esse sono comprese tra qualche decimo di nm e una decina di nm.

I *pori capillari* sono derivanti dai processi di idratazione (diametri compresi tra 10 e 50 nm) e il loro volume può essere stimato con la formula di Powers:

$$V_p = 5,85\alpha + 42(1 - \alpha) + (a/c - 0,42) \cdot 100 = (a/c) \cdot 100 - 36,15\alpha \quad (2.1)$$

Nella (2.1), che permette di stimare il volume dei pori capillari per un impasto di 100 kg di cemento, α è il grado di idratazione definito come la percentuale di cemento idratato, e a/c è il rapporto acqua/cemento della miscela di calcestruzzo.

Si può notare che l'idratazione ha un duplice effetto, in quanto, se da un lato tende ad aumentare la porosità in conseguenza al fatto che, seppur i prodotti abbiano volume maggiore dei costituenti di base, essi non sono in grado di colmare il volume precedentemente occupato dall'acqua, dall'altro la riduce considerando che con l'aumentare del processo l'acqua non partecipante al processo di idratazione va a

costituire porosità capillare nel calcestruzzo indurito. Si specifica che il raggiungimento di un grado di saturazione unitario è puramente teorico anche dopo molti anni di invecchiamento del materiale.

In riferimento al rapporto a/c , il suo aumento rispetto al valore stechiometrico (e cioè il minimo necessario, dal punto di vista chimico, affinché possa teoricamente avvenire idratazione completa, posto pari al 42% da Powers per il suo studio su uno specifico calcestruzzo Portland ma variabile in base alla composizione del materiale) provoca un aumento notevole di porosità. In generale, il rapporto a/c supera il valore stechiometrico per fornire maggiore lavorabilità alla miscela, ma, a meno che il rapporto non sia ampiamente (nell'ordine del 60-70%) superiore ad esso, la porosità formatesi non risulta interconnessa, e anzi si presenta come una serie di bolle d'aria all'interno del materiale: ciò determina un effetto negativo prevalentemente sulla resistenza meccanica, piuttosto che sulla durabilità.

Si specifica comunque che, nelle applicazioni in anni recenti, il rapporto a/c non risulta più direttamente correlato alla lavorabilità del calcestruzzo in quanto è possibile fare uso di calcestruzzi autocompattanti (indicati con la sigla *SCC*, *Self-compacting concretes*), per i quali la fase di getto e di maturazione avviene analogamente ai calcestruzzi classici, ma per cui le proprietà di fluidità non sono derivanti da un'elevata frazione di fluidi nell'impasto, ma dall'alterazione della curva granulometrica degli aggregati (che non si trova nell'intorno della classica formulazione di Bolomey, ma presenta un incremento di inclinazione in corrispondenza dei diametri relativi all'aggregato fine, del quale si fa dunque maggior utilizzo) e dall'impiego di additivi superfluidificanti, che possono essere aggiunti fino al 5% in massa sul contenuto di cemento e che permettono di ottenere classi di consistenza elevate (S4-S5) anche in presenza di rapporto a/c inferiore a quello stechiometrico.

Per quanto concerne la *porosità del gel C-S-H*, le dimensioni sono notevolmente minori (diametri inferiori a 10 nm) e tale porosità si può ulteriormente scindere in interlamellare e intralamellare, a seconda di dove essa sia localizzata; ciò mette in evidenza, una volta in più, come lavorare con approcci omogenei per simulare fenomeni alla micro e nanoscala all'interno del materiale porti con sé numerose incertezze.

Qualora il calcestruzzo sia di tipo tradizionale, a parità di rapporto a/c si può generare una minore o maggiore porosità del materiale indurito a seconda della bontà o meno delle procedure di vibrazione (rese obsolete con l'utilizzo di calcestruzzi SCC), che si basano sul costipamento del calcestruzzo internamente, utilizzando vibratori a immersione, o esternamente, con vibratori a parete. Questa procedura, oltre alla porosità, influenza la resistenza meccanica del materiale calcestruzzo, e fa sì che, anche con stesso calcestruzzo di partenza si possa avere una porosità risultante differente, per mezzo della creazione dei cosiddetti *macrovuoti*, ovvero inglobamenti d'aria con dimensioni caratteristiche di $0,5 \div 2$ mm.

Nella casistica appena esplicitata i vuoti sono indesiderati e derivanti da una fase di costipamento non adeguata, ma in altri casi essi vengono creati artificialmente per mezzo di additivi appositamente utilizzati in modo da migliorare il comportamento a cicli di gelo-disgelo: in questo caso si parla di *microbolle*.

2.3 Meccanismo di diffusione dei cloruri

La diffusione è un processo per cui un fluido penetra in un materiale poroso. In relazione all'applicazione di sali disgelanti su infrastrutture in ambiente montano va studiata la diffusione dei cloruri, la cui penetrazione è funzione di una serie di variabili che includono la dimensione e l'interdistanza tra i pori, la frazione in volume dei pori stessi, il gradiente dimensionale dei pori spostandosi all'interno della matrice cementizia e la struttura delle fasi presenti nel sistema poroso (a tal proposito si può specificare che i gas

diffondono con maggiore facilità nei pori non saturi, mentre per gli ioni cloruro e solfato il meccanismo risulta facilitato in presenza di cavità sature).

2.3.1 Meccanismo di diffusione nel calcestruzzo integro

Compreso che la diffusione dipende sia dall'agente che diffonde, sia dal dominio che lo ospita, si ricerca un modello matematico in grado di rappresentare la diffusione dei cloruri all'interno del calcestruzzo. Essendo improbabile che la diffusione nel calcestruzzo avvenga in stato stazionario, ci si può riferire a formulazioni tempo-dipendenti riguardanti la concentrazione dei cloruri.

A tal proposito, si può esprimere la seconda legge di Fick, che è una forma semplificata dell'equazione di bilancio di materia; essa si può scrivere in forma uni-direzionale (la direzione di diffusione è rappresentata da x nella formulazione) come:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.2)$$

Nell'integrazione della (2.2) bisogna definire le condizioni iniziali e al contorno. In particolare, supponendo costante e pari a C_0 la concentrazione del sale in superficie (e dunque per $x = 0$, espressa in percentuale in volume), che il calcestruzzo sia un materiale omogeneo e dunque il coefficiente di diffusione D [m^2/s] non vari nel tempo e attraverso il materiale e che, infine, la concentrazione di cloruri sia nulla all'interno dello stesso preliminarmente all'applicazione del composto disgelante, si ha:

$$C_{d,t} = C_0 \cdot \left(1 - erf \frac{d}{2 \cdot \sqrt{D_c \times t}} \right) \quad (2.3)$$

Nella (2.3) $C_{d,t}$ è la concentrazione dei cloruri (esprimibile anche in termini percentuali) a profondità d [m] e a tempo t [s], erf è la funzione di errore (i cui valori sono tabulati) e D_c [m^2/s] è il coefficiente di diffusione, che esprime l'inverso della resistenza del calcestruzzo alla diffusione dei cloruri ed è anche legato al contenuto di umidità. L'equazione può essere utilizzata per stimare le variazioni successive di concentrazione clorurica una volta stimati i parametri di diffusione C_0 e D_c , specifici della tipologia di calcestruzzo e delle condizioni ambientali. Essi si ricavano esponendo un provino di calcestruzzo sigillato ad una soluzione acquosa con concentrazione di cloruri costante e misurando la concentrazione dei cloruri a diversa profondità e per diversi tempi; i coefficienti di diffusione si sono dimostrati essere strettamente correlati con la temperatura di diffusione, così come con il rapporto a/c del calcestruzzo.

La (2.3) fu proposta da Collepari [5] per spiegare il fenomeno diffusivo dei cloruri nel calcestruzzo, ma il modello fu migliorato in seguito, ottenendo la formulazione (2.4), espressa all'interno del Model Code 90 [6]:

$$C_{d,t} = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \left(1 - erf \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t) \times t}} \right) \quad (2.4)$$

La (2.4) si pone ancora l'obiettivo di stimare la concentrazione dei cloruri a una profondità d (misurata perpendicolarmente alla superficie del calcestruzzo) e al tempo t , ma in essa si tiene conto della non validità della legge di Fick nello strato corticale del calcestruzzo, prossimo all'applicazione dei sali

disgelanti, in cui prevalgono meccanismi di trasporto più veloci (suzione capillare). Nella formula si indica inoltre con:

- C_0 il preesistente contenuto di cloruri nel calcestruzzo;
- $C_{s,\Delta x}$ il contenuto di cloruri sulla superficie di sostituzione (e cioè la superficie fittizia, visibile nella schematizzazione in Figura 2.4, posta a profondità Δx , a partire dalla quale si può considerare accettabile l'applicazione della seconda legge di Fick);
- $D_{app}(t) = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot A(t)$, in cui $D_{RCM,0}$ è il coefficiente di migrazione dei cloruri, k_e una variabile di trasferimento ambientale, k_t un parametro di trasferimento e $A(t)$ una funzione che tiene conto dell'invecchiamento del calcestruzzo.

I parametri C_0 e $C_{s,\Delta x}$ sono reperibili dal Model Code 90 in base alle condizioni ambientali e in relazione ad analisi specifiche sui materiali da costruzione. Anche i parametri k_e , $D_{RCM,0}$, k_t e $A(t)$ sono ricavabili dallo stesso documento scientifico.

La formulazione in MC90 si pone specificatamente lo scopo di indagare la corrosione nelle armature, e assume che essa si inneschi (nel momento in cui viene spezzato lo strato di ossido protettivo dovuto alla passivazione) in presenza di una concentrazione critica dei cloruri pari allo 0,6%: la reale concentrazione critica è comunque ad oggi oggetto di dibattito, per cui il modello presentato resta di carattere approssimato. Ponendo $x = c$ nella (2.4), in cui con c si indica il copriferro oppure la distanza dei trefoli da precompressione dalla superficie del calcestruzzo, si ottiene una funzione di concentrazione variabile nel tempo a profondità fissata, e si può dunque stimare il tempo oltre il quale avrà inizio la corrosione delle armature.

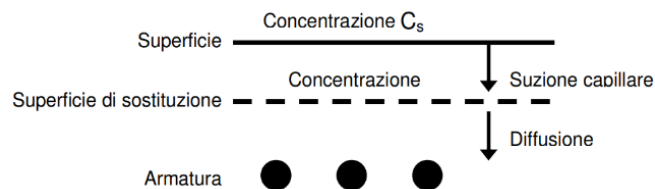


Figura 2.4- Rappresentazione schematica subdomini di calcestruzzo e relativi fenomeni diffusivi dominanti [26]

2.4 Permeazione e assorbimento

La *permeazione* o permeabilità è una caratteristica intrinseca del calcestruzzo per il cui avvenimento, a differenza della diffusione, non è necessario un gradiente di concentrazione ma di pressione; essa dipende dal volume e dalla dimensione dei pori nel calcestruzzo, oltre che dalla loro connessione. Infatti le molecole d'acqua contenute nei pori del gel hanno minor tendenza al movimento per il maggior legame con le superfici del poro rispetto a quelle presenti all'interno dei pori capillari e l'interconnessione tra i pori capillari stessi contribuisce al flusso d'acqua nella matrice cementizia.

Un'indicazione della permeabilità è data da K , avente le dimensioni di un'area [m²] detto coefficiente di permeabilità, ricavabile dall'equazione di Darcy, espressa in seguito:

$$\frac{dv}{dt} = K \cdot \frac{A \cdot \Delta P}{l \cdot \mu} \quad (2.5)$$

Nella (2.5) dv/dt [m^3/s] è il flusso di liquido che attraversa la sezione di area A [m^2] del materiale, ΔP [Pa] è il gradiente di pressione applicato, L [m] è lo spessore dell'area attraversata e μ [$N \cdot s \cdot m^{-2}$] è la viscosità del liquido permeante.

La permeabilità è fortemente influenzata dalla porosità, variando di un ordine di grandezza passando quest'ultima dal 10% al 25% oppure dal 25% al 35%.

L'assorbimento non è invece considerabile come una proprietà intrinseca del materiale in quanto esso, che rappresenta l'aumento percentuale (in massa o in volume) del generico materiale poroso immerso in un liquido, dipende fortemente dalle condizioni iniziali del provino e dai trattamenti di essiccazione che esso ha subito preliminarmente all'esecuzione delle prove.

La porosità del calcestruzzo fa sì che entrando esso in contatto superficialmente con acqua la assorba per mezzo di forze capillari, presenti anche all'interno della matrice in processi di bagnatura e asciugatura del calcestruzzo. Il fenomeno di risalita capillare è espresso, nella sua formulazione più semplice, dalla legge:

$$i = s \cdot \sqrt{t} \quad (2.6)$$

Nella (2.6) i [mm^3/mm^2] è il volume di liquido che passa attraverso una superficie (per cui, approssimando il circuito poroso con volume cilindrico, indica un'altezza di risalita equivalente), mentre s [$mm \cdot h^{-0.5}$] è un parametro caratteristico del calcestruzzo e del liquido con cui è a contatto, e t [h] è il tempo, misurato a partire dal tempo corrispondente all'inizio del contatto col fluido.

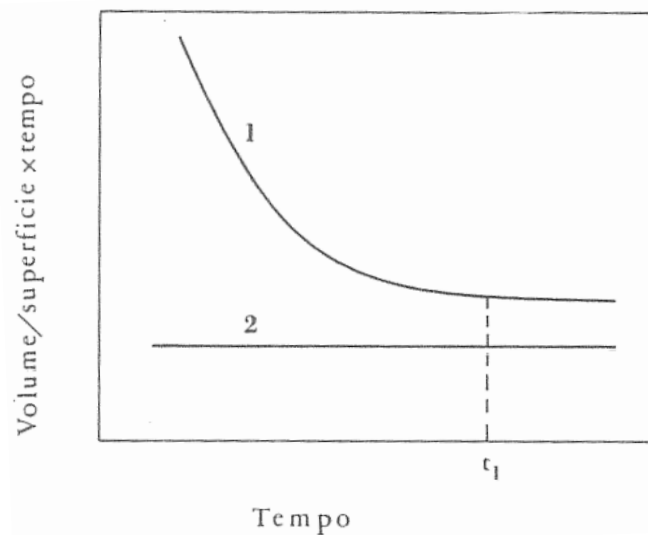


Figura 2.5- Flusso d'acqua che entra in un calcestruzzo asciutto (1) o saturo (2) [4]

In Figura 2.5 si evidenzia che, nel caso di calcestruzzo asciutto in una fase iniziale, la permeabilità e l'assorbimento coesistono, determinando un flusso maggiore, mentre con l'esaurimento del fenomeno di assorbimento nei pori capillari si giunge ad un asintoto, da cui è possibile misurare il valore di permeabilità essendo il solo fenomeno presente.

2.5 Meccanismi di diffusione-permeazione nel calcestruzzo fessurato

Ulteriori studi nel campo della diffusione sono stati svolti da Boulfiza et al. [7] riguardo lo studio della diffusività in presenza di calcestruzzo fessurato, usuale in fase di esercizio sia per sollecitazioni meccaniche (nel caso di ponti peso proprio e carichi variabili mobili), sia per effetto di azioni ambientali, tra le quali si possono annoverare quelle di gelo-disgelo.

Si ricerca dunque un modello che sia in grado di rappresentare il trasporto di ioni sia per effetto della diffusione sia per effetto della permeazione, fenomeno per cui l'acqua si muove a causa di un gradiente di pressione. Nel caso in cui si sia in presenza di calcestruzzo caratterizzato da bassa permeabilità e in condizioni sature, il meccanismo diffusivo risulta quello dominante; in caso contrario di calcestruzzo fessurato ed in condizioni non sature può avvenire una profonda penetrazione dei cloruri sotto l'azione di pressioni negative sia nella matrice sia nelle fessure. La presenza di microfessure è comunque certa in qualsiasi tipo di calcestruzzo in esercizio, ed è dunque necessario studiare il trasporto d'acqua sia all'interno della matrice sia in esse.

Il flusso di un fluido incompressibile in un mezzo saturo poroso è governato dalla legge di Darcy combinata con la legge di conservazione della massa, alle quali devono essere applicate le specifiche condizioni al contorno proprie del caso di interesse.

$$\vec{u} = -[K] \cdot \vec{\Delta}h \quad (2.7)$$

$$c \frac{\partial h}{\partial t} + \text{div}(\vec{u}) = s \quad (2.8)$$

Nella (2.7), cioè la legge di Darcy, $[K]$ (di dimensione 2×2 e con componenti, già tenenti in conto della viscosità del fluido interstiziale, espresse in s^{-1}) è il tensore di permeabilità, h [m] è l'altezza piezometrica (e dunque il termine ad essa associato rappresenta la perdita di carico nelle due direzioni) e \vec{u} [m/s] è la velocità di Darcy, mentre nella (2.8) c [m^{-1}] è un coefficiente di immagazzinamento e s [m^{-1}] un termine di bilancio di massa. Qualora il mezzo possa essere considerato isotropo, il tensore $[K]$ avrà componenti tutte uguali e può dunque essere scritto come un coefficiente di permeabilità k moltiplicato per la matrice identità $[I]$. Nel caso in cui il mezzo sia non saturo, questo coefficiente dipenderà dalla posizione all'interno della matrice di calcestruzzo \vec{x} ($\vec{x} = (x; y)$) e dal grado di saturazione θ . Senza voler scendere in un eccessivo grado di dettaglio, si specifica che $K(\vec{x}, \theta)$ dipende dalla permeabilità in condizioni sature K_s e dalla permeabilità relativa K_r , funzione a sua volta di θ , θ_s e θ_r (cioè il grado di saturazione residuale, dovuto alla presenza della sola acqua adsorbita), oltre che da alcuni parametri empirici.

Per quanto concerne invece le fessure, ci si concentra sul flusso nella direzione delle fessure stesse trascurando effetti rilevanti come eventuali gradienti di concentrazione dei soluti lungo le pareti. Modellando quindi la fessura con le due pareti che ne determinano la frontiera, la velocità del fluido scorrente tra di esse è governata dalle equazioni di Navier-Stokes, insolubili se non per via numerica e che determinano una distribuzione irregolare delle velocità all'interno della fessura. Si può tuttavia applicare nel caso di mezzo saturo l'equazione di Darcy in maniera impropria:

$$\vec{u}^{cr} = -K^{cr} \cdot [I] \cdot \vec{\Delta}h \quad (2.9)$$

Nella (2.9) il coefficiente di permeabilità è stato opportunamente modificato, ottenendo un coefficiente di permeabilità equivalente, in quanto si è all'interno della fessura: esso si può dimostrare essere

proporzionale al cubo dell'apertura della fessura w [m], e nel caso (reale) in cui essa non sia costante va operata una discretizzazione e utilizzata una distribuzione statistica delle aperture delle fessure, in modo da mediare il coefficiente di permeabilità equivalente e renderlo maggiormente rappresentativo della situazione reale.

Un modello di questo tipo è eccessivamente semplificato perché non considera le condizioni non sature, che si possono avere ad esempio in seguito a un processo di asciugatura in cui le fessure più grandi possono essere drenate più facilmente, in quelle più piccole invece l'acqua viene ritenuta e possono queste fessure fungere come ponti per il trasferimento della materia fluida all'interno della matrice cementizia. Questo effetto è direttamente collegato alla legge di Pouiseuille, espressa secondo la formulazione (2.10):

$$q = \frac{\pi \cdot R^4 \cdot \Delta p}{8 \cdot \eta \cdot l} \quad (2.10)$$

Tale formulazione, valida in moto laminare (condizione nella quale ci si aspetta di trovarsi in quanto, data la velocità locale molto bassa della soluzione interstiziale, il numero di Reynolds sarà minore di 2000), lega la portata q [m³/s] all'interno di un condotto cilindrico, e di conseguenza la velocità v [m/s], alla quarta potenza del diametro del raggio R [m], a parità di pressione alle estremità del condotto Δp [Pa]; nella formula, inoltre, η [kg·m⁻¹·s⁻¹] è la viscosità del fluido e l [m] la lunghezza del condotto. Seppur i condotti costituiti dal sistema delle porosità non siano perfettamente circolari e la (2.10) vada modificata in seguito a variazioni della forma delle fessure (non è sufficiente inserire nella formula un raggio pari alla metà del diametro idraulico) la dipendenza dalla quarta potenza delle dimensioni non perde di validità, per cui effettivamente ci si aspetta che le fessure più piccole siano le ultime a subire il processo di asciugatura.

Di conseguenza, nella stima di K^{cr} si considerano solo fessure la cui apertura sia minore di quella di soglia di saturazione, indicata con w_s . Si può concludere che in presenza di una certa pressione negativa (di suzione) esterna, il grado di saturazione decresce maggiormente per le fessure che per la matrice, e questo effetto aumenta all'aumentare dell'apertura delle fessure (Figura 2.6). Inoltre, se in assenza di suzione (e quindi in condizioni pienamente sature), la permeabilità risulta maggiore per le fessure che per la matrice, ciò non accade in presenza di essa (Figura 2.7) e ciò fa sì che in tale fase, se in presenza di sufficienti depressioni che portino alla desaturazione delle fessure più grandi, la presenza delle fessure sia meno rilevante nel trasporto di materia fluida.

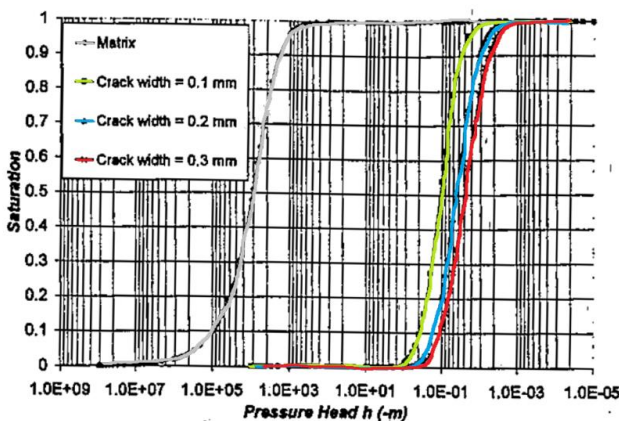


Figura 2.6- Curve di saturazione caratteristiche [7]

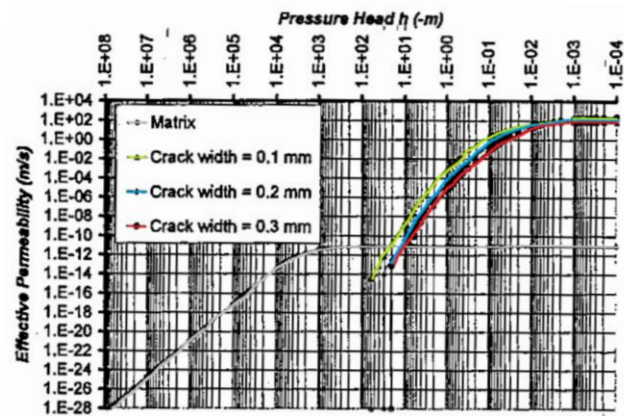


Figura 2.7- Permeabilità di fessure e matrice non sature [7]

Questi approfondimenti nel campo del trasporto fluido all'interno del calcestruzzo fessurato hanno portato all'espressione di un'equazione diffusiva-avvettiva, che può essere applicata alla matrice di calcestruzzo oppure alle fessure:

$$\frac{\partial \theta^k C^k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\theta^k D_{ij}^k \frac{\partial C^k}{\partial x_j} - u_i^k C^k \right] \quad (2.11)$$

Nella (2.11) con gli apici k si indicano proprietà delle fessure oppure della matrice a seconda di quale area del dominio di calcestruzzo venga studiata, D_{ij}^k è il tensore di diffusione (le cui componenti sono espresse in $m^2 \cdot s^{-1}$) e u_i [m/s] è la velocità di Darcy. Questa equazione (che può essere scritta in forma unidirezionale trascurando la dispersione cinematica dovuta al profilo parabolico della velocità all'interno della fessura) si riconduce in condizioni di saturazione alla (2.2), in quanto in questo caso $\theta = \theta_s = cost$ e non è presente movimento di fluido dunque $u_i^k = 0$.

Il trasporto in un calcestruzzo fessurato è dunque un fenomeno combinato tra la matrice e la fessura. In condizioni pienamente sature la diffusione è assunta pari alla diffusione in acqua, mentre in condizioni non sature la complessità e tortuosità della struttura porosa determina coefficienti di diffusione minori.

Per la risoluzione del problema utilizzando il modello appena presentato è necessario l'utilizzo di un'analisi a elementi finiti, in quanto devono essere integrate equazioni nelle due direzioni per ogni punto del dominio. Può essere dunque utile definire dei modelli semplificati che portino, una volta noti i coefficienti di diffusione, alla stima della profondità di penetrazione dei cloruri a un certo tempo.

Come per il calcestruzzo non fessurato ci si può servire della legge di Fick espressa nel §2.3 del presente documento, anche in presenza di fessure la si può utilizzare secondo l'Approccio Continuo Semplificato (SSA, *Simplified Smeared Approach*), per cui è necessario inserire nella formula un coefficiente diffusivo medio, da calcolare secondo la (2.11):

$$D_{av} = D_0 + \frac{w}{s} \cdot D_{cr} \quad (2.12)$$

Nella (2.12) w [m] rappresenta l'apertura media delle fessure e s [m] la distanza media tra le fessure stesse (si parla di valori medi in quanto questi parametri hanno ampia variabilità all'interno del calcestruzzo, in dipendenza anche dal passo delle armature trasversali che possono fungere da innesco di fessure), mentre D_{cr} [m^2/s] è il coefficiente di diffusione all'interno delle fessure.

Un approccio alternativo è quello noto come Approccio Discreto Semplificato (SDA, *Simplified Discrete Approach*) che si basa sul meccanismo diffusivo-avvettivo presentato combinato con il modello per fessure discrete proposto da Tsukahara e Uomoto [8] per il caso di cicli asciutto-bagnato, secondo cui la diffusione attraverso la fessura avviene secondo la seguente legge:

$$C_c(x, t) = a\sqrt{x} + s\sqrt{t} \quad (2.13)$$

Nella (2.13) x [m] è la profondità di penetrazione dei cloruri all'interno della fessura, t [h] è il tempo al quale la penetrazione viene valutata mentre a e s sono parametri empirici; quest'ultimo in particolare viene utilizzato all'interno della soluzione proposta nella (2.14):

$$C_c(x, t) = s\sqrt{t} \left\{ \exp \left[-\frac{x^2}{4Dt} \right] - \frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \cdot \operatorname{erf} \left[\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right] \right\} \quad (2.14)$$

La soluzione mostra un buon accordo con quanto previsto utilizzando il metodo esteso con un'analisi a elementi finiti, ma va tuttavia considerato che l'applicazione del metodo di Tsukahara e Uomoto non è opportuna per tempi lunghi in quanto non pone limiti alla concentrazione di cloruri sulla superficie, portando a valori decisamente sovrastimati in tale zona rispetto a quelli realmente osservati.

Boulfiza et al. [7] predisposero anche uno studio parametrico mostrando le previsioni in termini di ingresso di cloruri considerando il modello diffusivo-avvettivo applicato tramite un programma a elementi finiti, il modello semplificato continuo SSA e la legge di Fick (nella sua formulazione classica espressa nella (2.3), proposta da Collepardi in riferimento alla problematica della penetrazione clorurica). Nello studio fu considerato un elemento di volume rappresentativo caratterizzato dalla presenza di due fessure a distanza, di lunghezza e apertura variabili, e soggetto a varie concentrazioni dei cloruri in superficie.

Il modello diffusivo-avvettivo fornisce una previsione della penetrazione (in termini di concentrazione in relazione alla profondità dalla superficie) nei vari punti del dominio, per cui per operare un confronto con gli altri modelli si fa riferimento alle previsioni relative alle zone fessurate e a quella relativa alla zona di mezzeria tra le due fessure fornite da tale modello. Si può evidenziare che queste previsioni non si discostano significativamente da quelle derivanti dall'applicazione della legge di Fick, eccetto che in un'area limitata in prossimità delle fessure (la concordanza è dovuta alla condizione di saturazione in cui viene supposto il volume rappresentativo).

Per il metodo SSA invece va considerato che esso sovrastima la penetrazione dei cloruri nelle zone sane di calcestruzzo, ma la sottostima in corrispondenza delle fessure, e ciò è dovuto all'utilizzo di un coefficiente diffusivo che tiene conto della velocità di penetrazione all'interno delle stesse: a tal proposito, si specifica che il modello SSA è molto sensibile al parametro D_{cr} , per il quale è stato notato che assumerlo pari al coefficiente diffusivo in acqua pura ($D = 1,85 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$) sarebbe eccessivamente cautelativo in quanto sovrastimerebbe notevolmente l'ingresso degli agenti aggressivi, e ciò è visibile in Figura 2.8.

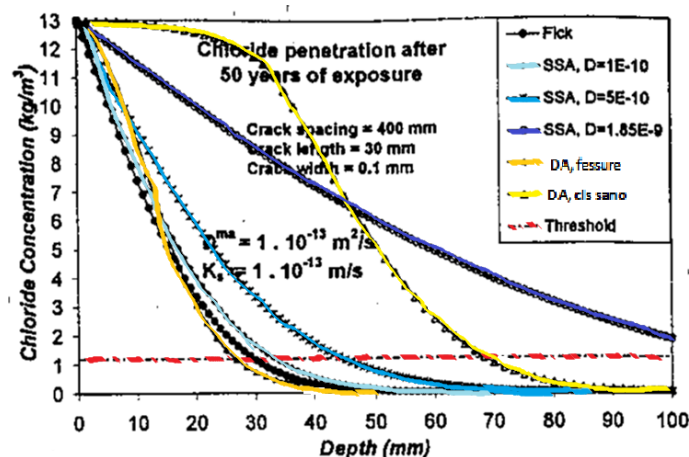


Figura 2.8- Effetto dei coefficienti diffusivi D_{cr} nel metodo SSA e confronto col metodo a elementi finiti DA [7]

Si può inoltre evidenziare che, a causa delle diverse ipotesi alla base dei metodi utilizzati nella previsione, ci sono diversi comportamenti dei modelli in relazione alla variazione dei parametri di input. Come ci si aspetta tutti i modelli utilizzati risultano sensibili alla concentrazione di cloruri in superficie e la legge di Fick non è sensibile alla variazione di nessun parametro riguardante le fessure, non considerandole.

Tuttavia, il modello SSA risulta sensibile alla distanza tra le fessure (dipendendo da essa il coefficiente diffusivo equivalente secondo la (2.12)) mentre il modello diffusivo-avvettivo non lo è; in relazione all'apertura delle stesse, il modello SSA è sensibile alle fluttuazioni mentre il modello diffusivo-avvettivo lo è soltanto in corrispondenza di esse; in ultimo, in riferimento alla lunghezza delle fessure, è il solo modello diffusivo-avvettivo ad esserne sensibile, e si ha per esso un importante incremento della penetrazione rispetto ai restanti modelli.

Dunque, in generale, un approccio più raffinato (come quello razionale ad elementi finiti) ha dimostrato che il trasporto di umidità e ioni cloro all'interno del calcestruzzo fessurato è altamente dipendente dalle condizioni delle fessure. Per questo motivo, gli strumenti presentati possono essere d'aiuto sia in fase di progetto del copriferro (deve essere maggiore rispetto alla profondità per cui si prevede concentrazione critica dei cloruri per i quali si ha corrosione significativa, fissata a $1,2 \text{ kg/m}^3$ nello studio appena presentato, al termine della vita utile della struttura) sia in fase di verifica e valutazione di opere esistenti. In fase di progetto, i nomogrammi da utilizzare per la scelta del valore opportuno del copriferro, devono tenere conto della condizione fessurativa che ci si aspetta sulla struttura alla fine della vita utile per cui la stessa è stata progettata.

La legge di Fick deve dunque essere applicata con cautela nella condizione di calcestruzzo soggetto al fenomeno di fessurazione, in quanto si va a sottostimare con essa eccessivamente la concentrazione di cloruri, a meno che non si utilizzino formule empiriche che mirano a ridurre l'errore commesso e che vanno specificate anche in relazione al tipo di calcestruzzo utilizzato.

2.6 Meccanismi diffusivi in calcestruzzi con materiali cementizi supplementari

La diffusività dei cloruri, che si rivela dannosa non solo per le barre di armatura ma anche nei riguardi del calcestruzzo, si riduce utilizzando calcestruzzi contenenti materiali cementizi supplementari. In presenza di tali costituenti, che includano essi cenere volante, loppa granulata d'altoforno oppure fumi di silice, necessari anche per sfavorire la reazione alcali-aggregato e dunque migliorare la durabilità del materiale da costruzione, è stata infatti osservata una riduzione della capacità di penetrazione degli ioni.

Nei casi sopra citati ciò avviene principalmente perché l'utilizzo di questi materiali nel clinker riduce la porosità del calcestruzzo risultante. Tale effetto, riferito sia alla matrice cementizia sia all'interfaccia matrice-aggregato, è stato espresso riguardo l'utilizzo di fumi di silice da Bentz [9], il quale fornisce anche altre due argomentazioni cioè la densificazione della microstruttura del calcestruzzo nelle zone di interfaccia matrice-aggregato e la produzione di un gel CSH con diffusività relativa circa 25 volte minore rispetto a quello convenzionale; la riduzione risultante in termini di diffusività può essere di 15 volte considerando aggiunte modeste di fumi di silice (circa il 10%) ma con un calcestruzzo con rapporto a/c minore di 0,4 (in caso contrario, la porosità sarebbe molto rilevante e l'effetto di riduzione della stessa meno marcato).

I risultati del suo studio, relativi a diversi contenuti di fumi di silice condensata nel clinker e assumendo un grado di idratazione α pari a 0,675, sono riportati in Figura 2.9, nella quale viene applicato il modello previsionale di Bentz, per il quale:

$$\frac{D_c(CSF = 0)}{D_c(CSF)} = 10^{-\left[\left(8,374 - 43,15\alpha + \frac{23,15\alpha}{c}\right) \cdot CSF + 15,36 \cdot (CSF)^2\right]} \quad (2.15)$$

Nella (2.15) si indica con CSF il contenuto percentuale di fumi di silice, e un aumento del rapporto tra il coefficiente diffusivo in assenza e in presenza di essi corrisponde ad un aumento di resistenza alla penetrazione dei cloruri. È necessario, tuttavia, specificare che tale formulazione risulta approssimata in quanto assume che il calcestruzzo sia in condizioni sature e in assenza di fessurazione e che il trasporto clorurico sia l'unico fenomeno che accade all'interno della microstruttura (in realtà, è stato dimostrato [10] che in presenza di altri fenomeni, come il dilavamento, il coefficiente diffusivo cresce di circa 2,5 volte rispetto al caso in cui il fenomeno non sia presente).

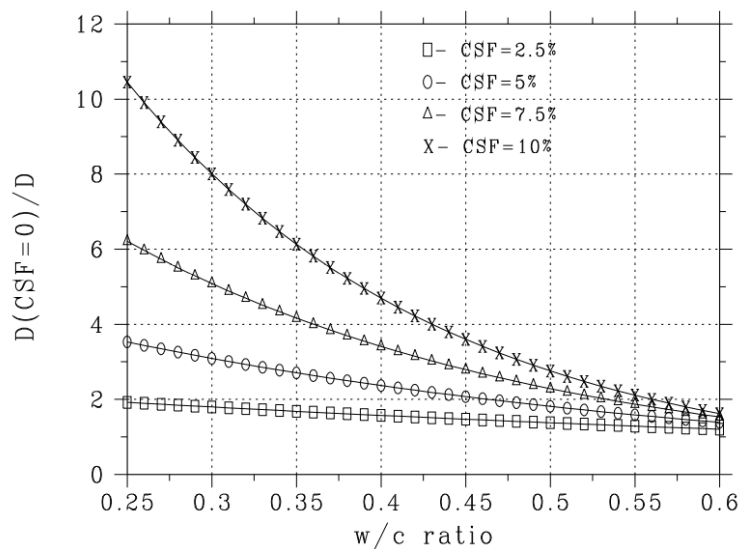


Figura 2.9- Aumento resistenza diffusiva in relazione ad a/c per diversi contenuti di fumi di silice nel clinker [9]

Inoltre l'applicazione pratica della (2.15), anche in presenza di calcestruzzo integro, deve necessariamente essere limitata all'interno del campo di applicabilità derivante dalle condizioni di laboratorio dalle quali la formulazione è stata estratta, riassunte in Tabella 2.1.

Tabella 2.1- Campo di applicabilità modello di Bentz per la stima del coefficiente di diffusione clorurico in presenza di fumi di silice

Applicabilità del modello di Bentz				
Parametro	a/c [-]	CSF [%]	$(m_{agg}/m_{tot}) \cdot 100$ [%]	α [-]
Campo di validità	0,3÷0,5	0÷10	62÷70	0,6÷0,9

In generale le formulazioni coinvolgenti il coefficiente di diffusione apparente all'interno del calcestruzzo seguono la forma espressa nella (2.16), nella quale D_{28} [m^2/s] è il coefficiente diffusivo apparente dopo 28 giorni di invecchiamento del calcestruzzo, m è un coefficiente di decadimento mentre D_{ult} [m^2/s] è un valore limite (l'addendo corrispondente è necessario in quanto qualora non ci fosse il decadimento sarebbe indefinito, ma ciò non ha senso dal punto di vista fisico):

$$D(t) = D_{28} \cdot \left(\frac{t_{28}}{t}\right)^m + D_{ult} \cdot \left(1 - \left(\frac{t_{28}}{t}\right)^m\right) \quad (2.16)$$

Sia D_{28} sia D_{ult} , così come il coefficiente di decadimento m , dipendono, oltre che dal rapporto a/c , dalla tipologia di calcestruzzo utilizzata; si osserva che, con l'utilizzo di tutti i materiali cementizi supplementari, si ha una prevenzione efficace della penetrazione clorurica all'interno del calcestruzzo [11], seppur la stima dei coefficienti sopra menzionati risulti ad oggi complessa, dipendendo strettamente dalle

condizioni locali di laboratorio. Esistono dunque una serie di esperienze svolte che propongono, sulla base delle specifiche condizioni, grafici interpolanti i dati per la stima del coefficiente diffusivo in relazione all'applicazione delle varie possibili alternative nel campo dei materiali cementizi supplementari [12] [13] [14] [15].

Dal punto di vista del confronto tra il potere protettivo nei confronti della diffusione dei vari materiali cementizi supplementari analizzabili, si può far riferimento alla stima del coefficiente di decadimento m , per il quale, in presenza di cenere volante (CV) o loppa granulata d'altoforno (LGA) nel clinker, si ha [15]:

$$m = 0,26 + 0,4 \cdot \left(\frac{CV}{50} + \frac{LGA}{70} \right) \quad (2.17)$$

Dunque, il decadimento, a parità di frazione del materiale supplementare nel clinker, è maggiore per la cenere volante rispetto alla loppa granulata d'altoforno: per il primo componente, tuttavia, non è usuale che vengano eccedute percentuali in massa del 40%.

Ulteriore confronto può essere fatto tra gli studi disponibili in letteratura tra cenere volante e fumi di silice. In questo caso, per operare un confronto si utilizzano le curve di interpolazione dei dati ottenuti a partire da molteplici studi in letteratura su calcestruzzi giovani (al di sotto dei 6 mesi di invecchiamento) da Riding et al. [12], da cui si nota una maggiore protezione, almeno a breve termine, con fumi di silice: ciò si evidenzia in Figura 2.8, nella quale con F si indicano i fumi di silice, con C la cenere volante, con P un cemento Portland ordinario e con MSC il generico materiale supplementare cementizio.

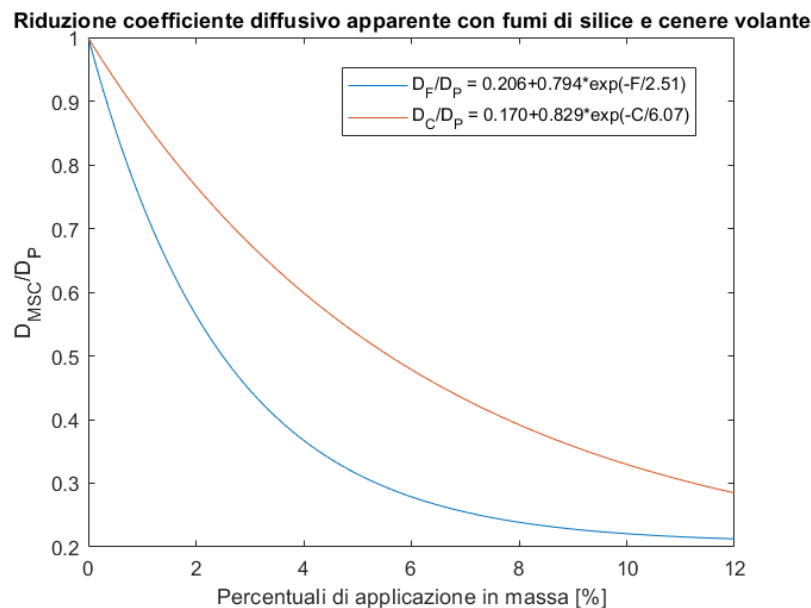


Figura 2.10- Andamento del coefficiente di diffusione a breve termine, con presenza nel clinker di fumi di silice o cenere volante

Constatato che l'applicazione all'interno del clinker di cemento di tutti i materiali cementizi supplementari di questo tipo (costituenti CEM III e CEM IV) risulta benefica nei confronti della riduzione del coefficiente diffusivo, è possibile applicare formulazioni approssimate che tengono conto, in presenza di tali costituenti, solo della dipendenza dal rapporto a/c con il quale è stata progettata la miscela: un modello di questo tipo è stato proposto dalla JSCE (*Japan Society of Civil Engineers*), per la stima del coefficiente di diffusione relativo alla matrice cementizia, sia nel caso di calcestruzzo con inserimento di fumi di silice o loppa granulata d'altoforno nel clinker (2.17), sia in assenza di essi (2.18).

$$\text{Log}D = -3,0 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^2 + 5,4 \cdot \left(\frac{a}{c}\right) - 13,7 \quad (2.18)$$

$$\text{Log}D = -3,9 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^2 + 7,2 \cdot \left(\frac{a}{c}\right) - 14,0 \quad (2.19)$$

Le formulazioni (2.18) e (2.19) sono certamente affette da importante incertezza in quanto non si discrimina in base al contenuto di materiali cementizi supplementari ma solo alla loro presenza e al rapporto a/c dell'impasto del calcestruzzo, ma possono tuttavia essere utilizzate in una prima fase di stima preliminare della penetrazione degli agenti corrosivi.

Anche per i cementi pozzolanici, come già espresso, è stata osservata una maggiore resistenza alla diffusività degli ioni, ma in questo caso essa non è associata a una diminuzione di porosità, non essendo state osservate variazioni in tal senso rispetto all'utilizzo di clinker di cemento Portland [5].



Politecnico
di Torino

3 MECCANISMI DI DEGRADO COMUNI

Si ritiene significativo, preliminarmente all'approfondimento degli specifici meccanismi di degrado ai quali è sottoposto il calcestruzzo armato in ambiente montano, analizzare quelli occorrenti su di esso a prescindere dall'applicazione dei sali disgelanti, ma che sono tuttavia propedeutici a comprendere i meccanismi che si instaurano in presenza di essi in ambiente montano. Tali meccanismi sono divisibili in fisici, chimici e meccanici e, seppur riguardanti in maniera specifica uno solo dei materiali (calcestruzzo o armatura, in base al meccanismo) che costituiscono il calcestruzzo armato, possono determinare effetti sull'altro; per questo motivo calcestruzzo e armatura d'acciaio sono mutuamente interagenti anche dal punto di vista del degrado. È comunque possibile affermare che, a prescindere dal meccanismo di danneggiamento coinvolto, a una maggiore porosità della matrice cementizia corrisponderà un attacco più severo sul materiale.

3.1 Dilavamento

In riferimento al calcestruzzo, un primo fenomeno da considerare è quello del dilavamento, per cui si intende la perdita di materiale legante per effetto dell'azione esercitata da un liquido solvente. In particolare, ad essere soggetta al fenomeno sotto l'azione di *acqua pura* è la portlandite, la cui perdita, costituendo essa il composto cristallino maggiormente presente all'interno della pasta cementizia, è causa di diminuzione rilevante in termini di proprietà meccaniche.

Qualora l'acqua fosse ferma il fenomeno tenderebbe a rallentare la sua cinetica col progredire dello stesso fino al raggiungimento di una concentrazione pari alla solubilità in acqua; tuttavia, nel caso in cui l'acqua sia in movimento, esso può dal punto di vista teorico non arrestarsi fino al consumo dell'intera quantità di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ disponibile. È dunque presente una rilevante influenza della velocità del flusso, schematizzata in Figura 3.1, dalla quale si osserva che quando il flusso d'acqua è piuttosto basso il processo del dilavamento della portlandite viene da esso controllato ed è ad esso proporzionale in quanto c'è tempo sufficiente affinché l'acqua nei pori venga saturata. Successivamente, il dilavamento è controllato dalla velocità di diffusione e cioè dalla migrazione di anioni OH^- e cationi Ca^+ nel fluido a contatto.

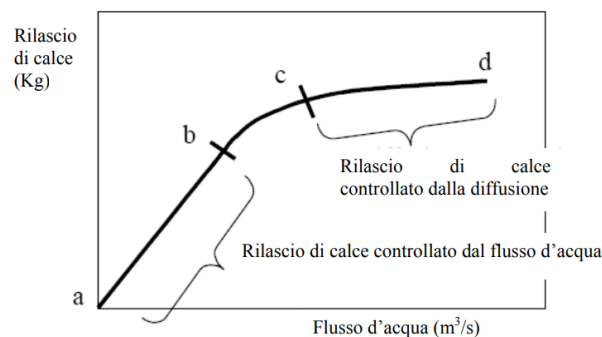


Figura 3.1- Rilascio di portlandite in funzione del flusso d'acqua a contatto [16]

Il fenomeno può di per sé presentarsi in corrispondenza della superficie di opere in calcestruzzo armato oppure di fessure: in quest'ultimo caso l'irregolarità della superficie favorisce il dilavamento, mentre in

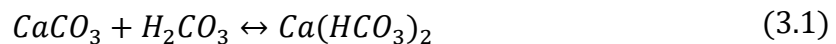
superficie c'è dipendenza dalla finitura caratteristica del singolo manufatto. Riguardo la cinetica, essa è certamente favorita dall'aumento di temperatura, per cui ci si aspetta che il fenomeno non risulti preponderante in ambiente montano.

La dissoluzione per effetto di acqua pura è, dal punto di vista teorico, presente anche per gli altri costituenti della pasta indurita, ma presenta effetti trascurabili sul degrado del calcestruzzo per due motivi. In primo luogo la cinetica del fenomeno è per essi minore, e in secondo luogo la solubilità è per essi incongruente; ciò determina dunque una variazione di composizione delle molecole dei composti idrati, e non una perdita rilevante di proprietà meccaniche.

Tuttavia bisogna considerare che l'acqua in natura non è pura, e in particolare nelle infrastrutture stradali le impurezze aumentano per effetto delle emissioni dei veicoli, costituite in prevalenza di CO₂, CO, idrocarburi incombusti, ossidi d'azoto NO_x e particolato.

In particolare, in riferimento ad *acqua ricca di anidride carbonica* (CO₂), essa può essere presente come combinata (se è sottoforma di sali) o libera (se è presente acido carbonico H₂CO₃). Il carbonato di calcio (CaCO₃) è naturalmente presente nel calcestruzzo per effetto della reazione tra portlandite e CO₂ in aria, ed è un composto molto poco solubile in acqua.

Tuttavia, se l'acqua è particolarmente aggressiva, e si è cioè in presenza di notevoli quantità di acido carbonico, l'equilibrio chimico della (3.1) si sposta verso destra, dilavando dunque il carbonato di calcio stesso e producendo bicarbonato di sodio (sale):



Può accadere che l'acqua non contenga esclusivamente anidride carbonica ma anche altri agenti aggressivi che favoriscono lo spostamento dell'equilibrio chimico (3.1) verso destra: risulta perciò di difficile valutazione la quantità critica di H₂CO₃ (acido carbonico), e dunque di CO₂ libera, che renda l'equilibrio indifferente. Tuttavia, una soluzione per diminuire il rischio di dilavamento è quella di utilizzare cementi di altoforno o pozzolanici, che producono post-idratazione una minore quantità di idrossido di calcio: in questo modo andrà a formarsi meno carbonato di calcio soggetto a dilavamento. Allo stesso modo, su superfici interessate dal fenomeno della carbonatazione (§3.6), il dilavamento, sia dell'idrossido sia di carbonato di calcio, risulta minore essendo la portlandite già consumata dal precedente fenomeno.

3.2 Attacco acido

Data la basicità della maggior parte delle fasi presenti all'interno del calcestruzzo esse sono accettori di protoni e per questo motivo particolarmente soggette ad attacco acido. In particolare, l'attacco determina notevole dilavamento del calcestruzzo, con velocità dipendente sia dal prodotto di idratazione interessato sia dall'acido agente. Tra di essi si possono citare acido solforico, acido cloridrico, acido nitrico (può essere derivante dalla conversione per effetto di piogge acide degli NO_x di scarico dei veicoli) e acido carbonico.

Il fenomeno interessa anche i silicati portando a una loro decalcificazione, ma è certamente prevalente e più veloce per la portlandite, per la quale si riporta la reazione di base (3.2):



La pericolosità dell'acido è in forte dipendenza dal sale formato, e a una sua maggiore solubilità corrisponde una pericolosità più alta dell'acido stesso: questo è il motivo per cui l'acido cloridrico è da considerarsi più aggressivo rispetto ad acido fosforico o ad acidi organici.

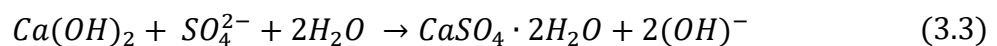
Bisogna inoltre considerare che alcuni sali, come i nitrati, reagiscono con la portlandite per scambio di basi esplicando azione dissolvente sul calcestruzzo. L'attacco acido è di difficile arresto in quanto il fenomeno progredisce una volta dilavato lo strato superficiale e può essere ridotto notevolmente solo utilizzando cementi alluminosi (non affidabili a lungo termine dal punto di vista delle proprietà meccaniche e contenenti esclusivamente alluminati) oppure cementi soprasolfatati, costituiti da 80-85% di loppa granulata d'altoforno e 10-15% di anidrite.

3.3 Attacco solfatico

I solfati possono essere presenti come componenti di sali disgelanti, ma il loro effetto non è benevolo sulla struttura; anzi, questo tipo di attacco è spesso considerato come il più pericoloso per il calcestruzzo. Si ritiene utile distinguere preliminarmente in:

- *attacco solfatico esterno*, nel caso in cui gli ioni solfato penetrino all'interno del calcestruzzo per mezzo di penetrazione di acque aggressive;
- *attacco solfatico interno*, qualora i solfati siano presenti negli inerti o nel clinker di cemento (si ricorda a tal proposito, che il gesso bi-idrato o semi-idrato e l'anidrite vengono comunque inseriti appositamente come regolatori di presa).

Lo ione solfato SO_4^{2-} è in grado di reagire con l'idrossido di calcio $Ca(OH)_2$ andando a formare gesso secondo la reazione:



A seguito della (3.3) aumenta il contenuto di gesso presente, risultando dunque in eccesso rispetto al quantitativo previsto nel clinker e determinando, per reazione espansiva con gli alluminati di calcio idrati C-A-H, la formazione di ettringite secondaria e il conseguente distacco delle parti esterne del manufatto.

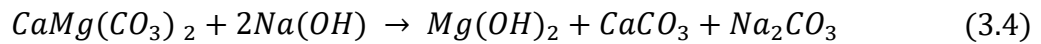
3.4 Reazioni alcali-aggregato

Le reazioni alcali-aggregato sono fenomeni che determinano principalmente a lungo termine danneggiamento per espansione interna e conseguente fessurazione. La cinetica di tali reazioni è fortemente dipendente dalle condizioni ambientali e dalla miscela di calcestruzzo, ma per potersi tali reazioni innescare e sostenere [17] è necessaria la contemporanea presenza di:

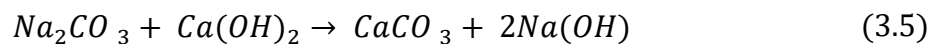
1. *aggregati reattivi*: a tal proposito si specifica che a una maggiore componente cristallina quarzifera negli aggregati corrisponde una maggiore reattività, e lo stesso si verifica a seguito di diminuzione di grandezza delle particelle (a ciò corrisponde infatti una maggiore superficie specifica);

2. *elevata basicità del fluido interstiziale*: essa è principalmente determinata da ioni OH^- , Na^+ , K^+ , ma bisogna considerare che in presenza di sali disgelanti possono essere presenti ioni aggiuntivi che accelerano il processo;
3. *sufficiente umidità*: nel caso di reazioni alcali-silice, come espresso in seguito, è necessaria la presenza di una certa umidità relativa, quantificata nell'80 ÷ 85% dallo studio BCA [18].

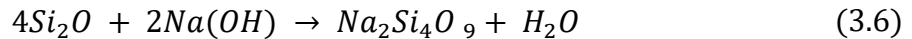
Qualora la reazione avvenga in presenza di aggregati contenenti una rilevante frazione dolomitica si parla di **reazioni alcali-carbonati**, per le quali si genera un processo di dedolomitizzazione:



La (3.4) è stata espressa considerando come ione alcalino Na^+ ma si verifica analogamente in presenza di altri ioni come K^+ . Il principale meccanismo di danno determinato dalla reazione è dovuto alla formazione di brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$, la quale, essendo di per sé una fase espansiva può determinare fessurazione nella matrice cementizia. Va inoltre considerato che il procedere della reazione è favorito dalla disponibilità degli alcali-carbonati, che reagendo con la portlandite determinano la formazione di ulteriori alcali-idrossidi secondo la (3.5), determinando l'ambiente ideale per la reazione di dedolomitizzazione:



Il meccanismo più frequente è tuttavia costituito dalle **reazioni alcali-silice**, che avvengono sotto determinate condizioni degli aggregati, che devono cioè contenere minerali di silice con limitata cristallinità o metastabili oppure quarzi.



La (3.6) è la reazione semplificata [19], anche in questo caso espressa considerando ioni Na^+ , che rendono attiva la silice Si_2O e che, a seguito di ulteriori reazioni con $\text{Si}(\text{OH})_4$, produce un gel alcali-silice del tipo N-S-H. Il gel alcali-silice è viscoso, per cui non è libero di scorrere nelle porosità degli aggregati, anche qualora esse fossero aperte; esso tende ad attrarre acqua e specie ioniche presenti nel fluido interstiziale, con conseguente suo aumento di volume e nascita di tensioni interne dovute alla sua limitata abilità allo scorrimento. Di conseguenza, non è necessario che vi sia piena saturazione dell'aggregato affinché possano essere osservate microfessure, potendo esse manifestarsi localmente in corrispondenza di un sito di espansione del gel alcali-silice.

È stato osservato che in presenza di calcio il processo viene favorito, e ciò confermato dalla minore suscettibilità dei cementi pozzolanici in questo tipo di attacco. Una possibile spiegazione a questo fenomeno è data dallo scambio cationico che si instaura tra gel N-S-H espulso dall'aggregato e gel C-S-H, che porta a rilascio di NaOH e dunque, in definitiva, a una maggiore disponibilità di silice attiva, secondo la reazione (3.4).



Figura 3.2- Esempio di degrado per reazione alcali-silice, Meka Global

Come osservabile in Figura 3.2, questo meccanismo si manifesta con fessure di orientazione a ragnatela, concentrate tuttavia in maniera prevalente nelle aree ad elevata umidità: per questo motivo nel caso di ponti questo meccanismo di degrado si evidenzia in corrispondenza dei sistemi di drenaggio e delle spalle, che sono poste a contatto con terreno.

Il fenomeno risulta comunque di per sé piuttosto lento e la sua cinetica aumenta all'aumentare della temperatura. Per questo motivo si è indotti a concludere che esso abbia scarsa rilevanza nel caso di infrastrutture in ambiente montano; in realtà, tuttavia, l'applicazione dei sali disgelanti ha effetto su di esso rendendolo maggiormente pericoloso, come espresso nel §4.2.

3.5 Corrosione delle armature

La corrosione delle armature è un processo che si innesca, all'interno del calcestruzzo armato, qualora si verifichi almeno una delle condizioni espresse nel §3.6.

Il meccanismo coinvolto è di tipo elettrochimico, per cui è necessario un *elettrolita*, cioè in generale una soluzione acquosa che permetta l'accadimento di reazioni anodiche e catodiche accoppiate (e che nel caso del calcestruzzo è costituito dal fluido interstiziale) permettendo agli ioni di migrare dal sito anodico al sito catodico sulla superficie dell'acciaio, come schematizzato in Figura 3.3.

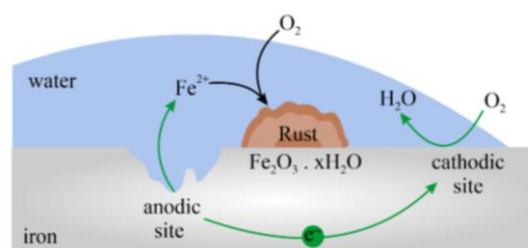
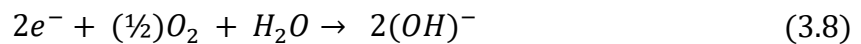


Figura 3.3- Schematizzazione del processo di corrosione dell'acciaio, Embibe Beta

Nel processo avvengono simultaneamente le semireazioni anodica (3.7) e catodica (3.8), e in particolare la seconda è una reazione di riduzione dell'ossigeno che ristabilisce l'equilibrio andando a consumare gli elettroni liberati dalla prima, di ossidazione:



Nel fenomeno elettrochimico il flusso convenzionale di corrente si genera dal catodo all'anodo, avvenendo il trasferimento degli elettroni nel verso opposto, in quanto essi sono resi disponibili dall'anodo; il processo porta alla riduzione di sezione della barra di armatura nell'area anodica, in cui vi è perdita di materiale per effetto del rilascio di elettroni, mentre la protezione nell'intorno dell'area catodica viene migliorata per effetto dell'aumento di basicità.

Tuttavia il danno indotto dalla corrosione delle armature non si limita alla loro riduzione di area nominale localmente, ma interessa l'intera barra; infatti, i prodotti anodici e catodici all'interno dell'elettrolita (costituito dal calcestruzzo) reagiscono producendo idrossido di ferro, che in presenza di ossigeno disponibile può formare idrossido ferrico, composto che può precipitare sotto forma di ruggine.

Per sua natura la ruggine occupa un volume maggiore dei reagenti a partire dai quali si origina, e ciò determina l'introduzione di tensioni aggiuntive all'interno del calcestruzzo che possono portare all'*espulsione del copriferro*, fenomeno visibile in Figura 3.4.



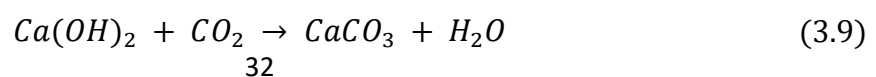
Figura 3.4- Fenomeno di espulsione del copriferro e ossidazione delle armature

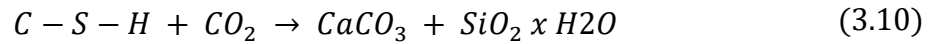
Una volta avvenuta espulsione di copriferro le barre di armatura non sono più soggette ad alcun tipo di protezione, generando dunque una condizione per cui il degrado delle armature risulta soggetto a una cinetica notevolmente accelerata.

3.6 Cause di rottura dello strato passivante

L'anidride carbonica CO₂ è un gas presente naturalmente in atmosfera, la cui concentrazione ambientale è in costante crescita per effetto delle attività umane, oltre a essere particolarmente rilevante in ambiente stradale in cui si attesta, per effetto delle emissioni veicolari, intorno allo 0,1%.

Il suo effetto sul calcestruzzo non è tuttavia benefico non solo per il fenomeno di dilavamento già esposto (§3.1) ma anche perché, analogamente a gas acidi il cui potere è minore essendo meno presenti in atmosfera (es. anidride solforosa SO₂), causa la **carbonatazione** dei costituenti alcalini del cemento, secondo le reazioni sotto riportate:





Nella (3.9) e (3.10) sono riportate rispettivamente la reazione di carbonatazione per la portlandite e per il gel C-S-H, dalle quali hanno origine rispettivamente carbonato di calcio e gel di silice idrato. Queste reazioni non sono di per sé particolarmente dannose dal punto di vista della resistenza meccanica del calcestruzzo, e anzi possono portare a una riduzione della cinetica dei fenomeni diffusivi per effetto della formazione di prodotti insolubili (come la calcite) che rendono i pori isolati. Tuttavia, viene prodotto un abbassamento del PH e ciò determina la rottura del film passivante, precedentemente istauratosi con PH della soluzione alcalina interstiziale maggiore di 11,5 (condizioni per cui si osserva un sostanziale arresto della dissoluzione anodica dell'acciaio), che avviene con decrescita del PH al di sotto di 10 [20].

Qualora il fronte carbonatato raggiungesse il livello delle armature, esse non sarebbero protette e dunque incorrerebbero in repentino degrado per dissoluzione anodica. Bisogna comunque evidenziare che il processo di carbonatazione è un fenomeno abbastanza lento e soprattutto è influenzato in maniera importante dalla temperatura, come visibile dalla Figura 3.5 [21].

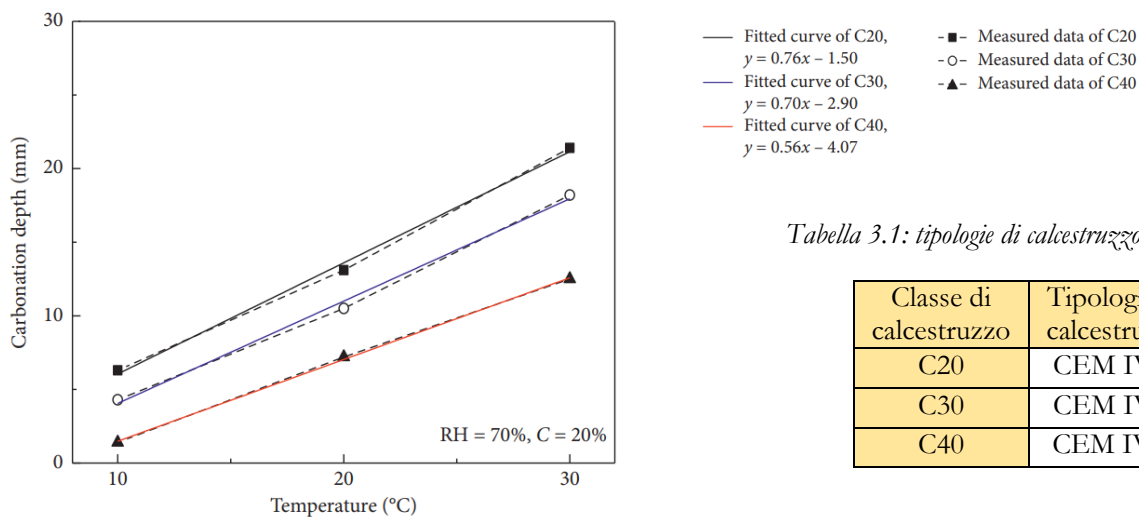


Tabella 3.1: tipologie di calcestruzzo testate [21]

Classe di calcestruzzo	Tipologia di calcestruzzo
C20	CEM IV B
C30	CEM IV B
C40	CEM IV A

Figura 3.5- Profili di carbonatazione in relazione alla temperatura [21]

Nello studio presentato [21] sono stati indagati calcestruzzi di diversa resistenza meccanica e con diverse proprietà della miscela, espresse nella Tabella 3.1; da essa, combinata con le informazioni ricavabili dalla Figura 3.5, si nota che il fenomeno di carbonatazione è strettamente legato alla temperatura ambientale; seppur lo studio sia riferito a condizioni di laboratorio ad alta concentrazione di CO_2 e per un tempo di esposizione limitato (28 giorni), si può ricavare un'indicazione della dipendenza del fenomeno dalla temperatura.

Per questo motivo, seppur nella casistica di ambiente montano (sulla quale si concentra il presente lavoro) ci si aspetti, a causa della ridotta temperatura media durante l'anno, che il fenomeno della carbonatazione si verifichi con cinetica limitata, la sua indagine e stima rimane fondamentale in quanto, a causa della diffusa applicazione di composti disgelanti, una volta giunta la carbonatazione a livello delle armature, la corrosione delle stesse avverrà in tempistiche ridotte.

In riferimento alla stima della penetrazione del fronte carbonatato sono stati espressi vari modelli, tra i quali si riporta preliminarmente una prima formulazione empirica:

$$d(t) = k \cdot \sqrt{t} \quad (3.11)$$

Nella (3.11) con d si indica lo spessore carbonatato, t è invece il tempo trascorso con calcestruzzo in opera nelle sue condizioni ambientali di riferimento e k è un coefficiente di carbonatazione, la cui determinazione è comunque complessa dovendo tenere in conto dei parametri che governano il fenomeno, elencati di seguito.

- *Umidità*: va considerato che il grado di saturazione diminuisce la frazione di pori riempiti da aria, nei quali la diffusione della CO₂ è favorita, ma anche che l'acqua favorisce chimicamente la carbonatazione, per cui bilanciando i due effetti si ottiene un andamento per il quale si evidenziano apprezzabili velocità di carbonatazione in intervalli di umidità relativa compresi tra il 50% e l'80%;
- *Temperatura*: per quanto già espresso nel presente paragrafo velocizza il fenomeno di penetrazione;
- *Esposizione*: sono definite dalla norma UNI EN 206, a tal proposito, quattro condizioni di esposizione XC_i, delle quali la più gravosa è la XC4 che contempla la presenza di cicli di asciutto-bagnato;
- *Contenuto di cemento e rapporto a/c*: come ci si aspetta, a un maggiore rapporto a/c, a cui corrisponde una porosità maggiore, è correlata una più semplice penetrazione della carbonatazione;
- *Fessure*: la loro presenza, come comprensibile anche da un punto di vista intuitivo, costituisce una via di ingresso preferenziale per gli agenti aggressivi.

Nelle formulazioni tradizionalmente utilizzate, il coefficiente k veniva definito come nella (3.10), considerate le dipendenze dal coefficiente di diffusione della CO₂ all'interno del calcestruzzo carbonatato D_{CO_2} [mm²/anno], dalla concentrazione di CO₂ nell'ambiente circostante C_1 [kg/m³] e al fronte carbonatato C_2 [kg/m³] e dalla massa di CO₂ richiesta per carbonatare, idealmente, tutta la portlandite presente a [kg/m³]:

$$k = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{CO_2} \cdot (C_1 - C_2)}{a}} \quad (3.12)$$

Le ipotesi alla base della formulazione (3.11) (con coefficiente k espresso dalla (3.12)) sono quelle di coefficiente diffusivo della CO₂ costante, valore del parametro a costante e variazione lineare di concentrazione della CO₂ tra la superficie (in corrispondenza della quale il calcestruzzo si trova a contatto con l'ambiente circostante) e il fronte carbonatato. La penetrazione di quest'ultimo, inoltre, deve essere nota preliminarmente per cui, nell'ottica di usare la formula come previsionale per l'individuazione del tempo di depassivazione delle armature, è necessario svolgere test su provini estratti oppure svolgere, su calcestruzzo analogo a quello dell'opera d'arte considerata, test di carbonatazione accelerata (in ambiente ricco di CO₂) in laboratorio.

Una formulazione più accurata è quella riportata da Zhu et al. [22], che tiene in conto anche l'effetto della temperatura, dalla quale è stata mostrata la dipendenza in Figura 3.5:

$$d(t) = \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 (12,1 a/c - 3,2) \sqrt{t} \quad (3.13)$$

Nella (3.13) oltre al rapporto a/c , c'è dipendenza da tre coefficienti γ_1 , γ_2 e γ_3 , che sono funzione rispettivamente della tipologia di cemento, delle condizioni climatiche tipiche del sito di applicazione e della condizione fessurativa a cui è soggetto il materiale.

Con i modelli presentati si otterrebbe comunque un fronte carbonatato uniforme: ciò non è tuttavia coerente in quanto, fissati tutti i parametri che possono essere con una certa approssimazione omogenei all'interno della matrice di calcestruzzo, ne resta fuori la fessurazione, che è un fenomeno per sua natura localizzato e che determina distribuzione del fronte di carbonatazione irregolare.

Per considerare questo aspetto un primo modello è quello di Vesikari [23], per il quale, denominata w l'ampiezza della generica fessura, si può esprimere la profondità degradata in corrispondenza di essa come:

$$d(t) = 50 \cdot \sqrt{w} \cdot \sqrt[4]{t} \quad (3.14)$$

Le formulazioni proposte derivano comunque da procedure empiriche basate su un numero limitato di test e sono perciò affette da notevole errore; negli ultimi anni la ricerca nel campo si sta evolvendo, dunque, verso l'applicazione della tecnica della ricerca di reti neurali, per le quali i modelli empirici vengono generati sulla base della correlazione di una serie di parametri di input, e validati da prove sperimentali: un modello di questo tipo è quello di Paul et al. [24], nel quale i parametri tenuti in conto sono la composizione del calcestruzzo e il suo invecchiamento. Modelli empirici più affidabili sono realizzabili in futuro utilizzando la tecnica sopra citata e aumentando il numero di parametri di ingresso.

Per quanto riguarda la stima della profondità di carbonatazione con test non distruttivi la metodologia più comunemente utilizzata prevede l'impiego di una soluzione all'1% di fenolftaleina all'interno dell'etanolo; qualora vi sia elevato contenuto di portlandite, tale per cui il PH sia maggiore di 9,2, la soluzione che viene applicata su carote di calcestruzzo estratte in sito favorisce l'avvenimento di reazioni chimiche che forniscono al materiale una colorazione rossastra. Il test appena esplicitato, noto anche con la denominazione di test colorimetrico, è di tipo distruttivo, ma la sua esecuzione può essere resa meno impattante nei confronti dell'opera d'arte qualora si proceda alla sola esecuzione di fori di diametro ridotto sull'opera d'arte ed esecuzione del test sulle polveri prodotte.

Deve essere tenuto in conto che il meccanismo di carbonatazione non è l'unica causa di rottura dell'ossido passivante delle armature, che anzi viene fortemente messo alla prova anche dall'**attacco dei cloruri**. Per essi, certamente presenti in ambiente infrastrutturale montano a seguito dell'applicazione dei sali disgelanti, una trattazione approfondita sarà svolta nel capitolo 4 e relativi paragrafi.

Si vuole tuttavia mettere preliminarmente in evidenza il fenomeno di base causato da tali agenti; essi, qualora in concentrazione sufficiente all'interno dell'elettrolita alcalino, tendono a rompere localmente lo strato passivante in quanto diminuisce l'intervallo di potenziali per cui esso risulta stabile. Di conseguenza, si ha degrado locale con corrispondente diminuzione della sezione trasversale mentre il resto della barra di armatura non subisce danno notevole: questo tipo di degrado, detto pitting, è visibile in Figura 3.6.



Figura 3.6- Riduzione di sezione delle barre di armatura dovuta ad attacco clorurico

È necessario mettere in chiaro preliminarmente che i cloruri che producono effetti deleteri sul calcestruzzo sono quelli liberi, mentre le altre forme in cui essi possono essere presenti (legati fisicamente oppure chimicamente) non risultano pericolose, quantomeno con netta intensità, per il materiale. Esse possono infatti essere, di per sé, benefiche dal punto di vista della corrosione: il legame chimico al quale i cloruri sono sottoposti in seguito alla reazione con il costituente C₃A del calcestruzzo, fa sì che la porosità venga ridotta e con essa l'accesso di agenti aggressivi, seppur possano essere indotte pressioni aggiuntive per effetto della cristallizzazione (sale di Friedel, §4.2.3).

Anche i cloruri legati possono essere rilasciati in seguito a variazioni ambientali come quelle di PH, che, per quanto visto, possono verificarsi in seguito all'avvenimento delle reazioni di carbonatazione. Per questo motivo, la definizione di una concentrazione di soglia dei cloruri è tutt'oggi oggetto di discussione; nel significato stesso di soglia, va innanzitutto specificato se con esso si intenda il limite di concentrazione dei cloruri liberi o totali per cui, per effetto della penetrazione clorurica, si ha depassivazione delle armature (e in questo caso sulla soglia ha effetto solo il fenomeno di penetrazione) oppure la soglia associata a deterioramento accettabile della struttura (in tale circostanza, anche la propagazione del processo corrosivo esercita influenza).

Una panoramica degli studi riguardanti il tema è stata realizzata da Torres-Luque et al. [25], dalla quale si evincono riscontri in letteratura per i quali si individuano gli intervalli di soglie in Tabella 3.2.

Tabella 3.2- Intervalli di possibili concentrazioni di soglia, reperendo i risultati degli studi in letteratura

Riferimento	(massa Cl ⁻ / massa cemento)·100 [%]
Cl libero	1,24 ÷ 3,08
Cl totale	0,39 ÷ 1,16

3.7 Modelli corrosivi delle armature

La corrosione delle armature è, dunque, un fenomeno per la cui iniziazione sono necessarie fasi preliminari di penetrazione dei cloruri e della carbonatazione: tali fenomeni, per quanto espresso al §2.5, sono certamente dipendenti dal quadro fessurativo del calcestruzzo, ma avvengono, con cinetica minore, anche qualora esso risulti limitato. Una volta avvenuta la corrosione delle armature, per effetto della proprietà espandente della reazione di ossidazione si determinano una serie di fenomeni di degrado associati, che si manifestano in fasi diverse al progredire del processo corrosivo, come visibile in Figura 3.7.

Lo spessore $x(t)$, interessato dalle reazioni di ossidazione e dunque soggetto ai fenomeni corrosivi sulle armature e conseguenti fenomeni di degrado sul calcestruzzo armato, può essere stimato con la relazione, riportata da formulazioni in letteratura [26], per cui:

$$x(t) = V \cdot w_t \cdot (t - t_l) \quad (3.15)$$

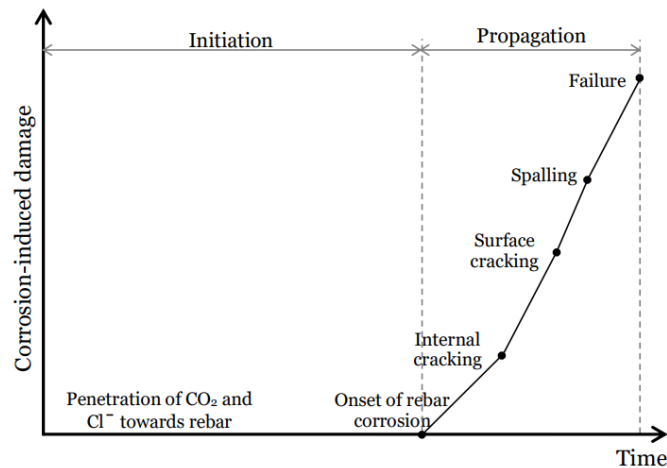


Figura 3.7- Iniziazione e propagazione dei fenomeni corrosivi dell'armatura [27]

Nella (3.15) t_I è il tempo di innesco della corrosione, da stimare sulla base della stima delle tempistiche di carbonatazione e di penetrazione di cloruri a livello delle armature (in base alla causa di rottura dello strato passivante, la corrosione sarà uniforme oppure localizzata), w_t è un parametro che sintetizza le condizioni di esposizione ambientale delle armature (da ottenere come media pesata nel tempo di valori indicati per condizioni di esposizione specifiche e crescente in condizioni umide), mentre V è un indice della velocità di corrosione che dipende dalla concentrazione dei cloruri, che hanno effetto positivo sulla cinetica e dunque negativo sulla durabilità del calcestruzzo armato, e dalla resistività elettrica (anch'essa stimabile in funzione del contenuto di cloruri, dell'umidità ambientale, della temperatura e delle condizioni di maturazione), con effetto negativo sulla cinetica di penetrazione della reazione di ossidazione.

Ulteriori studi [28] hanno dimostrato che anche le condizioni superficiali delle barre di armatura incidono sulla vulnerabilità a corrosione da cloruri: infatti, nel caso in cui la barra venga levigata ovvero vengano rimosse le scagliature da laminazione superficiali, si osserva una soglia di cloruri affinché possa avvenire depassivazione delle armature più elevata; di conseguenza è fondamentale che i modelli predisposti sulla base di prove da laboratorio utilizzino armature analoghe a quelle impiegate nella pratica costruttiva senza preliminare svolgimento di operazioni di pulizia superficiale, che andrebbero ad alterare il risultato portando a una sottostima dei livelli di corrosione in esercizio.



Politecnico
di Torino

4 MECCANISMI DI DEGRADO SPECIFICI IN AMBIENTE MONTANO

In ambiente montano, ai meccanismi di degrado già presentati, sono da aggiungere quelli derivanti da **gelo-disgelo** e dall'**applicazione dei sali disgelanti**: in generale le problematiche relative ad essi sono presenti con una certa rilevanza in un qualsiasi ambiente freddo: con questo termine generico si indica, nel caso in questione, un qualsiasi sito per cui si registrino la presenza di temperature minime medie al di sotto di 0 °C per un minimo di 2÷3 mesi all'anno.

In Italia, dato il clima temperato di cui l'intero Paese gode, tali condizioni sono riscontrabili solamente in ambiente montano, sia alpino sia appenninico. A tal proposito si riporta in Figura 4.1 l'elaborazione, relativa al mese di Gennaio 2017, delle temperature minime medie registrate nella regione Abruzzo, da cui si nota che effettivamente un clima freddo in maniera continua è presente soltanto in ambiente montano, essendo le minime medie al di sopra di 0 °C nella maggior parte dei punti di rilevamento in posizione pianeggiante oppure collinare.

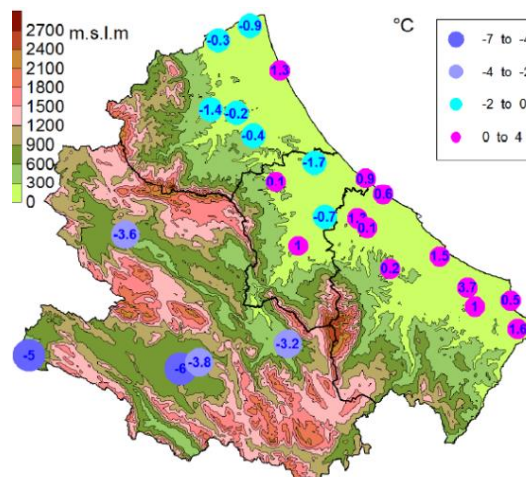


Figura 4.1- Temperatura minima media del Gennaio 2017 [29]

Seppur sia vero che in tali ambienti proprio a causa della difficile orografia si registra una minore densità di collegamenti stradali, va anche considerato che spesso quelli presenti, che siano di rango 1 (dunque destinati allo scorrimento) o di rango inferiore (destinati principalmente al traffico locale), sono gli unici a svolgere la funzione per cui vengono utilizzati, e dunque una loro non piena operatività determinerebbe notevoli danni economici e/o sociali.

Tornando alle due cause di degrado specifiche, si vuole anzitutto evidenziare che le conseguenze di esse non sono analizzabili separatamente, ma anzi si registra una forte interazione: a dimostrazione di ciò, ad esempio, si può citare la notevole influenza che la presenza di sali determina sui cambi di fase del calcestruzzo, trattata in maniera approfondita nel prosieguo.

4.1 Azioni fisiche in ambiente montano

In infrastrutture montane è ricorrente l'osservazione di fenomeni di ammaloramento superficiale del calcestruzzo, per il quale si osserva sfaldamento o desquamazione locale del calcestruzzo indurito; il fenomeno ha generalmente inizio con formazione di domini locali degradati che possono unirsi a formare domini più estesi. In relazione alla gravità e alla profondità di penetrazione del fenomeno, che può non esporre gli aggregati, esporli solo parzialmente, oppure esporli in maniera significativa, si parla di scaling superficiale, moderato o grave.



Figura 4.2- Esempio di ammaloramento superficiale del calcestruzzo

Il suddetto danneggiamento, visibile in Figura 4.2, è causato principalmente da azioni fisiche dovute ai fenomeni di gelo – disgelo, e in particolare a una combinazione di incremento di pressione osmotica, tensioni termiche, livello di saturazione e cristallizzazione dei sali; queste azioni sono certamente più marcate in presenza di sali disgelanti.

4.1.1 Pressione idraulica e pressione osmotica

Il fenomeno di gelo – disgelo può singolarmente essere dannoso, se si verifica all'interno di manufatti in cemento armato, in quanto, come ben noto, l'acqua è l'unica molecola che si espande in fase di solidificazione: ciò fa sì che l'acqua non ghiacciata venga espulsa generando **pressione idraulica** che, sotto determinate condizioni può sfociare in uno scorrimento dell'acqua in ulteriori vuoti senza particolari danni, in altre va invece a generare tensioni interne dalle quali può risultare un danneggiamento del materiale [30].

Il meccanismo è maggiormente aggravato nel caso di presenza di sali disgelanti, in quanto essi, la cui penetrazione in soluzione è certamente più semplice rispetto a quella in forma solida, accrescono il grado di saturazione del calcestruzzo (definibile come la percentuale di vuoti occupati da soluzione liquida interstiziale) ponendolo più facilmente in una condizione di saturazione critica, per la quale si intende genericamente la situazione per cui un ipotetico cambio di fase dell'intera soluzione interstiziale presente porterebbe necessariamente a fessurazione il calcestruzzo, rendendo più probabile il danno.

Il solo fenomeno di pressione idraulica non è trascurabile in quanto, come visibile dal diagramma di stato dell'acqua riportato in Figura 4.3, dal punto di vista teorico, la pressione che si può generare per $T \approx 0$ °C è pari a $p \approx 200$ MPa, un'azione ampiamente superiore alla tensione di rottura caratteristica f_{ck} di un qualsiasi calcestruzzo in commercio, anche nel caso in cui quest'ultimo fosse ad alta resistenza.

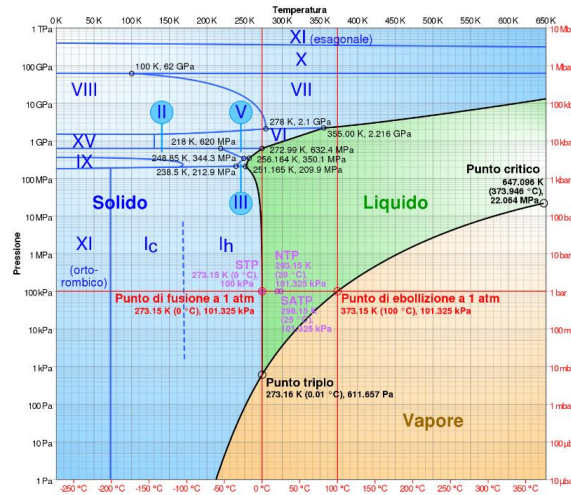


Figura 4.3- Diagramma di stato dell'acqua: coesistenza di solido e liquido per $T \approx 0^\circ\text{C}$, *Astrospace*

In natura, tuttavia, il passaggio di stato avviene per pressioni prossime a quelle atmosferiche, ed è stato dimostrato in numerose esperienze che l'acqua (pur in assenza di sali), a causa di fenomeni di scala e dunque delle ridotte dimensioni dei pori capillari, talvolta non è in grado di cristallizzare seppur le temperature lo consentirebbero da un punto di vista puramente termodinamico. Ciò determina nell'acqua la presenza di uno stato di **sotto-raffreddamento**, come denominato da Litvan [31], per il quale la pressione da essa applicata risulta maggiore della pressione per cui si avrebbe coesistenza tra ghiaccio e vapore.

Tuttavia, come precedentemente espresso, non si può ricondurre il danneggiamento del calcestruzzo in presenza di gelo-disgelo ciclico a sole pressioni idrauliche, e anzi esistono una serie di meccanismi, dei quali alcuni ancora non perfettamente noti e modellabili con leggi matematiche, che contribuiscono ad esso. Bisogna anzitutto specificare che l'applicazione dei sali disgelanti determina un abbassamento della temperatura di solidificazione dell'acqua: questa proprietà colligativa (che, dunque, non dipende dalla natura della soluzione ma esclusivamente dalla non purezza del solvente) è principalmente dovuta alle reazioni insistenti tra i sali e le molecole d'acqua, che generano prodotti che forniscono alcalinità alla soluzione interstiziale; dunque solo l'acqua pura forma ghiaccio e ciò si rende possibile nei pori di volume maggiore, nei quali cresce perciò la concentrazione alcalina e si abbassa ulteriormente il punto di solidificazione. La differenza di concentrazione ionica tra pori piccoli (nei quali non è avvenuto passaggio di stato) e pori più estesi in volume determina migrazione della soluzione interstiziale verso questi ultimi, con conseguente generazione di **pressione osmotica**, che può essere dannosa per il materiale.

Questa teoria, espressa da Powers nel 1975 [32], aiuta inoltre a comprendere come sia possibile che a seguito di continua formazione di ghiaccio sia osservata, in alcuni casi (soprattutto in dipendenza alle dimensioni dei pori all'interno della matrice cementizia), una riduzione di volume. In particolare, come dimostrato da Powers e Helmuth nel 1953 [30], la distanza ottimale tra i pori, per la quale i cristalli di ghiaccio formati sulla superficie dei pori sono in grado di attrarre acqua dalle microfessure circostanti, producendo una diminuzione di volume del materiale, è nell'ordine dei 250-300 μm ; tale distanza può essere parzialmente controllata per mezzo dell'utilizzo di additivi aeranti.

Come suggerito da Fagerlund [33], il processo di danneggiamento può essere interpretato come una combinazione degli effetti delle pressioni idrauliche e pressioni osmotiche: le prime vengono a generarsi a seguito di solidificazione dell'acqua disponibile nei pori più grandi e ciò determina un'induzione della

soluzione liquida verso l'esterno, le seconde sono invece dovute alla differenza di concentrazione della soluzione salina tra i pori di diversa dimensione.

I due effetti devono essere sommati, e seppur non sia stata espressa una specifica formulazione matematica a riguardo, si può avere un'idea della causa del danno indotto e trovare anche un pessimo di concentrazione salina per cui il danno a seguito di questi due meccanismi, applicando la sovrapposizione degli effetti, sia massimo (Figura 4.4).

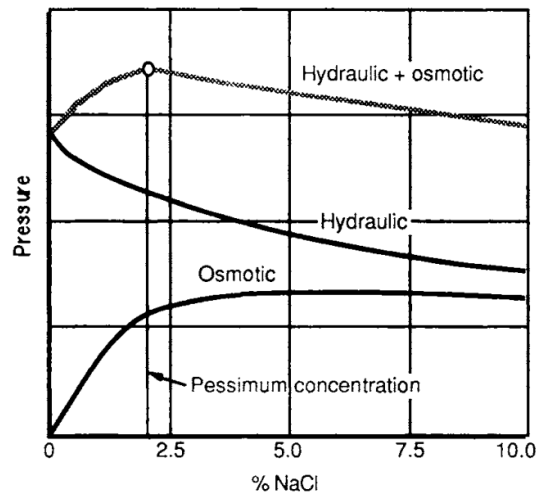


Figura 4.4- Curve ipotetiche per le pressioni agenti in relazione alla concentrazione della sol. applicata, [33]

L'avvenimento del cambio di fase solamente nei pori più grandi si può spiegare anche per mezzo delle forze superficiali che si generano all'interno dei pori; infatti, anche non considerando la presenza dei sali, è ricavabile in maniera teorica la temperatura di scioglimento di una calotta emisferica di ghiaccio in relazione alla dimensione dei pori in cui tale calotta è posta a contatto con la massa d'acqua [34]. Dai risultati grafici dello studio teorico, si nota come effettivamente all'aumentare della dimensione dei pori la temperatura corrispondente al cambio di stato aumenta, tendendo a raggiungere (essendo per ipotesi assenti sali in acqua) quella teorica, pari a 0 °C.

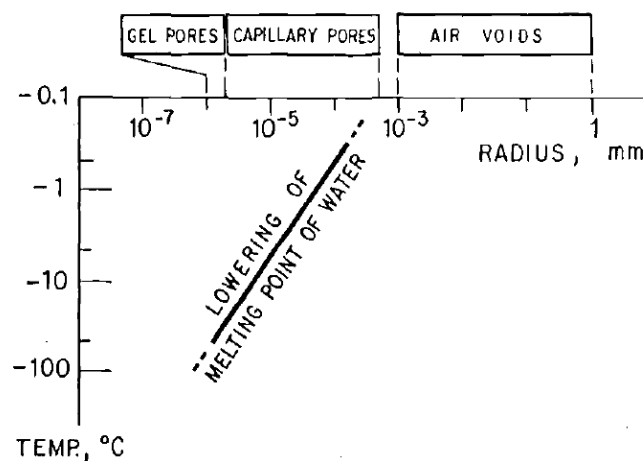


Figura 4.5- Relazione teorica tra temperatura di scioglimento dell'acqua [°C] e dimensione dei pori [mm] [34]

4.1.2 Teoria di Valenza e Scherer

Un'altra lettura del fenomeno è fornita dalla **teoria di Valenza e Scherer** in una serie di pubblicazioni tra il 2005 e il 2007 [35] [36] [37]: in particolare, i loro studi, a differenza di quelli già presentati, non si focalizzano sull'aumento di volume che si ha per effetto del cambio di stato, ma sulla pressione di cristallizzazione.

I solidi, infatti, si respingono l'un l'altro, e le sole tensioni di Van Der Waals sono in grado di eccedere la resistenza a trazione del calcestruzzo. Va considerato che tra il cristallo solido e le pareti dei pori è presente un film di liquido, di spessore δ , che riduce l'energia all'interfaccia.

La temperatura di fusione, per un cristallo generico con raggio di curvatura r , è governata dall'equazione di Gibbs-Thompson:

$$T_f(K_{cl}) = T_f(0) - \frac{\gamma_{cl} \cdot K_{cl}}{\Delta S_{FV}} \quad (4.1)$$

Nella (4.1) γ_{cl} [J] è l'energia di interfaccia tra liquido e solido, $K_{cl} = 2/r$ è la sua curvatura sferica e ΔS_{FV} [J·K⁻¹] è l'entropia di fusione per unità di volume del cristallo. Nel caso in cui si tratti la formazione di cristalli all'interno dei pori capillari, affinché ciò possa avvenire è necessario che la temperatura T in sito sia minore di quella calcolata per mezzo della (4.1), considerando un raggio del cristallo pari a $r_p - \delta$.

Dalla (4.1) si nota che a raggio dei pori maggiore corrisponde una temperatura di cambio di fase T_f maggiore. In fase di raffreddamento, avviene dunque prima solidificazione nei pori più grandi e, fissata la temperatura in sito, è possibile comprendere quale sia la curvatura massima dei pori che soddisfa l'equilibrio (4.1); i pori con curvatura minore (e cioè più grandi) di quella espressa tenderanno quindi ad attrarre acqua dalla matrice porosa (ciò spiegherebbe anche il perché può avvenire ritiro a seguito del cambio di stato), formando ghiaccio in adiacenza alle pareti fino al raggiungimento dell'equilibrio, che sarà raggiunto in quanto con la solidificazione aumenta la curvatura dell'area disponibile del poro.

Nella teoria di Valenza e Scherer il meccanismo di degrado è legato alla pressione di confinamento esercitata dalle pareti dei pori sul cristallo, che si traduce in trazione sulle pareti stesse, proporzionali alla differenza di curvatura tra la superficie del poro e del cristallo ΔK , possibile origine di microfessure e comunque causa di generale ammaloramento del calcestruzzo.

Al diminuire progressivo della temperatura, non solo aumenta il numero di pori accessibili dal cristallo, ma anche l'area accessibile in ogni poro; ciò determina una ampia ΔK , e di conseguenza degrado più pronunciato, dato il più gravoso confinamento esercitato dalle pareti dei pori.

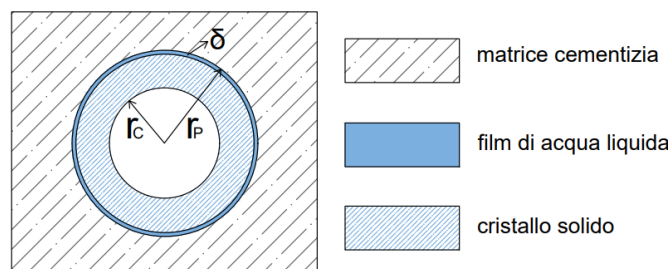


Figura 4.6- Semplificazione grafica della teoria di Valenza e Scherer

Si riporta in Figura 4.6 una semplificazione grafica del meccanismo relativo alla teoria presentata, considerando un poro perfettamente sferico, rispetto alle condizioni di irregolarità realmente presenti nelle tre dimensioni. Il singolo poro, la cui curvatura iniziale in riferimento alla nucleazione dei cristalli è pari a $1/(r_p - \delta)$, contiene parzialmente cristalli solidi, e in particolare la curvatura finale del cristallo $1/r_c$ è quella, considerando che siano state raggiunte le condizioni di equilibrio, per cui la temperatura in sito risulta calcolabile con la (4.1).

Qualora la temperatura diminuisse ulteriormente, al raggiungimento dell'equilibrio si avrebbe una frazione maggiore dei pori occupata dai cristalli solidi, e di conseguenza maggiore pressione di confinamento e dunque danneggiamento più rilevante. Rispetto ai modelli precedentemente espressi, altra differenza sostanziale è che nella presente teoria non c'è bisogno di pressioni idrauliche né osmotiche per l'induzione di danneggiamento, che anzi avviene per interazione di confinamento tra solidi. L'alta pressione del liquido potrebbe essere dissipata per espulsione dello stesso in un'area a pressione minore; tuttavia studi in materia di film liquidi vincolati a contatto con due solidi [38] hanno dimostrato che il loro comportamento è dominato da un ordine, a livello molecolare, maggiore rispetto a liquidi a pressione ambientale, con conseguente difficoltà di espulsione degli stessi.

4.1.3 Meccanismi ausiliari

Altra possibile causa di ammaloramento è dovuta allo **shock termico** che si genera quando le superfici del calcestruzzo vengono disgelate per mezzo di sali appositi. È necessaria un'importante quantità di calore latente per lo scioglimento del ghiaccio e questo calore viene fornito dal calcestruzzo stesso, determinando un gradiente di temperatura per il quale il calcestruzzo superficiale, per uno spessore di pochi millimetri, è più freddo rispetto a quello presente inferiormente con conseguente possibile superamento della sua resistenza a trazione f_{ctm} e formazione di microcricche, pur essendo questo stato tensionale di breve durata.

Altra causa del degrado differenziale tra gli strati di calcestruzzo è la **differenza di concentrazione salina tra di essi**: lo strato superficiale è quello con minor presenza di sali disgelanti essendo essi dilavati dall'acqua naturalmente presente a seguito di agenti atmosferici. Ciò determina che la sua temperatura di fusione sarà solo di poco al di sotto di 0 °C, mentre sarà minore per gli strati inferiori e ciò porta a diversi comportamenti in relazione alla variazione di volume dei due strati, con conseguente degrado [34].

I cicli di gelo-disgelo (come quelli di asciutto-bagnato) possono inoltre determinare **sovrasaturazione della soluzione interstiziale** nei pori più grandi, in particolare nella condizione in cui essi siano isolati oppure nel caso in cui la pressione osmotica non sia sufficiente alla migrazione acquosa da pori più piccoli. Ciò determina la nucleazione di cristalli salini e il trasporto ionico (qualora l'acqua abbia la possibilità di penetrare tra i sali cristallizzati e la frontiera circostante) dai pori più stretti a quelli di dimensioni maggiori; questo processo alimenta la crescita dei cristalli, che possono esercitare una rilevante pressione sulla matrice cementizia. Il meccanismo appena descritto, seppur non responsabile (se non in minima parte) di danneggiamento interno al materiale, ha effetto sul fenomeno dello scagliamento superficiale [34].

In riferimento invece all'**applicazione dei sali disgelanti**, si specifica in maniera preliminare che essi producono un abbassamento della temperatura di fusione della soluzione (che in relazione al calcestruzzo sembra essere imposta dall'interazione in superficie) a causa di due fenomeni principali:

1. la reazione di dissociazioni dei sali in acqua è esotermica, e dunque genera calore all'interno del calcestruzzo: questo contributo risulta tuttavia rilevante per alcuni sali (es. CaCl_2), ma molto meno per altri, fino a poter essere considerato trascurabile (es. NaCl);
2. la presenza di soluto porta all'abbassamento della tensione di vapore secondo la legge di Raoult: abbassandosi la frazione di solvente essa andrà necessariamente a decrescere, ed è necessario, per la formazione di cristalli solidi, che siano preliminarmente espulse le particelle di soluto.

Per il secondo meccanismo nel caso di applicazione di sali in presenza di ghiaccio, a prescindere dalla tipologia di sale (dipendendo l'effetto solo dalla costante crioscopica del solvente K_{cr}) si determina fusione di parte dei cristalli solidi. Bisogna considerare, tuttavia, che essendo la fusione un processo endotermico la temperatura del sistema viene ulteriormente abbassata, favorendo la resistenza alla fusione del ghiaccio fino al raggiungimento di un punto di equilibrio.

Tra gli effetti dell'applicazione di sali disgelanti si deve considerare che il grado di saturazione può aumentare a seguito della loro applicazione. Infatti, le soluzioni saline sono igroscopiche avendo tensione di vapore inferiore a quella dell'acqua pura: ciò si traduce in una maggior tendenza all'assorbimento di molecole di vapore rispetto ad essa e dunque in un aumento del grado di saturazione, con maggiore probabilità di raggiungimento di un grado di saturazione critico rispetto a un calcestruzzo non esposto a sali disgelanti.

La degradazione fisica a seguito dell'uso di sali disgelanti è acuta, e ciò anche poiché, seppur sia vero che in una prima fase con temperature al di sotto di 0°C non si abbia passaggio di stato e dunque nessun tipo di aumento di pressione idraulica (ma solo pressioni di sotto-raffreddamento), questa si manifesta con intensità maggiore quando effettivamente la solidificazione avviene [39].

Dal punto di vista dell'attacco fisico dovuto a fenomeni di gelo – disgelo la concentrazione critica di soluto all'interno della soluzione interstiziale è nell'intervallo $2,0 \div 4,0\%$; questo intervallo è stato ottenuto sulla base di analisi su cloruro di sodio ma è generalizzabile ad altri sali disgelanti, essendo i fenomeni di cui sopra maggiormente dipendenti dalla presenza e dalla concentrazione del soluto rispetto alla natura dello stesso.

Un risultato simile è stato ottenuto da Verbeck e Klieger [40], che osservarono che il deterioramento superficiale si manifesta in maniera più acuta per concentrazioni relativamente modeste dei composti disgelanti (nell'ordine del $2,0 \div 5,0\%$, Figura 4.7), con variabilità limitata in relazione al tipo di soluzione.

Ciò fa propendere per la considerazione secondo cui l'attacco fisico dovuto all'applicazione dei composti disgelanti sia prioritario, nel causare degrado superficiale sul calcestruzzo, rispetto all'attacco chimico.

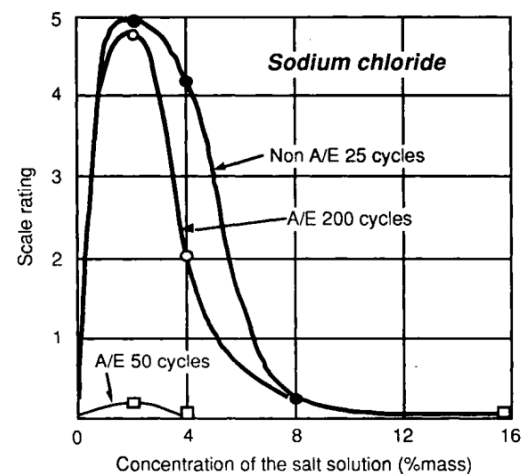


Figura 4.7- Effetto della concentrazione di NaCl sul degrado superficiale di calcestruzzi aerati e non aerati [40]

4.1.4 Modelli di degrado in seguito a fenomeni di gelo disgelo

I fenomeni di gelo-disgelo, i cui aspetti sono relativi alla microscala e alla nanoscala, sono complessi, per cui si ricerca un modello che sia in grado di descrivere il comportamento del calcestruzzo in seguito a fenomeni di gelo – disgelo basandosi su misure di effetti misurabili, senza necessità di onere tecnico eccessivo, in laboratorio, in modo da stimare la vita residua del materiale.

Generalmente nei modelli ad oggi presenti si considera il calcestruzzo come mezzo continuo isotropo e come parametro indicatore dell'avvenuto danneggiamento la perdita in massa del materiale oppure il modulo elastico relativo dello stesso:

$$D' = V_t/V_0 \quad (4.2)$$

$$D'' = 1 - E_i/E(t) \quad (4.3)$$

Nella (4.2) con V_t [m³] si indica il volume di calcestruzzo divenuto inefficace, mentre con V_0 [m³] il volume originario del materiale, mentre nella (4.3) con E_i [MPa] il modulo elastico iniziale e $E(t)$ quello al tempo per il quale viene eseguito il test. Convenzionalmente, si assume che il materiale giunga a fine vita utile per una perdita di massa del 5% (ovvero quando D' raggiunge il valore di 0,05) oppure per raggiungimento di un modulo elastico residuo pari al 60% di quello iniziale (che corrisponde a un valore di D'' pari a 0,4).

Uno studio [41] che si è servito della stima di D'' e per la stima della vita utile della struttura in condizioni di gelo – disgelo prevede l'esecuzione di un procedimento iterativo, da eseguirsi posteriormente alla preparazione di un provino di laboratorio con caratteristiche analoghe al calcestruzzo della costruzione per la quale si vuole stimare la vita utile residua.

1. Si stima, per mezzo di un modello appositamente predisposto, il numero di cicli per cui D'' risulti pari al valore limite sia per il provino ricreato in laboratorio sia per quello estratto in sito, valutandone la differenza ΔN_1 , che si considera corrispondente al danno iniziale D_1'' sul provino estratto. Dunque, in corrispondenza di un valore di D'' pari a 0,4 per il provino da laboratorio, in quello estratto esso è pari a $0,4/(1 - D_1'')$;
2. Si ripete il procedimento e si valuta ΔN_2 , stimando sempre col modello predisposto dal metodo il numero di cicli corrispondenti al raggiungimento degli indici di danno espressi al punto 1.
3. Una volta proceduta l'iterazione e calcolato il ΔN con errore accettabile, si procede alla stima del numero di cicli equivalenti annuali (dividendo per il numero di anni di esercizio ae) e della vita utile residua stimata (VUA) per mezzo dell'esecuzione del rapporto tra il numero di cicli residui sul provino estratto in sito N_p e suddetto numero di cicli equivalenti annuali $N_{c.e.a.}$. Le procedure appena descritte vengono espresse nelle equazioni (4.4) e (4.5):

$$N_{c.e.a.} = \Delta N / ae \quad (4.4)$$

$$VUA = N_p / N_{c.e.a.} \quad (4.5)$$

In riferimento alla forma del provino, essa sembra non incidere in maniera rilevante sui risultati in termini di degrado in funzione del numero di cicli di laboratorio, il cui andamento è visibile, relativamente a una situazione esemplificata dagli autori, in Figura 4.8.

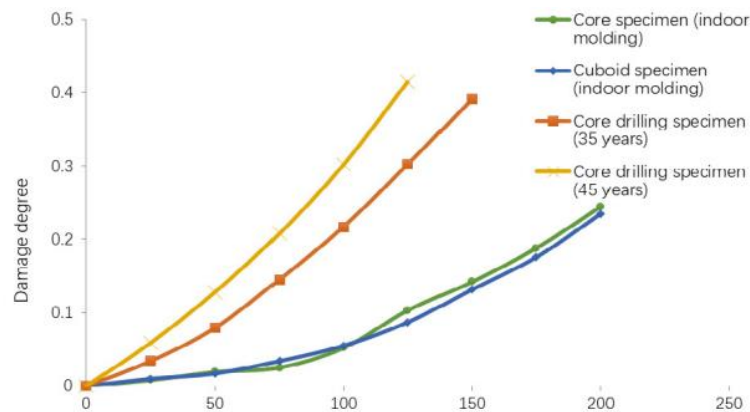


Figura 4.8- Andamento dell'indice di danno in funzione del numero di cicli gelo-disgelo di laboratorio [41]

Per quanto espresso al §4.1.3 il degrado in seguito a fenomeni di gelo-disgelo è correlato all'applicazione dei sali disgelanti: di conseguenza, non è possibile esprimere un modello univoco di degrado gelo-disgelo. Tuttavia il modello appena presentato tiene conto in maniera intrinseca dell'applicazione dei sali disgelanti in quanto influenza la stima del numero di cicli svolta su provini estratti in sito.

Ammettendo dunque che le condizioni ambientali e le condizioni di applicazione dei sali disgelanti (e anche la loro tipologia) non varino nel tempo, il modello può essere utilizzato per la stima della vita utile di opere d'arte, ma deve necessariamente essere per esse appositamente calibrato.

4.2 Azioni chimiche in presenza di sali disgelanti

In relazione al degrado chimico a cui è soggetto il calcestruzzo armato in presenza di sali disgelanti è necessario indagare, per quanto possibile da un punto di vista prettamente ingegneristico, le reazioni intercorrenti tra la matrice cementizia e la soluzione interstiziale, composta diversamente in relazione allo specifico sale usato; si ritiene perciò utile riportare una breve panoramica delle varie tipologie di sali, che sono correntemente utilizzate allo scopo di rendere praticabili infrastrutture operanti in climi freddi, durante la stagione invernale.

I sali disgelanti più usati sono cloruro di magnesio, cloruro di calcio e cloruro di sodio grazie al loro basso costo, facilità d'applicazione ed efficienza, aspetti che li rendono estremamente adatti all'uso; essi, tuttavia, hanno lo svantaggio di essere problematici per attacco chimico, come approfondito nei paragrafi successivi.

Altra possibilità è l'utilizzo di glicole etilenico o glicole propilenico: anche questi composti hanno basso costo ma sono dannosi per l'uomo e per la fauna per ingestione e per inalazione: quest'ultima non risulta possibile a temperatura ambiente per la bassa volatilità dei composti, ma può divenire significativa in caso di innalzamento di temperatura (ad esempio a seguito di incendi, condizione possibile col verificarsi di incidenti in infrastrutture viarie). Per questi motivi ad oggi l'uso di questi composti è meno frequente.

Altri composti con funzione antigelo possono essere acetato di potassio, acetato di sodio e formiato di potassio, ma in relazione all'alto costo il loro impiego si limita alle infrastrutture aeroportuali.

Nel presente lavoro dunque l'analisi si limita ai sali disgelanti di uso più comune ($MgCl_2$, $CaCl_2$ e $NaCl$) e a composti di più recente introduzione nell'ambito dei trattamenti disgelanti, quali acetato di calcio e magnesio (CMA) e cloruro di magnesio contenente sottoprodotti agricoli (MBAP).

Le azioni chimiche sono ampiamente dannose per il calcestruzzo in quanto, a prescindere dal sale disgelante utilizzato, si osserva dissoluzione dell'idrossido di calcio (CH) che ha effetto analogo alla carbonatazione (§3.6), con depassivazione delle armature dovuta alla riduzione di alcalinità del calcestruzzo. Con la variazione del PH al di sotto di 10,7 si manifesta inoltre la solubilità dell'ettringite con conseguente formazione di ulteriore porosità.

In aggiunta al meccanismo depassivante la maggiore porosità del materiale in adiacenza alle frontiere determina una maggiore facilità di ingresso d'acqua, il cui potere degradante viene aumentato dalla presenza stessa dei sali.

Entrambi gli effetti di cui sopra sono stati osservati e registrati in maniera rilevante in opere esistenti in prossimità di fessurazione e di giunti, e la loro intensità è certamente dipendente dalla presenza del soluto e dalla velocità di scorrimento della soluzione, per cui si rimanda al §3.1.

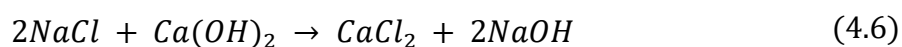
L'uso di sali disgelanti, oltre a far variare drammaticamente il PH, contribuisce a facilitare reazioni alcali-silice (ASR) e reazioni alcali-carbonato (ACR). Le reazioni alcali-silice sono certamente accelerate anche dal processo di fessurazione degli aggregati, che in presenza di cicli di gelo-disgelo può avvenire anche in calcestruzzi confezionati in maniera opportuna e aerati con appositi additivi.

Si vuole preliminarmente introdurre il fenomeno di **rottura del film passivante** sulle armature a causa dell'azione dei cloruri, per il quale esistono diversi modelli:

1. una prima teoria [42] propone che l'innescò del processo distruttivo del film passivante avvenga per assorbimento di ioni Cl^- da parte del suddetto strato, con conseguente distacco di O^{2-} ;
2. un'altra spiegazione [43] teorizza l'abbassamento della tensione superficiale di interfaccia acciaio/calcestruzzo per effetto degli ioni Cl^- e nella conseguente formazione di fessure e degrado superficiale dello strato protettivo raggiunto un certo livello di assorbimento di ioni, per il quale le forze repulsive tra gli ioni stessi possono produrre degrado;
3. un terzo modello [44] correla l'impoverimento dello strato passivante allo spostamento delle molecole d'acqua, o gruppi ossidrilici, indotto da ioni Cl^- occupanti le vacanze (nello strato superficiale di acciaio) determinate da fenomeni di migrazione di O^{2-} .

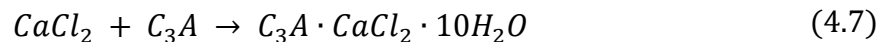
4.2.1 Effetti del cloruro di sodio

L'effetto negativo principale dell'utilizzo di $NaCl$ in ambito disgelante è la dissoluzione dell'idrossido di calcio, espressa nell'equilibrio (4.6), che si verifica in quanto la sua solubilità cresce in una soluzione con $NaCl$ rispetto all'acqua pura.



Col dilavamento aumenta la porosità in prossimità della superficie e ciò determina maggior formazione di ghiaccio a una temperatura vicina a $0^\circ C$, oltre alla creazione di ulteriori vie d'accesso per i cloruri, che continuano a dilavare il calcestruzzo anche negli strati più profondi e a produrre carbonatazione [45].

Inoltre va considerato che nella (4.6) viene prodotto del cloruro di calcio solubile in acqua, il quale può reagire con gli alluminati a formare cristalli cloroalluminati, come espresso dalla (4.7):



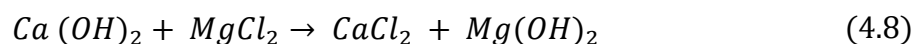
Già Volkwein [46] nel 1981 aveva teorizzato la formazione di ettringite ma senza variazione di contenuto di solfato nella soluzione. In realtà l'ettringite solfatica presentata nel §3.3 è solo una specie di questa tipologia di composto idrato, col cui termine si indicano una serie di minerali con struttura cristallina differente. In particolare, Taylor [47] osservò che, mantenendosi la struttura ettringitica, la parziale o completa sostituzione dello ione solfato può avvenire con CO_3^{2-} , CrO_4^{2-} , Cl^- e IO_3^- , dunque effettivamente il prodotto della (4.7) rappresenta una variante dell'ettringite, peraltro dannosa a causa del suo forte potere espansivo poiché la sua formazione avviene in una fase successiva rispetto all'indurimento del calcestruzzo. Più che dalla concentrazione di cloruri, tuttavia, l'attivazione della reazione dipende dalla disponibilità di alluminati, che per la maggior parte reagiscono in fase di idratazione del clinker a formare alluminati di calcio idrati: ciò può dunque limitare gli effetti dannosi nel calcestruzzo.

Seppur non sia stata ancora dimostrata la natura espansiva della (4.7), la pericolosità di essa dipende anche dal fatto che, come asserito da Buck [48], i cloroalluminati formati in fase di idratazione possono convertirsi in ettringite in una fase successiva qualora aumenti la concentrazione dei solfati.

Quanto espresso è valido in generale per tutti i cloruri, che possono solubilizzare l'ettringite e far precipitare cloroalluminato di calcio; quest'ultimo composto è in grado di reagire in presenza di ingresso solfatico producendo nuova ettringite secondaria, con effetto certamente deleterio sul calcestruzzo.

4.2.2 Effetti del cloruro di magnesio

Anche nel caso di utilizzo di $MgCl_2$, a un efficace potere disgelante (simile a quello di $NaCl$, §4.2.6) si deve associare impatto negativo sulla superficie del calcestruzzo. In particolare, le reazioni chimiche che si attivano, oltre a dilavare idrossido di calcio in superficie aumentando la porosità, hanno l'effetto di decalcificare i silicati di calcio idrati CSH formando dei silicati di magnesio idrati MSH. Le reazioni, che formano rispettivamente brucite e magnesio di silicato idrato, sono espresse in (4.8) e (4.9).



La brucite, prodotta dalla (4.8), è un composto espandente e dunque va ad aumentare il degrado superficiale del calcestruzzo incrementando anche la porosità: in particolare, l'espansione della brucite è localizzata all'interfaccia matrice cementizia – aggregato fine e può causare la perdita di legame con l'aggregato fine.

Seppur la formazione di brucite in superficie tenda a formare uno strato protettivo, esso si degrada velocemente col tempo [49]. Inoltre, la riduzione del PH a seguito della consumazione di idrossido di calcio è marcata scendendo il suo valore fino a 9,1. Essendo inoltre $MgCl_2$ altamente solubile l'effetto è più rilevante con questo composto e ciò è visualizzabile nella Figura 4.9, ottenuta per via sperimentale predisponendo una soluzione satura di $Ca(OH)_2$ e aumentando nelle varie prove la riserva di idrossido di calcio disponibile: appare evidente che nella prevenzione della corrosione la scorta di portlandite disponibile gioca un ruolo fondamentale [50].

In riferimento invece alla (4.9), va considerato che i silicati di magnesio idrati costituiscono un prodotto non cementizio la cui formazione favorisce la fessurazione da ritiro e lo sgretolamento del calcestruzzo, che tende, per questo motivo, a perdere una frazione rilevante della sua compattezza e capacità portante.

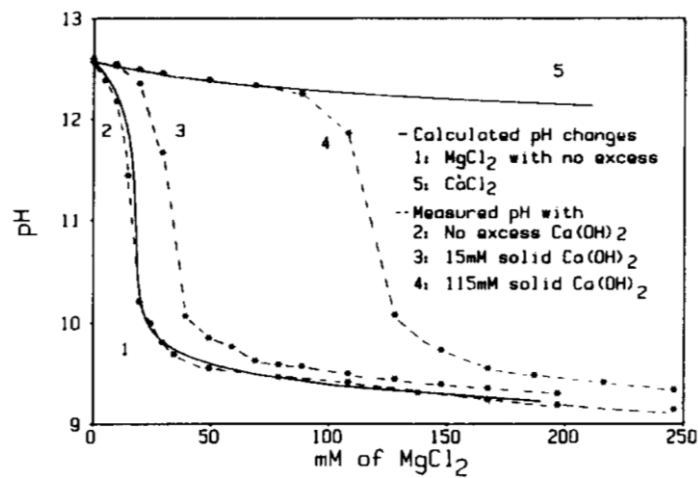


Figura 4.9- Valutazione del PH a seguito di aggiunte di $MgCl_2$ al variare del contenuto solido di CH [50]

Altro aspetto, studiato da Brown e Doerr [51], è dato dalla sostanziale insolubilità di $Mg(OH)_2$ per i valori di PH normalmente presenti nella soluzione interstiziale. Per comprenderne l'effetto lo studio è stato svolto su provini estratti in sito, riscontrando la presenza di NaCl cristallizzato e di thaumasite (indice di attacco solfatico); quest'ultima è dovuta ad ingresso di carbonati, che ha anche l'effetto di ridurre il PH del calcestruzzo e di conseguenza aumentare la solubilità di Mg permettendone il trasporto interno, e dunque favorendo la conversione dei silicati di calcio idrati in silicati di magnesio idrati (non cementizi).

Gli effetti indesiderati di $MgCl_2$ non si limitano a calcestruzzi mal confezionati, ma provocano degrado anche su calcestruzzi durevoli; a seguito di cicli di asciutto-bagnato può avvenire fessurazione e in conseguenza di ciò le fessure, così come i pori, vengono riempite da precipitazione di nuovo materiale, talvolta multistrato, e costituito da minerali contenenti Fe, Mg, O, Cl, S e Al, caratterizzati da scarsa consolidazione e derivanti anche dalla fratturazione degli aggregati; tale effetto è stato evidenziato da Cody et al. [52], con uno studio nel quale è stato messo in luce sperimentalmente (seppur gli autori non ne forniscano una spiegazione teorica) che gli effetti degradanti su un calcestruzzo sottoposto a cicli di asciutto-bagnato sono più rilevanti in presenza di $MgCl_2$, leggermente meno gravosi con $CaCl_2$, e sostanzialmente trascurabili con NaCl.

È necessario, inoltre, considerare la formazione di ossicloruri, per i quali sono state identificate due regioni di cristallizzazione principali:

- al di sopra dei 100 °C, con $MgCl_2$ con concentrazione tra il 30 e il 45%, cristallizzano $9Mg(OH)_2 \cdot MgCl_2 \cdot 5H_2O$ (ennaforme) e $2Mg(OH)_2 \cdot MgCl_2 \cdot 4H_2O$ (biforme);
- al di sotto dei 100 °C, con $MgCl_2$ con concentrazione tra il 10 e il 40%, cristallizzano $5Mg(OH)_2 \cdot MgCl_2 \cdot 8H_2O$ (pantaforme) e $3Mg(OH)_2 \cdot MgCl_2 \cdot 8H_2O$ (triforme).

Sono di interesse gli ossicloruri pentaforme e triforme in quanto la loro regione di cristallizzazione comprende l'intervallo di temperature che ci si aspetta in tutte le fasi concernenti l'applicazione dei materiali a base cementizia; in riferimento alla loro stabilità, essi in una fase iniziale sono stabili a contatto

con l'aria, ma periodi di esposizione più prolungati ed elevata umidità relativa portano entrambi a decomporsi trasformandosi in clorocarbonati se esposti ad un ambiente ricco di CO₂; questo effetto è comunque maggiore nell'ossicloruro triforme che nel pentaforme [53].

Seppur la forma cristallina degli ossicloruri sia aghiforme con ramificazioni, il che rende la natura di questi composti cementizia, la resistenza meccanica ad essi associata si è dimostrata limitata, decrescendo rapidamente a seguito di esposizione in soluzione acquosa [54]; questo svantaggio può tuttavia essere limitato dall'aggiunta di fosfati solubili (H₃PO₄, NaH₂PO₄·2H₂O e NH₄H₂PO₄); questi composti, reagendo con la matrice cementizia formando fosfati insolubili, determinano la maturazione di uno strato protettivo attorno agli ossicloruri, che non è abbastanza per proteggerne tutti i grani ma attorno all'ottimo dei fosfati in massa, con percentuali di 0,5-1,0% della pasta di cemento, individuato nel lavoro di Deng [55], si ha un effetto notevole sulla resistenza ad esposizione acquosa. Si può infatti definire il coefficiente di ritenuta della resistenza:

$$W_n = R_{cn}/R_c \quad (4.10)$$

Nella (4.10) W_n è la frazione di resistenza mantenuta dopo n giorni di esposizione all'acqua, calcolata come rapporto tra la resistenza cubica a compressione dopo immersione in acqua per n giorni R_{cn} [MPa] e quella riferita agli stessi provini dopo 15 giorni di maturazione, e dunque preliminarmente al contatto con acqua.

È stato dimostrato che utilizzando fosfati insolubili nelle percentuali opportune sopra citate, il coefficiente W_n assume valori superiori a 0,8, e ciò rende possibile l'applicazione di questi sali disgelanti in campo ingegneristico anche in ambienti a contatto frequente o permanente con acqua, previa l'applicazione di un coefficiente di sicurezza aggiuntivo.

Bisogna comunque considerare che la formazione di ossicloruri è solo uno dei meccanismi deleteri istaurantesi per attacco chimico di cloruro di magnesio MgCl₂, per cui seppur questo effetto possa essere limitato, l'effetto complessivo dell'applicazione di sali disgelanti di questo tipo è certamente deleterio per il calcestruzzo, come evidenziato ulteriormente nel §4.2.6.

Studiando l'uso di materiali cementizi supplementari (SCM) in relazione al degrado indotto da cloruro di magnesio, si può constatare da numerosi studi che l'inserimento di loppa granulata d'altoforno in una percentuale compresa tra il 45% e l'80% in massa si rivela essere benefica per il calcestruzzo rispetto al caso di cemento Portland puro [56]. Questo effetto è dovuto principalmente alla ridotta permeabilità di questo tipo di cemento e alla scarsa disponibilità di Ca(OH)₂, che determina una minor tendenza alla formazione di brucite.

In effetti, seppur si sia comunque osservata una riduzione delle proprietà in termini di modulo elastico, profondità di penetrazione dei cloruri e vari descrittori microstrutturali (es. diametro equivalente medio dei pori), la variazione risulta meno marcata nel cemento composto per il 65% da loppa d'altoforno e con stagionatura al 100% di umidità di 28 giorni. Si riportano, a tal proposito, i risultati ottenuti da Tumidajski e Chan [57] in Tabella 4.1 e Figura 4.10, nella quale si è assunto come indice di degrado la profondità di penetrazione dei cloruri all'interno del calcestruzzo.

Tabella 4.1- Nomenclatura e composizione dei sistemi [57]

	Type 10 Cement (%)	Type 50 Cement (%)	Slag (%)	Fly Ash (%)	Silica Fume (%)	Curing Time (days)
System B	0	100	0	0	0	3 & 28
System C	52	0	45	0	3	3 & 28
System D	40	0	55	0	5	3 & 28
System E	32	0	65	0	3	3 & 28
System F	22	0	75	0	3	3 & 28
System G	42	0	0	58	0	28

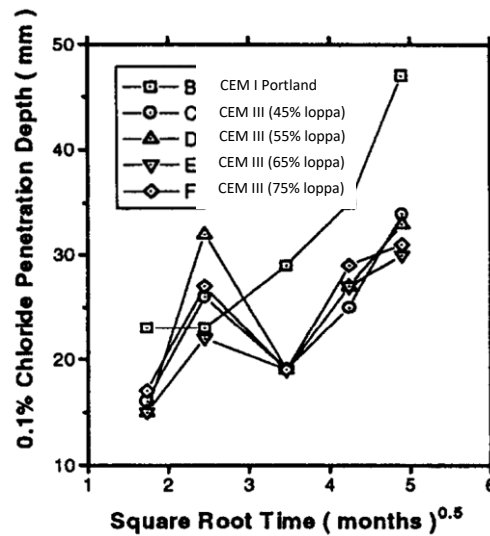


Figura 4.10- Fronte di penetrazione dei cloruri per provini di calcestruzzo curati per 28 giorni [57]

Esperienze simili sono state svolte anche confezionando calcestruzzi con percentuali prevalenti di fumi di silice e di cenere volante, ma in questi casi sono stati osservati gravi episodi di degrado e dunque si può concludere una loro non particolare incidenza su questo fenomeno degradante.

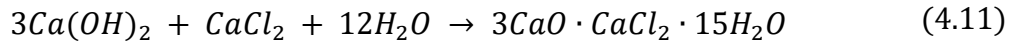
L'uso di questi costituenti riduce il rapporto Ca/Si del legante, e ciò determina meccanismi di attacco differenti. In particolare, il limitato PH di questo tipo di matrici, compreso tra 11 e 12,5 e la limitata disponibilità di portlandite, determinano una minore formazione di brucite ma, allo stesso tempo, una decalcificazione più veloce rispetto al caso del cemento Portland; ciò è dovuto alla riduzione della cinetica del processo diffusivo a causa dell'azione protettiva di $Mg(OH)_2$, ma anche alla disponibilità dei composti all'interno della matrice cementizia, con limitata frazione di $Ca(OH)_2$ ma ampia frazione di gel C-S-H [58].

Assume dunque maggiore rilevanza comprendere le proprietà intrinseche dei silicati di magnesio idrati (M-S-H), difficili da indagare in quanto in un calcestruzzo degradato essi sono misti ad altri componenti del calcestruzzo derivanti dal processo di idratazione oppure da ulteriori attacchi chimici avvenuti in fase di servizio.

Alla macroscale il materiale risulta essere costituito da una percentuale di porosità aperta intorno al 60-70%, diminuendo con l'aumento del valore del rapporto M/S (in quanto aumentando questo rapporto cresce il quantitativo di brucite $Mg(OH)_2$ che si forma tra gli strati di silicato). Alla microscale, invece, si presenta una famiglia addizionale di pori (con diametro equivalente intorno ai 10-30 nm) con diametro maggiore all'aumentare del rapporto a/c [59]. Di conseguenza, la penetrazione degli agenti aggressivi all'interno della matrice del materiale è certamente favorita in presenza dei silicati di magnesio idrati rispetto ai composti di natura cementizia.

4.2.3 Effetti del cloruro di calcio

Anche l'applicazione di cloruro di calcio (CaCl_2) è associata a reazioni chimiche che provocano degrado del calcestruzzo. Similmente a quanto accade per MgCl_2 si formano ossicloruri, qui secondo la reazione:



La reazione procede efficacemente a temperature nell'intervallo $4 \div 10$ °C e per temperature superiori a quelle presenti in relazione ai fenomeni di gelo-disgelo. Questa reazione è eccessivamente negativa per la matrice cementizia a causa delle elevate pressioni idrauliche, che si generano sotto condizioni sfavorevoli in termini di porosità durante la cristallizzazione degli ossicloruri di calcio idrati. La potenza danneggiante di questa reazione è stata studiata dal gruppo di lavoro di Collepari [60], che con un'analisi dei profili di diffrazione con raggi X ha individuato in provini particolarmente danneggiati, in condizioni umide (se le condizioni fossero di laboratorio asciutte non sarebbe possibile rilevare gli ossicloruri, non essendo essi stabili), la presenza del prodotto di reazione.

Tuttavia, la presenza dell'idrossido di calcio è necessaria per la formazione degli ossicloruri di calcio, ma la presenza di una soluzione altamente concentrata di CaCl_2 (30% in massa) determina dilavamento di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ con conseguente assenza di idrossido di calcio libero e cioè in condizione di formare ossicloruri. Di conseguenza, il degrado dovuto alla formazione di ossicloruri di calcio viene ridotto, ma viene incrementato il fenomeno del dilavamento da cloruri (§4.2.1, §4.2.2), il quale produce a sua volta degrado sul calcestruzzo, primariamente a causa dell'aumento della porosità superficiale.

Si può dunque pensare di utilizzare materiali cementizi supplementari in modo da ridurre la presenza di portlandite e di conseguenza la formazione di ossicloruri; effettivamente in un test condotto su cemento costituito al 75% in massa da loppa granulata d'altoforno non è stata osservata la formazione di questi composti dopo due anni di esposizione al sale, dunque si può asserire che cementi di questo tipo sono benefici per il fenomeno in questione, come studiato da Feldman e Ramachandran [61], nel cui studio si è scelto di utilizzare come misura dell'indice di degrado la deflessione di provini cilindrici, sottoposti a una prova non distruttiva a flessione a carico costante. La soluzione salina utilizzata nello studio presentato ha la composizione in Tabella 4.2, per cui si può assumere, pur inducendo un'approssimazione, che i risultati, visibili in Figura 4.11, siano rappresentativi per il degrado imposto da CaCl_2 .

Tabella 4.2 – Composizione soluzione salina [61]

Soluzione salina applicata	
Soluto	Concentrazione [%]
CaCl_2	27,5
MgCl_2	3,9
NaCl	1,8
NaHCO_3	0,1

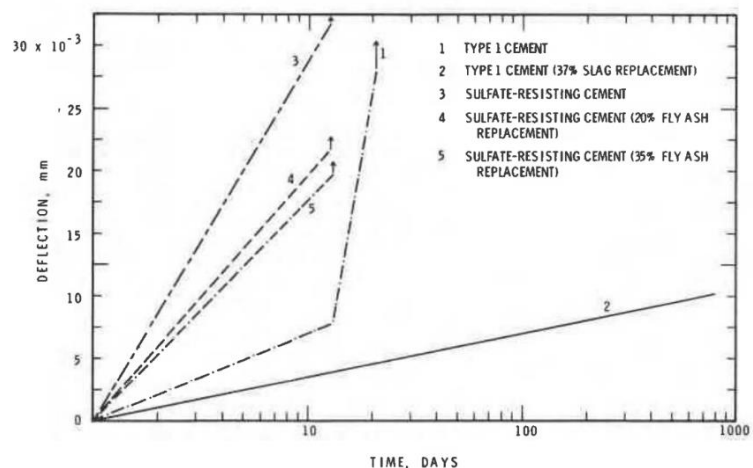


Figura 4.11 – Deflessione in relazione al tempo di esposizione a sali [61]

In Figura 4.11 i dati di deflessione sono relativi a calcestruzzi sottoposti a 15 giorni di maturazione, e, come ci si aspetta, la tipologia di cementi meno affetta da degrado a seguito di applicazione di cloruro di calcio è la CEM III (nello specifico è un CEM III/A), con presenza del 37% di loppa d'altoforno nel clinker.

In relazione ai cementi resistenti ad attacco solfatico, essi sperimentano il degrado più accentuato in quanto, contenendo nel clinker una più rilevante frazione di C_3S , danno luogo a una maggiore formazione di $Ca(OH)_2$, con conseguente favoreggiamento nella formazione di ossicloruri di calcio.

Riguardo invece l'uso di fumi di silice, esso modifica la microstruttura della matrice cementizia riducendo la porosità totale; di conseguenza l'ingresso di ioni è più difficile e dunque sia i fenomeni di dilavamento sia la formazione di ossicloruri sono limitati. Tuttavia, le conseguenze di ciò non sono riscontrabili dal grafico in Figura 4.11 in quanto affinché si riduca in maniera significativa la porosità c'è bisogno di maturazione controllata del materiale; in effetti, visualizzando il grafico riproposto dagli autori per una maturazione del calcestruzzo di 240 giorni, le curve 4 e 5 (definite analogamente alla Figura 4.11) rappresentano un andamento della deflessione col tempo comparabile a quello rappresentato dalla curva 2 [61].

Lo studio, valutando la deflessione dei provini a carico costante, non distingue le diverse cause di degrado (essendo la soluzione salina altamente concentrata, ci si aspetta comunque un'importante influenza del dilavamento), ma restituisce solo un'indicazione del degrado complessivo, associato all'aumento della deflessione, e dunque alla riduzione del modulo elastico del calcestruzzo.

A tal proposito si specifica che il modulo elastico del calcestruzzo è una proprietà intrinseca del materiale che, in assenza di inquinanti, aumenta con l'invecchiamento dello stesso aumentando asintoticamente il grado di idratazione. Tuttavia, nel modulo elastico equivalente che viene utilizzato ai fini del calcolo della deflessione E^* , e che, nel caso in cui la deflessione sia misurata sperimentalmente, può essere calcolato da formulazione inversa essendo note le condizioni al bordo, rientrano i fenomeni di degrado del calcestruzzo, ma anche gli effetti del comportamento viscoelastico dello stesso.

In particolare, infatti, va studiata l'incidenza del fenomeno di creep sulla deflessione, per il quale, data la configurazione isostatica della prova:

- non sono indotti fenomeni secondari, essendo rispettata la compatibilità esterna;
- si ha un aumento di deflessione, rispetto a quella elastica, a carico costante.

Dunque, seppur inizialmente abbia un effetto modesto, il comportamento viscoelastico del calcestruzzo determina un aumento di deflessione a carico costante dipendente dal tempo secondo il coefficiente $\varphi(t, t_0)$, a sua volta dipendente dalle condizioni al contorno, completamente note nella configurazione sperimentale. Sarebbe possibile, dunque, per i vari tempi, calcolare il modulo elastico fittizio dovuto agli effetti del creep come nella (4.12):

$$E^* = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4.12)$$

Nota la deflessione in ogni istante, così come le condizioni di vincolo e di carico, si può calcolare il modulo elastico comprendente anche gli effetti del degrado chimico E' secondo l'inversione della formula della deflessione. A questo punto, dal raffronto tra E^* ed E' si può avere un'indicazione quantitativa del degrado chimico effettivamente avvenuto sulla materiale cementizio.

Altro meccanismo associato all'esposizione con CaCl_2 è dovuto all'innesco per sua causa della dolomite reattiva presente all'interno degli aggregati, che rilasciano ioni di magnesio, secondo una reazione simile a quella alcali-carbonato (3.4) (svolgendo lo ione cloro una funzione analoga a quella che nella ACR svolgono gli ossidrili), e dunque in definitiva accelerando notevolmente il processo di degrado in seguito alla formazione di brucite; ciò è in accordo con le caratteristiche delle frontiere di alterazione degli aggregati, nelle quali si può notare precedentemente e a seguito dell'applicazione del sale disgelante un'importante variazione del contenuto di carbonato di calcio (CaCO_3), indice del consumo dello stesso e dunque dell'effettivo avvenimento della reazione [62]. L'effetto di dedolomitizzazione è presente anche per MgCl_2 e in entrambi i casi risulta in degrado del materiale, ma su esso c'è dipendenza anche dalla porosità e dalla tessitura dell'aggregato.

Poiché tutti i cloruri causano la trasformazione dell'ettringite in cloroalluminati, questo effetto è presente anche con CaCl_2 . Data la maggiore disponibilità di ioni cloro nel cloruro di calcio rispetto al cloruro di sodio, si propende verso la considerazione per cui si formi una quantità maggiore di sale di Friedel (costituito da monocloroalluminati e triclوروalluminati) nel primo caso; in realtà ciò può non accadere, dato il PH maggiore nel caso di NaCl che fornisce una maggiore disponibilità di ioni ossidrili. La formazione del sale di Friedel è comunque ritenuta deleteria in quanto questo composto, seppur mantenga caratteristiche cementizie, diventa solubile a seguito di riduzioni del PH per cui ciò si traduce in perdita di sezione resistente del materiale a seguito di carbonatazione.

4.2.4 Effetti dell'acetato di calcio e magnesio

L'acetato di calcio e magnesio, noto anche come CMA (*calcium magnesium acetate*), non è eccessivamente corrosivo nei confronti delle barre di armatura, ma secondo alcuni studi potrebbe essere il sale disgelante più dannoso nei riguardi del degrado del calcestruzzo. Peterson [63] riportò risultati per cui una soluzione concentrata di CMA provoca danno a provini di calcestruzzo per un tempo di esposizione di 15 mesi considerevole, con perdita di resistenza a compressione fino al 23% con $T = 20^\circ\text{C}$. Fu inoltre notato come un maggior rapporto Ca/Mg nel composto disgelante determinasse un minor degrado nel provino. Ciò può essere spiegato in quanto la presenza di Mg in questo composto ha lo stesso effetto prodotto dal cloruro di magnesio, andando a formare minerali secondari quali brucite e MSH [64] [62].

Gli ioni calcio dispersi dalla formazione di MSH precipitano come sottili strati di calcite sulle pareti dei vuoti e tra aggregato e matrice cementizia. Altro effetto è dovuto alla capacità del CMA di penetrare all'interno del legante, specialmente tra esso e l'aggregato, e lì reagire con la matrice per la formazione di MSH, che determina perdita di legame con l'aggregato fine e, conseguentemente, generazione di nuove macroporosità in cui va a precipitare la brucite secondaria (cioè formata per reazione alcali-carbonato e non a seguito dell'azione chimica di MgCl_2). Inoltre, viene messo in evidenza che nelle zone in cui il carbonato di calcio precipita preliminarmente all'applicazione dell'acetato (come prodotto della reazione di carbonatazione), si osserva una minore penetrazione del CMA, probabilmente per effetto della minore permeabilità della pasta cementizia [62].

Come avviene in seguito all'applicazione di MgCl_2 , inoltre, si assiste alla presenza di brucite nei vuoti derivanti dall'applicazione di additivi aeranti in sostituzione dell'ettringite, non più stabile essendo l'alcalinità ridotta fino a valori di circa 10,5 a causa del consumo degli ioni ossidrili OH^- nella formazione della brucite. Il potenziale distruttivo dell'ettringite appare essere anche più intenso con l'applicazione di

CMA rispetto a quella di $MgCl_2$. La formazione di minerali secondari si traduce in perdita di massa del calcestruzzo, perdita di capacità portante e fessurazione e scagliamento diffusi.

Lee et al. [62] testarono anche l'applicazione di acetato di magnesio e acetato di calcio puri, osservando nel secondo caso degrado molto meno pronunciato e sola variazione di composizione della matrice in prossimità degli aggregati dolomitici grossolani, probabilmente dovuti a precipitazione di calcite. Dunque, seppur come osservato da Dunn e Shenk [65] al diminuire del rapporto Ca/Mg cresce il potere disgelante essendo maggiore la solubilità in acqua e minore il punto di congelamento risultante, è preferibile non utilizzare CMA con $Ca/Mg \leq 3:5$ in quanto con rapporti minori è stato osservato pronunciato sgretolamento del calcestruzzo sia in condizioni di gelo-disgelo sia in condizioni di asciutto-bagnato.

4.2.5 Effetti dei prodotti agricoli basati su $MgCl_2$ (MBAP)

I prodotti agricoli a base di cloruro di magnesio utilizzati come disgelanti sono molteplici, ad esempio l'insilato e liquidi derivanti dal processamento del grano. Prodotti di questo tipo sono interessanti per due motivazioni principali:

1. sono in grado di determinare, tra le soluzioni attualmente in uso, la temperatura di solidificazione della soluzione interstiziale più bassa;
2. possono inibire parzialmente il degrado del calcestruzzo determinato dai cloruri.

Data tuttavia la variabilità caso per caso dei MBAP, essendo essi prodotti di scarto dell'agricoltura, vari test di laboratorio hanno evidenziato la formazione di muffa in provini soggetti all'applicazione di questi composti [66]. A causa di questa mancanza in termini di affidabilità è preferibile applicare prodotti disgelanti di questo tipo in combinazione con i tradizionali.

In presenza di alcuni polioli, come maltitolo, mannitolo o sorbitolo, aggiunti in piccola quantità al sale disgelante tradizionale, si manifesta una riduzione del potenziale di corrosione, la cui prestazione può essere misurata per mezzo dell'efficienza dell'inibizione di corrosione. I risultati, per i quali si osserva un massimo di efficienza del 92% e un'efficienza media dell'83% nell'intervallo di concentrazioni dei polioli (nella soluzione disgelante) comprese tra lo 0,5% e il 3%, sono visibili in Figura 4.12.

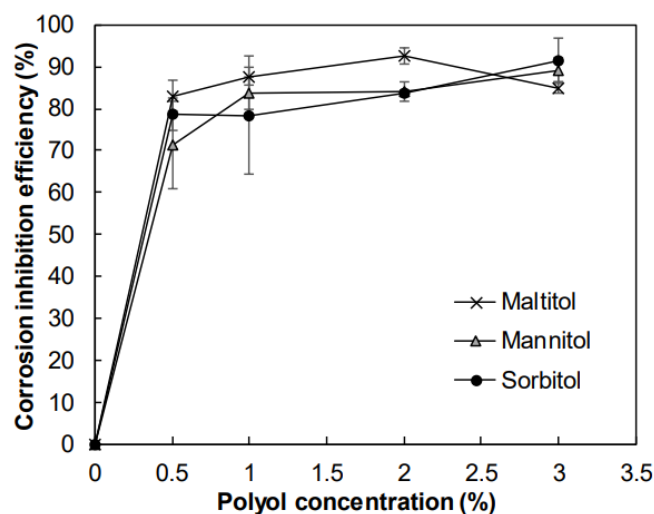


Figura 4.12- Efficienza di inibizione corrosiva per i polioli testati [67]

4.2.6 Comparazione tra sali disgelanti

Per quanto fin qui espresso appare evidente che uno studio comparativo tra i vari sali disgelanti utilizzabili deve tener conto di una serie di aspetti, dei quali si riportano i principali.

1. *Potere disgelante*: lo si può considerare come un parametro di progetto, da valutare sulla base delle condizioni climatiche in sito.
2. *Degrado indotto su calcestruzzo*: in relazione alla tipologia di calcestruzzo varia la tipologia e l'intensità del degrado indotto da uno specifico sale disgelante applicato.
3. *Degrado indotto su acciaio da armatura*: essendo l'acciaio da armatura di un'unica tipologia, è possibile individuare un indice di corrosione indotta per ogni composto disgelante.
4. *Costo*: è molto variabile tra i vari composti comunemente applicati, come visibile in Tabella 4.4.
5. *Problematiche ambientali*: l'applicazione continua di sali disgelanti determina condizioni non salubri per la fauna e la flora prossime all'infrastruttura.

In riferimento al **potere disgelante** si può individuare, per i vari tipi di composti, quale sia la temperatura minima per cui sia possibile la presenza di liquido: in particolare, ciò è visibile dalla zona del diagramma di fase nella quale è presente il punto eutettico, e cioè che individua la percentuale di soluto ottimale affinché la solidificazione avvenga alla temperatura più bassa possibile. Si riporta dunque, per i vari sali, un estratto del loro diagramma di fase in Figura 4.13.

In tale figura (oltre ai sali disgelanti introdotti in precedenza viene analizzato anche l'acetato di potassio KA) le curve rappresentano il punto di congelamento in funzione della concentrazione della soluzione e della temperatura. Si può notare che l'acetato di potassio è il composto che, inserito con l'ottimo di concentrazione, determinerebbe teoricamente una temperatura di cambio di fase inferiore a -50°C ; tuttavia, per applicazioni ingegneristiche, tutti i sali risultano idonei, in quanto l'unico a potere disgelante limitato risulta NaCl, con la cui applicazione è comunque possibile raggiungere $T_f < -20^{\circ}\text{C}$.

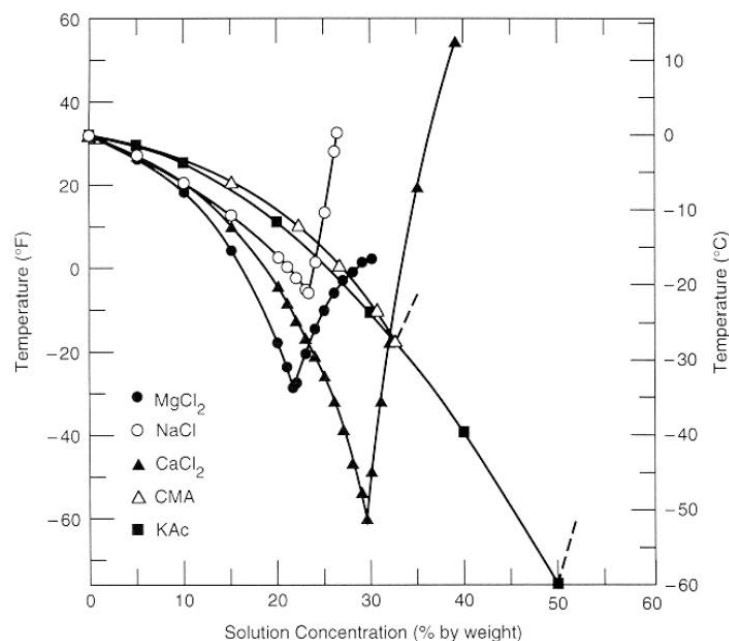


Figura 4.13- Estrazione diagrammi di fase acqua-composti disgelanti, con individuazione dell'eutettico [68]

Per la ricerca dell'ottima concentrazione in termini applicativi è consigliato applicare sale in concentrazione leggermente maggiore di quella corrispondente all'eutettico, in quanto con lo scioglimento (determinato dall'applicazione stessa del sale) la concentrazione della soluzione tende a diminuire.

Va comunque considerato che da quanto visibile è possibile comprendere il potere disgelante dei diversi sali su acqua pura. In realtà, tuttavia, il fenomeno avviene sulla soluzione interstiziale all'interno del calcestruzzo, per cui hanno influenza certamente non trascurabili i fenomeni diffusivi, che si esplicano in maniera specifica sul singolo calcestruzzo in dipendenza principalmente dalla porosità e dallo stato fessurativo.

Anche in relazione al **degrado indotto su calcestruzzo**, non si può prescindere dal tipo di calcestruzzo da trattare, che determina diverse interazioni, sia dal punto di vista fisico (importante influenza della porosità del dominio) sia dal punto di vista chimico (per il quale invece c'è dipendenza dai costituenti del calcestruzzo, dipendenti dai componenti base del clinker e dall'ambiente di maturazione).

Di conseguenza devono essere consultati studi specifici su specifiche tipologie di calcestruzzo, valutando i componenti principali del clinker e il rapporto a/c utilizzato in fase di getto. A fini esemplificativi si riporta lo studio di Darwin et al. [69], che si ritiene significativo in quanto valuta gli effetti dei sali disgelanti su calcestruzzi di ampio utilizzo e cioè di tipo CEM I e CEM II e con un rapporto a/c pari a 0,45.

Lo studio valuta il modulo elastico dinamico E_d a partire dalla frequenza di risonanza trasversale dei provini, prima di una serie di cicli di asciutto-bagnato e successivamente ad essi; si ottiene dunque un modulo elastico dinamico relativo $P_{w/d}$, da cui si può derivare l'influenza della tipologia di sale applicata sul degrado osservato.

Dalle Figure 4.14 e 4.15 si evidenziano i risultati delle esperienze, che mirano a simulare degrado indotto dopo un tempo di 10 anni sull'impalcato per esposizione a cicli di asciutto-bagnato per 30 settimane, e dopo un tempo di 30 anni per esposizione per 95 settimane (pari al limite temporale dell'esecuzione delle esperienze nello studio in questione).

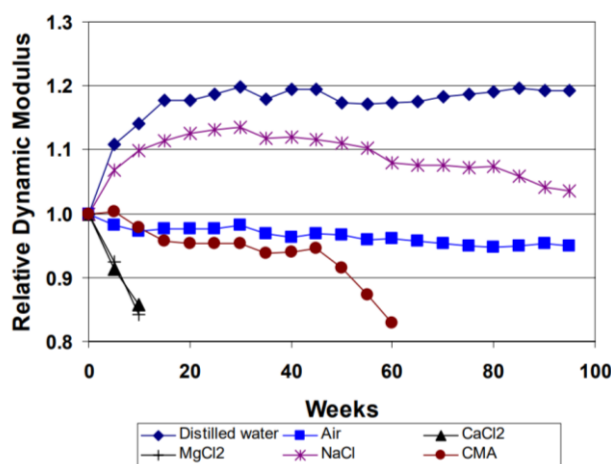


Figura 4.14- Modulo elastico dinamico relativo con concentrazione salina 6,04 molale [69]

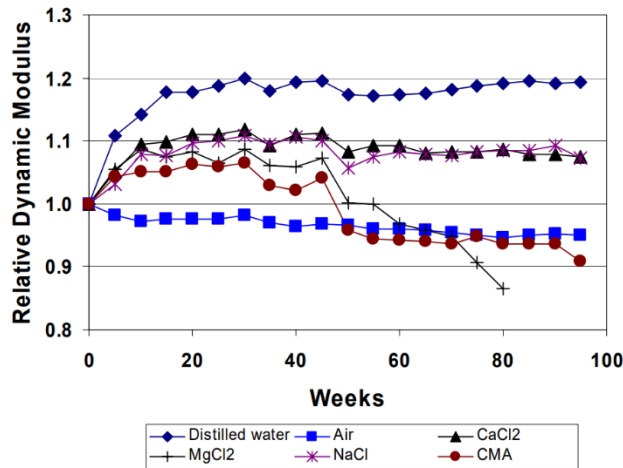


Figura 4.15- Modulo elastico dinamico relativo con concentrazione salina 1,06 molale [69]

Si può osservare che per alta concentrazione salina (Figura 4,14, una concentrazione molale 6,04 corrisponde ad una concentrazione del soluto del 15% nel caso di NaCl) si hanno effetti negativi già dopo poche settimane per MgCl₂ e CaCl₂, per i quali si può stimare una perdita di rigidità del calcestruzzo superiore al 20% dopo soli 10 anni di esercizio. Anche l'applicazione di CMA risulta deleteria per il calcestruzzo, seppur con velocità minore rispetto ai composti precedenti, mentre si osserva un incremento di rigidità con NaCl, spiegabile con la formazione di cristalli di sale riempiendo le porosità.

Per concentrazione salina modesta (Figura 4.15) si può osservare una diminuzione dei fenomeni di degrado per tutti i sali disgelanti studiati, con decrescita rispetto al valore iniziale solamente dopo oltre 50 settimane (che corrispondono ad oltre 10 anni di esercizio del ponte secondo le ipotesi iniziali del metodo) per soluzioni saline di MgCl₂ e CMA, pur non scendendo il valore di P_w al di sotto di 0,9 per quest'ultimo caso.

Si può certamente eccepire che lo studio presentato non permette di comprendere quale sia il sale disgelante meno deleterio nei confronti del calcestruzzo, in quanto un confronto dovrebbe tener conto della necessità dell'applicazione di sali in concentrazione diversa, per ottenere la specifica azione disgelante ricercata, per i motivi espressi nel §4.1.3.

Tuttavia, al di sopra dei -4°C, che è una temperatura già significativa per l'applicazione dei sali disgelanti, c'è bisogno della stessa quantità dei tre cloruri comunemente utilizzati per sciogliere la stessa quantità di ghiaccio, come visibile in Figura 4.16. Ciò rende immediata, al di sopra di questa temperatura, l'individuazione del miglior sale disgelante in relazione al degrado del solo calcestruzzo.

Per temperature minori si osserva invece che a parità di quantitativo di composto disgelante applicato vengono sciolte più tonnellate di ghiaccio con MgCl₂, che detiene dunque il maggior potere disgelante (ma che, come visibile dalle Figura 4.14 e 4.15, risulta anche essere, tra i composti disgelanti tradizionali, quello con effetti più deleteri sul materiale a parità di concentrazione), seguito da CaCl₂, da NaCl e in ultimo dal CMA. Al diminuire ulteriore della temperatura, le curve andrebbero ulteriormente a divergere, per cui assume una maggiore convenienza, almeno in termini di quantitativo da applicare, l'uso di cloruro di magnesio.

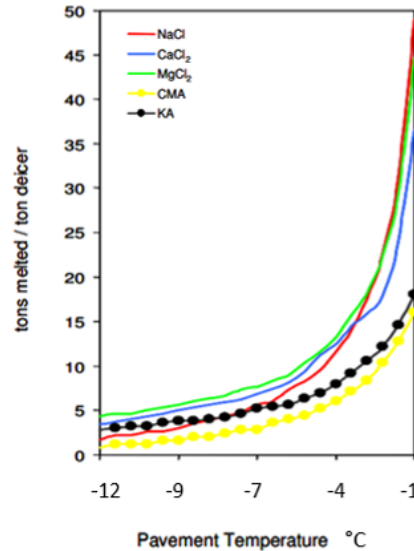


Figura 4.16- Performance di scioglimento di composti disgelanti da -12°C a -1°C [70]

In riferimento al **degrado indotto sui rinforzi** il processo chimico che sta alla base della rottura del film passivante non è stato ancora spiegato in maniera esaustiva, ma sono presenti in letteratura numerose esperienze sperimentali con l'obiettivo di individuare il valore di soglia dei cloruri, e cioè la concentrazione salina nella soluzione interstiziale a contatto con le armature per cui verrebbe compromesso lo strato passivante.

Le influenze sul valore di soglia sono molteplici, in quanto:

- il processo diffusivo si esplica in maniera differente in relazione al catione a cui il cloro è chimicamente legato, mostrando un coefficiente diffusivo D maggiore in presenza di cationi bivalenti [71], e in particolare:

$$D_{Cl^-}(MgCl_2) > D_{Cl^-}(CaCl_2) > D_{Cl^-}(NaCl); \quad (4.13)$$

- come espresso nei §4.2.1÷4.2.5 le reazioni chimiche che si instaurano in presenza dei vari sali disgelanti sono diverse, e determinano effetti diversi sul calcestruzzo, in relazione anche alla sua composizione di partenza e a quella della sua soluzione interstiziale. Inoltre, vanno considerati anche gli altri fenomeni di degrado a cui può essere soggetto in esercizio (es. carbonatazione), che alterano le caratteristiche del calcestruzzo stesso in dipendenza, oltre che dal suo confezionamento, dalle condizioni ambientali. L'alterazione delle proprietà del calcestruzzo rende lo stesso più o meno permeabile agli agenti esterni, producendo una variazione del coefficiente diffusivo efficace, che deve essere necessariamente tenuta in conto.

Il degrado indotto su un calcestruzzo di determinata composizione a seguito di soluzione interstiziale può dunque essere indagato sperimentalmente. Nella corrente trattazione, si ritiene utile presentare esperienze svolte su calcestruzzo di tipo CEM I [72], considerando una soluzione interstiziale satura di $Ca(OH)_2$.

In entrambi i casi viene messo in evidenza come $MgCl_2$ e $CaCl_2$ riducano significativamente l'alcalinità della soluzione interstiziale, fenomeno attribuibile rispettivamente al minor grado di dissociazione di

Mg(OH)₂ rispetto a Ca(OH)₂ e all'aumento di energia di ionizzazione (necessaria per la dissociazione) per Ca(OH)₂ al crescere della concentrazione di Ca²⁺ nella soluzione interstiziale; la riduzione di PH è invece molto limitata in presenza di NaCl.

Anche per quanto riguarda la densità di corrente corrosiva I_{corr} non sono state registrate, dagli autori, differenze sostanziali, considerando la soluzione simulata e quella estratta realmente. È tuttavia stata osservata, come visibile in Figura 4.17, una differenza di concentrazione di soglia tra NaCl e i restanti due cloruri disgelanti (CaCl₂ e MgCl₂): alla luce di ciò è possibile concludere che, a parità di concentrazione, NaCl sia maggiormente dannoso nei riguardi della corrosione delle armature.

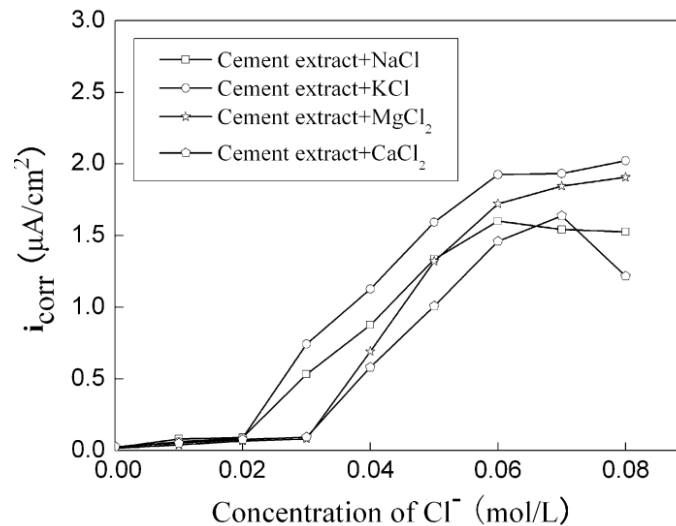


Figura 4.17- Variazione della densità di corrente (processo anodico-catodico) con la concentrazione degli ioni cloro in CEM I [72]

In Figura 4.17 è stato scelto di riportare il grafico relativo al test svolto con soluzione interstiziale derivante da cemento CEM I, in quanto lo si ritiene maggiormente significativo. Al fine di avere un confronto con i restanti dati in letteratura, si reputa opportuno riportare i valori soglia in percentuale in Tabella 4.3, ottenuti convertendo le informazioni in Figura 4.17.

Tabella 4.3– Concentrazione di soglia, per corrosione delle armature, dei cloruri derivanti da vari composti disgelanti [72]

Concentrazione di soglia [%]		
NaCl	MgCl ₂	CaCl ₂
1,17	2,86	3,33

Per quanto riguarda invece il CMA, anche in sua presenza si osserva un'azione deleteria sulle armature integrate all'interno del calcestruzzo, con effetto comparabile a quello di NaCl; tuttavia, per i metalli esposti (che possono essere presenti in giunti oppure travi e pile d'acciaio) la velocità di corrosione risulta 2÷4 volte minore rispetto a una soluzione di uguale concentrazione di cloruro di sodio [73].

Tuttavia, in riferimento al **costo del composto disgelante** non è da considerare solo l'onere di applicazione, dipendente essenzialmente dal quantitativo da impiegare, ma anche il costo della materia prima, visualizzabile in Tabella 4.4, realizzata sulla base delle indicazioni di Kelting e Laxson [74].

Tabella 4.4- Costo medio per tonnellata dei composti disgelanti di uso più comune [74]

Sale disgelante	NaCl	CaCl ₂	MgCl ₂	CMA
Costo medio [\$] / ton	42	140	111	1492

Effettuando un'analisi di costi non si può prescindere dal considerare:

1. i danni prodotti sull'infrastruttura in cemento armato, che determinano ingenti costi di riparazione e, in casi estremi, rifacimento dell'opera;
2. i danni strutturali, funzionali e estetici, prodotti sui veicoli in transito sull'infrastruttura per effetto dei sali applicati;
3. i **danni ambientali** generati, che si traducono in una perdita di valore del territorio, considerabile come un costo aggiuntivo equivalente direttamente connesso all'utilizzo dei sali stessi.

In relazione ai primi, i modelli a cui far riferimento sono piuttosto complessi poiché, per quanto espresso nei precedenti paragrafi, c'è forte dipendenza anche dalla tipologia di calcestruzzo e dalle condizioni ambientali. Anche per i secondi devono essere usati modelli complessi che tengano in conto del TGMA (traffico giornaliero medio annuo) e della tipologia di veicoli transitanti sull'infrastruttura, per cui sarebbe necessario uno studio specifico sulla stessa.

Per gli ultimi, invece, si può determinare il valore per ettaro di territorio, in relazione all'ecosistema che ospita e dunque sulla base del valore associato a tale ecosistema, generalmente più elevato qualora l'infrastruttura attraversi laghi/fiumi rispetto a foreste [75].

Gli specifici sali sono più o meno impattanti dal punto di vista ambientale in relazione all'ecosistema su cui agiscono; ad esempio, considerando l'ecosistema foresta, l'applicazione di NaCl produce danni ambientali elevati e quella di MgCl₂ danni trascurabili, per cui il costo associato ai due composti disgelanti, in partenza più che doppio per MgCl₂, può divenire comparabile [74].

5 VALUTAZIONE DEL CONTENUTO D'ACQUA

Fenomeno ricorrente nel calcestruzzo esposto è la formazione di macchie di umidità, indice di penetrazione della stessa e più frequente in prossimità di giunti della soletta in calcestruzzo armato oppure delle fessure. Il fenomeno di penetrazione dell'umidità è dannoso per molteplici motivazioni.

1. Può esserci trasporto di agenti chimici aggressivi, per cui sono facilitate reazioni degradanti come la reazione alcali-silice.
2. In presenza di fenomeni di gelo-disgelo si produce fratturazione degli aggregati con conseguente degrado del calcestruzzo armato.
3. In un certo intervallo di umidità (§3.1.6) si ha un effetto positivo sulla reazione di carbonatazione, che viene di conseguenza accelerata.

Le *Linee guida 2020*, nell'Allegato C, definiscono gli effetti che la presenza di acqua e umidità esercita sul materiale, discernendo a seconda che il fenomeno sia estinto oppure sia presente al momento della valutazione, rispettivamente parlando di macchie di umidità passiva e macchie di umidità attiva: nel primo caso è presente colorazione diversa dal materiale integro e più biancastra a causa di tracce di calcio rilasciate sulla superficie, nel secondo una colorazione più scura dovuta al contatto continuo con l'acqua e l'umidità. Ulteriore fenomeno di degrado, stavolta associato al contatto diretto dell'acqua col materiale e indice di inadeguatezza del sistema di convogliamento delle acque meteoriche, è quello delle tracce di scolo, che si individuano sulle direzioni preferenziali di scorrimento del fluido.

Il progredire di questi fenomeni di degrado potrebbe comportare fenomeni di dilavamento e di ammaloramento del calcestruzzo, oltre a possibili distacchi di copriferro con conseguente esposizione delle armature. Diventa dunque di interesse comprendere i fenomeni che sono alla base della penetrazione di umidità all'interno del calcestruzzo e come misurare tale penetrazione, preso anche atto che la durabilità del calcestruzzo non è influenzata solo dal contenuto di umidità, ma anche dalla sua distribuzione all'interno del dominio di materiale; a tal proposito, un'indagine non distruttiva affidabile del contenuto di umidità è ancora complessa e impegnativa [76].

Esistono infatti numerosi metodi distruttivi (tra i quali i più utilizzati sono il metodo gravimetrico e il metodo del carburo di calcio) e non distruttivi (elettrici, capacitivi, radiometrici, termici e igrometrici). I primi risultano molto impegnativi in tempi e costi, in quanto implicano il prelievo di provini sull'opera d'arte e l'esecuzione sugli stessi di prove in laboratorio: tra di essi, quelli citati prevedono rispettivamente essiccamento del campione e valutazione della differenza di massa misurata prima e dopo tale procedura, e la valutazione del quantitativo di carburo di calcio (CaC_2) capace di essiccare completamente il campione per effetto della reazione che sussiste in presenza di acqua, formante Ca(OH)_2 e acetilene.

I secondi, seppur siano semplici da eseguire, forniscono solamente risultati qualitativi in assenza dell'utilizzo di complessi metodi di interpretazione degli stessi. Nella presente trattazione, comunque, si discute il livello di conoscenza a cui si è giunti con questi ultimi in quanto applicabili in maniera veloce, e talvolta con l'uso di strumenti di semplice trasporto e utilizzo: ciò permette di accoppiare analisi di questo tipo con le risultanze delle ispezioni visive, aumentando, in definitiva, la capacità di valutazione all'interno delle ispezioni stesse.

5.1 Ground penetrating radar (GPR)

Un metodo correntemente usato prevede l'utilizzo del georadar (GPR), strumento che emette onde elettromagnetiche la cui propagazione è dipendente dalle proprietà elettriche del materiale investito da esse, e in particolare dalla permittività dielettrica ϵ , dalla conducibilità elettrica σ e dalla permeabilità magnetica μ . L'influenza di μ è trascurabile nella maggior parte delle applicazioni, mentre i restanti parametri sono fondamentali in quanto per un efficiente uso della tecnica è conveniente che si abbia una bassa conducibilità elettrica σ , caratteristica che permette una minore attenuazione del segnale e, dunque, una penetrazione più profonda all'interno del materiale. Sotto queste condizioni, seppur la permittività relativa ϵ_r sia costituita da parte reale e parte immaginaria entrambi influenzanti la velocità di propagazione in maniera complessa, si può scrivere in prima istanza:

$$v = \frac{c_0}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (5.1)$$

Nella (5.1) con c_0 si indica la velocità della luce nel vuoto ($c_0 = 2,9979 \cdot 10^8 \text{ m/s}$) ed ϵ_r è la permittività relativa che è strettamente dipendente dalla presenza d'acqua, assumendo valore pari a 1 in aria, circa pari a 81 in acqua pura e variabile da 2 a 9 in terreni o materiali da costruzione asciutti: il suo valore aumenta all'aumentare del contenuto d'acqua (potendo ad esempio assumere valori compresi tra 10 e 20 per calcestruzzo umido) e dunque si comprende come, dalla misurazione della velocità di propagazione delle onde elettromagnetiche, sia possibile stimare il contenuto d'acqua nel dominio di calcestruzzo [77].

Lo strumento è costituito da un trasmettente T_x e un ricevitore R_x ed è comunemente impiegato anche nei periodici controlli strutturali della pavimentazione stradale in modo da individuare gli spessori dei vari strati onde individuarne il degrado.

Nel caso di valutazioni sul calcestruzzo, posto inferiormente rispetto alla pavimentazione, la distanza trasmettente-ricevitore sarà maggiore non essendo di interesse l'indagine degli strati costituenti la pavimentazione; a tal proposito, si specifica che l'onda registrata dal ricevitore è costituita da un primo picco dovuto all'onda diretta, costituita dalla sovrapposizione della componente in aria (A in Figura 5.1) e di quella diretta nel mezzo (C), e un secondo picco costituito dall'onda di riflessione, registrato dopo un certo tempo Δt_{RW} dal primo picco; il tutto è visualizzabile in maniera schematica in Figura 5.2.

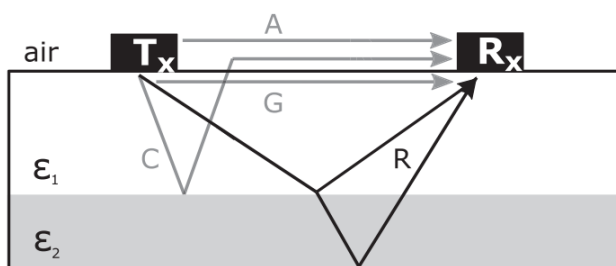


Figura 5.1- Principio di funzionamento del GPR [76]

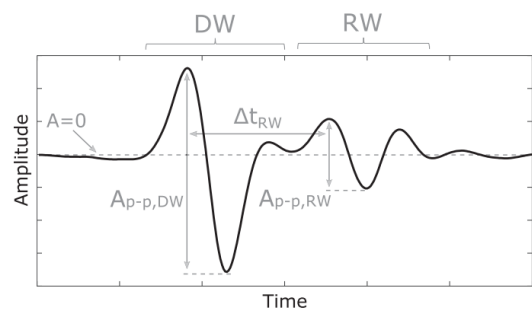


Figura 5.2- Esempio di segnale registrato nel dominio del tempo [76]

Seppur ciò non avvenga nell'esempio mostrato in Figura 5.1 è possibile che venga a generarsi sovrapposizione tra l'onda diretta e l'onda riflessa e ciò è chiaramente in dipendenza dalla distanza trasmettente-ricevitore, dalla profondità obiettivo (affinché l'indagine sia significativa deve essere maggiore della profondità corrispondente alla variazione di umidità, non nota a priori e oggetto di

valutazione) e dall'altezza dell'antenna. Per questi motivi, fermo restando l'uso dello strumento in una configurazione di riflessione, vengono applicate varie disposizioni in modo da produrre stime più affidabili: tra di esse, quelle maggiormente impiegate nell'analisi di materiali da costruzione sono il metodo CMP (*common-midpoint*), che si basa sull'aumento passo per passo della distanza tra gli strumenti di misura mantenendone fisso il punto medio, e il metodo WARR (*wide angle reflection and refraction*), per cui il trasmettitore rimane fisso e si hanno più ricevitori, oppure il ricevitore viene spostato misura per misura. Una volta fatto ciò si ha un'importante mole di dati da cui è possibile stimare la velocità all'interno dei vari strati e la loro profondità.

Per quanto riguarda la frequenza delle onde emesse bisogna considerare che avendo un materiale multistrato e volendo indagare la profondità di penetrazione dell'umidità la risoluzione spaziale dei risultati, che aumenta al diminuire della lunghezza d'onda λ , è molto rilevante. L'aumento della frequenza corrisponde però anche ad un aumento della parte immaginaria di ϵ_r , e di conseguenza a un'incertezza più marcata sulla stima del contenuto d'acqua a partire dalla velocità delle onde elettromagnetiche all'interno dei vari strati del calcestruzzo; tale incertezza diventa maggiormente significativa all'aumentare della profondità di penetrazione. Un buon bilancio tra risoluzione spaziale e profondità di penetrazione si ha per il calcestruzzo con frequenze comprese tra 1 GHz e 3 GHz [76].

Registrati i segnali di energia riflessa il contenuto d'acqua θ può essere stimato secondo due modalità, che si basano entrambe sulla disponibilità di peculiarità del segnale (caratteristico) che si correlano con il contenuto di umidità e che vengono di seguito espresse:

- a. la stima di θ si basa sulla precedente stima di ϵ a partire dal segnale registrato, e in tal caso bisogna comunque considerare che la duplice stima può portare a propagazione dell'errore;
- b. la stima di θ si basa su una formulazione diretta che lo lega al segnale GPR acquisito.

Le caratteristiche del segnale che possono essere analizzate e correlate al contenuto d'acqua sono molteplici [76].

- i. Il parametro maggiormente standardizzato è la velocità di un impulso all'interno del mezzo che a seguito di riflessione si calcola come:

$$v = \frac{2d}{\Delta t} \quad (5.2)$$

Nel caso in cui il dominio sia multistrato Δt è il tempo intercorrente tra le riflessioni avvenenti alla frontiera superiore e alla frontiera inferiore dello strato del quale si vuole stimare l'umidità, e viene usualmente posto pari al tempo tra due picchi successivi del segnale riflesso, non conoscendo con precisione il t_0 reale; nei mezzi monostrato convenzionalmente Δt viene definito come differenza tra il picco corrispondente all'onda diretta e quello corrispondente all'onda riflessa; essendo l'onda diretta costituita da propagazione diretta in aria e nello strato corticale, servendosi della misura convenzionale esposta si avrebbe influenza dell'umidità dello strato corticale, che può essere limitata applicando opportuni fattori correttivi [78]. Per conoscere gli spessori degli strati d_i c'è bisogno di calibrare le analisi con delle prove distruttive, che comunque fornirebbero dei risultati locali (non è detto che si possano estendere all'intero dominio da analizzare), oppure eseguire delle analisi CMP o WARR in modo da ottenere un profilo verticale delle velocità e dunque stimare lo spessore degli strati in gioco. Una volta nota la velocità all'interno degli strati è possibile stimare ϵ_r e di conseguenza il contenuto d'acqua θ .

- ii. Una correlazione più complessa si ha invece nei riguardi delle ampiezze del segnale registrato, per cui l'equazione di base è la (5.3), che permette di valutare la permittività di uno dei due mezzi calcolando il coefficiente di riflessione $r_{1,2}$ e conoscendo la ε del restante:

$$r_{1,2} = \frac{\sqrt{\varepsilon_2} - \sqrt{\varepsilon_1}}{\sqrt{\varepsilon_2} + \sqrt{\varepsilon_1}} \quad (5.3)$$

Il coefficiente di riflessione r è necessariamente minore dell'unità essendo definito come il rapporto tra l'ampiezza del segnale riflesso A_0 e l'ampiezza massima di riflessione A_m , che può essere ottenuta con un riflettore metallico posto alla stessa distanza, misurata a partire dalla sorgente, della superficie. D'altronde, gli stessi due parametri calcolati ponendo la sorgente in aria consentono di calcolare la permittività del primo materiale a contatto ε_1 secondo la (5.4), considerando ε_{aria} unitaria:

$$\varepsilon_1 = \left[\frac{1 + A_0/A_m}{1 - A_0/A_m} \right]^2 \quad (5.4)$$

Bisogna comunque considerare che ricavare la permittività elettrica del mezzo a partire dalla valutazione dell'ampiezza del segnale ricevuto porta con sé numerose incertezze in quanto essa è influenzata da molteplici fenomeni di interazione radiazione-materia ai quali l'onda viene sottoposta durante l'attraversamento di un materiale con proprietà elettriche distribuite eterogeneamente quale è il calcestruzzo; in aggiunta a ciò, l'incertezza è più rilevante nella stima di $r_{1,2}$ in quanto è presente difficoltà pratica nella stima di A_m . La correlazione, seppur porti con sé, come espresso, numerose aleatorietà, può essere utilizzata anche in presenza di mezzi multistrati, in maniera tale da stimare con un meccanismo a catena le permittività dei singoli strati, pur essendo consci che all'aumentare del numero degli stessi, aumentano parimenti le incertezze, a causa dei fenomeni di propagazione.

- iii. Un ulteriore nesso può essere ricercato nell'estrazione delle frequenze dal segnale ricevuto in quanto anch'esse sono correlate al contenuto d'acqua, e in particolare a maggior contenuto d'acqua (e anche a maggiore eterogeneità del calcestruzzo) corrisponde una frazione maggiore di pori saturi all'interno del materiale, con conseguente maggiore attenuazione delle frequenze.

A partire da questi parametri sono state sviluppate un'ampia serie di metodologie al fine di stimare il contenuto d'acqua all'interno del calcestruzzo. Bisogna comunque considerare che la maggior parte delle metodologie sono state definite sulla base di analisi di laboratorio con definite condizioni al contorno, per cui è conveniente servirsi dell'applicazione di molteplici di esse, con l'obiettivo di validare i risultati ottenuti, seppur vi siano delle incertezze di fondo che possono condurre a interpretazioni erranee (ad esempio l'imprecisa valutazione del percorso reale dell'onda e la variazione delle proprietà del materiale calcestruzzo all'interno del dominio).

Alternativa, resa possibile negli ultimi anni dalla maggiore capacità computazionale degli strumenti in uso, è quella di modellare il percorso dell'onda elettromagnetica variando incrementalmente i parametri incogniti (ε e θ) fino ad ottenere una differenza sufficientemente ridotta tra l'onda registrata e quella simulata; tale tecnica risulta comunque di difficile applicazione in quanto sarebbe necessario un modello accurato che rappresenti il sistema GPR impiegato e soprattutto il materiale sottostante, che nel caso del calcestruzzo è certamente complesso alla microscala.

Va comunque considerato che, verificandosi riflessione in corrispondenza delle armature, il metodo risulta maggiormente significativo per lo strato esterno del calcestruzzo.

5.1.1 Modello di Laurens

Tra i numerosi studi in merito, citati in maniera estesa da Klewe et al. [76], si può far riferimento al modello proposto da Laurens et al. [79], basato su ampiezza e tempo di ricezione del segnale.

Le analisi sperimentali propedeutiche all'espressione del modello sono state svolte in laboratorio (su solette di calcestruzzo 25x25x7 cm), notando correlazione tra le caratteristiche del segnale ricevuto non solo per l'onda indiretta ma anche per quella diretta.

L'ampiezza del segnale ricevuto E_i , calcolabile dallo strumento, è legata al coefficiente di assorbimento α , a sua volta dipendente dal contenuto d'acqua nel calcestruzzo (grado di saturazione) e dalla sua permittività relativa ϵ_r .

Il problema è dunque traslato sulla stima della permittività, sviluppata nel modello CRIM (*Complex Refractive Index Model*, [80]) per terreni, ma che è adattabile a qualsiasi materiale eterogeneo e per la quale la stima viene fatta a partire dalla permittività dei materiali di base:

$$\epsilon = (V_{ag}\epsilon_{ag}^\alpha + V_a\epsilon_a^\alpha + V_c\epsilon_c^\alpha + V_w\epsilon_w^\alpha)^{1/\alpha} \quad (5.5)$$

Nella (5.5) i volumi e le permittività relative sono definiti ad aggregati (ag), aria (a), cemento (c) e umidità (w) mentre α è un fattore di forma che può essere posto pari a 0,5 in prima approssimazione (per cui però, in realtà, le risultanze di diversi studi forniscono un'ampia variabilità, giungendo anche a valori notevolmente inferiori [81]).

In Laurens, tuttavia, è stato utilizzato un metodo CRIM modificato:

$$\sqrt{\epsilon_r} = (1 - \Phi)\sqrt{\epsilon_{r,m}} + (1 - S_w)\sqrt{\epsilon_{r,a}} + \Phi S_w\sqrt{\epsilon_{r,sw}} \quad (5.6)$$

Nella presente formulazione non si discerne tra aggregato e matrice cementizia; inoltre, c'è dipendenza dalla porosità del calcestruzzo Φ e dal grado di saturazione dei pori S_w .

Dunque, le relazioni intercorrenti tra ampiezza dell'onda ricevuta, contenuto d'acqua nel calcestruzzo e permittività relativa, permettono di calcolare il contenuto d'acqua una volta stimata quest'ultima.

È conveniente impostare queste relazioni dal punto di vista grafico, per cui è l'ampiezza normalizzata del segnale ricevuto che può essere posta in relazione con il grado di saturazione. In particolare, essendo E_i e E_s rispettivamente le ampiezze dei campi elettrici relativi a calcestruzzo con un certo grado di saturazione e a calcestruzzo saturo (dipendenti dai rispettivi coefficienti di assorbimento α e dalla distanza di propagazione dell'onda d , dovuta esclusivamente dalle condizioni geometriche), si può esprimere l'ampiezza normalizzata come:

$$A_i = 20 \log \frac{E_i}{E_s} = 20 \log e^{(\alpha_s - \alpha_i)d} \quad (5.7)$$

L'ampiezza normalizzata dell'onda, nel presente modello, viene messa in relazione diretta con il contenuto d'acqua. Il metodo, seppur non vada a stimare preliminarmente la permittività relativa ϵ_r per mezzo di misure sull'onda acquisita dal ricevitore, è di tipo a. per quanto definito al §5.1, in quanto la stima del contenuto d'acqua si serve della conoscenza della permittività relativa.

Nel modello vengono trascurate le variazioni di ampiezza dell'onda ricevuta a seguito dei fenomeni di scattering tra onda e materia; tuttavia, come visibile in Figura 5.3, sia questo effetto sia la propagazione dell'errore dovuta all'esecuzione di due stime in successione, non sembrano inficiare eccessivamente sui risultati, in quanto l'accordo tra il grado di saturazione simulato col modello appena espresso e quello ricavato sperimentalmente in laboratorio è notevole; si ritiene, dunque, che tale modello, seppur espresso a partire da un unico volume rappresentativo, possa essere utilizzato, almeno in fase preliminare, per la stima del contenuto d'acqua e quindi dell'umidità di opere in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.

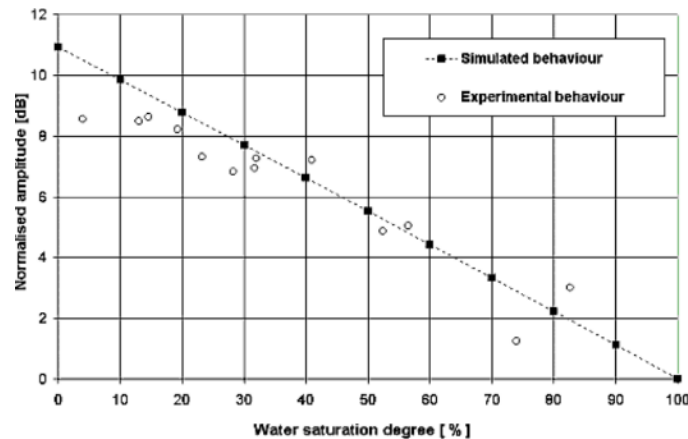


Figura 5.3- Simulazione del contenuto d'acqua con utilizzo dei metodi CRIM [79]

5.2 Metodi elettrici

Come espresso nel §5.1 la capacità elettrica di un materiale, che caratterizza la sua abilità a immagazzinare energia elettrica, dipende dalla parte reale della permittività dielettrica del materiale, in questa trattazione indicata semplicemente come permittività: essa, come visto, può essere correlata al contenuto d'acqua del materiale.

In riferimento ai metodi elettrici, la stima della distribuzione di permittività perpendicolarmente alla superficie del materiale indagato $\epsilon(x)$ viene ricostruita a partire da tomografie capacitive elettriche (ECT), per mezzo delle quali le capacità elettriche relative al dominio interposto tra elettrodi posti alla frontiera di un certo oggetto vengono misurate. Una volta stimata tale distribuzione è possibile applicare le stesse metodologie espresse in riferimento alle tecniche GPR per stimare il contenuto d'acqua nota la permittività relativa senza affidarsi a metodi CRIM: dunque, la realizzazione di tomografie elettriche rende maggiormente affidabili le stime realizzate in seguito a misurazioni sul segnale GPR riflesso.

Alternativa è quella di svolgere misure di resistività, che possono essere effettuate su una qualsiasi area esposta di calcestruzzo e durante l'intera vita utile della struttura; esse sono significative qualora la temperatura sia superiore a 0 °C.

La resistività può essere misurata in maniera non distruttiva usando elettrodi posti sulla superficie di calcestruzzo. Devono essere presenti quindi almeno due elettrodi, tra i quali si applica una differenza di potenziale ΔV [V] e si ricava la resistenza R [Ω] in maniera immediata dalla prima legge di Ohm (5.8), per la quale si divide la differenza di potenziale applicata per l'intensità di corrente I [A]:

$$R = \frac{\Delta V}{I} \quad (5.8)$$

Alla resistenza misurata deve essere applicato un fattore di conversione, detto costante di cella, dipendente dalla disposizione della cella stessa (e ottenibile da considerazioni teoriche o da calibrazione da provini di calcestruzzo standard), in modo da ottenere la resistività ρ [$\Omega \cdot m$].

La resistività è dunque una proprietà del materiale indipendente dalla geometria e, per il calcestruzzo, l'intervallo di variazione di essa è molto ampio, potendo passare da 10^1 a 10^5 $\Omega \cdot m$. Essa è influenzata dalla composizione del calcestruzzo e dal contenuto d'acqua presente: infatti, dato un calcestruzzo più umido o maggiormente poroso (elevato rapporto a/c), si osserva una minore resistività, e lo stesso accade, seppur con influenza minore, per la presenza di cloruri all'interno del materiale. È stato inoltre osservato che in presenza di calcestruzzi confezionati con all'interno frazione rilevante di materiali cementizi supplementari (loppa d'altoforno, cenere volante, fumi di silice), si ha un aumento di resistività.

Un ulteriore aspetto riguarda la corrosione delle armature: essa infatti, come noto, si rende possibile una volta avvenuta la depassivazione delle stesse e determina, almeno localmente, una riduzione della resistività.

In sito la resistività può essere misurata con uno strumento costituito da quattro elettrodi disposti a distanza costante tra loro, come visibile in Figura 5.4, dei quali i due più esterni inducono corrente e quelli interni misurano la caduta di potenziale; si rende dunque possibile misurare la resistenza R .

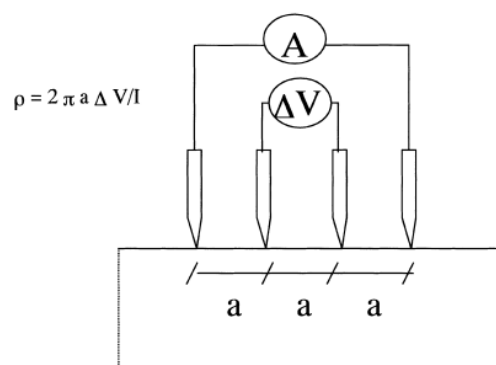


Figura 5.4- Configurazione a quattro elettrodi per la misura di resistività [103]

Viene utilizzato un liquido conduttore per migliorare il contatto tra le punte degli elettrodi e la superficie in modo da limitare gli errori indotti dovuti alla resistenza di contatto. La profondità indagata tramite l'utilizzo di questo metodo è approssimativamente pari alla distanza tra gli elettrodi a .

La conversione della resistenza in resistività si ottiene per mezzo di una costante di cella derivante da considerazioni teoriche e dipendente dalla distanza tra gli elettrodi, per cui si ha, in definitiva:

$$\rho = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot R \quad (5.9)$$

Bisogna considerare, comunque, che la resistività che si ottiene è affetta da errore pari a circa il 25% in quanto, data la non omogeneità del calcestruzzo a causa della presenza delle armature, queste influenzano significativamente il risultato per effetto della miglior tendenza alla conduzione di corrente elettrica e conseguente riduzione della resistività. In ogni caso è da evitare il posizionamento degli elettrodi al di sopra delle barre di armatura, specialmente in strutture in cui il copriferro è ridotto ($c < 20 \div 25 \text{ mm}$), in quanto ciò va ad interrompere il flusso continuo di corrente producendo errori molto rilevanti.

L'effetto prodotto dai rinforzi è stato studiato facendo numerose correlazioni con altre configurazioni di prova, tra le quali si può citare il metodo a singolo elettrodo (*disc method*), con un unico disco esterno posto sulla superficie del calcestruzzo e misurante la resistenza tra il disco stesso e l'armatura; essa funge dunque da secondo elettrodo, e per questo deve essere collegata al disco metallico esterno. La configurazione di prova è quindi rappresentata in Figura 5.5, e la resistività si ottiene a partire dalla resistenza moltiplicando per una costante di cella dipendente dal copriferro e dal diametro dell'armatura, e che, in assenza di stime maggiormente sofisticate e comunque empiriche, si può porre pari a 0,1 m. Di conseguenza si ha:

$$\rho_{\text{disco}} = 0,1 \cdot R \quad (5.10)$$

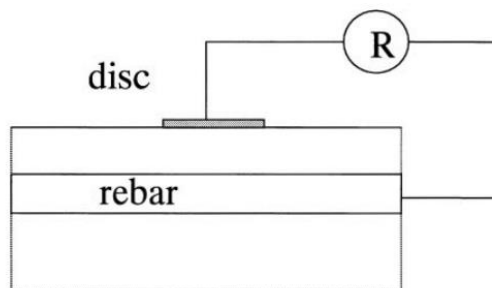


Figura 5.5- Configurazione a singolo elettrodo per la misura della resistività [103]

Per assumere che si abbia una certa affidabilità delle misurazioni, dal momento in cui risulta complesso svolgere una calibrazione in sito, si possono ottenere delle ragionevoli indicazioni di un buon operato degli strumenti. In particolare, utilizzando il metodo a un elettrodo (*disc method*), si può posizionare la spugna bagnata (che sarà posta tra il disco e la superficie del calcestruzzo) tra il disco e una lamina di metallo: la resistenza R misurata dovrebbe assumere valore minore di 10Ω . Anche per il metodo a quattro elettrodi si usa come confronto una lamina di metallo (posta a contatto con le punte di legno umide degli elettrodi); in questo caso, misurando la resistività ρ secondo la (5.9), si dovrebbe ottenere un valore minore di $1 \Omega \cdot \text{m}$. In ogni caso, data l'insita variabilità nelle misure di resistività (per cui si osserva normalmente un coefficiente di variazione intorno al 20% nelle indagini in laboratorio, svolte su provini ugualmente confezionati), si deve considerare un'accuratezza limitata, che per le misurazioni in sito si traduce in errori nell'ordine del 25%.

Data l'influenza della temperatura sui risultati, dovuta all'aumento delle interazioni tra i diversi ioni e tra ioni e materia solida (il che produce una diminuzione di resistività all'aumentare della temperatura), l'esecuzione delle misurazioni deve essere svolta evitando climi eccessivamente caldi o freddi.

I rilevamenti devono generalmente essere effettuati su aree rappresentative, in riferimento alla composizione del calcestruzzo, all'esposizione dello stesso e all'importanza dell'elemento strutturale. Usando la configurazione a quattro elettrodi è conveniente disporli sulla stessa area di superficie con diverse orientazioni (come esemplificato in Figura 5.6), in modo da minimizzare l'influenza delle armature e ottenere la resistività come valore medio.

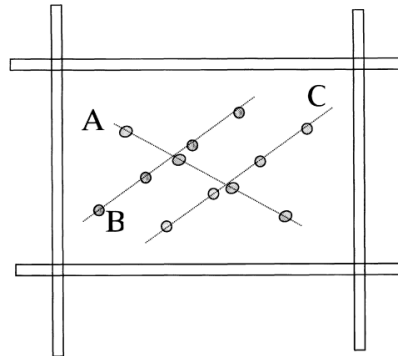


Figura 5.6- Variazione della disposizione degli elettrodi su stessa area di calcestruzzo [103]

C'è bisogno, una volta eseguite le misurazioni, di correlare i dati rilevati con quelli di riferimento per una data tipologia di calcestruzzo, e a tal proposito si può visualizzare la Tabella 5.1.

Tabella 5.1- Valori di riferimento della resistività ρ [$\Omega \cdot m$] a 20 °C e per calcestruzzo maturo [82]

Environment	Concrete resistivity $\rho_{concrete}$ ($\Omega \cdot m$)	
	Ordinary Portland cement (CEM I)	Blast furnace slag cement (> 65% slag) or fly ash (> 25%) or silica fume (> 5%)
Very wet, submerged, splash zone, [fog room]	50–200	300–1000
Outside, exposed	100–400	500–2000
Outside, sheltered, coated, hydrophobised (not carbonated) [20°C/80%RH]	200–500	1000–4000
Ditto, carbonated	1000 and higher	2000–6000 and higher
Indoor climate (carbonated) [20°C/50%RH]	3000 and higher	4000–10 000 and higher

In essa, si può notare che, per stesse condizioni di esposizione, la resistività ρ del calcestruzzo aumenta notevolmente con l'utilizzo di materiali cementizi supplementari, come già espresso in precedenza.

Ad ogni modo, a parità di composizione del calcestruzzo, la misura della resistività può fornire indicazioni importanti circa la presenza o meno di umidità all'interno del materiale. Considerando ad esempio un cemento d'altoforno CEM III, valori di ρ nell'intorno di 300 $\Omega \cdot m$ e 4000 $\Omega \cdot m$ indicano rispettivamente le condizioni di calcestruzzo relativamente bagnato e relativamente asciutto. Aree con resistività ridotta sono anche più suscettibili alla corrosione dovuta ai cloruri, che in tali condizioni si diffondono con maggiore facilità.

Per avere un'indicazione più accurata dell'andamento del contenuto d'acqua con la profondità, si può aumentare l'equidistanza tra gli elettrodi in modo da trattare una profondità maggiore di calcestruzzo, ma indagando una maggiore profondità cambia la frazione di armatura per unità di volume esaminato, per

cui non si può operare un confronto immediato in termini di ρ . Bisogna perciò considerare che, date le numerose dipendenze che determinano il comportamento resistivo del materiale, non si possono trarre da questo tipo di indagine correlazioni certe, ma prevalentemente qualitative sul contenuto d'acqua e l'umidità relativa in funzione della profondità; può essere perciò operata una combinazione con altre prove, distruttive o non distruttive, in modo da avere una maggiore accuratezza nell'individuazione della situazione reale, in termini di contenuto d'acqua all'interno del materiale, presente sull'infrastruttura.

Bui et al. [83] hanno mostrato nel loro studio come sia possibile correlare in maniera abbastanza accurata la resistività all'umidità relativa e al contenuto d'acqua all'interno del materiale nei processi di assorbimento e asciugatura, in condizioni di laboratorio.

Tali processi sono nell'esperienza generati dalla predisposizione di specifiche condizioni in termini di umidità relativa ottenute tramite l'inserimento dei provini, costituiti da clinker di tipo Portland (CEM I) e con rapporti a/c di 0,35, 0,45 e 0,55, in camere a umidità relativa nota ottenuta tramite specifiche soluzioni saline. Dopo aver atteso affinché si raggiungesse l'equilibrio in termini di umidità relativa, è stata misurata la resistività, stavolta secondo uno schema costituito da elettrodi d'acciaio inossidabile accoppiati, con distanza tra le coppie di 4 mm, come visibile in Figura 5.7: per tale schema di misura è necessario usare un'apposita costante di cella, per cui si ha, definita l è la lunghezza dell'elettrodo, a il suo raggio e d è la distanza tra gli elettrodi:

$$\rho = \frac{\pi \cdot l}{\log(d/a)} \cdot R \quad (5.11)$$

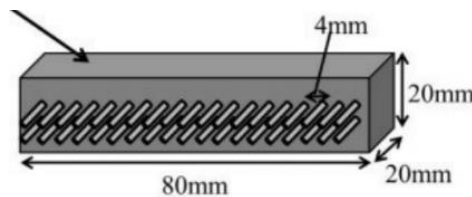


Figura 5.7- Configurazione di prova relativa alle esperienze di Bui et al. [83]

Utilizzando dunque i risultati in termini di umidità relativa dei provini di calibrazione, per i quali il contenuto d'acqua può essere ottenuto per mezzo di rapporti di massa, considerando la massa in condizioni di equilibrio, in condizioni di saturazione e in ultimo di essiccazione in forno a 105 °C, è possibile ricavare delle correlazioni tra grado di saturazione G_s , umidità relativa RH e resistività ρ .

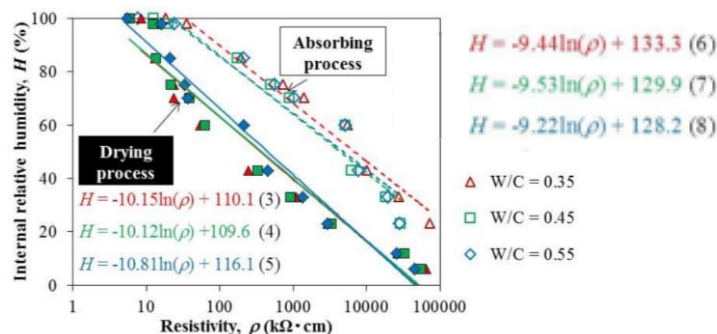


Figura 5.8- Correlazione analitica tra ρ -RH, al variare di a/c, per processi di assorbimento e asciugatura [83]

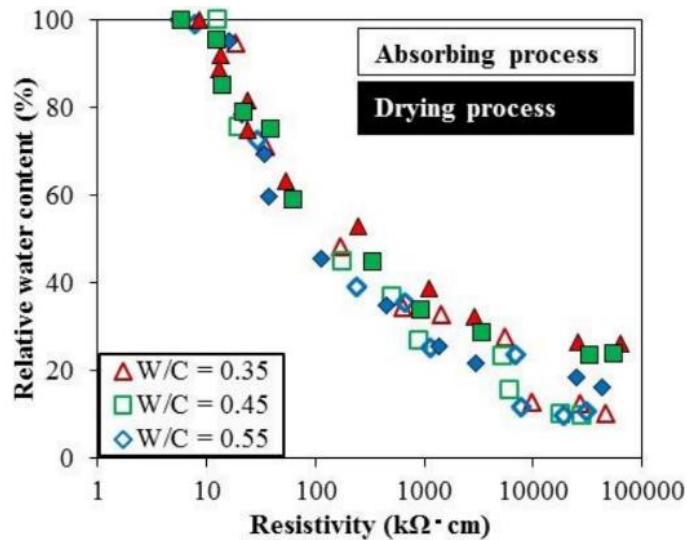


Figura 5.9- Correlazione qualitativa $G_s-\rho$, al variare di a/c , per processi di assorbimento e asciugatura [83]

Dai risultati in Figura 5.8 si nota che è possibile derivare delle espressioni matematiche che interpolino i dati, utilizzando il metodo dei minimi quadrati. In particolare, nello studio è stata ottenuta una relazione inversamente proporzionale tra il logaritmo della resistività e l'umidità relativa a prescindere dal rapporto a/c ; la variabilità in termini di correlazione è infatti limitata al variare di esso. Ciò rende possibile l'applicazione di metodi di interpolazione lineare tra i risultati relativi a rapporti a/c estremanti rispetto a quello di riferimento per ottenere una restituzione ragionevole in termini di RH [%], per qualsiasi contenuto a/c della miscela originale. Seppur in assenza di formulazioni matematiche, si può osservare correlazione con proporzionalità inversa anche tra resistività e contenuto d'acqua (Figura 5.7).

Si specifica che l'umidità relativa RH è una proprietà relativa all'aria contenuta nei pori, in adiacenza alla soluzione interstiziale; di conseguenza, non può essere assunta come una misurazione diretta del contenuto d'acqua (valutabile come grado di saturazione G_s , o come frazione in massa di calcestruzzo θ). Il contenuto d'acqua nel calcestruzzo può essere però stimato sulla base delle variazioni di umidità relativa, misurate sullo spessore del provino di calcestruzzo, durante i processi di asciugatura [84].

Va comunque considerato che l'applicazione delle formulazioni presentate a casi di analisi in sito incorre in alcune limitazioni, che necessiterebbero di più attenta analisi e che derivano dalle metodologie usate nelle esperienze presentate:

1. i provini preparati in laboratorio sono di calcestruzzo in assenza di rinforzi, e dunque non è possibile cogliere la loro influenza, per cui il test in sito andrebbe svolto in prossimità di zone con minima quantità di armatura;
2. la miscela utilizzata è costituita da cemento Portland, dunque ci si deve limitare a una composizione con CEM I nel caso in cui si utilizzino le formulazioni presentate [83];
3. le esperienze sono svolte su calcestruzzo giovane appena indurito, dunque non si hanno informazioni circa l'influenza dell'invecchiamento sulla resistività, entrando nelle formulazioni con il solo rapporto a/c ;
4. la misura stessa della resistività, come visto, non viene svolta per mezzo del metodo a quattro elettrodi comunemente utilizzato in sito, e per questo motivo viene indotta ulteriore incertezza dovuta alla stima della costante di cella.

I risultati trovati mostrano una correlazione importante della resistività ρ in relazione al contenuto a/c della miscela di calcestruzzo e al tipo di processo (assorbimento/asciugatura); tuttavia, per rendere possibile e matura l'applicabilità in sito gli studi dovrebbero essere estesi, ad esempio ponendo diversi quantitativi di armatura nei provini e realizzando provini anche con cementi di base non tradizionali.

5.3 Metodi radiometrici

Con metodi radiometrici si intendono una serie di metodologie che si basano sull'attenuazione di fotoni o neutroni operata da un dominio di materiale. Queste tecniche, sviluppate nel campo della geotecnica, possono essere applicate al calcestruzzo in quanto esso è un materiale fortemente schermante.

Le tecnologie sono molteplici, con la possibile applicazione di radiografie a raggi X, radiografie neutroniche e trasmissione di raggi gamma. In riferimento ai raggi X, l'abilità di penetrazione dei relativi fotoni non è elevata, e ciò rende non conveniente la loro applicazione in quanto la profondità che può essere indagata risulterebbe limitata. Le radiografie neutroniche sono invece eccessivamente sensibili al contenuto d'acqua in quanto i neutroni vanno direttamente a reagire con l'idrogeno formando i suoi tre isotopi stabili e rendendo troppo elevato il rumore di fondo [85].

Di conseguenza, la procedura più adatta nel campo risulta l'irrorazione di raggi gamma sul materiale, procedura che è stata studiata in maniera estesa sul calcestruzzo da Da Rocha et al. [86], per cui il contenuto d'acqua θ (definito come il rapporto tra i volumi d'acqua e di calcestruzzo nel provino) è ricavabile come:

$$\theta = \frac{1}{\mu_w} \cdot \left(\frac{1}{x_c} \ln \left(\frac{I_0}{I} \right) - \mu_c \right) \quad (5.12)$$

Nella (5.12) I_0 [cpm] è l'intensità della radiazione incidente, I [cpm] l'intensità trasmessa, μ_w [m^{-1}] e μ_c [m^{-1}] sono i coefficienti di attenuazione lineare dell'acqua e del calcestruzzo asciutto rispettivamente (sono, per questo motivo, riferiti alle due condizioni limite) e x_c [m] è lo spessore del provino di calcestruzzo.

È chiaro che il problema è ora traslato alla determinazione dei coefficienti di attenuazione lineare: in particolare, per quello relativo al provino asciutto μ_c si valuta l'intensità trasmessa in esso o, in alternativa, noto il contenuto d'acqua iniziale, è possibile ricavarlo tramite inversione della (5.12):

$$\mu_c = \frac{1}{x_c} \cdot \ln \left(\frac{I_0}{I} \right) - \mu_w \cdot \theta_i \quad (5.13)$$

Per infrastrutture di nuova costruzione è dunque possibile stimare in fase iniziale il coefficiente di attenuazione relativo al calcestruzzo asciutto in modo da aver già noto questo parametro per le indagini future (trascurando, in tal caso, l'alterazione dovuta ai fenomeni di invecchiamento del calcestruzzo).

Tuttavia, essendo per la stragrande maggioranza delle infrastrutture esistenti il parametro μ_c non noto, è strettamente necessario il prelievo di provini rappresentativi (il cui numero viene deciso dal progettista delle indagini e ad influenzare la scelta ha certamente influenza l'omogeneità o meno dei risultati sui primi saggi analizzati), per i quali si valuta il contenuto d'acqua in laboratorio (dopo aver svolto le misure non distruttive in sito per determinare l'intensità della radiazione trasmessa).

Un aspetto da tenere in conto nell'esecuzione di queste prove riguarda l'ottenimento di un valore strettamente locale di contenuto d'acqua in quanto i raggi γ , seppur soggetti a fenomeni di scattering, si propagano su una pseudo retta. Ciò è anche evidente visualizzando che nelle esperienze di Da Rocha et al. [86] per provini di piccole dimensioni (10x3x10 cm) sono state svolte tre misurazioni su tre differenti aree del provino. A titolo esemplificativo, si riporta in Figura 5.8 il grafico ottenuto dagli autori relativamente a un certo provino di calcestruzzo (le cui caratteristiche sono visibili in Tabella 5.2) e al variare del tempo. Combinando i grafici relativi alle varie posizioni indagate, è possibile avere una restituzione tridimensionale del contenuto d'acqua all'interno del provino.

Tabella 5.2- Caratteristiche di densità, contenuto d'acqua iniziale e coefficiente di attenuazione al variare della posizione [86]

Sample	Density $10^3 \text{ (kg m}^{-3}\text{)}$	θ_0 $(\text{m}^3 \text{ m}^{-3})$	Linear attenuation coefficient $10^2 \text{ (m}^{-1}\text{)}$		
			Position P ₁	Position P ₂	Position P ₃
CM-3	2.03 ± 0.13	3.77 ± 0.12	0.149 ± 0.003	0.154 ± 0.003	0.157 ± 0.003

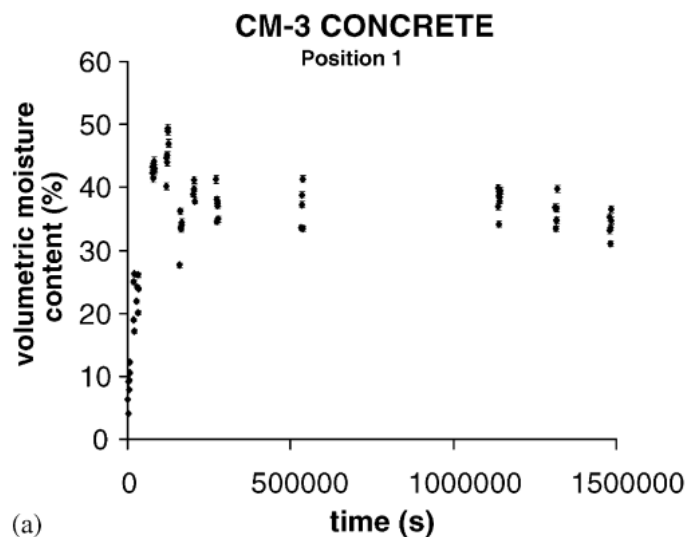


Figura 5.10- Andamento del contenuto d'acqua, ottenuto con misurazioni radiometriche, nel tempo [86]

Come visibile dalla Figura 5.8 l'esecuzione delle misurazioni di intensità radiometrica, a tempo fissato, su varie posizioni del provino, si traduce in diverse misurazioni del contenuto d'acqua all'interno del provino, tra le quali si evidenzia comunque una variabilità limitata e nell'ordine del $3,0 \div 5,0$ %.

A ciò, in sito, va aggiunta anche l'incertezza sul coefficiente di attenuazione lineare, dipendente dal numero di provini prelevati e dunque variabile caso per caso: chiaramente, non sarebbe possibile, per motivi logici ed economici, il prelievo di provini in corrispondenza di tutte le misurazioni per cui è necessario svolgere prelievi in diverse posizioni. L'affidabilità finale, che viene attribuita dall'esecutore delle ispezioni al presente test non distruttivo realizzato in sito, è dunque anche in dipendenza dal coefficiente di variazione associato alla stima del coefficiente di attenuazione lineare relativo alla condizione di calcestruzzo completamente asciutto.



Politecnico
di Torino

6 VALUTAZIONE DELLA PENETRAZIONE CLORURICA

Oltre alla stima del contenuto d'acqua, è di fondamentale importanza valutare la penetrazione clorurica, sia in termini di profondità di penetrazione, sia nei riguardi della concentrazione degli ioni cloro: come espresso nel §3.6, seppur l'individuazione di una soglia critica di concentrazione sia tuttora oggetto di dibattito, è evidente che il loro contenuto abbia effetti dirompenti negativi sulla durabilità del calcestruzzo. Si mira ad effettuarne la stima in termini di concentrazione per mezzo dell'utilizzo di tecniche non distruttive, che per la loro natura possono essere applicate, anche in maniera estesa, durante le ispezioni annuali prescritte dalle *Linee guida 2020*.

Chiaramente, in opere d'arte soggette alla frequente applicazione di composti disgelanti, in particolare a base clorurica, la valutazione del contenuto d'acqua fornisce evidenti informazioni circa la presenza dei cloruri all'interno del calcestruzzo armato, ma in generale i due effetti non sono biunivocamente connessi.

Per la stima della penetrazione clorurica la tecnica GPR non è risultata idonea in quanto, per frequenze superiori ai 500 MHz, non è stata notata alcuna correlazione con la permittività relativa del mezzo ϵ_r : considerando che, ad influenzare tale parametro, per quanto espresso nel §5.1, è anche il contenuto d'acqua θ , si può notare che non si osservano variazioni di ϵ_r fissando θ e analizzando con la suddetta tecnica calcestruzzo in presenza o in assenza di sali; una debole correlazione è stata invece notata con la conduttività σ [S/m], ma non tale da pervenire alla formulazione di un modello matematico [77].

Ulteriori studi, tra cui quello di Robert [87], hanno dimostrato che, in presenza di calcestruzzo saturo (in particolare è stato usato un calcestruzzo con a/c pari a 0,55 affinché fosse presente porosità estesa e connessa) con diverse soluzioni a differenti concentrazioni in volume di NaCl (tra le quali quella rappresentante la concentrazione critica è pari ad 1,52%), si ha effettivamente influenza della concentrazione dei sali sulla parte reale di ϵ_r , come visibile dalla Figura 6.1, tratta dal medesimo lavoro.

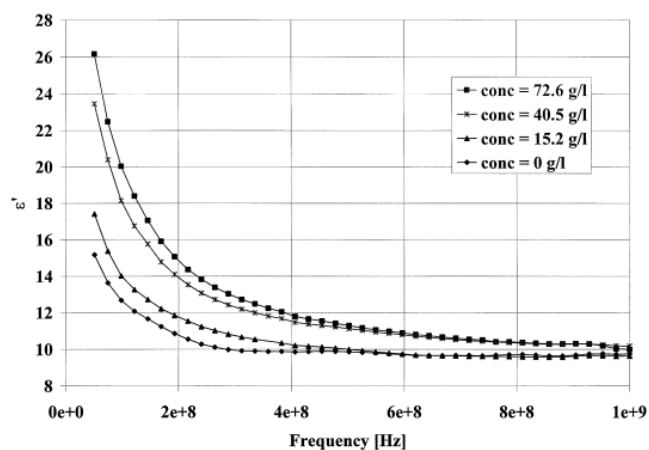


Figura 6.1- Influenza, sulla parte reale della permittività ϵ_r , di diverse concentrazioni di NaCl nella soluzione interstiziale, con calcestruzzo Portland [87]

Si può notare che la correlazione diventa significativa al di sotto dei 600 MHz, e risulta comunque debole in quanto le curve rappresentate sono relative a concentrazioni cloruriche non prossime tra loro. Inoltre,

per quanto espresso nel §5.1 della presente trattazione, ciò è in contrasto con l'utilizzo della tecnica, che avviene con frequenze superiori a 1 GHz in modo da avere sufficiente risoluzione spaziale dei risultati.

Si ritiene dunque che l'utilizzo di tale tecnica non sia significativa nell'indagine di penetrazione clorurica, come non lo sono le misure di resistività elettrica trattate nel §5.2, proprio a causa dell'eccessiva sensibilità al contenuto d'acqua; infatti, anche una variazione limitata di θ determina una notevole variazione in termini di resistività ρ .

Per questo motivo vengono indagate nel prosieguo della trattazione due tecniche, cioè quella dell'elettrodo ionoselettivo e quella dei sensori a fibra ottica.

Oltre all'esecuzione di test non distruttivi esistono *modelli numerici sofisticati* in relazione al trasferimento dei cloruri. Nel caso più generale, espresso da Samson e Marchand [88], esso può essere modellato con un'equazione di bilancio di massa che tiene conto di un contributo diffusivo, di uno convettivo, dell'attività chimica e della termodiffusione (fenomeno per cui, in presenza di un gradiente termico, le molecole con massa maggiore tendono a migrare verso le zone più fredde, quelle più piccole verso le zone più calde).

È stato proposto anche un modello più semplice che non tiene conto dei fenomeni termodiffusivi e assume che la legge di diffusione di Darcy sia il parametro chiave per la valutazione dell'umidità [89]. In tale modello, si assume che la penetrazione clorurica sia il risultato dei processi di trasferimento di calore (6.1), trasferimento di umidità (6.2), e diffusione di cloruri (6.3).

$$\frac{\partial T}{\partial t} - \frac{1}{\rho_0 \cdot C_p} \cdot \text{div}(\lambda \cdot \text{grad}T) = 0 \quad (6.1)$$

In essa si indica con ρ_0 [kg/m³] la densità del calcestruzzo in sito, con C_p [J/(kg·K)] il calore specifico del calcestruzzo e con λ [W/(m·K)] la sua conducibilità termica.

Per valutare il trasferimento di calore all'interno del calcestruzzo ci si deve servire di un'ulteriore equazione alle derivate parziali (PDE):

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \text{div}\left(D_w \cdot \frac{\partial W}{\partial x}\right) = 0 \quad (6.2)$$

Nella (6.2) si indica con W il contenuto d'acqua (espresso tramite rapporto in volume tra acqua e calcestruzzo), x [m] è la profondità di indagine e t [s] il tempo, mentre D_w [m²/s] è un coefficiente diffusivo dell'umidità definito in funzione di parametri termodinamici, dell'umidità relativa RH e della temperatura T , assunta una temperatura di riferimento T_{ref} pari a 20 °C.

Infine, l'equazione che governa il trasporto di cloruri tiene conto della concentrazione di ioni cloro liberi e legati [mol/m³] C_f e C_b e dei coefficienti D_w e D_e , a loro volta consideranti RH e T oltre ai parametri termodinamici:

$$\frac{\partial W C_f}{\partial t} + \frac{\partial C_b}{\partial C_f} \cdot \frac{\partial C_f}{\partial t} - \text{div}(D_e W \cdot \text{grad}C_f + C_f D_e \cdot \text{grad}W) = 0 \quad (6.3)$$

Per procedere a risolvere le PDE è necessario definire le condizioni iniziali e il passo di integrazione, ovvero il tempo che intercorre tra due valutazioni numeriche successive delle stesse: il processo logico da seguire per risolvere il problema è riassunto nella Figura 6.2, nella quale si può notare come la

procedura di integrazione passo per passo venga interrotta a fine vita utile della struttura, oppure raggiunta la soglia di concentrazione clorurica, che nello studio di Nguyen et al. [89] viene assunta prossima al limite inferiore dell'intervallo in Tabella 3.2, ovvero pari allo 0,4%.

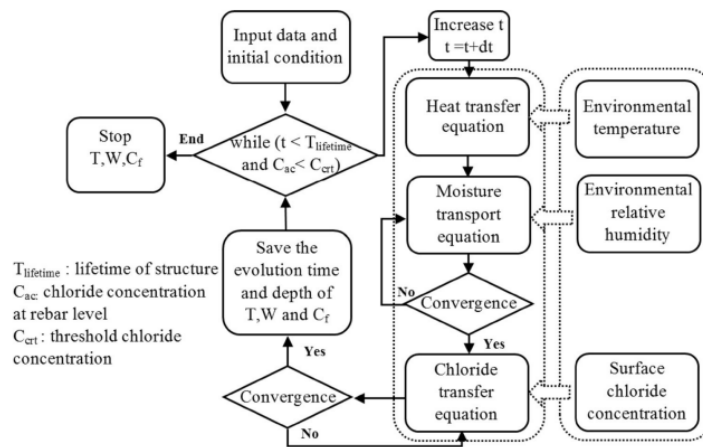


Figura 6.2- Processo logico per il calcolo di temperatura, contenuto di umidità e profili clorurici [89]

Passo per passo è dunque necessario poter inserire, per la risoluzione delle equazioni differenziali alle derivate parziali, i dati di temperatura ambientale così come di umidità relativa ambientale e la concentrazione superficiale di cloruri; si specifica che nell'applicazione del metodo semplificato si assume che tutti i trasferimenti avvengano in maniera unidirezionale, per cui i gradienti e le divergenze nella (6.1) e nella (6.3) vengono ricondotti a ordinarie derivate.

Anche utilizzando un intervallo temporale pari a 7 giorni il discostamento dei risultati in termini di concentrazione clorurica rispetto al modello completo [88] è nell'ordine del 10%, per cui si ritiene che il modello semplificato presentato sia valido.

Tuttavia, i metodi numerici, siano essi completi o semplificati, sono caratterizzati in maniera intrinseca da limitazioni al loro uso, per molteplici motivazioni:

- è necessario aggiornare, di volta in volta, i parametri ambientali, per cui è necessario porre termoigrometri in prossimità dell'opera d'arte specifica, in modo che questi parametri possano tenere in conto del microclima locale in cui essa è inserita;
- per la risoluzione della (6.3) è necessario conoscere la concentrazione clorurica superficiale ad ogni passo, fungendo essa da condizione al bordo per l'equazione differenziale.

Nel caso in cui il calcestruzzo sia giovane esistono dei metodi per definirne l'umidità relativa [90] e si può per essa assumere in prima approssimazione un valore iniziale di umidità relativa interna pari al 70%; in riferimento invece al contenuto iniziale di cloruri all'interno del calcestruzzo, esso dipende certamente dalla tipologia del calcestruzzo e degli aggregati utilizzati, ma è possibile trascurarlo in relazione alla concentrazione derivante dagli agenti esterni.

Per quanto concerne invece la concentrazione superficiale di cloruri, essa dipende strettamente dalla tipologia e dalla frequenza di applicazione dei sali disgelanti ed è possibile considerarla costante nell'arco temporale che comprende l'applicazione dei sali stessi e trascurabile nell'intervallo di tempo complementare.

Anche qualora il metodo numerico non fosse impiegato a partire dall'inizio della vita utile del manufatto ma solo in una fase successiva sarebbe possibile servirsi di tecniche non distruttive per la stima dell'umidità relativa interna iniziale, così come del profilo di concentrazione di cloruri.

Si ritiene, dunque, che i metodi analitici per la stima della penetrazione dei cloruri siano validi e di possibile applicazione per strutture importanti dal punto di vista economico o strategico; dovendo tuttavia tale metodologia servirsi comunque di test non distruttivi, quantomeno per la sua calibrazione iniziale, c'è bisogno di indagini che permettano anche la stima di un profilo di concentrazione dei cloruri.

6.1 Elettrodo ionoselettivo

La tecnica dell'elettrodo ionoselettivo, nota anche con l'acronimo ISE (Ion Selective Electrode), si basa sull'utilizzo dell'omonimo strumento di misura, rapido e diretto, dell'attività ionica all'interno delle soluzioni, il cui principio di funzionamento si basa sull'equazione di Nernst:

$$E = E^0 + \frac{RT}{nF} \cdot \left(\frac{\prod a_{i,ox}^{v_{i,ox}}}{\prod a_{i,red}^{v_{i,red}}} \right) \quad (6.4)$$

La (6.4) è necessaria per calcolare il potenziale di riduzione dell'elettrodo E , cioè una misura della tendenza di una specie chimica ad acquisire elettroni, in presenza di condizioni diverse da quelle standard (cioè con una temperatura di 298 K, pressione di 1 bar e a concentrazione molare di reagenti e prodotti della reazione unitaria). In essa, E^0 è il potenziale di riduzione standard in dipendenza dalla tipologia di elettrodo utilizzato, R [$\text{J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$] è la costante universale dei gas, F [$\text{C} \cdot \text{mol}^{-1}$] la costante di Faraday, n il numero di elettroni trasferiti nella semireazione di riduzione, $a_{i,red}$ e $a_{i,ox}$ rispettivamente le attività dell' i -esima specie in forma ridotta e in forma ossidata e $v_{i,red}$ e $v_{i,ox}$ i corrispondenti coefficienti stechiometrici.

Ad ogni modo praticamente non si misura il potenziale in Volt [V] ma la differenza di potenziale ΔV , per cui è necessario l'utilizzo di un elettrodo di riferimento, noto con l'acronimo di RE (*Reference electrode*), oltre alla connessione di entrambi gli elettrodi con un potenziometro. La tecnica può essere influenzata dalla presenza di altri anioni, ma tale effetto viene limitato utilizzando come ISE un elettrodo Ag/AgCl [91], per cui si ha l'avvenimento della (6.5):



La semireazione che avviene è, dunque, quella di ossidazione: per questo motivo, constatato anche che l'attività degli ioni cloro a_{Cl^-} può essere assunta pari alla loro concentrazione c_{Cl^-} [92], preso atto del coefficiente stechiometrico associato alla specie ossidata e operata la sostituzione delle costanti note nella (6.4), assumendo una temperatura pari a 25 °C (298 K) si ottiene:

$$E - E_{ref} = E_{\text{Ag/AgCl}}^0 + 0,05916 \cdot \log (c_{\text{Cl}^-}) \quad (6.6)$$

Dunque, effettuata la misurazione l'unica incognita risulta essere la concentrazione clorurica, che può perciò essere determinata.

Tuttavia, nell'applicazione di tale metodologia sussistono una serie di incertezze, dovute principalmente alla presenza di altri ioni oltre ai cloruri, alla distanza tra gli elettrodi, alla temperatura e al contenuto d'acqua all'interno del calcestruzzo armato.

In riferimento all'*alterazione del potenziale di elettrodo per effetto della presenza di altri anioni* bisogna considerare che, cambiando le condizioni di concentrazione degli ioni cloro in prossimità della superficie dell'elettrodo per effetto della semireazione di ossidazione, AgCl tende a dissolversi, aumentando la concentrazione di Ag^{2+} in modo da mantenere costante il prodotto di solubilità K_{ps} (misura della solubilità di un composto espressa tramite le concentrazioni molari).

Seppur il prodotto di solubilità sia maggiore per Ag_2O rispetto ad AgCl (ciò implica che, in presenza di acqua pura, la dissociazione sarebbe maggiormente favorita per il primo, che dunque non si troverebbe in forma solida), la caratteristica della soluzione interstiziale nel caso di limitata presenza di ioni cloro per la quale la concentrazione di OH^- risulta essere molto maggiore della concentrazione di Cl^- , fa sì che l'elettrodo divenga di tipo $\text{Ag}/\text{Ag}_2\text{O}$, il cui potenziale dipende dalla concentrazione degli ioni OH^- : poiché la concentrazione di tale anione risulta nel calcestruzzo più rilevante rispetto a quella degli ioni cloro, si ha un effetto di traslazione negativa sul potenziale e ciò significa che, a parità di concentrazione di Cl^- , che si ricorda essere l'obiettivo dell'indagine, viene misurato in tal caso un potenziale minore, che porta perciò ad errori nella valutazione del contenuto di cloruri [93].

Essendo gli ioni ossidrilici presenti naturalmente nel calcestruzzo tale problematica di mancanza di stabilità dell'elettrodo ionoselettivo si verifica in qualsiasi tipo di ambiente per qualunque esposizione; tuttavia, studi effettuati [94] hanno verificato che la traslazione si verifica, in maniera significativa, in presenza di valori di PH superiori a 13, per i quali però si reputa limitata la pericolosità derivante dalla presenza di cloruri, in quanto le armature risultano essere protette per effetto del fenomeno di passivazione; inoltre il fatto stesso che la formazione dell'elettrodo $\text{Ag}/\text{Ag}_2\text{O}$ sia favorita in presenza di basse concentrazioni cloruriche determina che non vi sia impedimento, almeno in tal senso, nell'utilizzo della tecnica.

In relazione all'*influenza della resistività elettrica tra gli elettrodi*, questa diventa rilevante in presenza di elettrodi posti sufficientemente vicini tra loro. Per limitare questo effetto, messo in luce da Atkins et al. [95], è possibile usare una configurazione dell'elettrodo di riferimento che prevede la presenza di un capillare di Luggin, come visibile in Figura 6.3.

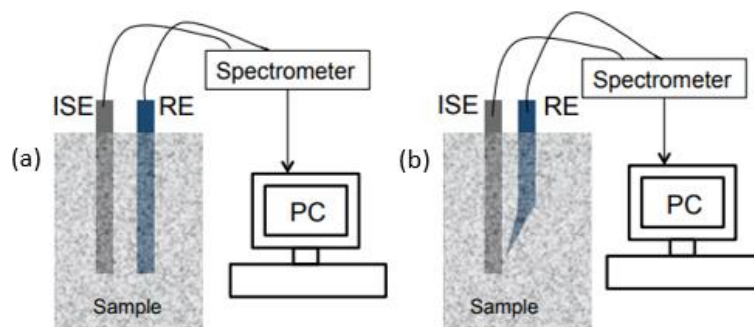


Figura 6.3- Configurazioni della prova, secondo metodologia classica (a) e con capillare di Luggin (b) [25]

Ulteriori incertezze sono invece dovute all'*influenza della temperatura*: nel caso in cui anche l'elettrodo di riferimento sia di tipo Ag/AgCl (la differenza di potenziale non risulta nulla, proprio a causa della presenza di cloruri), è sufficiente sostituire la corretta temperatura nell'equazione di Nernst, altrimenti è

necessario applicare una correzione sul potenziale standard dell'elettrodo ionoselettivo. Non sono inoltre presenti correlazioni chiare con il contenuto di umidità all'interno del calcestruzzo.

Dal punto di vista pratico per l'esecuzione della prova c'è bisogno di almeno due elettrodi, integrati preliminarmente nel calcestruzzo (di cui quello ISE è Ag/AgCl e quello RE può essere realizzato con diversi costituenti), e di un voltmetro capace di misurare la differenza di potenziale tra i due elettrodi. Seppur siano presenti variabilità, dovute alla modalità di realizzazione dell'elettrodo ISE e dunque alla calibrazione dell'elettrodo stesso, si ritiene che tale tecnica, economica e di celere esecuzione, possa essere ampiamente utilizzata in futuro per la valutazione della durabilità del calcestruzzo, anche per il vantaggio costituito dalla possibilità di utilizzo in climi aggressivi.

6.2 Sensori a fibra ottica

Un ulteriore metodo, sviluppato in anni più recenti, è quello che prevede l'utilizzo di sensori a fibra ottica, indicati anche con l'acronimo di OFS (*optical fiber sensors*). La tecnica può essere vista come complementare a quella basata sulla misura con elettrodi, in quanto vengono superate alcune limitazioni associate a quest'ultima, come l'influenza che il rumore elettromagnetico di fondo vi esercita.

Le fibre ottiche sono molto sensibili nella valutazione dell'indice di rifrazione, a sua volta correlato con il contenuto di cloruri per quanto espresso nel prosieguo della trattazione.

Essendo le fibre ottiche generalmente costituite da una zona interna realizzata in fibra di vetro e da rivestimento il loro spettro di trasmissione è caratterizzato da una serie di bande di attenuazione ed è dovuto all'accoppiamento di un modo fondamentale all'interno del *core* (la fibra ottica è a modo singolo) e dei differenti modi di propagazione all'interno del rivestimento; è possibile calcolare in maniera analitica le lunghezze d'onda centrali delle bande di attenuazione λ_m :

$$\lambda_m = [\bar{n}_{01,core}(n_1, n_2, \lambda_m) - \bar{n}_{0m,riv}(n_2, n_c, \lambda_m)] \cdot \Lambda \quad (6.7)$$

Nella (6.7), in cui con Λ [s] si indica il periodo del segnale, si può notare come gli indici rifrattivi effettivi relativi rispettivamente al modo del *core* e all' m -esimo modo del rivestimento $\bar{n}_{01,core}$ e $\bar{n}_{0m,riv}$ siano dipendenti dagli indici di rifrazione n_{01} , n_{02} e n_c rispettivamente relativi alla zona interna, alla zona esterna e al materiale circostante. È proprio quest'ultima dipendenza che fa concludere che, per mezzo dell'esecuzione di spettroscopia, si possano indagare le caratteristiche del calcestruzzo circostante la fibra ottica. In effetti, variazioni di concentrazione della soluzione interstiziale producono traslazioni in termini di λ_m .

In riferimento all'indice di rifrazione, si ricorda che esso è definito come rapporto tra la velocità di propagazione della radiazione elettromagnetica nel vuoto e nel mezzo considerato; per questo motivo il suo valore può essere considerato, ammettendo una certa approssimazione, unitario per l'aria e maggiore dell'unità per qualsiasi altro materiale attraversato dalla radiazione.

La variazione di λ_m ha forte dipendenza dall'ordine del modo di emissione della zona di rivestimento [96], in quanto viene seguita l'equazione (6.8):

$$\frac{d\lambda_m}{dn_c} = \frac{d\lambda_m}{d\bar{n}_{0m,riv}} \frac{d\bar{n}_{0m,riv}}{dn_c} \quad (6.8)$$

Dunque, la traslazione in termini di lunghezza d'onda centrale della banda di attenuazione può essere positiva oppure negativa, potendo $d\bar{n}_{0m,riv}/dn_c$ assumere valori di segno discorde [97]. La configurazione del sensore è quella visibile in Figura 6.4, nella quale si nota l'inserimento di un reticolo a lungo periodo (LPG), che ha la funzione di accoppiare la radiazione dall'interno della fibra coi modi del rivestimento a determinate lunghezze d'onda $\lambda_{m,i}$ che, per quanto espresso nella (6.7), risultano dipendenti dall'indice rifrattivo del materiale circostante il sensore.

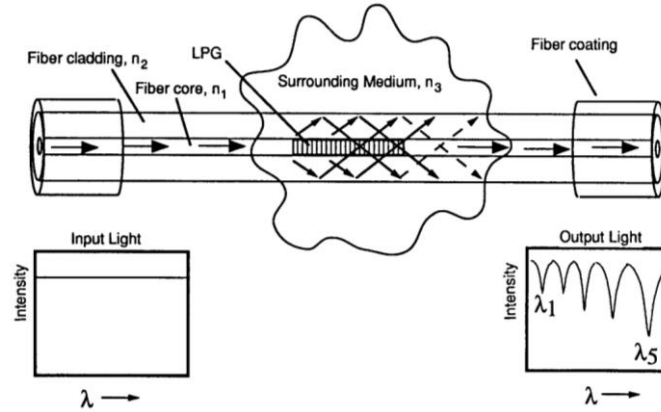


Figura 6.4- Schema del sensore, con fibra ottica, rivestimento e LPG; indicazione del segnale in output [97]

I sensori LPG possono essere integrati all'interno del materiale calcestruzzo oppure resi aderenti in una fase successiva a quella di costruzione alla superficie del materiale, per cui l'applicazione risulta sempre possibile in presenza di calcestruzzo esposto.

Sul metodo ci sono numerose influenze, dipendenti principalmente dal tipo di sensore, e tra le quali si può citare la dipendenza dalla temperatura e dallo stato deformativo del materiale; tuttavia, una volta determinato il tipo di sensore da utilizzare, è possibile derivare una correlazione relativa alla traslazione di λ_m in funzione della concentrazione dei cloruri a temperatura costante.

In tal senso, sono stati sperimentati una serie di sensori realizzati con materiali differenti e in presenza di radiazione incidente di diversa natura. A tal proposito, in Figura 6.5 si riporta la relazione ottenuta da Tang et al. [96] utilizzando radiazione laser a CO₂.

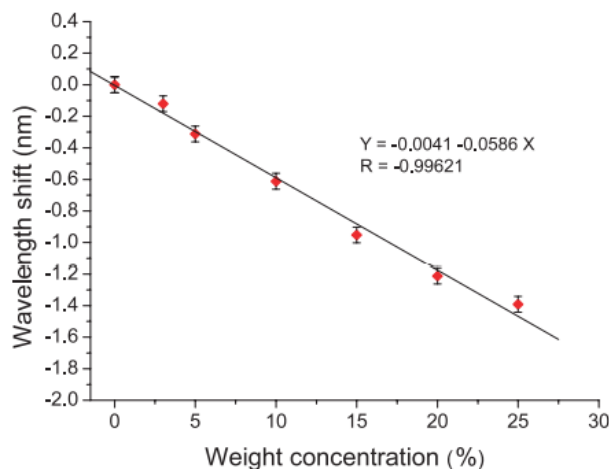


Figura 6.5- Traslazione della lunghezza d'onda in relazione alla concentrazione in massa di NaCl [96]

Nello studio di Lam et al. [98] è stata invece utilizzata radiazione incidente ultravioletta ed è stato mostrato come, rivestendo la fibra con particelle d'oro, la sensibilità della prova aumenta ulteriormente incrementandosi la pendenza negativa della retta, che presenta inoltre un'intercetta minore: ciò fa sì che contenuti di cloruri anche modesti possano essere individuati con la presente tecnica. I risultati dello studio sopra citato sono visibili in Figura 6.6.

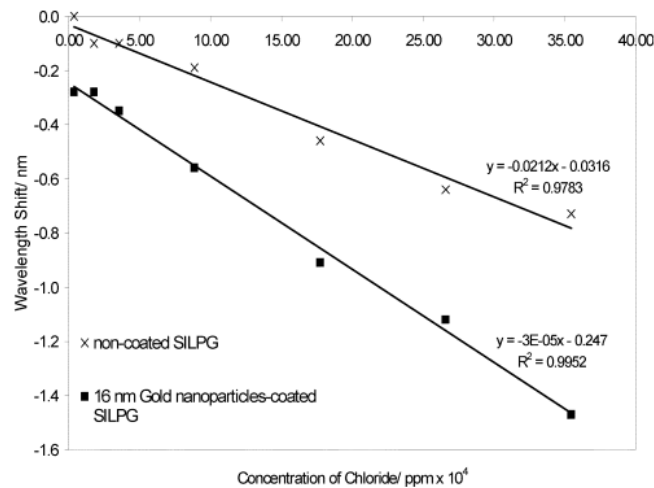


Figura 6.6- Traslazione della lunghezza d'onda in relazione alla concentrazione in percentuale di ioni cloro, con e senza rivestimento con graniglia d'oro [98]

Si può notare che le due formulazioni presentate non risultano in disaccordo tra loro, in quanto, in entrambi i casi, la traslazione della prima lunghezza d'onda del segnale in output aumenta al crescere della concentrazione dei cloruri.

La tecnica è speditiva, non sensibile a campi elettromagnetici e presenta buona accuratezza. Il suo principale svantaggio risulta essere la necessità, per la fibra, di protezione, la quale deve permettere la trasmissione di radiazione e non deve flettersi né rompersi durante il getto, qualora il sensore sia integrato alla struttura fin dall'inizio della sua vita utile.

7 CASO STUDIO: VIADOTTI ALPINI IN CALCESTRUZZO ARMATO

7.1 Introduzione e presentazione dei dati di degrado

Per comprendere in maniera più estesa il fenomeno di degrado in ambiente montano e la sua velocità si sceglie di analizzare una serie di dati di degrado relativi a 33 viadotti alpini, tutti appartenenti a un'unica infrastruttura: per questo motivo è assumibile che, eccetto l'orientamento e la diversa condizione dovuta alla presenza di copertura su alcune opere (e quindi del differente soleggiamento a cui lo specifico viadotto è sottoposto), le condizioni ambientali siano le stesse.

L'infrastruttura, e quindi tutte le opere d'arte ad essa appartenenti, è stata realizzata negli anni '60; risente dunque oggi di importanti problemi di degrado, resi manifesti anche a causa della massiccia applicazione di composti disgelanti, applicati nell'area oggetto di studio mediamente per 6÷7 mesi l'anno: a tal proposito, si ha l'informazione che per la maggior parte della vita utile dell'infrastruttura il composto disgelante utilizzato è stato il sale marino, sostituito solo da pochi anni da salgemma. Un estratto fotografico, ritenuto rappresentativo dello stato di conservazione dell'infrastruttura seppur relativo ad un unico viadotto, è visibile in Figura 7.1, nella quale si evidenziano fenomeni di distacco del copriferro con conseguenti armature esposte e ossidate, ma anche estese macchie di umidità attiva, indice di non idoneo sistema di drenaggio e probabile causa del grave ammaloramento della trave sottostante.



Figura 7.1 – Particolare di un viadotto ammalorato appartenente all'infrastruttura analizzata

Quella appena presentata è una situazione certamente evidente ed estrema, ma problematiche di degrado, seppur talvolta meno dirompenti, sono presenti su tutti i viadotti dell'infrastruttura oggetto di studio.

Il primo passo nell'ottica di garantire una maggior sicurezza dell'utenza, o comunque una maggiore durabilità dell'infrastruttura, è costituito dall'individuazione del degrado: tale operazione, in precedenza

svolta dai tecnici dipendenti dai concessionari stradali in assenza di norme precise che disciplinassero le procedure ispettive, viene oggi giorno regolata dalle vigenti “*Linee guida per la classificazione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*”, emanate in data 17/04/2020 dall’Assemblea generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in cui si specifica che le ispezioni, da svolgere su tutte le opere censite nel ‘livello 0’ dell’approccio multilivello devono restituire i risultati in apposite schede, dette *Schede di difettosità*, definite nell’Allegato B delle succitate Linee guida.

Tra le schede di difettosità predisposte nell’Allegato B delle *Linee guida 2020*, dipendenti dalla tipologia di elemento da indagare e dal materiale dal quale tale tipologia di elemento è costituito, sono di interesse nel caso in esame, essendo tutti i viadotti in calcestruzzo armato non precompresso, le seguenti.

- *Scheda 1* – relativa a spalle realizzate in calcestruzzo.
- *Scheda 3* – relativa a pile realizzate in calcestruzzo.
- *Scheda 6* – relativa agli appoggi, realizzati comunemente in materiali metallici e polimerici.
- *Scheda 7* – relativa ai giunti, realizzati comunemente in acciaio.
- *Scheda 14* – relativa a travi e traversi realizzati in calcestruzzo armato.
- *Scheda 18* – relativa a solette realizzate in calcestruzzo armato.

Nelle schede ad ogni difetto è associato un peso, indicato con G , variabile da 1 a 5, che deve essere moltiplicato per l’estensione del difetto in questione e per la sua intensità, in modo da ottenere un punteggio di degrado: quanto più esso è elevato, tanto maggiore si considera l’ammaloramento.

$$D = G \cdot k_1 \cdot k_2 \quad (7.1)$$

La compilazione delle schede di difettosità, nelle quali bisogna specificare il controllo di ogni difetto e l’eventuale possibilità che esso non sia rilevabile per mancanza di applicabilità alla tipologia di manufatto o elemento in esame oppure per impossibilità logistica, mira a garantire la migliore oggettività possibile in modo che si possa ricavare indicazione dello stato di degrado e della sua velocità consultando schede relative a stesse opere d’arte in anni diversi.

Nel presente lavoro si analizzano i dati di difettosità relativi ai due anni successivi all’emanazione delle Linee guida, ovvero il 2020 e 2021, con l’obiettivo di comprendere, oltre all’avanzamento del degrado, anche l’efficacia delle schede di difettosità come metodo ispettivo di primo livello.

In particolare sono state fornite le schede di difettosità relative agli anni 2020 e 2021, e le schede di sintesi, che racchiudono in maniera sintetica il degrado su ogni opera per l’anno di riferimento; con tale formato, visibile in maniera esemplificativa in Tabella 7.1, si perde parte dell’informazione in quanto non è possibile conoscere da quale grado di estensione e quale grado di intensità derivi il punteggio di ammaloramento specifico, ma in compenso i dati risultano maggiormente trattabili e analizzabili dal punto di vista statistico.

Preliminarmente all’analisi si è scelto di riunire tutti i dati di degrado relativi all’ispezione condotta nell’anno 2020 in un’unica matrice, e lo stesso si è fatto per le ispezioni relative all’anno 2021. Fatto ciò, ponendo sulle colonne il tipo di difetto e sulle righe l’elemento al quale esso è relativo, si ottengono matrici di dimensioni 1102x60 e 1354x60, denominate d’ora in poi rispettivamente D_{20} e D_{21} : l’aumento delle righe della matrice potrebbe essere indice dell’aumento dell’ammaloramento, ma non è possibile concludere ciò a priori data la latenza in termini di oggettività ancora presente pur utilizzando i moderni metodi ispettivi, di cui si vuole valutare l’incidenza nella presente trattazione.

Tabella 7.1- Esempio, relativo all'opera d'arte 25 per l'anno 2020, del formato attraverso cui i dati di degrado sono stati reperiti

	25 - STAU00T2PNO7***** DIFETTO RILEVATO	G	SP 1	SP 2	PI 1	TR 1	TR 2	SO 1	SO 2
1	Macchie di umidità passiva	1		0,2		0,2	0,2		0,5
2	Macchie di umidità attiva	3			0,6			0,6	1,5
3	Tracce di scolo	3	0,6	0,6			0,6		
4	Cls dilavato / ammalorato	3			1,5	1,5	0,6	0,6	0,6
5	Cls dilavato / ammalorato Testate	4							
6	Ristagni d'acqua	2							
7	Ristagni d'acqua nei cassoni	4							
8	Vespai	2							
9	Distacco del copriferro	2			0,4	0,4			
10	Armatura ossidata / corrosa	5			1,25	1,25	0,5		0,5
11	Lesioni in corrispondenza staffe	2							
12	Lesioni a ragnatela modeste	1							
13	Fessure orizzontali	2							
14	Fessure verticali	2		1					
15	Fessure diagonali	5							
16	Fessure trasversali	5							
17	Fessure longitudinali	2							
18	Lesioni / distacco travi trasversi	3							
19	Lesioni attacco pilastri (spalle a telaio)	3							
20	Lesioni attacco trave-soletta	2							
21	Staffe scoperte/ossidate	3			0,6	0,75	0,75		
22	Rottura staffe	4							
23	Riprese successive deteriorate	1							
24	Danni da urto	4							
25	Armatura longitudinale deformata	5							
26	Difetti nelle selle Gerber	5							
27	Fuori piombo	5							
28	Scalzamento	5							
29	Dilavamento del rilevato	1							
30	Dissesto del rilevato - deformazioni	2							
31	Dissesto del rilevato - stabilità	4							
32	Movimenti di fondazione	5							
33	Lesioni da schiacciamento	4							
34	Lesioni caratteristiche zone appoggio	3							
35	Piastra di base deformata	2							
36	Ossidazione	2							
37	Bloccaggio	4							
38	Preregolazione sbagliata	4							
39	Presenza di detriti	2							
40	Schiacciamento / Fuoriuscita lastre di piombo	4							
41	Invecchiamento neoprene	3							
42	Deformazione orizzontale eccessiva	4							
43	Schiacciamento / Fuoriuscita neoprene	4							
44	Ammaloramento pendoli in c.a.	4							
45	Fuori piombo permanente	4							
46	Ovalizzazione rulli metallici	4							
47	Fuori sede rulli metallici	4							
48	Deterioramento Teflon	3							
49	Dislivello giunto pavimentazione	1							
50	Dislivello tra elementi contigui	1							
51	Riparazioni provvisorie giunti	1							
52	Massetti lesionati	2							
53	Distacco tampone	1							
54	Deformazione tampone	1							
55	Ammaloramento profilati	2							
56	Deformazione / rottura elementi di continuità	2							
57	Scossalina permeabile o assente	2							

Nelle suddette matrici l'informazione sulla tipologia di danno è presente in quanto le colonne da 4 a 60 corrispondono alle tipologie di degrado indicate con indici da 1 a 57 nella Tabella 7.1 (qui presenti sulle righe, le singole matrici sono state infatti trasposte), mentre nelle prime tre colonne si individua l'elemento strutturale nella specifica opera d'arte, secondo la seguente notazione, riportata per chiarezza in forma tabellare nella Tabella 7.2.

Tabella 7.2- Individuazione dello specifico elemento strutturale nel distinto viadotto, nelle matrici D_{20} e D_{21}

Matrici D_{20} o D_{21}	Colonna 1	Colonna 2	Colonna 3	Colonna 4	...	Colonna 60
righe 2 ÷ fine	Numero opera	Tipo elemento strutturale	Numero elemento strutturale	Difetto 1 Tab.7.1	...	Difetto 57 Tab.7.1

Dunque, ad ogni elemento strutturale di ogni opera d'arte corrisponde una notazione, inizialmente alfanumerica, del tipo di cui sotto, in cui si indica la pila numero 60 dell'opera d'arte 12.

12.PI.60

Si specifica che ogni elemento strutturale, per come è stato appena definito, può essere costituito da più elementi svolgenti la stessa funzione all'interno del ponte: si può ad esempio pensare ad un impalcato a graticcio, nel quale l'elemento travi/traversi comprende le molteplici travi che fungono da elementi resistenti longitudinali, così come gli eventuali molteplici traversi presenti in un'unica campata.

Ritenendo maggiormente funzionale lavorare con matrici numeriche, è stato deciso di assegnare una notazione numerica anche alle tipologie di elementi strutturali, come di seguito espresso in Tabella 7.3, e cioè in assetto crescente e nell'ordine alfabetico degli elementi strutturali stessi.

Tabella 7.3- Conversione dei codici letterali rappresentanti le tipologie di elemento strutturale in numerici

Tipologia di elemento strutturale	AP Appoggio pila	AS Appoggio spalla	GI Giunto	PI Pila	SO Soletta	SP Spalle	TR Travi
Codice numerico	1	2	3	4	5	6	7

Di conseguenza lo stesso elemento precedentemente indicato con notazione alfanumerica viene ora convertito nella notazione numerica **12.4.60**: si specifica comunque che le divisioni puntuali non sono presenti all'interno delle matrici D_{20} e D_{21} , nelle quali il codice numerico viene diviso in diverse colonne per quanto su espresso; essi vengono inseriti nella sola fase di estrazione dell'informazione da tali matrici.

Come visibile dalla Tabella 7.2 l'informazione che individua l'elemento strutturale al quale sono associati i difetti espressi nella medesima riga è presente a partire dalla seconda riga delle matrici di dati, e ciò è dovuto all'inserimento, nella prima riga della stessa, del valore di G corrispondente ad ogni difetto, tramite il quale si possono svolgere analisi separate sui soli difetti di una certa gravità, oppure valutare l'evoluzione del degrado in relazione alla pericolosità del fenomeno.

È dunque possibile, servendosi delle matrici D_{20} e D_{21} , svolgere un'analisi statistica dei dati in modo da valutare l'evoluzione del degrado e la coerenza tra le procedure ispettive. A tal proposito si ricorda che l'unica informazione non presente nelle matrici di dati è relativa alle componenti che concorrono al punteggio di degrado: se infatti il fattore G della (7.1) risulta noto, lo stesso non si può dire per k_1 e k_2 .

Le opere d'arte appartenenti all'infrastruttura presentano diverse estensioni assiali, con conseguente differente numero degli elementi strutturali che caratterizzano le opere d'arte stesse. Si riporta, in Tabella 7.4, il numero di elementi appartenenti ad ogni viadotto, specifici per ogni tipologia strutturale; a tal proposito si specifica che non è stato possibile reperire il numero di appoggi e giunti su ogni opera d'arte, ma in relazione al loro ridotto numero, alla minor incidenza di essi sul punteggio di degrado e alla loro presenza solo per un numero limitato di viadotti, le analisi approfondite saranno svolte su pile, solette, spalle, travi/traversi, d'ora in poi denotati con le colorazioni caratteristiche visibili in Tabella 7.4.

Tabella 7.4- Numero di elementi, divisi per tipologia strutturale e nel complessivo, costituenti tutte le opere d'arte dell'infrastruttura

Numero opera d'arte	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo
1	16	17	2	17	52
2	4	5	2	5	16
3	5	4	2	4	15
4	4	5	2	5	16
5	4	5	2	5	16
6	3	4	2	4	13
7	0	1	2	1	4
8	7	8	2	8	25
9	8	9	2	9	28
10	12	13	2	13	40
11	18	18	2	18	56
12	99	100	2	100	301
13	15	16	2	16	49
14	16	17	2	17	52
15	11	12	2	12	37
16	9	10	2	10	31
17	5	6	2	6	19
18	33	34	2	34	103
19	27	27	2	27	83
20	8	8	2	8	26
21	8	9	2	9	28
22	20	20	2	20	62
23	7	8	2	8	25
24	9	10	2	10	31
25	1	2	2	2	7
26	3	4	2	4	13
27	14	14	2	14	44
28	10	11	2	11	34
29	13	13	2	13	41
30	37	38	2	38	115
31	7	8	2	8	25
32	0	1	2	1	4
33	17	18	2	18	55

7.2 Considerazioni preliminari

Pur essendo il campione di dati limitato a due anni successivi è possibile individuare notevoli differenze tra di essi; per questo motivo si procede a riportare per le varie opere la variazione di degrado cumulato (e dunque comprendente tutte le tipologie di elementi) in termini percentuali, nella Figura 7.2.

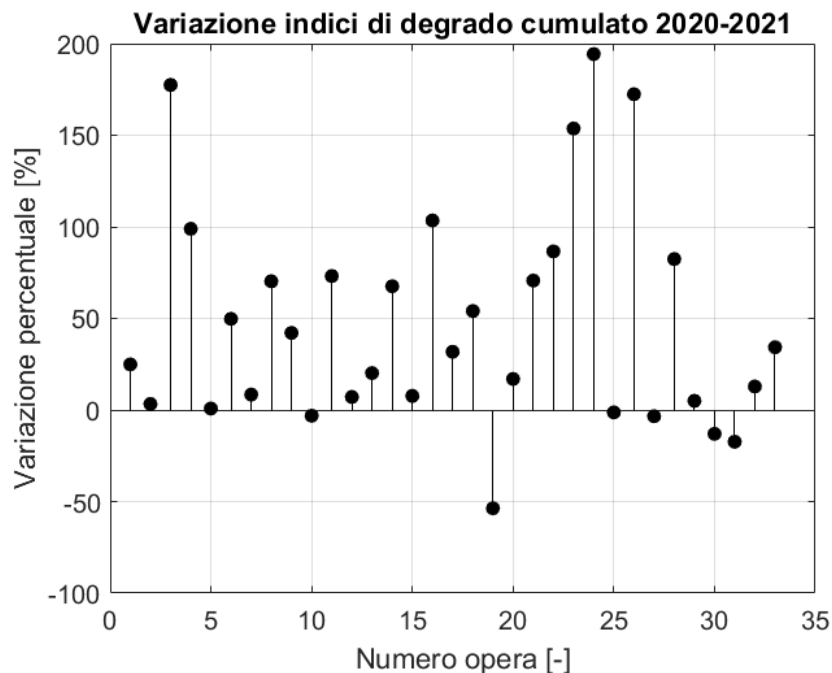


Figura 7.2- Variazione percentuale di punteggio di degrado per le opere d'arte dell'infrastruttura

Si può a prima vista notare che nella maggior parte delle opere d'arte analizzate il degrado è aumentato in maniera sostanziale; tuttavia, in alcune opere è rimasto sostanzialmente invariato. Inoltre nell'opera 19 si è avuta una diminuzione pari al 54% dell'indice di degrado: questo dato, seppur prossimo ai limiti della soggettività ispettiva che sarà indagata nei paragrafi seguenti, si ritiene eccessivamente discordante rispetto ai rimanenti, e per questo motivo si conclude che esso sia dovuto anche necessariamente ad esecuzione di interventi sull'opera in questione.

In media la variazione dell'indice di degrado cumulato è pari a:

$$\Delta D_{cum,medio} = 47,82\%$$

Una variazione così elevata non può solamente essere frutto dell'avanzamento della condizione di ammaloramento dei viadotti, ma piuttosto è imputabile a diversi metodi di valutazione tra le due squadre ispettive: ciò è confermato anche dal fatto che in 5 delle opere d'arte visibili in Figura 7.2 l'indice di degrado risulta più che raddoppiato da un anno all'altro.

Per la realizzazione del grafico in Figura 7.2 si è proceduto a partire dal degrado cumulato. In generale, per avere un'analisi maggiormente accurata dei dati, si preferisce lavorare con il degrado normalizzato sul numero di elementi, ma dal punto di vista degli incrementi non vi è differenza essendo il numero di elementi costante e dipendente dalle caratteristiche intrinseche delle opere d'arte.

Grafici analoghi a quello riportato in precedenza possono essere realizzati sulle singole tipologie di elementi strutturali separatamente, in modo da individuare se siano presenti tipologie di elementi soggette a velocità di ammaloramento maggiore, oppure se determinate tipologie di elementi siano maggiormente soggette a errori di una delle due squadre ispettive, o di entrambe.

L'elevata variabilità dei dati determina la scelta, nell'ottica di rendere apprezzabili graficamente gli stessi, di operare una suddivisione in classi, in numero pari a 16 e il cui significato è espresso in Tabella 7.5, aventi tutte ampiezza costante e pari al 10% di variabilità.

Tabella 7.5- Modalità di suddivisione in classi, con indicazione degli intervalli relativi a ogni classe, per gli incrementi di punteggio

Numero classe	-5	-4	...	0	...	9	10
Intervallo	$i < -45\%$	$-45\% < i < -35\%$...	$5\% < i < 5\%$...	$85\% < i < 95\%$	$i > 95\%$

Di conseguenza, qualora il dato rimanga sull'asse delle ascisse si sarà in presenza di una condizione di sostanziale stabilità (variazione di punteggio, in valore assoluto, minore del 5%); in caso contrario si denota una variabilità, positiva o negativa a seconda del semipiano occupato dal dato relativo a ogni opera d'arte e di intensità dipendente dalla classe assegnata, visibile in ordinata. La resa grafica di quanto appena espresso viene riportata nelle Figure 7.3, 7.4, 7.5 e 7.6.

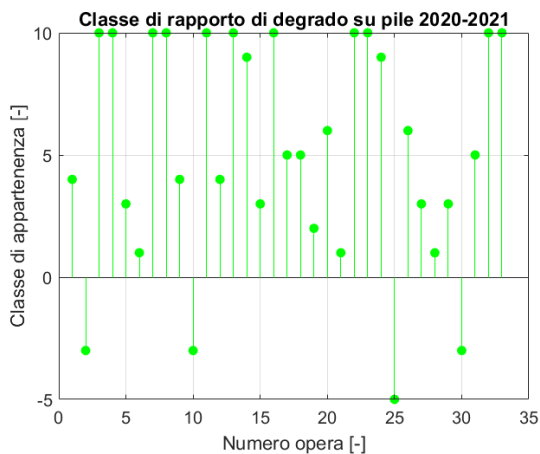


Figura 7.3- Classe di rapporto di degrado su pile

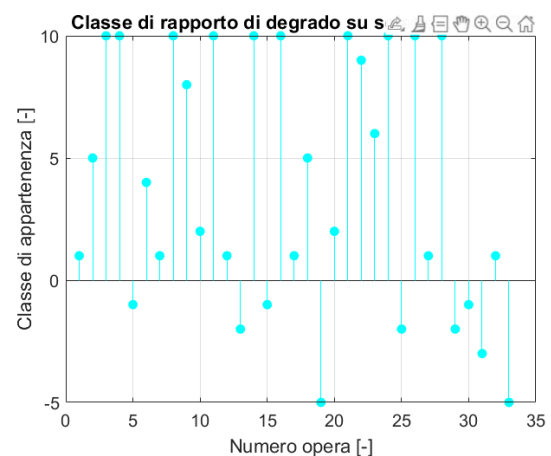


Figura 7.4- Classe di rapporto di degrado su solette

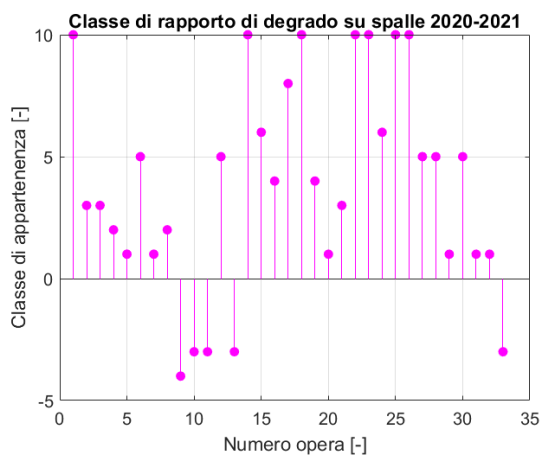


Figura 7.5- Classe di rapporto di degrado su spalle

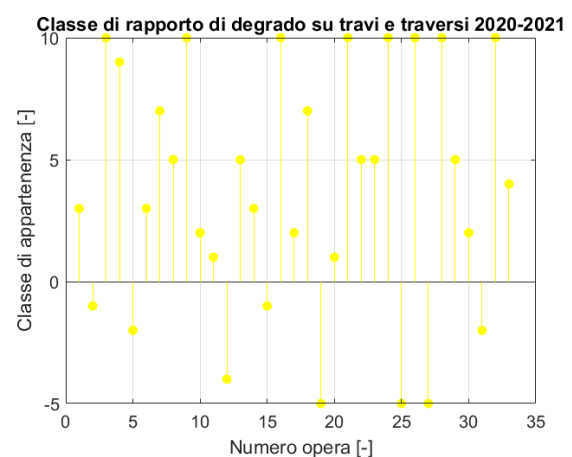


Figura 7.6- Classi di rapporto di degrado su travi/traversi

L'operazione di suddivisione in classi rende evidente la variazione dei dati di punteggio di degrado tra il 2020 e il 2021: infatti, i dati al limite del campo di rappresentazione dei grafici corrispondono, nel semipiano positivo e negativo rispetto all'asse delle ascisse, rispettivamente ad un raddoppio (o un aumento maggiore) e ad un dimezzamento (o una diminuzione più rilevante) del punteggio di degrado. È evidente all'osservazione che le opere per le quali si presenta, per la specifica tipologia strutturale, raddoppio di punteggio, risultano molte di più di quelle per le quali si presenta dimezzamento: tali informazioni vengono racchiuse in forma tabellare in Tabella 7.6.

Tabella 7.6- Numero di variazioni evidenti (maggiori o uguali di raddoppi e dimezzamenti) per le varie tipologie strutturali

Incremento		PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi
Numero di opere d'arte	Raddoppio	11	10	7	8
	Dimezzamento	1	2	0	3

Un ulteriore confronto che può essere operato è dato dalla comparazione tra gli indici di degrado su elementi della stessa tipologia sull'intera rete. Tale informazione è visualizzabile in Figura 7.7 in riferimento all'indice di danno normalizzato col numero di elementi della relativa tipologia; non è stato comunque possibile inserire l'informazione relativa agli appoggi e ai giunti non conoscendo, per le varie opere d'arte, il numero di elementi totali delle suddette tipologie.

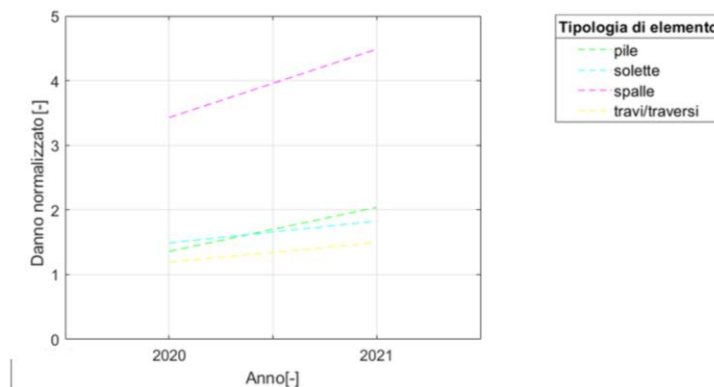


Figura 7.7- Valutazione dell'incremento di danno normalizzato sulle diverse tipologie di elementi

In Figura 7.7 gli andamenti del punteggio di degrado normalizzato sono stati tratteggiati in quanto non si hanno dati continui nel tempo, ma soltanto puntuali e relativi alle ispezioni svolte nel Maggio 2020 e nel Giugno 2021.

È inoltre possibile valutare le statistiche del campione; in particolare, è di interesse esprimere i valori medi di punteggio di degrado normalizzato per singoli elementi, e lo si fa nella Tabella 7.7, non considerando appoggi e giunti, il cui punteggio di degrado non è normalizzabile non conoscendo il numero di elementi.

In termini di punteggio di degrado normalizzato medio μ_{dn} l'aumento è notevole con le ispezioni 2021 che indicano, tra le tipologie di elementi indagate, un incremento minimo del 26,3% rispetto alle ispezioni 2020. Anche in termini di varianza σ_{dn}^2 , le ispezioni 2021 fanno registrare un incremento, seppur più moderato, delle ispezioni condotte l'anno precedente, mentre in termini di coefficiente di variazione CV per tutti gli elementi strutturali esso è risultato minore nell'anno 2021. Tuttavia ciò non può portare, singolarmente, alla conclusione che le ultime procedure di livello 1 eseguite siano più precise, in quanto

non ci si aspetta μ_{dn} (relativo alle varie tipologie di elementi) costante per le diverse opere d'arte, per almeno tre motivi.

1. I viadotti, già per loro natura strutturale linearmente estesi e non soggetti, perciò, a fenomeni meteorologici puntuali ma areali, sono sottoposti a diverse azioni esterne nel corso dell'anno per le diverse condizioni meteorologiche spaziali.
2. I viadotti hanno un orientamento differente tra loro, essendo l'area montuosa e l'infrastruttura stradale caratterizzata dalla presenza di tornanti e irregolarità planimetriche, e ciò incide sull'applicazione dei composti disgelanti (un viadotto esposto a Nord, ad esempio, manterrà nel corso della stagione invernale una temperatura media sensibilmente minore di uno con esposizione opposta).
3. Il calcolo del valore medio dei punteggi di degrado normalizzati non è ugualmente consistente al variare del numero di dati, e per questo motivo la presenza di dati anomali non individuabili 'sposta' molto di più la media in viadotti poco estesi rispetto al caso di viadotti con un maggior numero di elementi (la media sarebbe ugualmente consistente nelle varie opere d'arte solo per le spalle, presenti in egual numero su ognuno dei viadotti, per natura della tipologia di elemento).

Tabella 7.7- Medie e varianze dei punteggi di degrado normalizzati, ed incrementi tra le ispezioni 2020 e 2021

Tipologia elemento	Anno	μ_{dn} [-]	σ^2_{dn} [-]	μ_{21} / μ_{20} [-]	$\sigma^2_{21} / \sigma^2_{20}$ [-]	CV_{21} / CV_{20} [-]
PI - Pile	2020	1,406	1,141	1,477	1,433	0,811
	2021	2,077	1,634			
SO - Solette	2020	2,053	6,689	1,263	1,046	0,810
	2021	2,592	6,996			
SP - Spalle	2020	3,429	7,387	1,309	1,204	0,838
	2021	4,487	8,897			
TR - Travi	2020	1,402	1,667	1,369	1,349	0,848
	2021	1,918	2,248			

Variazione punteggi di degrado normalizzato medio 2020-2021

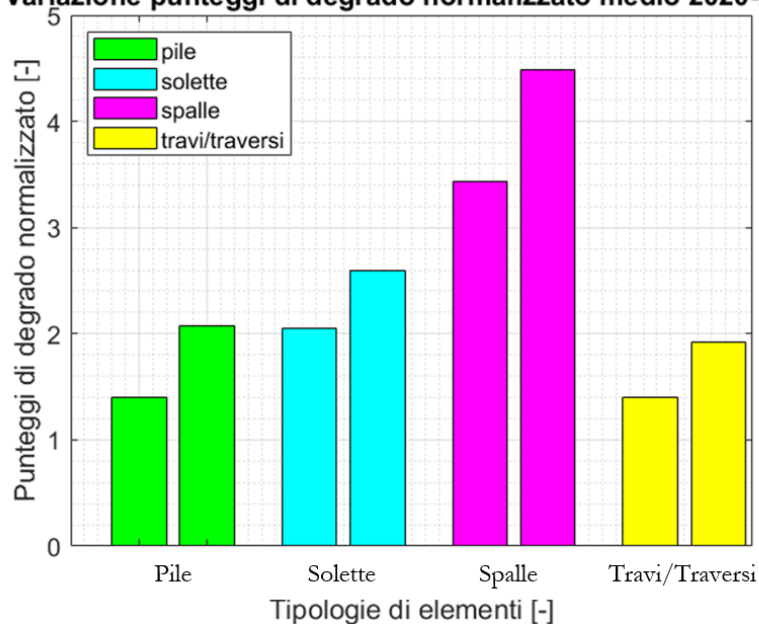


Figura 7.8 Istogramma a barre rappresentante il degrado normalizzato medio per varie tipologie di elementi

Delle tre precedenti motivazioni, si giudicano le ultime due come quelle più rilevanti, in quanto l'applicazione dei sali disgelanti incrementa in maniera molto significativa il degrado rispetto al caso in cui i composti non vengano applicati (o vengano applicati in minor quantitativo), e a causa della forte disomogeneità in termini di numero di elementi costituenti le varie opere d'arte (Tabella 7.4). Si individua inoltre in Figura 7.8 in maniera visiva l'evoluzione media del degrado normalizzato per tipologie di elementi.

7.3 Suddivisione in classi di punteggio di degrado normalizzato

Il punteggio di degrado, rapportato al numero di elementi a cui si riferisce, è stato convertito in un punteggio di degrado normalizzato e cioè il punteggio medio di degrado assegnato ad ogni elemento.

Facendo riferimento in via esemplificativa alle *pile* (il ragionamento potrà poi essere esteso a tutte le tipologie di elemento e agli elementi nel loro complesso) è possibile ottenere un punteggio normalizzato di degrado, di esse rappresentativo, per ogni opera d'arte dell'infrastruttura.

Per individuare la variazione in termini di punteggi di degrado da un anno all'altro in maniera visiva, è possibile suddividere il campione di dati di degrado normalizzato in classi, in numero tale per cui sia soddisfatta la seguente equazione:

$$k = \text{int}(2 \cdot n^{0,4}) \quad (7.2)$$

Una volta individuato il numero di classi, di uguale ampiezza in termini di punteggio di degrado, è possibile assegnare una classe ad ogni viadotto (relativamente al degrado delle pile), sia per l'anno 2020 sia per l'anno 2021. La frequenza relativa dei punteggi di degrado normalizzati viene riportata nella Figura 7.9 per l'anno 2020.

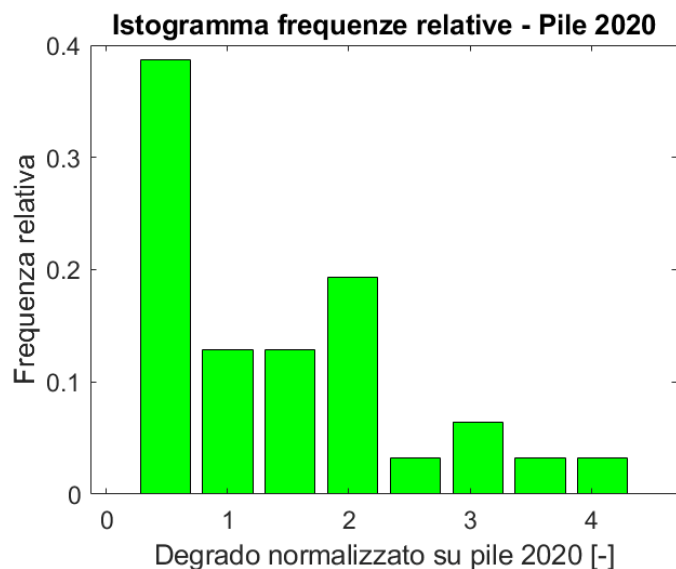


Figura 7.9 Istogramma delle frequenze relative per degrado normalizzato su pile, nel 2020

Il numero di classi calcolato a seguito dell'applicazione della (7.2) risulta pari a 8, ma si è scelto di aggiungere ulteriori classi per tenere in conto della possibilità che i punteggi di degrado presenti nelle ultime classi per il 2020 risultino ancora più elevati nel 2021. Si definiscono dunque 10 classi con i limiti che si riportano in Tabella 7.8.

Tabella 7.8- Limiti delle classi di degrado normalizzato per pile (suddivisione con classi equispaziate)

Classe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Limite inf.	0,231	0,746	1,261	1,776	2,291	2,805	3,32	3,835	4,35	4,865
Limite sup.	0,746	1,261	1,776	2,291	2,805	3,32	3,835	4,35	4,865	Inf

La suddivisione in classi si rende necessaria in quanto è propedeutica alla realizzazione di un'ulteriore analisi tabellare, che mira a mettere in evidenza l'evoluzione del degrado sulle pile da un anno all'altro. Per il suo sviluppo è necessario preliminarmente assegnare una classe di degrado alle pile appartenenti alle diverse opere d'arte, per le due annate nelle quali sono state condotte le procedure ispettive.

Una volta fatto ciò si possono rappresentare sinteticamente i risultati in Tabella 7.9, nella quale si visualizza in ogni casella XY il numero di viadotti della rete appartenenti alla classe X nel 2020 e alla classe Y nel 2021. Qualora non ci fosse evoluzione del degrado e le ispezioni dei due anni fossero equilibrate, la maggior parte dei dati dovrebbe trovarsi sulla diagonale, e cioè per essi non dovrebbe essere avvenuto un cambio di classe; sommando invece gli avvenimenti al di sotto della diagonale è possibile valutare il numero di opere d'arte che hanno subito un sostanziale peggioramento nei riguardi delle pile, e sommando quelli al di sopra il numero di viadotti che risultano migliorati in tale campo (ciò può essere dovuto all'esecuzione di interventi, alla difformità di valutazione oppure ad entrambi questi aspetti).

Tabella 7.9- Confronto delle valutazioni di degrado sulle pile dell'intera infrastruttura (classi equispaziate)

Anno	PI	2020									
PI	Classe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2021	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	2	3	0	1	1	0	1	0	0
	5	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0
	6	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0
	7	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0

Si nota dalla Tabella 7.9 che, sulle 31 opere d'arte analizzate, 24 hanno subito un peggioramento di classe e solo 3 di esse un miglioramento, almeno per quanto riguarda le pile.

Tuttavia, anche nell'ottica di andare a rappresentare i dati e ricercare la retta di interpolazione, ci si chiede se sia corretto equispaziare le classi sul danno normalizzato: in questo modo infatti, dal punto di vista di calcolo, un incremento di 0,5 del danno normalizzato, che corrisponde ad una classe di incremento, sarebbe trattato in maniera analoga a prescindere dalla classe di appartenenza: ciò significa che un incremento del danno normalizzato da 1,0 a 1,5, che corrisponde a una variazione del 33% del punteggio di degrado, sarebbe visto come un incremento da 4,5 a 5, pari all'11%.

Per questo motivo si sceglie di modificare i limiti delle classi, mantenendone il numero, seguendo una progressione geometrica di ragione 1,5 a partire dal primo estremo inferiore: i limiti delle classi ottenuti secondo questa suddivisione sono definiti in Tabella 7.10.

Tabella 7.10- Limiti delle classi di degrado normalizzato per pile (suddivisione con progressione geometrica)

Classe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Limite inf.	0,231	0,347	0,520	0,780	1,169	1,754	2,631	3,947	5,920	8,880
Limite sup.	0,347	0,520	0,780	1,169	1,754	2,631	3,947	5,920	8,880	Inf

In questo metodo di suddivisione, affinché avvenga un cambio di classe della situazione di degrado dell'opera relativamente alle pile è necessario che, ipotizzando che il campione rappresentativo del 2020 si trovi al centro della classe, sia necessaria una variazione del 25% del punteggio di degrado, e del 75% per un doppio salto di classe. Tali variazioni sono sicuramente eccessive da un anno all'altro, tanto che ci si aspetterebbe che per la maggior parte dei dati che la classe rimanga invariata.

Si può dunque verificare in Tabella 7.11 come varia l'informazione, rappresentata in maniera differente rispetto alla Tabella 7.9, considerando questa nuova suddivisione in classi, introdotta con l'obiettivo di fornire maggiore rappresentatività all'analisi.

Tabella 7.11- Confronto delle valutazioni di degrado sulle pile dell'intera infrastruttura (classi con progressione geometrica)

Anno	PI	2020									
PI	Classe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2021	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	2	2	2	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
	6	0	0	0	2	3	3	2	1	0	0
	7	1	1	0	1	0	3	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0
	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Non considerando l'evoluzione del degrado, che si muta le condizioni da un anno all'altro facendo ottenere potenzialmente un punteggio di degrado differente, ma non nelle proporzioni percentuali sopra espresse, si ritiene che la condizione frequente di variazione di classe da un anno al successivo si verifichi per le seguenti motivazioni:

1. anche servendosi della suddivisione appena esplicitata, non si è in grado di cogliere tutte le sfaccettature che si celano dietro i dati di degrado, ad esempio perché resta il problema per il quale una certa variazione percentuale di degrado normalizzato può portare o meno a un cambio di classe in dipendenza dalla distanza dall'estremo della classe del punteggio relativo all'anno 2020;
2. la presenza di opere d'arte con un numero limitato di elementi strutturali di tipo pila può far sì che variazioni dovute ad un numero limitato di valutazioni possa portare a un cambio di classe;
3. la differenza di metodo di valutazione tra le ispezioni 2020 e 2021, che fornirebbe risultati diversi anche in presenza di evoluzione del degrado nulla, a causa delle diverse squadre ispettive impiegate nei due anni successivi.

Le prime due cause delle variazioni di classe sono dovute alla scelta della suddivisione, mentre l'ultima in maniera intrinseca ai punteggi di degrado: di conseguenza, considerando che entrambe le modalità di suddivisione in classi adottate portano con sé degli svantaggi, è possibile confrontare i risultati ottenuti nell'ottica di comprendere se la differenza di metodo valutativo sia effettivamente influente.

Si possono, perciò, rappresentare su un piano (*Classe2020 – Classe2021*) le coppie di punti rappresentative di ogni opera d'arte adottando sia la suddivisione espressa in Tabella 7.9 sia quella utilizzata in Tabella 7.11; questa operazione viene svolta in Figura 7.10.

Ci si aspetta che le coppie di punti si posizionino in prossimità della bisettrice qualora il punteggio di degrado non vari in maniera significativa, e che si abbia invece variazione significativa del punteggio, rappresentata da un aumento del coefficiente angolare della retta interpolante e da una diminuzione dello stesso rispetto al valore unitario, rispettivamente nei casi di aumento e diminuzione del punteggio di degrado, per azione combinata dei due fenomeni sopra espressi.

Le rette interpolanti i dati sono state vincolate a passare per l'origine in quanto si ipotizza che l'assenza di difetto sia valutata da entrambi gli ispettori con un punteggio nullo: già ad una rapida osservazione si comprende che la suddivisione in classi non influenza significativamente la percezione della variazione dei risultati in output per le due ispezioni, in quanto i coefficienti angolari delle rette interpolanti non si discostano tra loro in maniera significativa. Dunque, a prescindere dalla modalità di suddivisione dei dati, il differente metodo valutativo risulta evidente, oltre che simile per i due metodi di raggruppamento.

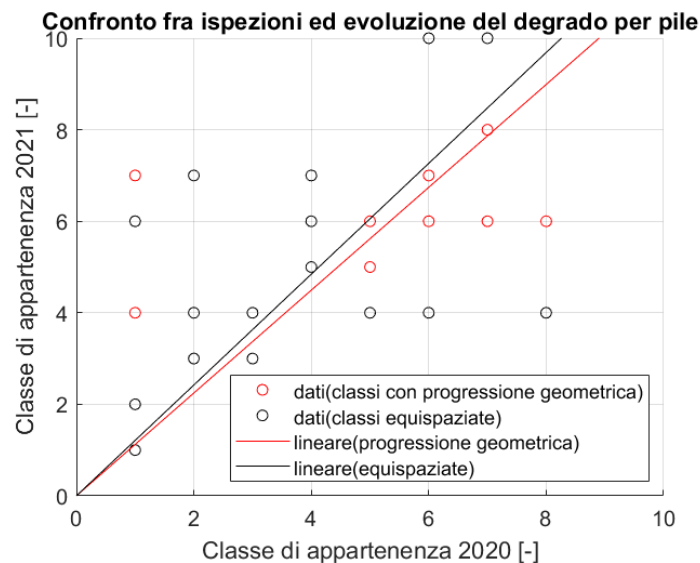


Figura 7.10- Valutazione della retta interpolante i dati suddivisi in classi (considerando diverse modalità di suddivisione) per pile

Nella scelta della modalità di suddivisione dei dati più idonea si mira alla condizione per cui si ottiene la migliore rappresentatività del campione; si ritiene che a seguito della suddivisione generata con progressione geometrica non si abbia un miglioramento notevole in tal senso. Seppur, infatti, sia eliminato il fenomeno per cui a seguito di stessi aumenti percentuali del danno si possa avere o non avere un cambio di classe in relazione al valore del degrado normalizzato, vengono introdotte ulteriori problematiche: in particolare, i dati sono maggiormente vulnerabili al cambiamento di raggruppamento per classi basse e ciò significa che, qualora si parta da un basso punteggio di degrado, anche l'individuazione di un solo difetto aggiuntivo può portare a un salto multiplo di classi, con conseguente effetto amplificato sulla valutazione del parametro j calcolato secondo questa suddivisione.

A tal proposito, si specifica che il parametro j , ovvero la deviazione quadratica, per come è definita nella (7.3), è dipendente dalla scala con la quale sono riportati i dati per cui non è possibile operare confronti in tal senso tra tale parametro calcolato in riferimento alla suddivisione in classi e sulla serie di dati di degrado normalizzato di partenza.

$$j_i = \sqrt{\text{media} \left((y_j - \hat{y}_j)^2 \right)} \quad (7.3)$$

Anche dal punto di vista del conteggio del numero di opere con punteggio significativamente maggiore, minore o stabile, non vengono registrate differenze significative rispetto alla prima modalità di divisione: si passa da 26 a 24 opere d'arte subenti un peggioramento di classe, da 4 a 5 assenze di variazione e da 3 a 4 miglioramenti di classe.

Si procede dunque alla rappresentazione della serie di dati relativa ai punteggi di degrado normalizzato e alla stima della retta interpolante passante per l'origine: ciò viene riportato in Figura 7.11.

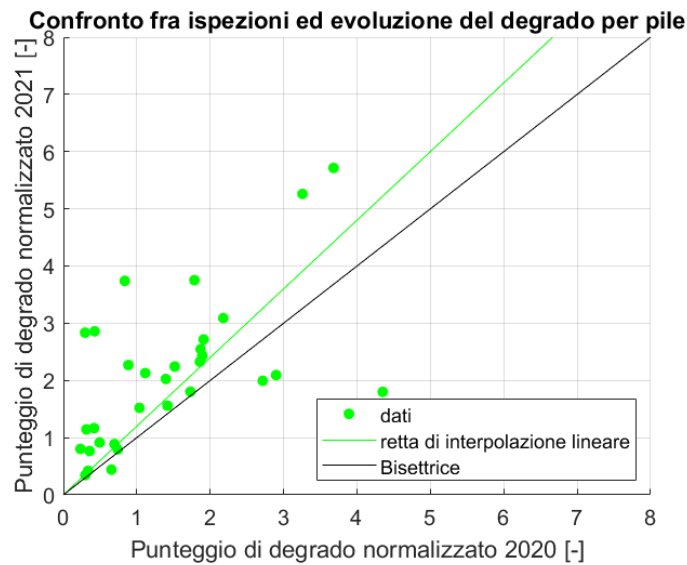


Figura 7.11- Valutazione della retta interpolante i dati di degrado normalizzati per pile

Risulta a questo punto possibile visualizzare i parametri che individuano le rette interpolanti per le due suddivisioni in classi e per i punteggi di degrado normalizzati; ciò viene riportato in Tabella 7.12. Come ci si aspetta il parametro m è sostanzialmente indipendente dalla scala nella quale sono riportate le valutazioni e le differenze sono dovute alla discretizzazione in classi, che chiaramente si paga con una certa perdita di informazione; tuttavia, si ritiene necessaria la suddivisione perché in questo modo si rende possibile la valutazione del numero di opere che, per motivi da indagare in maniera più approfondita, hanno subito notevole variazione di punteggio tra le ispezioni 2020 e le ispezioni 2021, per le varie tipologie di elementi strutturali così come per i dati complessivi.

Tabella 7.12- Parametri di interpolazione per pile, considerando differenti modalità di trattamento dei dati

Tipologia di trattamento dati	Parametro	
	m	j
Classi-suddivisione ad ampiezza costante	1,211	2,129
Classi-suddivisione con progressione geometrica	1,161	1,913
Punteggi di degrado normalizzato	1,226	1,207

Si vuole ora individuare il parametro più adeguato, al fine di operare un confronto, in termini di discostamento dei dati dall'incremento medio tra i punteggi di degrado relativi alle due ispezioni, separatamente per le varie tipologie di elementi e per tutti gli elementi complessivamente.

Si può supporre una condizione per cui non vi sia mediamente incremento di votazione di degrado (la retta interpolante i dati è la bisettrice) e tutti i dati siano stiano sulla retta di interpolazione meno che due di essi, distanti ad esempio 0,5 (in termini di punteggio di degrado normalizzato) dalla retta stessa.

Per il calcolo del parametro j non vi sarebbe dipendenza dalla distanza tra i dati in termini percentuali, ma solo dalla distanza assoluta: ciò significa che, a prescindere dal fatto che dati ipotizzati siano rappresentativi di una variazione di punteggio tipica della situazione rappresentata in Figura 7.12(a) oppure in Figura 7.8(b), il parametro j risulta immutato.

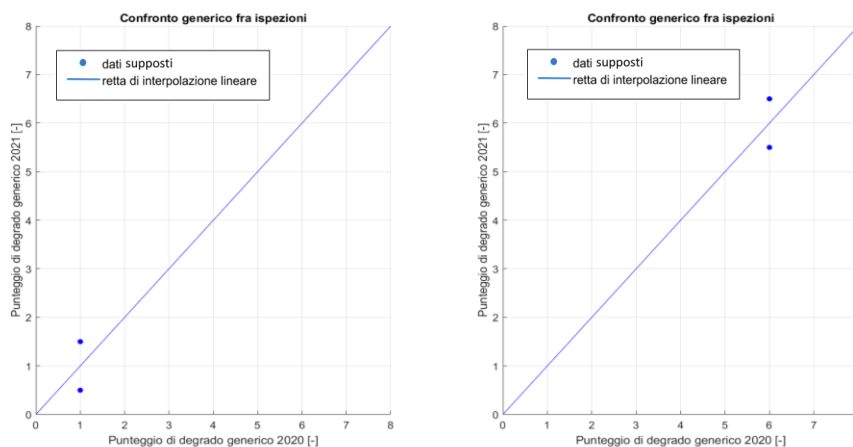


Figura 7.12(a)(b)- Esempificazione di uguaglianza del parametro j in situazioni con diversa discordanza tra ispezioni

Tuttavia, in termini di scostamento dall'incremento medio tra le ispezioni (che nel caso di assenza di degrado si tradurrebbe nella mancanza di accordo tra di esse), nella prima e nella seconda esemplificazione vi è differenza: in particolare esso sarà maggiore nel primo caso (a), discostandosi meno i dati tra loro in termini percentuali nel secondo (b).

Per ottenere una misura sensata dello scostamento dall'incremento medio tra i risultati delle ispezioni 2020 e 2021 si sceglie di normalizzare gli scarti quadratici medi con la stima del punteggio di degrado, secondo la (7.4):

$$t_i = \sqrt{\text{media} \left(\frac{(y_j - \hat{y}_j)^2}{\hat{y}_j^2} \right)} \quad (7.4)$$

Nella (7.4) con t_i si indica il generico indice di scostamento, potendo esso essere relativo a una delle tipologie di elementi strutturali o al degrado complessivo, mentre con y_j e \hat{y}_j si indicano rispettivamente i valori osservati e stimati (considerando i dati attesi in corrispondenza della retta interpolante i dati 2020-2021) dei punteggi di degrado normalizzati.

Si procede dunque alla suddivisione in classi di egual ampiezza, analogamente a quanto mostrato per le pile, per la stima del numero di opere che hanno subito una significativa variazione in termini di risultati, e alla successiva stima della retta interpolante sull'intero set di dati di degrado normalizzati e al calcolo degli *indici di scostamento*, per come definiti nella (7.4).

Nel caso delle *solette*, dato il numero costante di opere d'arte, l'esecuzione della (7.1) fornisce lo stesso risultato, per cui il numero di classi risulta analogo a quello scelto nell'analisi delle pile e si può riportare in forma tabellare l'informazione sintetica sulle variazioni di classe per tale tipologia strutturale.

Tabella 7.13- Confronto delle valutazioni di degrado sulle solette dell'intera infrastruttura

A	SO	2020											
SO	Classe		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2021	Limiti	0,09÷ 0,97	0,09÷ 0,97	0,97÷ 1,85	1,85÷ 2,73	2,73÷ 3,61	3,61÷ 4,49	4,49÷ 5,37	5,37÷ 6,25	6,25÷ 7,13	7,13÷ 8,01	8,01÷ Inf	
	1	0,09÷0,97	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,97÷1,85	7	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	1,85÷2,73	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	2,73÷3,61	0	1	0	2	0	0	0	0	0	0	1
	5	3,61÷4,49	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	1
	6	4,49÷5,37	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2
	7	5,37÷6,25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	6,25÷7,13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	9	7,13÷8,01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10	8,01÷Inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Anche in questo caso si presenta una prevalenza di dati al di sotto della diagonale, per cui incremento del punteggio di degrado per la maggior parte delle opere d'arte. Nella rappresentazione su piano cartesiano di tutti i dati (Figura 7.13) è possibile ricavare il coefficiente angolare della retta di interpolazione passante per l'origine m , e la deviazione quadratica media j e l'indice di scostamento t (Tabella 7.18).

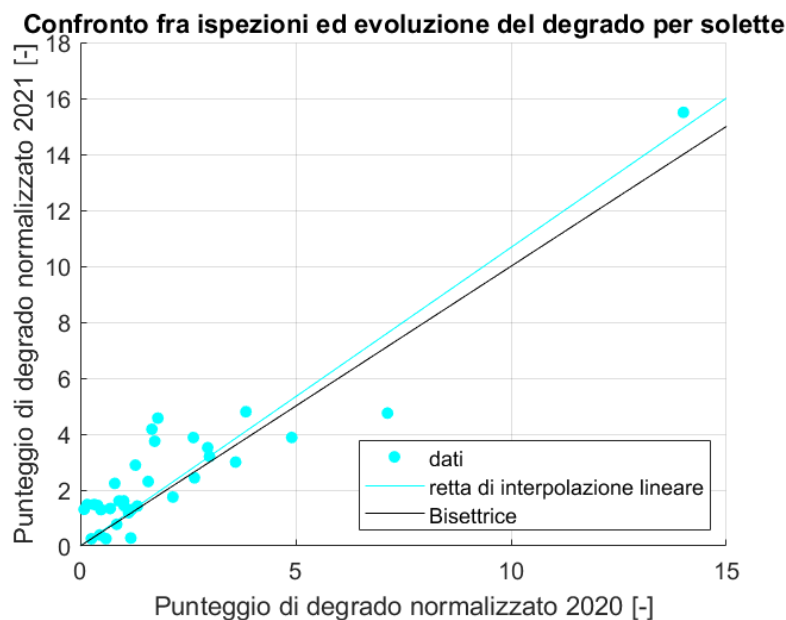


Figura 7.13- Valutazione della retta interpolante i dati per solette

Analogamente si può fare per *spalle* e *travi*, per le quali mantenendo lo stesso numero di dati, si procede alla realizzazione della tabella di confronto dividendo ancora in un numero di classi pari a 10. Si ottengono dunque le Tabelle 7.14 e 7.15 e le Figure 7.14 e 7.15, dalle quali si evidenzia, anche per le rimanenti tipologie di elementi strutturali, un incremento punteggio riportato nella maggior parte delle opere d'arte.

Tabella 7.14- Confronto delle valutazioni di degrado sulle spalle dell'intera infrastruttura

A	SP	2020											
SP	Classe		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2021	Limiti	0,08÷ 1,01	1,01÷ 1,95	1,95÷ 2,88	2,88÷ 3,81	3,81÷ 4,75	4,75÷ 5,68	5,68÷ 6,61	6,61÷ 7,13	7,55÷ 8,48	8,48÷ Inf		
	1	0,08÷1,01	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1,01÷1,95	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	1,95÷2,88	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
	4	2,88÷3,81	1	2	2	1	1	2	0	0	0	0	0
	5	3,81÷4,75	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
	6	4,75÷5,68	0	1	0	2	2	0	0	0	0	0	0
	7	5,68÷6,61	0	1	0	0	0	2	1	0	0	0	0
	8	6,61÷7,13	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
	9	7,55÷8,48	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
	10	8,48÷Inf	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	

Tabella 7.15- Confronto delle valutazioni di degrado su travi/traversi dell'intera infrastruttura

A	TR	2020											
TR	Classe		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2021	Limiti	0,00÷ 0,43	0,43÷ 0,86	0,86÷ 1,29	1,29÷ 1,72	1,72÷ 2,15	2,15÷ 2,59	2,59÷ 3,02	3,02÷ 3,45	3,45÷ 3,88	3,88÷ Inf		
	1	0÷0,43	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,43÷0,86	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0,86÷1,29	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	1,29÷1,72	1	1	3	0	0	0	0	1	0	0	0
	5	1,72÷2,15	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
	6	2,15÷2,59	0	0	0	1	2	0	1	0	0	0	0
	7	2,59÷3,02	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0
	8	3,02÷3,45	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
	9	3,45÷3,88	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
	10	3,88÷Inf	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1

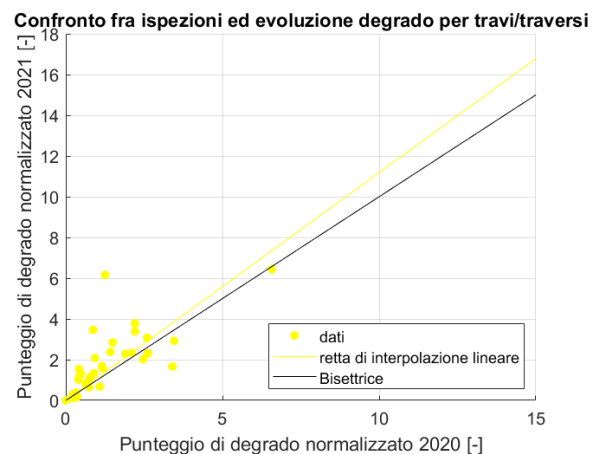
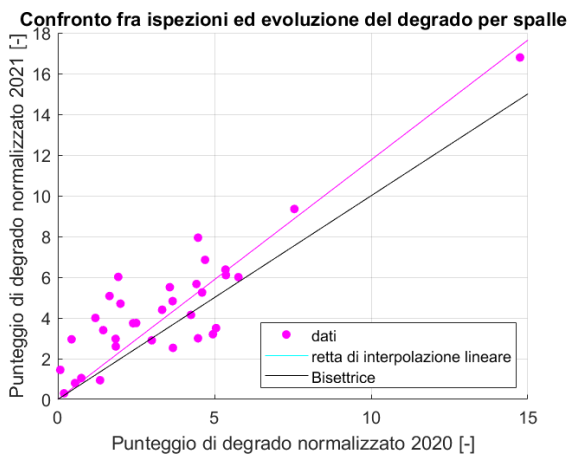


Figura 7.14- Valutazione della retta interpolante per spalle

Figura 7.15- Valutazione della retta interpolante per travi/traversi

Anche in riferimento al punteggio di degrado complessivo è stato possibile operare in maniera analoga a quanto fatto per la tipologia di elementi; tuttavia, nella valutazione del punteggio di degrado normalizzato complessivo, da svolgere per ogni opera d'arte, sono stati trascurati appoggi e giunti, non conoscendo il numero di tali elementi per le varie opere ed essendo i difetti ad essi correlati riscontrabili solo nel 12% e nel 48 % dei casi rispettivamente.

Analogamente alle analisi svolte sulle singole tipologie strutturali, si riportano i dati di variazione di classe e la retta interpolante i dati di degrado normalizzato, rispettivamente in Tabella 7.16 e in Figura 7.16.

Tabella 7.16- Confronto delle valutazioni di degrado normalizzato complessivo dell'intera infrastruttura

A	CO	2020										
CO	Classe		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2021	Limiti		0,00 ÷ 0,55	0,55 ÷ 1,10	1,10 ÷ 1,66	1,66 ÷ 2,21	2,21 ÷ 2,76	2,76 ÷ 3,31	3,31 ÷ 3,86	3,86 ÷ 4,42	4,42 ÷ 4,97	4,97 ÷ Inf
	1	0,00÷0,55	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,55÷1,10	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	1,10÷1,66	2	2	1	0	0	0	0	0	0	0
	4	1,66÷2,21	0	2	4	0	0	0	0	0	0	0
	5	2,21÷2,76	0	0	2	2	3	0	0	0	0	0
	6	2,76÷3,31	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0
	7	3,31÷3,86	0	0	1	1	0	1	0	1	0	0
	8	3,86÷4,42	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
	9	4,42÷4,97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10	4,97÷Inf	0	0	0	1	0	0	0	0	1	1

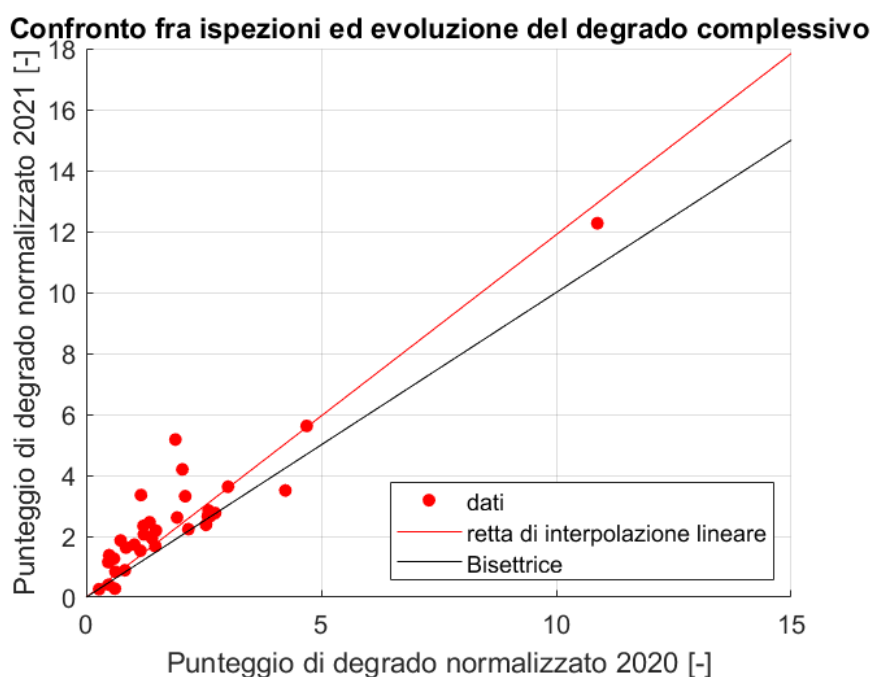


Figura 7.16- Valutazione della retta interpolante i dati di degrado normalizzato complessivo per l'intera infrastruttura

In seguito alla suddivisione in classi effettuata si può individuare quanti viadotti riportano un punteggio di degrado significativamente più elevato o più ridotto, e per quali il degrado è sostanzialmente immutato; questa informazione viene riportata, separatamente per le varie tipologie di elementi e in relazione al dato complessivo, in Tabella 7.17.

Tabella 7.17- Numero di opere che hanno subito variazione di classe, per singole tipologie di elementi e nel complessivo

Tipologia	Aumento classe		Diminuzione classe		Classe invariata		Totale	
	Numero opere [-]	[%]	Numero opere [-]	[%]	Numero opere [-]	[%]	Numero opere [-]	[%]
PI - Pile	26	78,8	3	9,1	4	12,1	33	100,0
SO - Solette	14	42,4	6	18,2	13	39,4	33	100,0
SP - Spalle	22	66,7	5	15,2	6	18,2	33	100,0
TR - Travi	20	60,6	5	15,2	8	24,2	33	100,0
Complessivo	22	66,7	2	6,1	9	27,3	33	100,0

Per tutte le tipologie di elementi, per oltre l'80% delle opere d'arte il risultato ha determinato una mancata variazione di classe o un aumento di classe, per cui il tutto sembra propendere verso un aumento notevole del degrado: è effettivamente possibile che in una rilevante frazione di opere d'arte si abbia aumento di classe, ma l'aumento notevole di punteggio di degrado espresso nel §7.2 è indice necessariamente di iniquità in termini valutativi, per cui sarà necessario fare ulteriori considerazioni nel prosieguo della trattazione. Viene inoltre riportato, in Figura 7.17, un grafico a barre, in modo da rendere graficamente apprezzabili le variazioni di classe per ogni tipologia di elemento strutturale e nel complessivo.

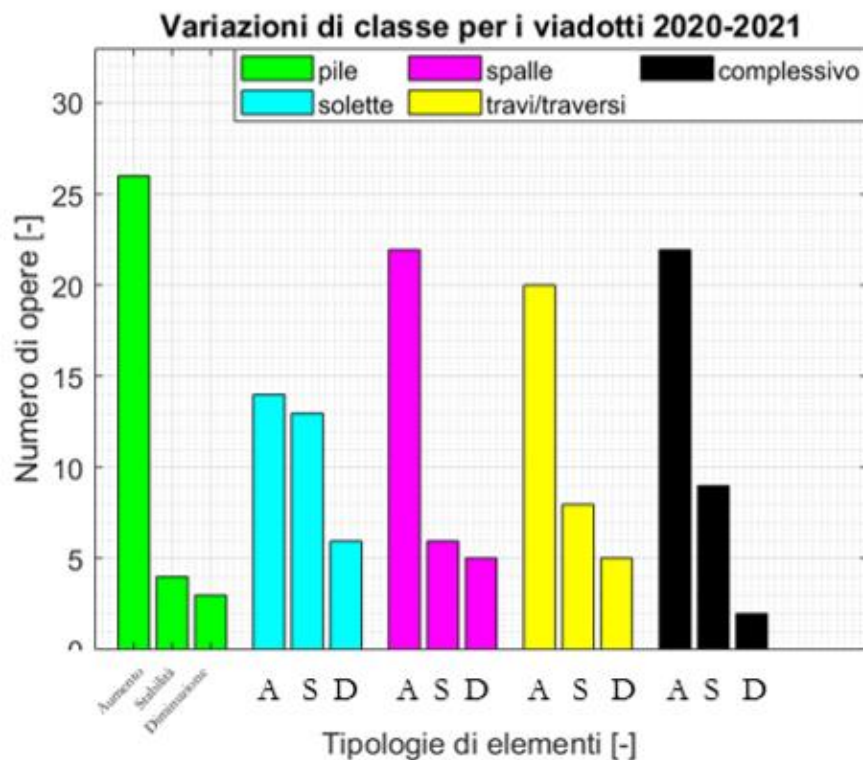


Figura 7.17- Istogramma a barre rappresentante le variazioni di classe, per le varie tipologie di elemento e nel complessivo

Inoltre, si riportano in Tabella 7.18 le stime di m e j , sia per le singole tipologie sia per il dato complessivo (entrambi normalizzati). Il parametro j , cioè la deviazione quadratica media, non può essere rappresentativo della concordanza o meno dei dati perché, come già espresso, è dipendente dalla scala delle valutazioni, per cui si sceglie di riportare anche gli indici di scostamento t_i .

Tabella 7.18- Parametri delle rette interpolanti i punteggi di degrado normalizzati, e indici di discordanza, per singole tipologie di elementi e nel complessivo

Tipologia elemento	Parametri retta interpolante		Indice di scostamento
	m	j	t
PI - Pile	1,200	1,207	1,72
SO - Solette	1,067	1,139	2,77
SP - Spalle	1,176	1,598	2,71
TR - Travi	1,119	1,175	1,03
Complessivo	1,189	0,881	0,59

Per ottenere una misura del disaccordo tra i punteggi di degrado 2020 e 2021 sono stati calcolati, come detto, gli *indici di scostamento* precedentemente definiti; dall'osservazione degli stessi si nota che la discordanza in termini di dati risulta limitata nel complessivo, ma in realtà ciò non dipende da un buon accordo tra di essi ma piuttosto dalla compensazione delle differenze che si hanno sulle varie tipologie di elementi. Ciò permette di concludere che:

- il grado di discordanza tra i dati è elevato, essendo maggiormente rappresentativi gli indici relativi a singole tipologie di elementi rispetto all'indice di discordanza complessivo;
- la mitigazione dell'indice di discordanza nel complessivo, rispetto agli indici relativi alle singole tipologie, fa concludere che necessariamente, per stesse opere d'arte ma tipologie diverse di elementi, il punteggio di degrado nel 2021 possa aver subito incremento maggiore o minore dell'incremento medio percentuale per quella tipologia di elemento, e per questo motivo si ipotizza si sia in presenza di un'impresione di fondo in almeno una delle due ispezioni condotte.

7.4 Stima dell'influenza della gravità del difetto

Constatata la notevole variazione, in termini di punteggio di degrado, assegnato dalle ispezioni su due annate successive, ci si pone l'obiettivo di comprendere da cosa derivi un cambiamento così significativo. In via generale, data la soggettività residua che si cela nelle ispezioni visive, in parte sarà dovuto al differente metodo di valutazione delle due squadre ispettive; non è possibile, tuttavia, ricondurre per intero le differenze al precedente aspetto, in quanto, non essendo avvenute le due ispezioni nello stesso momento o comunque ad intervallo di tempo ingegneristicamente trascurabile nei confronti del progredire del fenomeno di evoluzione del degrado, anch'esso deve avere influenza. Per questi motivi, si può scrivere:

$$p_{2021} = \alpha \cdot (p_{2020} + \Delta d) \quad (7.5)$$

Nella (7.5) si indica con:

- p_{2020} e p_{2021} i punteggi di degrado, risultanti dalle indagini effettivamente realizzate, per gli anni 2020 e 2021 al momento delle ispezioni;
- Δd è la variazione di punteggio di degrado reale, valutabile teoricamente da un osservatore perfettamente oggettivo, che sarà chiamato *ispettore modello*;

- α è un fattore correttivo, che sarà d'ora in avanti chiamato *fattore di difformità ispettiva*, dovuto alla differente interpretazione delle linee guida e dunque ai differenti risultati che ci si aspettano, anche in assenza del progredire del fenomeno di ammaloramento.

Supponendo in una fase iniziale dello studio che non vi sia evoluzione del degrado da un anno all'altro (dunque $\Delta d = 0$) è possibile stimare in prima approssimazione il fattore α come rapporto tra i punteggi di degrado, complessivi e riferiti alle singole tipologie, del 2021 e del 2020: tali dati sono visibili nel §7.2, in particolare nella Tabella 7.7.

Si può, tuttavia, valutare l'influenza che ha sugli osservatori la gravità del fenomeno di degrado sul quale viene espressa la valutazione, in relazione anche alla tipologia di elemento strutturale analizzata.

Supponendo, dunque, che la pericolosità del fenomeno di ammaloramento possa avere influenza sulla severità o meno degli ispettori 2021 rispetto agli ispettori 2020, si definisce il seguente parametro:

$$\Omega_G = \left(\frac{p_{2021}}{p_{2020}} \right)_G \quad (7.6)$$

Questo parametro può essere calcolato per le singole opere d'arte ma allo stato attuale, ricercando un parametro medio che permetta di confrontare i metodi ispettivi, si ritiene opportuno trattare i valori medi complessivi, eventualmente discernendoli nelle tipologie di elementi in una fase successiva.

Andando a questo punto a rappresentare i dati su un grafico che riporta in ascissa la gravità del danno e in ordinata i parametri $\bar{\Omega}_G$ (calcolati come media sui 33 viadotti dell'infrastruttura viaria analizzata), è possibile elaborare informazioni circa la differente severità degli ispettori in base alla gravità del danno. Si specifica che $\bar{\Omega}_G$ non dipende dalla gravità del danno, in quanto quest'ultima influenza in maniera analoga p_{2020} e p_{2021} , fattorizzandoli entrambi.

Preliminarmente alla realizzazione del grafico è utile porre in essere ragionamenti circa il significato dello stesso: dall'interpolazione lineare dei punti $(G, \bar{\Omega}_G)$ si potrà ottenere una retta di interpolazione lineare di equazione:

$$\alpha = \gamma \cdot G + q \quad (7.7)$$

Qualora le ispezioni fossero perfettamente equilibrate e in assenza di ulteriore degrado il coefficiente angolare della retta interpolante γ sarebbe nullo mentre q , a questo punto rappresentante il rapporto tra p_{2021} e p_{2020} , sarebbe unitario; qualora invece le ispezioni non fossero equilibrate ma non si avesse influenza del grado di pericolosità del danno, q indicherebbe il *rapporto di severità*, ovvero un confronto in termini di metodo valutativo dell'ispezione 2021 rispetto all'ispezione 2020.

In presenza di influenza della gravità del danno γ sarebbe non nullo ma non sarebbe più possibile ricavare da q , in maniera immediata, la differente severità delle ispezioni in quanto l'intercetta della retta interpolante con l'asse delle ordinate non è rappresentativa, singolarmente, di quanto accada nel campo significativo di G , e cioè tra 1 e 5. Noti q e γ , ossia l'intercetta della retta interpolante il rapporto tra i punteggi di degrado 2021 e 2020 per le varie gravità associate ai difetti e il suo coefficiente angolare, risulta tuttavia possibile stimare α in corrispondenza dei valori significativi di G .

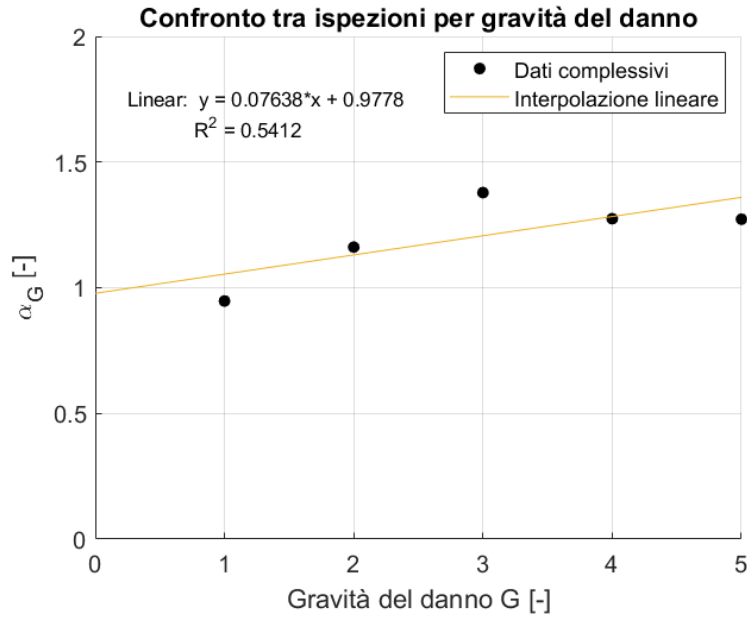


Figura 7.18- Tendenza di α_G al variare di G sul punteggio complessivo

In Figura 7.18 si osserva importante dipendenza, in riferimento al rapporto tra il punteggio assegnato nel 2020 e nel 2021, dalla gravità del danno, con l'ultima ispezione condotta che tende, in relazione all'aumento della gravità associata ai difetti, ad assegnare punteggi più penalizzanti alle opere d'arte.

Ciò è vero in generale ma è possibile chiedersi se questa tendenza venga rispettato per tutte le tipologie di elementi oppure vi sia una certa variabilità tra di essi; da ciò si può stabilire se la tendenza di crescita mostrata in Figura 7.18 sia rappresentativa della scelta dell'ispettore di operare a favore di sicurezza, prestando maggiore attenzione alla valutazione all'aumentare della pericolosità associata al difetto, oppure se sia dettata dal caso e dovuta a sostanziale imprecisione delle valutazioni, di una o dell'altra ispezione, o di entrambe.

Si va dunque a operare un'analisi analoga a quella fatta per i dati complessivi, sulle singole tipologie di elementi, considerando solo quelle per cui sia presente un sufficiente numero di elementi totali e dunque abbia senso individuare una tendenza, che sono nel caso in questione pile, solette, appoggi e travi/traversi.

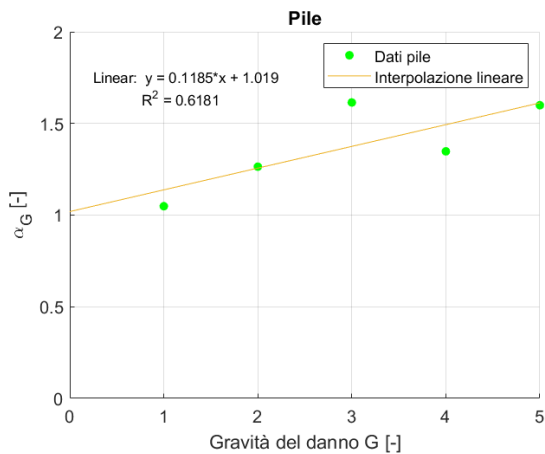


Figura 7.19- Tendenza di α_G al variare di G per pile

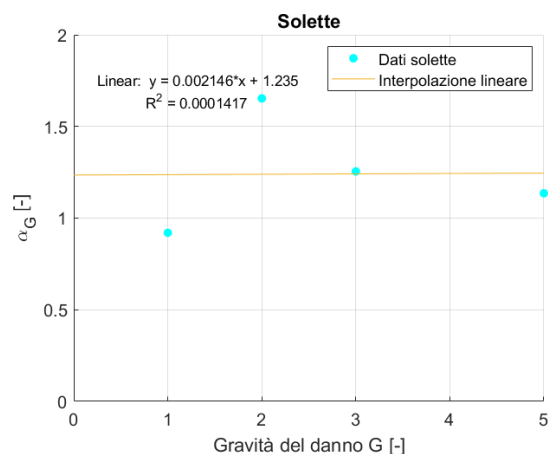


Figura 7.20- Tendenza di α_G al variare di G per solette

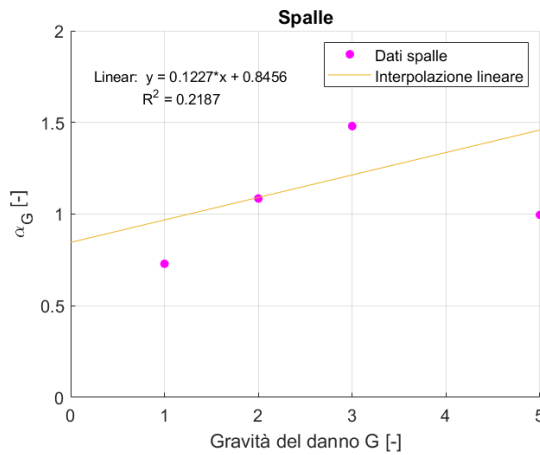


Figura 7.21- Tendenza di α_G al variare di G per spalle

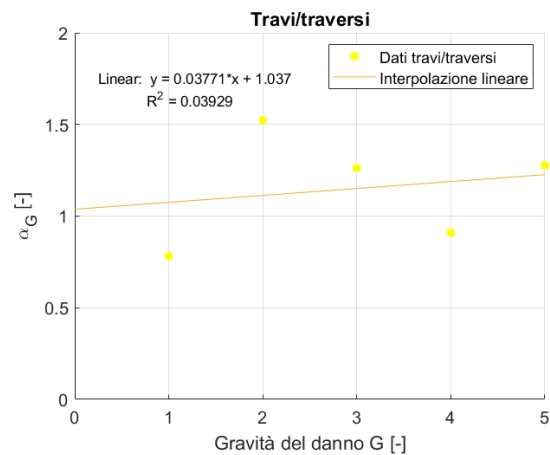


Figura 7.22- Tendenza di α_G al variare di G per travi/traversi

Dalle Figure 7.19, 7.20, 7.21 e 7.22 è possibile notare che una tendenza simile a quella riscontrata sul totale è presente per pile, spalle e travi/traversi, mentre si ha un andamento differente per solette; in particolare, si possono esporre le seguenti osservazioni.

- L'influenza della gravità del danno sul differente comportamento degli ispettori viene riscontrata per pile, spalle e travi/traversi (γ significativamente maggiore di zero) mentre è trascurabile (γ prossimo allo zero) nel caso delle solette;
- I risultati non concordanti delle due ispezioni sono evidenziabili a prescindere dalla tipologia di elemento, in quanto per tutte le tipologie di elementi strutturali la severità dell'ispezione 2021 risulta maggiore rispetto a quella dell'ispezione 2020. Per le solette, in particolare, si ottiene $\gamma \cong 0$ e un valore di q pari a 1,23; tuttavia, si ritiene non significativo assumere questo valore come indice di severità in relazione all'elevato valore di deviazione quadratica media (visibile in Figura 7.16) e in quanto tale apparente tendenza, si manifesta in maniera isolata sulle solette.

Per validare ulteriormente i dati sull'influenza della gravità della tipologia di danno sulla maggiore severità dell'osservatore si può verificare l'influenza che si ha sulle singole opere d'arte, andando per ognuna di esse a stimare i parametri della retta interpolante, riportati in Tabella 7.19.

Tabella 7.19- Parametri della retta interpolante i rapporti di degrado per gravità del danno su tutti i viadotti

Viadotto	γ [-]	q [-]	Viadotto	γ [-]	q [-]	Viadotto	γ [-]	q [-]
1	0,0559	0,9165	12	-0,03	1,073	23	-0,07	2,7957
2	-0,176	1,3519	13	0,0545	1,3627	24	0,322	2,2613
3	0,7069	0,9055	14	0,0283	1,2301	25	0,2398	0,4945
4	-0,019	1,9533	15	0,0915	0,4556	26	0,6935	1,8191
5	-0,231	1,6444	16	1,3091	-1,001	27	0,102	1,7249
6	0,3792	0,4728	17	0,1091	0,894	28	0,4136	0,596
7	0,1289	0,4705	18	0,0815	1,3676	29	-0,148	1,6317
8	0,23	0,7019	19	-0,036	0,4511	30	0,0015	0,7932
9	-0,013	1,1126	20	0,4837	0,0538	31	0,1328	0,384
10	-0,056	1,0765	21	0,2584	0,3986	32	-0,73	3,7064
11	-0,315	2,2918	22	0,6671	0,1308	33	6,7771	-10,44

In riferimento all'opera d'arte 33 si registra un valore anomalo, dovuto all'incremento di difetti di gravità massima, che seppur percentualmente sia molto elevato non è significativo in quanto si passa da un punteggio minimo nel 2020, pari a 0,4, a un punteggio consistente e pari a 11,15 nel 2021. Consultando le schede di difettosità, si ricava che tale evidente difformità deriva dall'aver considerato nell'ultima ispezione l'armatura longitudinale deformata (difetto c.a./c.a.p._17), per una delle pile, con estensione e intensità massima; questo difetto non era neppure stato riscontrato nel 2020, per cui, ritenendo non possibile, e non significativo ai fini di una valutazione statistica, un incremento del difetto di tale entità, si ritiene opportuno considerare il dato come anomalo e non inserirlo nelle successive analisi.

In riferimento all'opera 32, si registra invece l'unico caso in cui l'influenza della severità del danno è opposta, e in maniera significativa, rispetto a quella usuale; ciò è dovuto allo scarso punteggio di difetto che fa sì il dato sia maggiormente soggetto a fluttuazioni: ciò significa che i rapporti di degrado $\Omega_{G,32}$ subiscono notevole variazione in relazione all'individuazione di un difetto precedentemente non riscontrato e viceversa. Sussistendo comunque anche altre opere d'arte caratterizzate da un numero limitato di elementi (e conseguente scarso punteggio di degrado) si sceglie di ritenere il dato significativo e di inserirlo nelle successive analisi.

Per i restanti dati, seppur siano state riscontrate probabili incongruenze in seguito a osservazioni puntuali sulle schede di difettosità, si ammette che i valori, in termini di γ (che si ricorda rappresentare l'influenza della gravità del danno sulla difformità ispettiva), appartengano tutti alla stessa popolazione, e per questo li si rappresenta in Figura 7.23.

Sia dalla Tabella 7.19 sia dalla Figura 7.23, è possibile comprendere che per il 66% delle opere l'ispezione 2021 viene influenzata in maniera positiva dalla gravità del danno, e ciò significa che all'aumentare di esso, aumenta il rapporto tra i punteggi 2021 e 2020, ma non si può assumere ciò per tutte le opere analizzate. Si ritiene utile inserire i dati di influenza del danno su di un istogramma (Figura 7.24), scegliendo ancora come numero di classi quello suggerito dall'applicazione della (7.2).

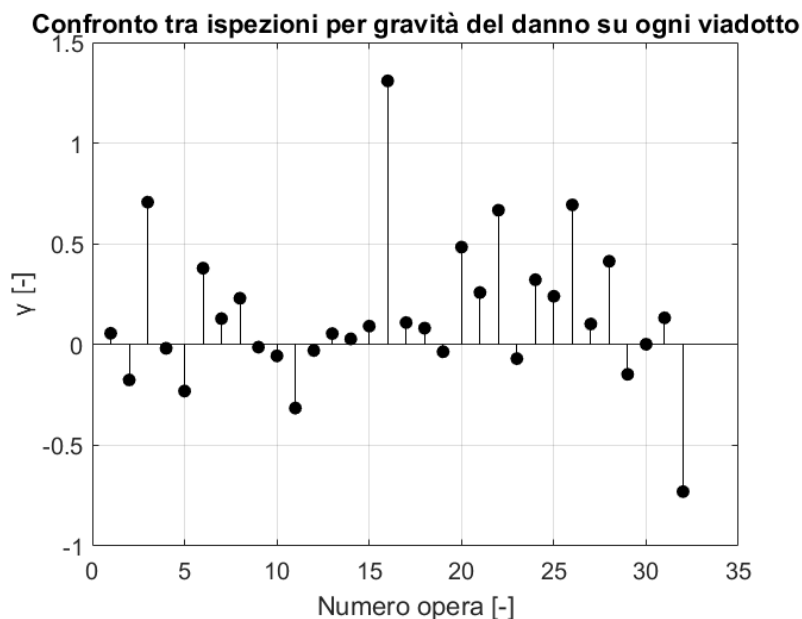


Figura 7.23- Influenza della severità del danno sulla valutazione di tutti i viadotti

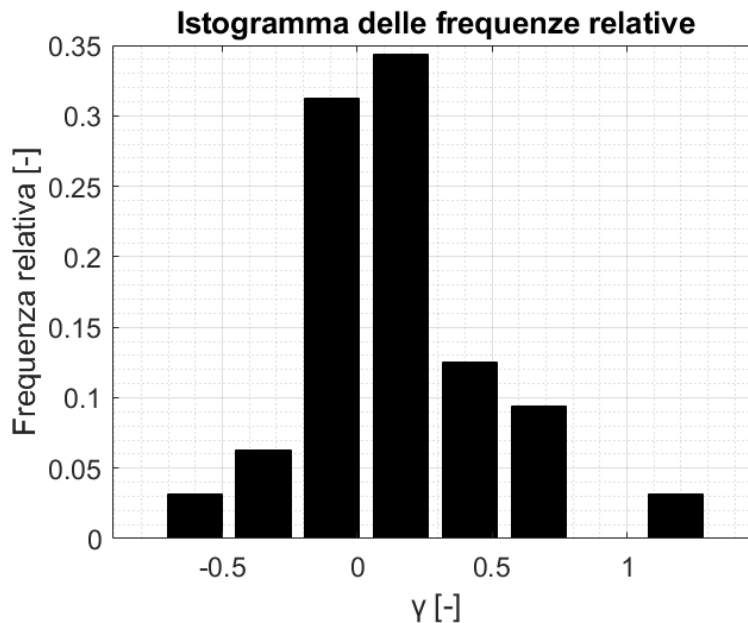


Figura 7.24- Istogramma rappresentate l'influenza del danno sulla severità ispettiva, per tutti i viadotti

Un'ipotesi che sembra effettivamente essere verificata è quella per la quale i difetti di grado 1 vengono analizzati con minore meticolosità nelle ispezioni 2021, essendo il rapporto Ω_1 , il minore tra gli Ω_j relativi alle varie gravità di danno, per tutte le tipologie strutturali. Per validare definitivamente l'assunto si sceglie di estendere l'analisi a tutte le opere d'arte della rete: di conseguenza, si calcolano i $\Omega_{1,i}$ relativi a tutti i viadotti analizzati.

Indicando con i l' i -esima opera d'arte e con G la g -esima gravità dei fenomeni di degrado, si osserva che, sulle 33 opere d'arte analizzate, in 18 casi il $\Omega_{1,i}$ risulta il minore dei $\Omega_{G,i}$. Tuttavia, la conferma dell'ipotesi per cui sia stato utilizzato, nelle ispezioni 2021, minor zelo nei riguardi della valutazione dei difetti di gravità minima, deriva dall'esecuzione della media, su tutte le opere d'arte, dei rapporti di degrado, i cui risultati sono visibili in Tabella 7.20, nella quale non si riporta $\bar{\Omega}_4$ a causa del limitato numero di dati significativi per effetto della frequente mancanza di individuazione di difetti di grado 4 sulle varie opere d'arte, nell'una o nell'altra ispezione, o in entrambe.

Tabella 7.20- Rapporti medi di degrado, sulle varie opere, in relazione alla severità del fenomeno di degrado

Rapporto di degrado	$\bar{\Omega}_1$	$\bar{\Omega}_2$	$\bar{\Omega}_3$	$\bar{\Omega}_5$
Valore	1,017	1,793	1,582	2,687

Tornando alla valutazione dell'influenza in termini di γ , i dati in Tabella 7.19 costituiscono un campione all'interno della popolazione, per cui se ne possono calcolare media e varianza per comprendere se sia presente una tendenza positiva o negativa nelle valutazioni, e cioè un'attitudine nel 2021 rispetto al 2020 di assegnare punteggi più elevati o più ridotti all'aumentare della gravità della tipologia di danno.

$$\bar{\gamma} = 0,1459$$

$$\sigma^2(\gamma) = 0,1286$$

È effettivamente presente una tendenza ma c'è una rilevante variabilità sulla stessa, che porta per alcune opere ad una inversione, il che corrisponde a una diminuzione di Ω_G all'aumentare della gravità del danno.

7.5 Stima dell'avanzamento del danno e confronto con i risultati ispettivi

Fin qui si è operato nell'ipotesi di mancato avanzamento del danno e, seppur sia stato accertato a priori che, in relazione alla gravità del danno, la differenza in termini di risultati tra le ispezioni del 2020 e del 2021 sia presente, non si può operare un confronto senza stimare l'entità di Δd .

Questo parametro, anch'esso soggetto alla maggior severità dell'uno o dell'altro ispettore per la (7.5), può essere stimato in maniera approssimata reperendo le schede di difettosità, redatte, di 5 delle opere d'arte appartenenti all'infrastruttura, e compilando nuovamente le schede, basandosi sulle prove fotografiche fornite, considerando i soli difetti, presenti in entrambe le annate, per cui si ritiene non significativa l'influenza delle condizioni transitorie al momento della valutazione e dell'esecuzione delle immagini: ad esempio, non si considereranno nella nuova compilazione delle schede di difettosità le macchie di umidità attive e passive, essendo il loro manifestarsi conseguenza delle condizioni pluviometriche nei giorni antecedenti la valutazione.

Tale procedura, ritenuta la più idonea per operare un confronto tra le due ispezioni, non sarà esente da errori per due motivi principali.

1. La nuova compilazione delle schede non avviene secondo l'ottimo teorico che sarebbe proprio dell'ispettore modello, sia per la soggettività insita nelle *Linee guida 2020*, sia perché ci si basa su prove fotografiche, che, seppur indicative e di notevole ausilio, non possono essere considerate di stessa rappresentatività delle ispezioni in sito (infatti, il cambio di punto di osservazione ma anche il solo cambio di luminosità, possono influire sulla percezione del difetto);
2. La nuova compilazione deve comprendere soltanto i difetti, documentati in entrambi gli anni, per i quali è disponibile in entrambi i casi documentazione fotografica accurata e comparabile tra le due disamine.

Le opere analizzate nello specifico, per le quali sono state quindi ricomilate le schede di difettosità, sono i viadotti 07, 24, 25, 26, 32. In relazione a ogni tipologia di difetto le *Linee guida 2020* specificano con brevi descrizioni quale condizione debba verificarsi affinché si possano contrassegnare i vari livelli di intensità oppure estensione del degrado.

Il Δd , come espresso nel §7.4, viene determinato (in maniera teorica) dall'ispettore modello, ovvero un ispettore in grado di osservare l'opera nella sua interezza e in tutte le sue parti, e di applicare le indicazioni normative coerentemente a come le stesse sono state definite.

Nel presente lavoro certamente non è possibile individuare il Δd in maniera esatta, in quanto in primo luogo non è presente documentazione fotografica dell'intera opera, ed inoltre poiché non si è in grado di applicare le *Linee guida* in maniera perfettamente coerente, in quanto il suddetto documento normativo risente di una soggettività residua non trascurabile.

Dall'analisi delle 5 opere oggetto di studio è stato rilevato che il reale aumento di degrado non è così pronunciato, come si potrebbe intuire consultando i risultati delle ispezioni 2020 e 2021, ma anzi è limitato a una frazione modesta dei difetti.

Andando a valutare i soli difetti riscontrabili in entrambe le annate e per i quali si è in possesso di documentazione fotografica sufficientemente accurata, non si può stimare la variazione di punteggio di degrado normalizzata rispetto al numero di elementi per nessuna delle opere d'arte, se non ammettendo che il Δd calcolato possa essere convertito in un valore rappresentativo secondo la seguente

formulazione, in cui si indica con i_{max} il numero di difetti per i quali è stato possibile operare un confronto (per mezzo di opportuna documentazione fotografica disponibile) tra le due ispezioni, e con j_{max} il numero di difetti comunemente presenti in esse.

$$\widetilde{\Delta d} = \widehat{\Delta d} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{j_{max}} G_j}{\sum_{i=1}^{i_{max}} G_i} \quad (7.8)$$

La ragione che si cela dietro alla (7.8) è dovuta al peso che la gravità del danno ha sul punteggio di degrado totale; dovendo esso essere moltiplicato per l'estensione e l'intensità del danno, il non poter valutare un difetto di grado elevato fa sì che in termini di degrado si possa fallire nell'individuare un incremento di punteggio più elevato, rispetto al caso in cui il difetto sia di bassa gravità.

Questa procedura di *estrapolazione* può essere fatta sia sulle singole opere sia sulle tipologie di elementi, considerando tutte le opere presenti, e aumenta di consistenza al diminuire del rapporto presente nella (7.8), che verrà denotato con c (per come è stato definito, deve essere pari o maggiore all'unità), e all'aumentare del numero di difetti per i quali è stato riscontrato un incremento del punteggio di degrado.

Bisogna comunque evidenziare che l'avanzamento del danno $\widetilde{\Delta d}$ non può essere assunto come parametro evolutivo del degrado per l'intera opera, in quanto tiene in conto dei soli difetti comunemente presenti per le due annate: il numero di difetti realmente presenti non è noto in maniera esatta, per cui è possibile adottare varie alternative per la sua stima.

1. Si possono considerare tutti i difetti individuati dalle due procedure ispettive, ammettendo che i difetti individuati da almeno una delle due ispezioni siano effettivamente presenti;
2. Nell'ottica di non essere eccessivamente severi dal punto di vista nell'evoluzione del degrado, si può considerare il massimo numero di difetti, a prescindere dall'annata nella quale tale massimo si presenti.

Si ritiene che la prima alternativa sia quella più idonea: essa può apparire cautelativa, in quanto il considerare anche i difetti espressi in un anno e non nell'altro e viceversa può di per sé sovrastimare il numero di difetti, qualora vi sia stata una segnalazione erronea dell'una o dell'altra disamina. Questo aspetto, tuttavia, viene bilanciato dal fenomeno per cui possono esserci dei difetti non segnalati in nessuna delle due ispezioni.

In riferimento alle singole opere d'arte è quindi necessario preliminarmente definire quale sia il numero di difetti totali presenti: per esso, infatti, va considerato che un certo numero di difetti vengono evidenziati nelle schede relative all'anno 2021 ma non lo sono nel 2020, ma può accadere anche il contrario.

Facendo l'esempio dell'**opera d'arte 32**, in essa per l'anno 2020 erano stati individuati 18 difetti, ma nell'anno successivo 2 di essi non sono stati segnalati e ve ne sono in compenso 14 di nuovi; ammettendo che i nuovi difetti siano effettivamente presenti, come visibile dalla documentazione fotografica (riportata in maniera più estesa per le ispezioni più recenti), e assumendo che, non essendo stati realizzati interventi, tali difetti debbano essere necessariamente ancora presenti, il numero totale di essi, denotato con la notazione n_{32}^{tot} , risulta essere pari a 32.

Per l'opera d'arte in questione $\widehat{\Delta d}$ risulta essere nullo, per cui l'applicazione della (7.8) per estrapolazione, fornisce un risultato nullo di $\widetilde{\Delta d}$. Ciò significa che, qualora le ispezioni fossero perfettamente equilibrate, i risultati, rappresentando su un grafico con in ascissa i punteggi di degrado 2020 e in ordinata i punteggi

di degrado 2021, dovrebbero trovarsi sulla retta bisettrice degli assi; la bisettrice, ovvero la condizione di ottimo (*best practice*) e i punteggi comuni, vengono rappresentati in Figura 7.25. Si sceglie di rappresentare anche la retta di interpolazione lineare dei dati, valutata come passante per l'origine assumendo che, in entrambe le ispezioni, venga assegnato punteggio di degrado nullo nel caso di assenza del difetto.

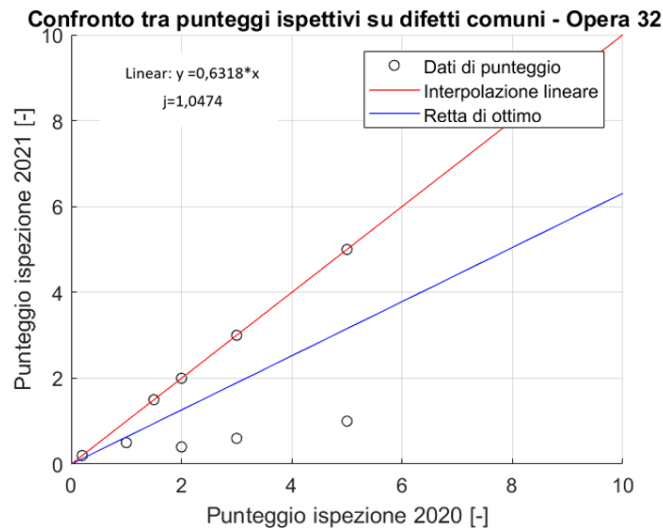


Figura 7.25- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 32

Nel caso dell'opera d'arte 32 l'aumento del punteggio di degrado complessivo (visibile in Figura 7.2) non è dovuto all'incremento di ammaloramento relativamente ai difetti già evidenziati nel 2020, ma piuttosto all'individuazione di numerosi nuovi difetti. Limitatamente ai difetti già precedentemente presenti, infatti, si nota una tendenza di decrescita di punteggio nel 2021 rispetto al 2020.

Per verificare se la tendenza appena individuata, per la quale, sui difetti comunemente individuati, il punteggio assegnato nelle ispezioni 2020 risulta superiore a quello attribuito nelle procedure del 2021, è necessario estendere l'analisi appena svolta ad un numero maggiore di viadotti, per cui si sceglie di procedere con la costruzione di un diagramma analogo a quello in Figura 7.25 per tutte le opere di cui si possiede documentazione fotografica.

In riferimento all'**opera d'arte 25** è stato individuato un $\widehat{\Delta d}$ non nullo a causa della presenza di un unico difetto evolutosi tra le due annate di valutazione. Si può dunque applicare la procedura di estrapolazione, considerando come somma delle gravità dei vari difetti presenti quella relativa ai soli difetti comuni tra le due annate; in particolare, per il viadotto in questione, i difetti riscontrati in entrambi gli anni sono 19, mentre 6 difetti non vengono riscontrati nel 2020 ma sono presenti nei risultati 2021 e viceversa, dunque l'applicazione della formula è:

$$\widetilde{\Delta d}_{25} = \widehat{\Delta d}_{25} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{j_{max}} G_j}{\sum_{i=1}^{i_{max}} G_i} = 2,5 \cdot \frac{59}{50} = 2,95$$

Preliminarmente alla considerazione di questa evoluzione di degrado, si procede alla rappresentazione, in Figura 7.22, dei valori comuni di degrado tra le due ispezioni, e la stima della retta interpolante.

L'aver una certa evoluzione del degrado ha effetto sulla retta di *best practice*, la quale non sarà più la bisettrice, ma deve tener conto di questo aumento di danneggiamento.

Questo punteggio aggiuntivo stimato per estrapolazione sui difetti comuni rilevati nelle ispezioni delle due annate è localizzato in alcuni difetti; tuttavia, nell'obiettivo di tarare un modello approssimato di degrado, si può fare l'assunzione forte che tale aumento complessivo sia distribuito in maniera percentualmente uniforme sui vari punteggi di degrado, ovvero che tutti aumentino, proporzionalmente al loro valore iniziale, in modo che la somma degli aumenti restituisca il $\widetilde{\Delta d}$. Facendo questa assunzione l'aumento di punteggio di degrado si tradurrà in un incremento della pendenza della retta di ottimo, il cui coefficiente angolare risulta nel caso specifico pari a $m_{25} = 1,202$: al crescere della prossimità tra la retta di ottimo e la retta interpolante i dati reali aumenta l'accordo tra le due ispezioni, che sarebbe, in linea teorica, massimo, qualora le due rette fossero coincidenti.

Dalla Figura 7.26 è possibile notare, per l'opera d'arte 25, un andamento simile a quello mostrato dalla 32, in questo caso ancor più evidente poiché nessun dato coincide o si trova nel semipiano di sinistra della retta di ottimo, dunque si evidenzia una maggiore severità, sugli stessi difetti, delle ispezioni 2020 rispetto alle ispezioni 2021.

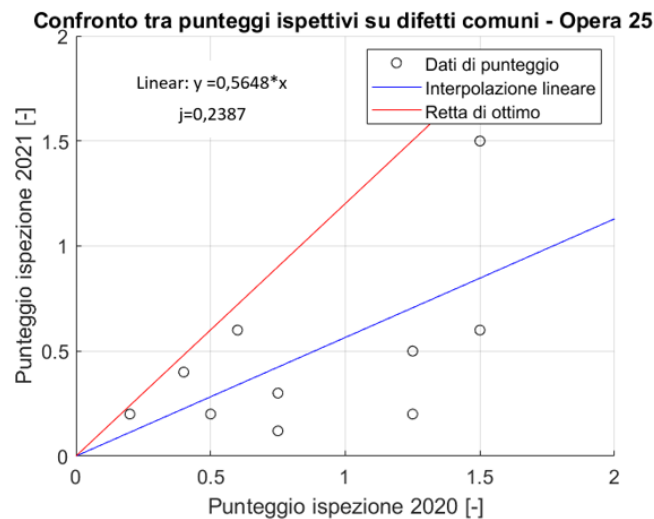


Figura 7.26- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 25

Nell'opera d'arte 25 tra le ispezioni 2020 e le ispezioni 2021 si riscontrava comunque già in partenza un decremento di degrado in termini di risultati, come visibile nella Figura 7.2.

Diverso è il discorso per l'**opera d'arte 24**, per la quale invece si ha un notevole incremento di punteggio di degrado, che risulta circa triplicato rispetto al punteggio 2020. Si può asserire, senza dubbio alcuno, che in questo caso l'aumento evidente di punteggio di degrado è dovuto alla negligenza e superficialità con le quali sono state svolte le procedure nell'anno 2020. Infatti, gli elementi per i quali sono stati riscontrati difetti, sono molto superiori nel 2021 rispetto al 2020 e pari rispettivamente a 31 e 15, con un numero totale di difetti evidenziati di 106 e 36: seppur non sia possibile operare un confronto diretto, date le immagini realizzate solo in generale nel 2020 per tutti gli elementi per i quali non è stato assegnato degrado, la documentazione fotografica dettagliata riportata nelle ispezioni più recenti evidenzia l'impossibilità che i difetti da essa mostrati si siano sviluppati nel corso di un'unica annata.

Dunque, si mira anche in questo caso a controllare quali difetti siano presenti in maniera comune nel 2020 e nel 2021, in modo da verificare se le ispezioni, per lo meno per i difetti effettivamente osservati da entrambi, siano concordi, oppure se vi sia uno sbilanciamento rispetto alla condizione ottima.

A tal proposito, per il viadotto 24 si procederà analogamente a quanto fatto per il viadotto 25, cioè valutando l'aumento di punteggio di degrado atteso $\widetilde{\Delta d}$, ottenuto per estrapolazione, distribuendolo sui vari difetti comuni e verificando la disposizione dei dati per i difetti comuni ad entrambe le annate. Il numero totale di difetti in comune tra le due ispezioni è pari a 28, e di conseguenza, valutando la gravità del danno per ogni difetto in comune, si può procedere per estrapolazione:

$$\widetilde{\Delta d}_{24} = \widehat{\Delta d}_{24} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{j_{max}} G_j}{\sum_{i=1}^{i_{max}} G_i} = 0,36 \cdot \frac{63}{58} = 0,39$$

Tale incremento di punteggio stimato, se distribuito su tutti i difetti restituisce in termini di retta di ottimo (visibile in Figura 7.23), un coefficiente angolare pari a $m_{24} = 1,026$.

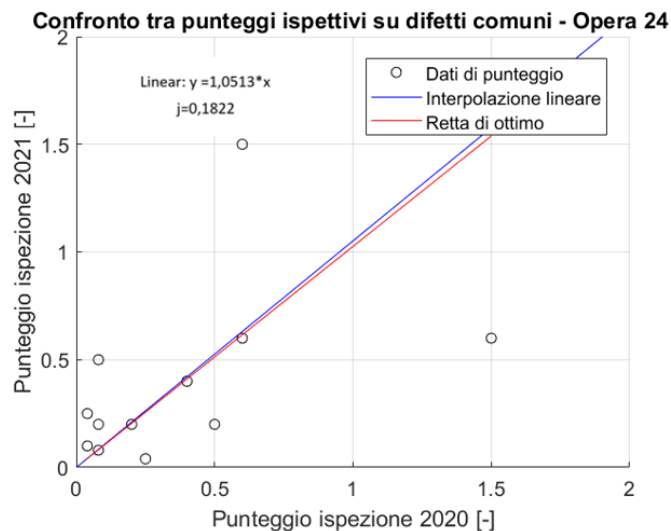


Figura 7.27- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 24

In questo caso la retta interpolante i dati ha un coefficiente angolare maggiore rispetto a quella di ottimo. Tuttavia, seppur siano presenti dati in entrambi i semipiani divisi dalla retta di best practice, non si evidenzia una chiara tendenza di assegnare un punteggio minore, né maggiore, nelle ispezioni 2020 rispetto alle ispezioni 2021.

Dunque, preliminarmente all'elaborazione dei dati ottenuti, si sceglie di realizzare un'analisi analoga anche per l'opera 7 e per l'opera 26: di questi due viadotti, il primo presenta solo una lieve evoluzione in termini di punteggio di degrado complessivo, mentre per il secondo si registra una situazione simile a quella dell'opera 24, in quanto anche in questo caso il degrado aumenta notevolmente e tale aumento, almeno in parte, è dovuto alla mancata individuazione di difetti nel 2020, essendone stati individuati in tale annata 37, a fronte dei 49 dell'anno successivo.

Per l'**opera d'arte 7** la retta di ottimo tra i dati 2020 e 2021 risulta essere la bisettrice in quanto non è stata rilevata, dal confronto delle tipologie di degrado comuni, alcuna evoluzione, quantomeno significativa ai fini della variazione del punteggio di degrado, del danno. Dalla Figura 7.29, si nota ancora una maggior tendenza all'assegnare punteggio di degrado maggiore, sui difetti comunemente individuati, dell'ispezione 2020.

Per l'**opera d'arte 26** si segnala che le procedure ispettive sembrano essere state condotte in maniera differente per le due annate, in quanto il degrado sulle travi inferiori, e cioè non supportanti in maniera

diretta l'impalcato del viadotto (Figura 7.1) viene considerato nella valutazione nell'anno 2021, mentre il loro degrado, di natura particolarmente rilevante, non viene inserito in nessuna delle schede di difettosità nell'anno precedente.

Per il viadotto è stato rilevato, seppur su un campione di dati limitato data la mancanza di immagini accurate per l'anno 2020 nei riguardi della maggior parte dei difetti, una evoluzione del degrado; come svolto per gli altri viadotti si procede anche in questo caso all'estrapolazione preliminarmente definita:

$$\widetilde{\Delta d}_{26} = \widehat{\Delta d}_{26} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{j_{max}} G_j}{\sum_{i=1}^{i_{max}} G_i} = 1,5 \cdot \frac{67}{29} = 3,46$$

Si realizza, dunque, in Figura 7.25, il grafico di raffronto tra le due ispezioni, con dati che si discostano, anche in maniera notevole, dall'ottimo rappresentato dalla bisettrice modificata. Tale retta, nella presente casistica caratterizzata da coefficiente angolare $m_{25} = 1,20$, sarebbe quella approssimante i dati nel caso in cui l'ispezione 2020 fosse corretta e l'ispezione 2021 tenesse conto dell'effettivo aumento di degrado; l'eventuale discostarsi dei dati da questa retta non è dunque indice di ispezioni 2021 non affidabili, ma piuttosto del mancato accordo tra le due valutazioni.

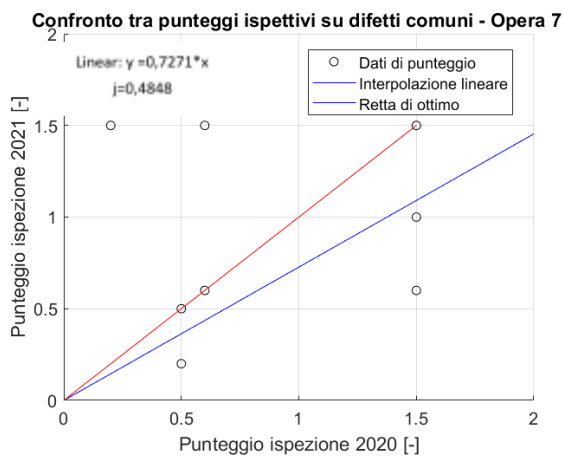


Figura 7.28- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 7

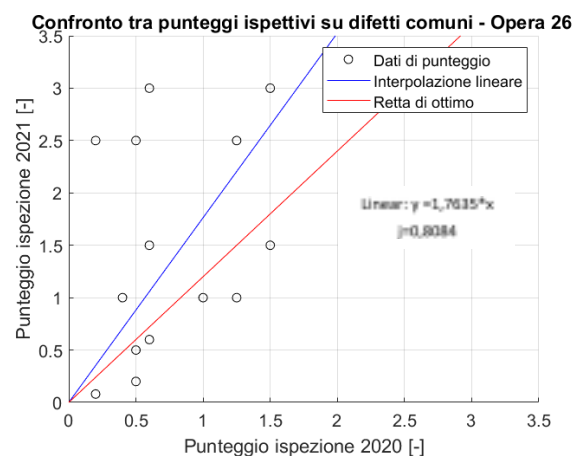


Figura 7.29- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 26

La notevole discrepanza tra i dati, per i quali si nota, in una rilevante quota di difetti, un importante aumento in termini di punteggio, fa propendere per il non equilibrio tra le due disamine; tale disequilibrio viene validato anche dalla constatazione per cui, mentre nelle restanti opere d'arte analizzate in dettaglio, quantomeno per i difetti comuni, era stata notata una maggiore severità nelle ispezioni 2020, ciò non viene confermato nel viadotto 26; nell'area di interesse del grafico, infatti, la retta di interpolazione dei punteggi di degrado si posiziona notevolmente al di sopra della retta di *best practice*, e cioè si trova nel semipiano per cui l'ispezione 2021 risulta più severa sui difetti comuni. Si ritiene che la mancanza apparente di correlazione sia dovuta principalmente a due cause.

- Il differente approccio all'analisi dello stato di degrado nelle varie opere per le ispezioni 2020;
- La definizione, ancora approssimativa quantomeno in alcuni dettagli, delle modalità di assegnazione del punteggio di degrado nelle *Linee guida 2020*.

In seguito ai dati di documentazione fotografica ottenuti si ritiene dunque che sia evidente l'aspetto per cui non è possibile fare un raffronto speditivo tra le due procedure di analisi utilizzate nelle due annate oggetto di osservazione, in quanto, in tutte le opere d'arte analizzate, si riscontrano:

1. diverso numero di difetti presenti, con un certo numero di difetti presenti nel 2020 e non nel 2021 e viceversa (i dati a riguardo sono visibili in Tabella 7.21); nel caso in cui dei difetti siano presenti nel 2021 e non nel 2020, la loro occorrenza potrebbe essere spiegata con l'evoluzione stessa del degrado, ma questa ipotesi viene screditata dalla presenza della situazione opposta (che potrebbe solo in un numero limitato di casi essere spiegata con l'esecuzione di interventi, in quanto la mancata individuazione di alcuni difetti nel 2021 avviene anche in elementi strutturali ai quali, dalle stesse ispezioni 2021, è stato assegnato un maggiore punteggio di degrado);
2. impossibilità di individuazione di una tendenza seguita dagli ispettori anche per i difetti comunemente rilevati, in quanto in alcuni casi (opere d'arte 24, 25, 32) si riscontra una maggiore severità delle ispezioni 2020, in altri delle ispezioni 2021.

Si riporta in Tabella 7.21 un complessivo del numero di difetti 2020 e 2021, con indicazione del numero di difetti comuni: si evidenzia che, rispetto al massimo numero di difetti (assunto pari alla somma dei difetti, non considerando quelli comuni constatati nelle ispezioni delle due annate), solo una modesta frazione è costituita da difetti comunemente individuati.

Tabella 7.21- Incidenza dei difetti comunemente individuati sul numero totale presunto dei difetti

OPERA	Numero di difetti			Incidenza difetti comuni [%]
	2020	2021	comuni	
7	16	14	9	42,86
24	36	60	28	41,18
25	25	25	19	61,29
26	37	49	21	32,31
32	18	30	16	50,00

Si può inoltre calcolare la variazione in termini di punteggio di degrado, riguardante i soli difetti comuni, tra i dati delle due annate oggetto di analisi, in modo da poter individuare la possibile casistica per cui, seppur con ampia variabilità sui singoli difetti, nel complessivo si abbia una variazione Δd_{isp} prossima a quella stimata attesa $\widetilde{\Delta d}$: i dati sono riportati in Tabella 7.22, dalla quale si nota ancora una volta forte mancanza di corrispondenza tra le due ispezioni.

Tabella 7.22- Variazione di punteggio di degrado, sui difetti comuni, secondo i dati ispettivi e attesa

OPERA	Δd_{isp}	$\widetilde{\Delta d}$:
7	-0,4	0
24	1,25	0,39
25	-3,58	2,95
26	22,78	3,46
32	-14,1	0

Seppur in assenza di correlazioni univoche, dalle analisi svolte è possibile comprendere che la severità degli ispettori 2021 rispetto agli ispettori 2020 non risulta, come ci aspetterebbe dalle considerazioni

preliminari espresse nel §7.2 della presente trattazione, verificata per tutte le opere oggetto di analisi approfondita. Infatti, si può definire come severità di un'ispezione rispetto all'altra:

$$s = \Delta d_{isp} - \widetilde{\Delta d} \quad (7.9)$$

Qualora s risulti positivo si potrebbe concludere che la severità dell'ispezione 2021, calcolata considerando i soli difetti notati in entrambi gli anni, sia maggiore di quella dell'ispezione 2020; in caso contrario, invece, sarebbe l'ispezione 2020 quella a mostrarsi più severa tra le due.

Data la condizione per cui il valore di s ha elevata variabilità per i viadotti indagati, assumendo esso segni positivi e negativi, si ritiene che il punteggio di degrado, notevolmente maggiore nelle risultanze 2021, sia dovuto a una maggiore attenzione delle ultime ispezioni condotte, se confrontate con quelle dell'anno precedente: per comprendere la veridicità di quanto affermato, si estende l'analisi di individuazione di difetti, qui condotta in maniera preliminare, a tutte le opere d'arte della rete stradale.

7.6 Confronto tra ispezioni per elementi e difetti contrassegnati come degradati

La mancanza di accordo tra le ispezioni non si limita al differente approccio di valutazione ai singoli difetti, ma anche all'individuazione stessa dei difetti, per quanto visibile nella Tabella 7.21. Si reputa dunque di interesse procedere all'estensione dell'informazione contenuta nella suddetta tabella per tutte le opere di cui si possiede documentazione. In prima istanza bisogna considerare che può accadere, ed effettivamente ciò si verifica nella maggior parte delle opere d'arte, che in alcuni elementi strutturali per i quali è stato individuato un danneggiamento nell'anno 2021 lo stesso non viene identificato nel 2020, e viceversa.

In riferimento alle opere d'arte analizzate nello specifico nel §7.5, tale problematica non si manifestava in quanto, dato il limitato numero di elementi strutturali costituenti le opere d'arte, la probabilità di non individuare un elemento strutturale come difettato, qualora esso lo fosse, risultava limitata.

Si procede all'esemplificazione di quanto espresso facendo riferimento all'opera d'arte 1. In essa su 38 elementi strutturali risulta avvenuto danneggiamento secondo l'ispezione dell'anno 2020, mentre secondo quella dell'anno successivo gli elementi strutturali danneggiati sono 55; inoltre, così come avvenuto in relazione ai difetti specifici, anche nel caso degli elementi strutturali sui quali è stata individuata difettologia si manifestano fenomenologie nelle quali elementi strutturali considerati danneggiati nel 2021 non lo sono nel 2020, e nel caso specifico dell'opera d'arte 1 ciò si traduce in soli 33 elementi contrassegnati da entrambe le ispezioni.

Si specifica che il numero totale di elementi strutturali danneggiati, come il numero totale di difetti individuati (riguardante gli elementi comunemente considerati danneggiati), è stato stimato considerando la somma dei dati relativi alle due annate, depurandola dei dati comuni, che altrimenti verrebbero considerati due volte:

$$\text{elementi danneggiati } (N_{ESD}) = N_{ESD,2020} + N_{ESD,2021} - N_{ESD,C} \quad (7.10)$$

$$\text{numero difetti individuati } (N_D) = N_{D,2020} + N_{D,2021} - N_{D,C} \quad (7.11)$$

Si riporta, quindi, in Tabella 7.23, la percentuale di elementi comunemente individuati come danneggiati, in relazione al numero totale di elementi presumibilmente danneggiati, stimato secondo la (7.10).

Su di essi, si può inoltre procedere all'individuazione del numero di singoli difetti individuati e al relativo confronto tra le due procedure di valutazione: a tal proposito, si valuta, secondo la (7.11), il numero totale dei difetti presumibilmente presenti (sugli elementi strutturali, individuati da entrambe le ispezioni condotte, come soggetti a fenomeni di degrado), in modo da valutare l'incidenza dei difetti comunemente individuati sul totale dei difetti stimati.

Tabella 7.23- Confronto tra ispezioni, con indicazione delle percentuali di elementi strutturali comunemente individuati nelle due ispezioni, e in essi delle percentuali di difetti comuni

OPERA	Elementi strutturali danneggiati			Elementi comuni/ Elementi supposti danneggiati [%]	Difetti (in elementi strutturali comuni)			Incidenza difetti comuni [%]
	2020	2021	comuni		2020	2021	comuni	
1	38	55	33	55,00	88	66	42	37,5
2	18	18	18	100,00	86	80	64	62,75
3	9	12	9	75,00	33	32	18	38,30
4	15	18	15	83,33	61	58	40	50,63
5	18	18	18	100,00	85	97	66	56,90
6	14	14	13	86,67	41	39	21	35,59
7	5	5	5	100,00	17	15	10	45,45
8	19	27	18	64,29	54	51	25	31,25
9	24	30	23	74,19	79	80	43	37,07
10	48	47	47	97,92	203	194	118	42,29
11	41	64	41	64,06	137	144	71	33,81
12	250	269	215	70,72	746	673	373	35,66
13	48	54	48	88,89	200	219	125	42,52
14	45	56	44	77,19	154	153	87	39,55
15	33	35	31	83,78	89	53	25	21,37
16	20	33	20	60,61	37	48	23	37,10
17	15	21	14	63,64	37	51	21	31,34
18	79	101	78	76,47	309	275	191	48,60
19	46	37	24	40,68	69	32	24	31,17
20	25	29	25	86,21	136	86	77	53,10
21	16	31	16	51,61	46	61	23	27,38
22	41	67	41	61,19	91	114	57	38,51
23	18	28	18	64,29	45	71	28	31,82
24	15	35	15	42,86	36	60	28	41,18
25	7	8	7	87,50	25	25	19	61,29
26	11	13	11	84,62	37	49	21	32,31
27	17	23	9	29,03	14	10	2	9,09
28	22	26	18	60,00	63	63	51	68,00
29	29	38	27	67,50	104	98	75	59,06
30	60	75	47	53,41	90	70	35	28,00
31	21	29	18	56,25	95	78	70	67,96
32	3	3	3	100,00	18	30	16	50,00
33	31	34	21	47,73	34	45	22	38,60

In primo luogo, nell'ottica di validare l'ipotesi per cui le ispezioni 2020 pecchino di carattere sbrigativo e di latenza di attenzione se confrontate con le ispezioni 2021, si può estrarre, per ogni opera, il rapporto tra elementi considerati danneggiati nelle due annate (ciò risulta immediato a partire dai dati nella Tabella 7.23) e il rapporto tra i difetti totali individuati tra le due annate (che deve tenere in conto anche dei difetti individuati nel 2020 per elementi strutturali non presenti nel 2021 e viceversa).

Sia in riferimento agli elementi, sia ai difetti, si sceglie di inserire i risultati in forma tabellare (Tabella 7.24), riportando, per ognuna delle due analisi e nel complessivo, il numero di opere d'arte per le quali si è avuto un aumento di individuazione maggiore del 50%, compreso tra 10% e 50% o situazione di stabilità, e lo stesso è stato fatto nel caso di riduzione. In parte, la variazione positiva è dovuta all'aumento di degrado, ma come si è reso evidente nel §7.5, questo effetto si può considerare trascurabile per la maggior parte delle opere d'arte, essendo relativo ad un numero limitato di difetti.

A scopo esemplificativo, si sceglie di riportare l'analisi svolta sui difetti, per gli elementi strutturali nel loro complesso, in forma grafica nella Figura 7.30: da essa è possibile estrarre le informazioni visibili sulla seconda riga della Tabella 7.24.

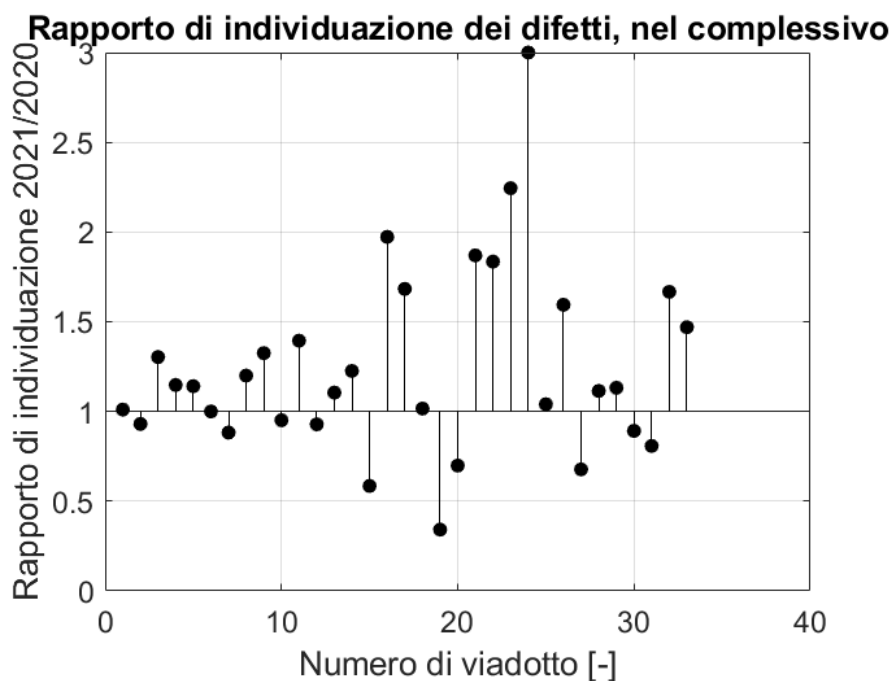


Figura 7.30- Rapporto di individuazione dei difetti, considerando tutte le tipologie di elementi strutturali

Come anticipato, si riportano ora nella Tabella 7.24 i rapporti di individuazione, per gli elementi strutturali e per i difetti, sia nel complessivo sia per le singole tipologie di elementi strutturali. Ai fini della comprensione di tale tabella si definisce il parametro R , la cui positività implica un aumento di individuazione di elementi oppure difetti; la sua negatività, invece, implica una diminuzione nell'individuazione di elementi danneggiati oppure difetti presenti tra le due ispezioni.

$$R = \text{rapporto}\left(\frac{2021}{2020}\right)_{\text{elem. o dif.}} - 1 \quad (7.12)$$

Tabella 7.24- Rapporto di individuazione di elementi strutturali e di difetti, nel complessivo e su singole tipologie strutturali

Tipologia elemento	Tipo di rapporto di individuazione	(Rapporto-1) = $R < 0 \rightarrow$ riduzione		\sim Stabilità $ R < 0,1$	(Rapporto-1) = $R > 0 \rightarrow$ aumento	
		$ R > 0,5$	$0,1 < R < 0,5$		$0,1 < R < 0,5$	$ R > 0,5$
Complessivo	Elementi	0	1	9	17	6
	Difetti	1	6	7	11	8
PI - Pile	Elementi	0	2	7	10	9
	Difetti	0	6	9	5	11
SO - Solette	Elementi	0	3	14	10	6
	Difetti	1	8	7	8	9
SP - Spalle	Elementi	0	0	27	0	6
	Difetti	3	9	7	5	9
TR - Travi	Elementi	0	4	13	7	8
	Difetti	2	6	6	8	10

L'evidente fenomeno traslativo che si manifesta tra le due annate non può essere dovuto esclusivamente all'aumento del degrado, per cui si considera come verificata l'ipotesi per la quale, nell'individuazione di elementi danneggiati e di difetti presenti, l'ispezione 2021 sia più attenta di quella dell'anno precedente e dunque più completa: si propende per questa ipotesi, anziché per la maggiore severità della disamina del 2021, poiché è stato mostrato (§7.5) che, per gli stessi difetti, la valutazione manifesta sì una notevole variabilità tra i viadotti, ma si presenta una severità (misurata sugli stessi difetti) comparabile tra le due analisi.

Tornando invece alle percentuali di elementi strutturali o di difetti considerati concordemente tra le due ispezioni, si può procedere alla valutazione di media, varianza e scarto quadratico medio di entrambe le serie di dati, ottenendo quanto in Tabella 7.25.

Tabella 7.25- Parametri caratteristici del campione dei dati di percentuale di individuazione

Tipo	μ [%]	σ^2	σ [%]
Elementi strutturali	71,35	347	18,63
Difetti specifici	41,37	172,52	13,13

Si evidenzia, tra le due disamine, un maggior accordo in riferimento al numero di elementi strutturali danneggiati rispetto al totale, se confrontato con i difetti specifici: ciò è testimoniato dal valor medio delle serie di dati espresse nelle colonne 4 e 8 della Tabella 7.23. Tuttavia si registra una maggiore incertezza sui primi rispetto ai secondi, rappresentata dal valore dello scarto quadratico medio, che si ricorda definire un intervallo nel quale si ha il 68% di probabilità di estrarre un individuo della popolazione, qualora la popolazione stessa fosse adattabile a una distribuzione normale (ciò, comunque, non si verifica per i campioni in questione, essendo stata rigettata in seguito ai test di adattamento tale distribuzione).

Si vuole ora svolgere un ragionamento analogo per le singole tipologie strutturali per le quali si ha un sufficiente numero di dati (in modo da realizzare un'analisi statistica attendibile), cioè pile, solette, spalle e travi/traversi. In questo modo ci si aspetta di comprendere se l'accordo tra le due ispezioni in relazione al numero totale di elementi danneggiati oppure di difetti riscontrati sia simile per le varie tipologie di elementi strutturali, oppure ciò non avvenga. Da un confronto con gli ispettori, ad esempio, è stata

manifestata dagli stessi la problematica per cui, in alcune opere d'arte, risultasse non agevole, a tal punto da renderla non possibile dal punto di vista pratico con gli strumenti a loro disposizione, la discesa al di sotto dell'impalcato: ci si aspetterebbe, dunque, che la variabilità tra le ispezioni 2020 e 2021 sia maggiore per solette e travi/traversi rispetto a pile e spalle, elementi questi ultimi di più semplice acquisizione visiva.

Considerando le singole tipologie strutturali, alcune di esse non sono presenti all'interno di determinate valutazioni su opere d'arte per ragioni strutturali (ad esempio la mancanza di pile in un viadotto a campata unica), oppure per mancanza di fenomeni di degrado su di esse. In questo caso le medie, varianze e scarti quadratici medi, calcolati in Tabella 7.26, non tengono conto di tali situazioni, che andrebbero a traslare il risultato verso percentuali di individuazione ancora minori di quelle reali.

Inoltre, nella valutazione dei suddetti parametri dei campioni di percentuali, non sono stati considerati, nell'ambito degli specifici difetti, i dati relativi a casistiche per cui il numero totale di difetti sia minore di 10: tale limite è convenzionale, ma mira a non fornire un peso eccessivo a percentuali di individuazione relative ad un numero limitato di dati: l'alternativa sarebbe fornire un peso differente ad ogni dato in relazione al numero totale di difetti, ma si potrebbe pervenire all'informazione delle medie cumulate sulle varie tipologie strutturali, direttamente trattando il dato cumulato su tutte le opere d'arte appartenenti al collegamento stradale.

Tabella 7.26- Parametri caratteristici del campione di percentuali di individuazione, calcolati separatamente per tipologie strutturali

Tipologia elemento	Tipo	μ [%]	σ^2	σ [%]
PI - Pile	Numero elementi	64,540	700,170	26,460
	Numero difetti	36,500	188,650	13,730
SO - Solette	Numero elementi	77,110	432,720	20,800
	Numero difetti	45,010	378,570	19,460
SP - Spalle	Numero elementi	90,900	371,900	19,280
	Numero difetti	45,640	343,220	18,530
TR - Travi	Numero elementi	72,630	571,490	23,900
	Numero difetti	37,620	197,000	14,040

Dalla presente elaborazione si rileva la dipendenza molto ridotta dalla tipologia strutturale in riferimento alla percentuale di individuazione sia degli elementi danneggiati, sia del numero specifico di difetti; inoltre non vengono confermate le attese sopra espresse, in quanto il minor accordo tra le ispezioni (inteso come percentuale di elementi individuati in entrambe le annate, sul totale presunto) si ottiene per gli elementi di tipo pila.

In riferimento alla media, l'unico dato che si discosta in maniera significativa dal dato complessivo riguarda la frazione di elementi individuati da entrambe le ispezioni per le spalle: ciò si può spiegare in quanto essendo questi elementi in numero limitato (pari a 2 per ogni opera d'arte analizzata), e presentando il degrado normalizzato maggiore tra le tipologie di elementi indagate (Tabella 7.2), si ha meno probabilità di incorrere nell'errore di non considerare l'elemento degradato.

Inoltre, visualizzando l'incremento di varianza e dunque il generale aumento di dispersione dei dati, è possibile ricavare l'informazione per cui essa va parzialmente a compensarsi visualizzando i dati nel complessivo, ma è, considerando le singole tipologie strutturali, elevata.

In ultimo si riporta, in Tabella 7.27, la percentuale di elementi e di difetti individuati rispetto al totale, complessivamente e per le singole tipologie strutturali. Si evidenzia che tale dato non è visibile dalle analisi fin qui svolte, in quanto la media delle percentuali non è pari, in generale, alla media complessiva, a causa del diverso numero di difetti/elementi che si celano dietro alle percentuali di partenza. Si nota, sia per i difetti sia per gli elementi, una variazione minima rispetto al caso in cui le medie siano svolte sulle percentuali non attribuendo un peso a ogni opera in funzione del numero complessivo di difetti/elementi: ciò porta a concludere che non è presente una correlazione forte, sull'individuazione, in relazione al numero totale di difetti, per cui non è presente maggiore accordo tra i due ispettori all'aumentare della loro quantità, aspetto testimoniato dalla pendenza prossima allo zero della retta interpolante i dati percentuali in funzione del numero di difetti (non riportata nella trattazione per evitare di appesantire la stessa).

Tabella 7.27- Percentuale di elementi e difetti (ad essi relativi) individuate in entrambe le ispezioni sul totale presunto dei difetti

Tipologia elemento	Complessivo	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi
Elementi individuati (sul totale) [%]	67,62	68,7	72,07	90,77	68,37
Difetti individuati (sul totale) [%]	40,94	36,02	48,68	43,99	53,64

Per indagare appieno questo aspetto, si può estrarre la stessa rappresentazione su citata, non considerando il numero ma il valore normalizzato sul numero totale di elementi appartenenti all'opera d'arte: in questo modo si può comprendere se, nelle casistiche in cui il degrado normalizzato sul numero di elementi risulta maggiore, sia presente una maggiore attenzione posta dagli ispettori che porta a convergere su dati di accordo simili. Se così fosse la retta interpolante i dati della percentuale di individuazione dei difetti in funzione del punteggio di degrado normalizzato avrebbe coefficiente angolare positivo; in caso contrario sarebbe negativo, e risulterebbe prossimo allo zero qualora non si avesse alcuna influenza in tal senso.

Si rappresenta, dunque, in Figura 7.31 un grafico con in ascissa il numero di difetti normalizzati al numero totale di elementi, denotato d'ora in poi con t , e in ordinata la percentuale di comune individuazione di difetti, sul set di dati complessivo.

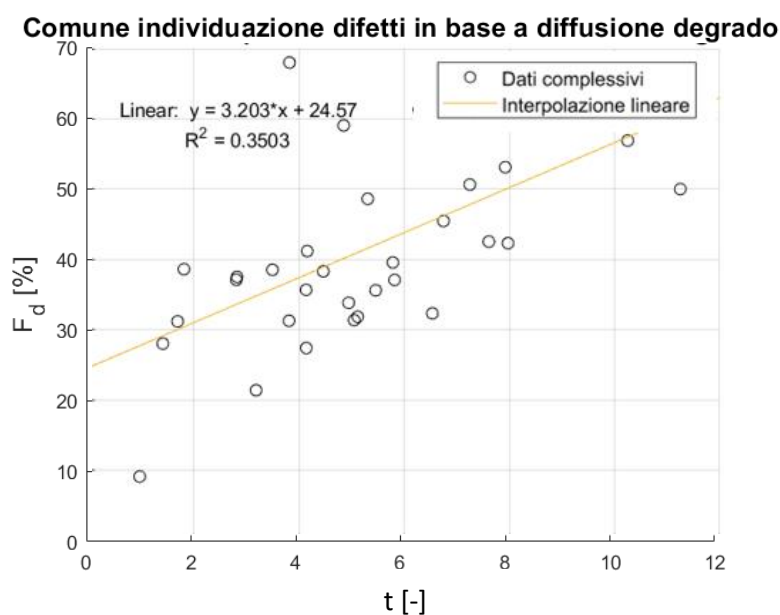


Figura 7.31- Tendenza di accordo tra le due ispezioni, in relazione al numero di difetti normalizzato sul numero di elementi

Effettivamente, per lo meno sui dati complessivi, si evidenzia una tendenza all'accordo tra le due disamine all'aumentare del numero di difetti normalizzato sul numero di elementi, che fa sì che la retta interpolante passi da una percentuale di comune individuazione poco superiore al 30% nel caso di opere poco degradate ($t = 2$) ad una superiore al 50% per $t = 10$.

Il parametro t può essere assunto come un indice di degrado associato alle varie opere d'arte: seppur esso, infatti, non tenga in conto dell'intensità dei difetti e dunque del contributo in termini di punteggio che essi determinano, è indice della densità di difettosità associata ai viadotti.

Lo stesso ragionamento può ora essere condotto separatamente per le diverse tipologie strutturali, delle quali, per evitare di appesantire la trattazione, non si riporta l'estrazione grafica della procedura, ma due valori della percentuale di comune individuazione, convenzionalmente per $t_{PI(SO,SP,TR)} = 2$ e per $t_{PI(SO,SP,TR)} = 10$, in Tabella 7.28: in questo modo è possibile validare o meno l'ipotesi fatta.

Tabella 7.28- Percentuali di comune individuazione per $t=2$ e per $t=10$, nel complessivo e per tipologie di elementi strutturali

Tipologia elemento	Complessivo	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi
Accordo ($t=2$)	30,98	32,43	27,96	46,53	30,93
Accordo ($t=10$)	56,60	42,85	81,09	45,87	47,26

Dalla Tabella 7.28 si nota che, anche per le diverse tipologie strutturali, si manifesta la tendenza al maggior accordo, per cui si può concludere che la valutazione è stata realizzata, complessivamente tra le due ispezioni, in maniera più approfondita per le opere d'arte per le quali è stato individuato un maggior numero di difetti in relazione al numero di elementi totali. Tale conclusione sembra essere smentita dagli elementi di tipo spalla, ma essi, oltre ad avere di per sé un punteggio di degrado normalizzato (e anche un numero di difetti normalizzati) più elevato, sono più facilmente ispezionabili rispetto agli altri elementi strutturali, per cui si ammette che l'individuazione dei difetti sia stata svolta in maniera omogenea a prescindere dalla situazione degenerativa del viadotto.

7.7 Analisi approfondita su difetti di gravità massima

È di fondamentale importanza individuare in maniera il più possibile oggettiva i difetti di gravità massima, ovvero caratterizzati da un valore di G , che si ricorda fungere da moltiplicatore del punteggio di degrado, pari a 5: tali difetti, citando direttamente dalle *Linee guida 2020*, “possono essere indice di rilevanti e/o immediati problemi strutturali”. Nell'ottica, perciò, di favorire il corretto riconoscimento degli stessi, nelle schede di difettosità le righe ad essi corrispondenti sono evidenziate, in modo da ribadire la necessità, per essi, di un rilievo accurato.

Essendo nei viadotti oggetto di analisi non impiegata la tecnica della precompressione, i difetti caratterizzati da $G = 5$ risultano essere i seguenti, che vengono indicati preceduti dal codice alfanumerico ad essi associato in Allegato B delle *Linee guida 2020*, e seguiti dall'indicazione della colonna ad essi relativa nelle matrici dei dati D_{20} e D_{21} , oltre che dalle tipologie di elementi strutturali sulle quali tali difetti possono manifestarsi:

- c.a./c.a.p._6 → armatura ossidata/corrosiva (pile, solette, spalle, travi-traversi): colonna num.13
- c.a./c.a.p._10 → fessure diagonali (pile, solette, spalle, travi-traversi): colonna num.18

- c.a./c.a.p._17 → armatura longitudinale deformata (pile, travi-traversi): colonna num.28
- c.a./c.a.p._19 → fessure trasversali (solette, travi-traversi): colonna num.19
- c.a./c.a.p._24 → difetti nelle selle Gerber (travi-traversi): colonna num.29
- Dif.gen_6 → fuori piombo (pile, spalle): colonna num.30
- Ril/Fond_1 → scalzamento (pile, spalle): colonna num.31
- Ril/Fond_5 → movimenti di fondazione (pile, spalle): colonna num.35

Inizialmente è possibile valutare in che frazione i difetti individuati, su tutte le opere, siano caratterizzati da un grado di severità massimo: questo primo dato è raccolto in Tabella 7.29, dalla quale si nota un numero totale di difetti di severità massima con minima variazione tra le due annate, a fronte invece di un incremento notevole del totale di difetti nel 2021: ciò determina che, in percentuale, i difetti di massima serietà individuati nell'anno 2021 siano meno incidenti sul totale e, inoltre, fa propendere verso la considerazione, per la cui validazione saranno comunque necessarie ulteriori analisi, per la quale l'ispezione 2020, svolta in generale in maniera più sbrigativa, sia stata realizzata con maggiore accuratezza nei confronti della valutazione dei difetti più impattanti sulla statica strutturale.

Tabella 7.29- Incidenza dei difetti di $G=5$, rispetto al totale, per le ispezioni 2020 e 2021

Anno	Numero totale di difetti individuati [-]	Numero totale di difetti con $G=5$ individuati [-]	Rapporto percentuale [%]
2020	3613	597	16,52
2021	3903	585	14,98

Per avere contezza di quali, tra questi difetti di grado massimo, siano stati individuati con maggiore frequenza (e dunque, al netto delle incertezze ispettive, siano maggiormente presenti), si procede, in Tabella 7.30, a ricavare tale informazione sul dato complessivo.

Tabella 7.30- Incidenza delle varie tipologie di difetti sul totale dei difetti di massima gravità

Anno	Tipo	cacap_6	cacap_10	cacap_17	cacap_19	cacap_24	Difgen_6	RilFond_1	RilFond_5
2020	Ass.	441	110	0	43	0	0	0	3
	[%]	73,87	18,43	0,00	7,20	0,00	0,00	0,00	0,50
2021	Ass.	475	56	1	43	0	2	5	3
	[%]	81,20	9,57	0,17	7,35	0,00	0,34	0,85	0,51

Si può, fin da principio, notare che armatura ossidata e corrosa (c.a./c.a.p._6) e fessure diagonali (c.a./c.a.p._10) costituiscono, in maniera combinata, oltre il 90% dei difetti di massima severità, sia secondo le ispezioni 2020 sia secondo le ispezioni 2021. L'altra tipologia di difetto rilevante, che costituisce in entrambe le annate circa il 7% del totale dei difetti caratterizzati da $G = 5$, è rappresentata dalle fessure trasversali (c.a./c.a.p._19). L'analisi che si vuole portare avanti nel presente paragrafo della trattazione riguarderà, dunque, queste tre tipologie di difetti, per i quali si vuole valutare l'accordo tra le due ispezioni (si suppone, in seguito alle analisi svolte nel §7.5 della presente trattazione, che l'evoluzione reale del degrado da un anno all'altro sia trascurabile), oltre ad indicazioni su quali siano le tipologie di elementi strutturali maggiormente sottoposte a degrado.

In riferimento all'accordo tra le ispezioni, esso può essere evidenziato, per ogni difetto, da due parametri principali, espressi nella (7.13) e nella (7.14) in funzione del numero di elementi comuni per i quali è stato

individuato il difetto $n_{c,d}$, del numero di elementi totali in cui si stima che il difetto sia presente $n_{tot,d}$ e del numero di elementi ai quali è stato attribuito lo stesso punteggio nelle due ispezioni $n_{sp,i}$.

$$\text{accordo difettologico (IAD)} = \frac{n_{c,d}}{\hat{n}_{tot,d}} \quad (7.13)$$

$$\text{accordo valutativo (IAD)} = \frac{n_{sp,i}}{n_{c,d}} \quad (7.14)$$

I due tipi di accordo sopra definiti, individuabili per ogni difetto separatamente, sono tra loro indipendenti e forniscono, singolarmente, solo un'idea relativa dell'accordo tra le ispezioni. Se visualizzati in maniera combinata, si può invece ottenere un'indicazione dell'accordo tra di esse; svolgendo un prodotto tra le stesse, infatti, si ottiene un indice della frazione (sul totale degli elementi sui quali si assume che il difetto sia presente) di casi in cui il difetto viene comunemente individuato con lo stesso punteggio.

$$\text{acc. ispettivo (IAI)} = \text{acc. difettologico (IAD)} \cdot \text{acc. valutativo (IAV)} \quad (7.15)$$

Si specifica che il numero totale di elementi in cui si stima sia presente il particolare difetto è stato stimato analogamente al §7.5, e cioè sommando le risultanze delle ispezioni delle due annate e depurando tale somma del dato comune. Gli indici sopra definiti saranno d'ora in poi riportati in percentuale.

In riferimento invece all'accordo ispettivo (IAI) si ritiene che la sua stima risulti significativa solamente in presenza di un numero sufficientemente elevato di dati e per questo, nel prosieguo della trattazione, verrà calcolato solo per tutte le tipologie strutturali combinatamente, e cioè sul dato complessivo.

Il difetto di *armatura longitudinale ossidata e corrosa* è, come visibile da Tabella 7.30, quello maggiormente individuato in entrambe le ispezioni, seppur si rilevi un aumento di rilevazione dello stesso nelle ultime ispezioni condotte. Inizialmente, si ritiene significativo, potendo il difetto presentarsi su pile, solette, spalle e travi/traversi, valutare, nelle due annate, il numero di difetti di tale tipo associato ad ogni tipologia strutturale: i risultati di tale operazione vengono riportati in Tabella 7.31.

Tabella 7.31- Numero di difetti c.a./c.a.p._6 valutati nelle due annate, divisi per tipologia strutturale

Anno	Numero di difetti c.a./c.a.p._6			
	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi
2020	101	192	27	121
2021	130	195	18	132

Per le pile appare evidente una maggiore attenzione delle ispezioni 2021 rispetto a quelle del 2020 nei riguardi del presente difetto; per le spalle, invece, si manifesta il fenomeno contrario, mentre per le restanti tipologie strutturali si ritiene che l'oscillazione, nell'ordine del 10%, sia dovuta alle incertezze insite nelle procedure ispettive.

Di tali difetti è ora di interesse valutare se essi siano relativi agli stessi elementi strutturali, oppure se i dati risultanti simili tra loro, siano dovuti a una combinazione di dati discordanti tra loro. Di conseguenza, si procede, nel complessivo e per le singole tipologie di elementi strutturali, all'individuazione dell'accordo difettologico ispettivo, per come definito nella presente sezione del documento.

Tabella 7.32- Accordo difettologico, in riferimento alle singole tipologie strutturali e nel complessivo

Tipologia strutturale	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo
Elementi comuni [-]	66	127	12	76	281
Accordo difettologico IAD [%]	40,00	48,85	36,36	42,94	44,25

Tali percentuali di accordo tra le due ispezioni non sono significativamente diverse da quelle individuate sul complessivo dei difetti, dunque, almeno per l'identificazione del presente difetto, non si individua un apprezzabile miglioramento dell'accordo difettologico, rispetto ai valori medi visibili in Tabella 7.27.

Come ulteriore indice della concordanza si può stimare, valutando i soli difetti comunemente individuati, in quanti casi gli ispettori 2020 e 2021 hanno assegnato il medesimo punteggio di degrado, in quello che è stato identificato come accordo valutativo. Si ricorda che, non possedendo le matrici D_{20} e D_{21} (dati di partenza dell'analisi) informazioni circa estensione e intensità del difetto, è possibile che, a causa di doppia diversa valutazione dei due fattori di partenza (k_1 e k_2), la votazione risulti la stessa; dunque, il dato di accordo riferito ai difetti comunemente rintracciati è da intendere come un limite superiore dello stesso, anziché un valore preciso (a ciò si aggiunge, come sempre, l'incertezza dovuta all'evoluzione reale del difetto, minima da un anno all'altro ma comunque presente e non individuabile in maniera deterministica).

L'informazione ricercata si riporta in Tabella 7.33, nella quale viene anche indicata la percentuale di difetti c.a./c.a.p._6, sul totale dei difetti di questo tipo rintracciati da entrambe le ispezioni, per la quale le due valutazioni hanno fornito lo stesso riscontro in termini di votazione, calcolando dunque l'indice di accordo valutativo (IAV).

Tabella 7.33- Accordo valutativo, in riferimento alle singole tipologie strutturali e nel complessivo

Tipologia strutturale	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo
Punteggio comune [-]	13	28	2	14	57
Accordo valutativo IAV [%]	19,70	22,05	16,67	18,42	20,28

Un'analisi di questo tipo fornisce nuove informazioni, in particolare riguardo la notevole difformità di valutazione degli ispettori, anche qualora gli stessi notino e analizzino uno stesso difetto. In particolare, per la tipologia di difetto che si sta in questa fase analizzando, solo in un caso su cinque, mediamente, il punteggio assegnato dalle due ispezioni è il medesimo, e il dato rimane pressoché costante al variare della tipologia strutturale esaminata. Ciò induce a pensare che vi sia un limite nell'interpretazione delle indicazioni in Allegato C delle *Linee guida 2020*, ma per validare questa ipotesi, così come la precedente sull'accordo difettologico, è necessario estendere l'analisi fin qui condotta sul difetto c.a./c.a.p._6, sui restanti difetti di massima gravità presenti in maniera diffusa sulle opere d'arte oggetto di analisi.

Per questi motivi si procede alla realizzazione delle suddette analisi per il difetto *fessure diagonali*, la cui occorrenza può verificarsi per pile, solette, spalle e travi/traversi. Si sceglie di condensare le informazioni visualizzabili nelle Tabelle 7.32 e 7.33 per il difetto c.a./c.a.p._6, in un unico prospetto per il difetto c.a./c.a.p._10, cioè la Tabella 7.35, mentre preliminarmente si inserisce la Tabella 7.34, che indica la suddivisione per tipologie di elementi strutturali, relativa a tutti gli elementi a cui è stato assegnato difetto.

Tabella 7.34- Numero di difetti c.a./c.a.p._10 valutati nelle due annate, divisi per tipologia strutturale

Anno	Numero di difetti c.a./c.a.p._10			
	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi
2020	35	9	12	54
2021	10	4	12	30

Tabella 7.35- Accordo ispettivo sui difetti e sul punteggio assegnato su tali difetti, per le singole tipologie strutturali e nel complessivo per il difetto c.a./c.a.p._10

Tipologia strutturale	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo
Difetti comuni [-]	4	0	5	14	23
Accordo difettologico IAD [%]	9,76	0	26,32	20	16,08
Punteggio comune [-]	0	0	3	1	4
Accordo valutativo IAV [%]	0	-	60	7,14	17,39

È evidente in partenza che il difetto c.a./c.a.p._10 sia soggetto ad incertezza maggiore data la riduzione del 50% (complessivamente) nell'individuazione di tale difetto tra le due ispezioni analizzate (informazione ricavabile dalla Tabella 7.30).

Dalla Tabella 7.34 si può constatare che un'elevata variabilità si manifesta per pile e travi/traversi: tale variabilità è, contrariamente a quanto verificatosi in riferimento alla corrosione delle armature per le pile, negativa, cioè il difetto è rilevato maggiormente nelle ispezioni 2020 rispetto alle ispezioni 2021.

Ci si chiede, a questo punto, se la notevole differenza tra le due risultanze sia ascrivibile maggiormente alla difficoltà di individuazione del difetto, oppure ad indicazioni approssimative delle *Linee guida 2020* riguardo la modalità di valutazione di intensità ed estensione dello stesso. Poiché, come si nota dalla Tabella 7.35, il dato di incidenza di punteggio comune (visualizzato sul complessivo dei dati, essendo i dati per singola tipologia in numero troppo limitato) è in linea con quello in Tabella 7.33, si ritiene che l'ampia variabilità sia piuttosto dovuta alla difficoltà di individuazione del difetto.

Le stesse *Linee guida 2020* nell'Allegato C evidenziano la problematica per cui questi difetti possano essere individuati in maniera erranea, confondendoli con fessure orizzontali e fessure verticali: tali tipologie di difetti, entrambi con severità prossima al minimo ($G = 2$), possono effettivamente essere presenti per le pile (*scheda di ispezione 3*, Allegato B), elementi strutturali sui quali si evidenzia la maggior discordanza tra le ispezioni. Si può perciò verificare se nelle ispezioni 2021 la somma dei difetti di fessure orizzontali e fessure verticali sia maggiore rispetto a quelle del 2020: in tal caso, seppur non si possa giungere a conclusioni certe poiché i dati delle suddette tipologie di difetti sono di per sé incerti (o meglio, si ha variabilità tra le due ispezioni anche su tali difetti), si potrebbe avere un'indicazione ulteriore della correttezza dell'ipotesi esplicitata.

L'analisi appena menzionata si riporta in Tabella 7.36; da essa si può notare che, effettivamente, nel 2021 per le pile è stato riscontrato un numero superiore (tra l'altro prossimo alla discordanza in termini assoluti sulle fessure diagonali, Tabella 7.34) dei difetti sopra menzionati; pur non potendo dire se l'ispezione 2020 tenda a considerare le fessure diagonali come fessure verticali o orizzontali oppure accada il contrario, si ritiene che vi sia elevata probabilità che l'ipotesi di partenza (suggerita anche dalle *Linee guida 2020*) per cui la non concordanza derivi dalla complessa individuazione delle fessure in relazione alla loro orientazione, sia corretta e dunque si manifesti nel caso in esame.

Tabella 7.36- Numero di individuazioni di fessure orizzontali e di fessure verticali per pile dell'intera infrastruttura

PI - Pile			
Anno	Fessure orizzontali	Fessure verticali	Somma cause d'errore
2020	58	93	151
2021	50	128	178

Per verificare che l'ipotesi espressa sia accurata si sceglie di indagare in quanti casi le fessure, considerate come verticali nel 2021, siano state valutate come diagonali nell'anno precedente. Dalle analisi si nota che la mancata individuazione del difetto per pile non può essere spiegata con l'individuazione dei difetti in Tabella 7.36. Ed in effetti, sulle 29 individuazioni del difetto nel 2020 e non nel 2021, in 13 casi sull'elemento è stato individuato il difetto di fessure verticali nel 2021, ma in 12 di essi tale difetto era già presente nell'anno precedente; per le fessure orizzontali, invece, in tutti i 4 casi di individuazione del difetto nel 2021 tale fenomeno di degrado era già presente nel 2020.

Dunque risulta possibile, indicando con i l' i -esima tipologia strutturale, definire gli indici di mancata corrispondenza, definiti come rapporto tra il numero di elementi strutturali per i quali vi è stata una differente assegnazione della fenomenologia del difetto nel 2020 (relativamente ai difetti possibilmente indice di errore) $n_{MC,i}$, e il numero totale di elementi difettati $n_{tot,i}$. Allo stesso modo è possibile definire un indice di mancata corrispondenza duale, che tiene in conto dei casi in cui, nel 2021, ad un difetto denotato come fessure diagonali nel 2020, sia stato sostituito uno dei difetti indice di errore. La procedura di definizione degli indici di mancata corrispondenza, realizzabile in generale in riferimento a tutti i difetti, considerando per ognuno di essi i difetti indice di confusione, viene espressa nella (7.16) e nella (7.17):

$$IMC_i = n_{MC,i,20.21}/n_{tot,i} \quad (7.16)$$

$$\overline{IMC}_i = n_{MC,i,21.20}/n_{tot,i} \quad (7.17)$$

Nel caso in questione, seppur si possa definire un indice di mancata corrispondenza IMC_p (in cui p sta per pile), esso non può spiegare, se non in minima parte, la discordanza tra i dati di degrado, dovuta piuttosto alla maggiore severità delle ispezioni 2020 in riferimento al difetto di fessure diagonali, e alla minore severità per le fessure verticali, sostanzialmente incorrelate tra loro dato il basso valore dell'indice di mancata corrispondenza:

$$IMC_p = n_{MC,p,20.21}/n_{tot,p} = 1/41 = 2,44\%$$

Si vuole ora visualizzare se nel caso dei travi/traversi, anch'essi manifestanti evidente disaccordo tra le ispezioni 2020 e le ispezioni 2021, secondo i dati in Tabella 7.34, la mancata corrispondenza, ovvero la categorizzazione differente di uno stesso fenomeno di degrado, non sia una causa rilevante del disaccordo stesso. Ciò si ricerca per mezzo del calcolo dell'indice di mancata corrispondenza relativo a travi/traversi:

$$IMC_t = n_{MC,t,20.21}/n_{tot,p} = 8/70 = 11,43\%$$

Per gli elementi travi/traversi, in effetti, in una rilevante frazione di elementi difettati è stata individuata mancata corrispondenza, e in particolare in 7 casi su 8 la fessura considerata diagonale nel 2020 è stata considerata longitudinale nel 2021, mentre nel caso rimanente è stata considerata trasversale.

Quelli fin qui indagati sono, tuttavia, i casi in cui gli stessi fenomeni di degrado siano stati individuati come fessure diagonali nel 2020 e altre tipologie di fessure nel 2021. Può tuttavia accadere anche

l'opposto, per cui è necessario applicare la (7.17) per il calcolo degli indici di mancata corrispondenza duali, i quali indicano l'occorrenza di quest'ultima casistica:

$$\overline{IMC}_p = n_{MC,p_{21.20}}/n_{tot,p} = 0$$

$$\overline{IMC}_t = n_{MC,t_{21.20}}/n_{tot,t} = 3/70 = 4,29\%$$

Mentre per le pile l'indice di mancata corrispondenza duale risulta nullo, così non è per travi/traversi, elementi per cui la mancata corrispondenza duale non nulla va ulteriormente a validare l'ipotesi per la quale sia presente forte confusione in termini di individuazione tra fessure longitudinali e fessure diagonali (e in generale per cui la valutazione delle fessure diagonali appare più vulnerabile ad incomprensione riguardo a fessure orientate secondo l'asse longitudinale dell'elemento strutturale, piuttosto che secondo il suo asse trasversale), ma produce un'ulteriore diminuzione della validità dell'ipotesi per cui tale fenomeno sia la causa primaria della discrepanza in Tabella 7.34, da ricercarsi invece nell'attenzione diversa modalità di valutazione, che gli esaminatori pongono su differenti fenomenologie di degrado.

Infine, viene indagata in maniera approfondita l'occorrenza del difetto di *fessure trasversali*, tipologia di difetto che può essere presente solo su travi/traversi e solette e per cui in Tabella 7.30 si può notare la perfetta concordanza tra le procedure ispettive svolte in due anni successivi; tale concordanza può essere solo apparente, nel caso in cui alla convergenza in Tabella 7.30 non corrisponda l'individuazione del difetto sugli stessi elementi strutturali, oppure reale, ed è di ciò che si vuole prendere contezza svolgendo le seguenti analisi.

Per prima cosa, si visualizza in Tabella 7.37, analogamente a quanto fatto per i precedenti difetti di massima gravità, la nozione relativa alla loro distribuzione sulle varie tipologie per le due ispezioni.

Tabella 7.37- Numero di difetti c.a./c.a.p._19 valutati nelle due annate, divisi per tipologia strutturale

Anno	Numero di difetti c.a./c.a.p._19	
	SO - Solette	TR - Travi
2020	39	4
2021	24	19

Si registra in Tabella 7.37 una notevole discrepanza tra le due valutazioni: tuttavia, poiché il difetto di fessura trasversale può risultare presente simultaneamente in travi e solette per effetto della medesima fenomenologia, è possibile che nelle prime ispezioni il difetto sia stato assegnato prevalentemente alle solette: tale ipotesi verrebbe validata in presenza di un elevato accordo tra le due ispezioni, ovvero se un numero rilevante dei 24 difetti su solette rilevati nel 2021, lo fosse anche nel 2020. Si riportano dunque le informazioni necessarie per questa disamina in Tabella 7.38, dalla quale è evidente che l'accordo difettologico risulti ampiamente al di sotto della media visualizzabile in Tabella 7.27.

Tabella 7.38- Accordo ispettivo sui difetti e sul punteggio assegnato su tali difetti, per le singole tipologie strutturali e nel complessivo, per il difetto c.a./c.a.p._19

Tipologia strutturale	SO - Solette	TR - Travi	Complessivo
Difetti comuni [-]	12	0	12
Accordo difettologico IAD [%]	23,53	0	16,22
Punteggio comune [-]	4	0	4
Accordo valutativo IAV [%]	33,33	-	33,33

Si reputa che ciò sia ascrivibile alla difficoltà di valutazione delle fessure trasversali e in particolare al fatto che esse possano essere valutate erroneamente in luogo delle fessure diagonali e viceversa: come visibile dalla Tabella 7.34, incrociando i dati con quelli in Tabella 7.37, ciò è possibile per le travi, ma la spiegazione non reggerebbe per le solette, essendo per entrambi i difetti il numero riscontrato maggiore nel 2020 rispetto all'anno successivo; per questi motivi, si ritiene che la mancanza di accordo su tale difetto non sia solo dovuta alla soggettività, tutt'oggi intrinseca delle procedure ispettive, ma sia parzialmente dipendente anche ad una minore attenzione delle ispezioni 2021 nell'individuazione di difetti di questo tipo sulle solette.

In definitiva, sui tre difetti oggetto di valutazione approfondita è possibile esprimere, in Tabella 7.39, l'indice di accordo ispettivo (*IAI*), relativo all'informazione complessiva, per i quali è presente un numero sufficiente di dati in modo da rendere significativa la visualizzazione stessa di tale parametro.

Tabella 7.39- Indici di accordo tra le due ispezioni, calcolati sui difetti di massima gravità prevalenti sui dati complessivi

Analisi su dati complessivi			
Tipologia di difetto	IAD - Indice di accordo difettologico [%]	IAV - Indice di accordo valutativo [%]	IAI - Indice di accordo ispettivo [%]
c.a./c.a.p._6	44,25	20,28	8,97
c.a./c.a.p._10	16,08	17,39	2,80
c.a./c.a.p._19	16,22	33,33	5,41

È immediato notare che per tutti e tre i difetti oggetto di valutazione approfondita si ottiene un indice di accordo ispettivo *IAI* al di sotto del 10%: nel caso limite delle fessure diagonali, il dato scende al di sotto del 3% e ciò implica che, considerata l'occorrenza del difetto su 100 elementi, in meno di 3 di essi tale difetto è stato individuato in entrambe le ispezioni ed è a esso stato assegnato lo stesso punteggio. La difformità valutativa (constatabile visualizzando *IAV*) è omogenea per i tre difetti analizzati, mentre in termini di *IAD*, come ci si aspetta, si ha un valore notevolmente più elevato per il difetto c.a./c.a.p._6 (armatura ossidata e corrosa), che è tra i tre quello meno soggetto a difficoltà di individuazione potendoci essere, secondo le indicazioni in Allegato B delle *Linee guida 2020*, le sole ambiguità dovute alla somiglianza col difetto c.a./c.a.p._16 (staffe scoperte/ossidate), relativo in maniera specifica all'armatura trasversale.

È possibile indagare l'ambiguità appena citata per gli elementi pila, soletta e travi/traversi, per i quali si ritiene che si abbia un sufficiente numero di difetti, in modo da rendere significativo il calcolo degli *IMC* ordinari e duali, che indicano rispettivamente l'incidenza dei casi in cui uno stesso difetto, considerato di armatura ossidata e/o corrosa nel 2020, sia valutato come staffe scoperte/ossidate nel 2021 e viceversa.

Tabella 7.40- Indici di mancata corrispondenza per il difetto c.a./c.a.p._6, in riferimento alle diverse tipologie strutturali

c.a./c.a.p._6: "armatura ossidata e/o corrosa" → c.a./c.a.p._16: "staffe scoperte/ossidate"				
Parametro	Tipologia strutturale	Numero di mancate corrispondenze	Numero di elementi difettati	Valore [%]
IMC_p	PI - Pile	2	165	1,21
\overline{IMC}_p		4		2,42
IMC_{so}	SO - Solette	0	260	0,00
\overline{IMC}_{so}		0		0,00
IMC_t	TR - Travi	4	177	2,26
\overline{IMC}_t		3		1,69

Dalle analisi svolte, mostrate in Tabella 7.40, si evidenzia come il difetto c.a./c.a.p._6 sia meno vulnerabile in termini di mancata corrispondenza rispetto al difetto c.a./c.a.p._10, in quanto, in questo caso, vi è un'unica altra tipologia di difetto simile (con tale termine, si indica un difetto che, a seguito di errore ragionevole, possa essere individuato in loco del difetto in questione); inoltre, la similarità tra i difetti c.a./c.a.p._6 e c.a./c.a.p._16 non risulta, da tali analisi, così marcata come quella tra i difetti c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._9 precedentemente riscontrata.

Si ritiene comunque significativa, al fine di una comprensione grafica immediata della situazione in termini di accordo difettologico e di accordo valutativo, riportare dei grafici a barre contenenti tali informazioni, per i tre difetti di massima gravità ricorrenti e in relazione alle varie tipologie di elemento strutturale; tale operazione viene svolta, rispettivamente in riferimento a *IAD* e *IAV*, rispettivamente in Figura 7.32 e in Figura 7.33.

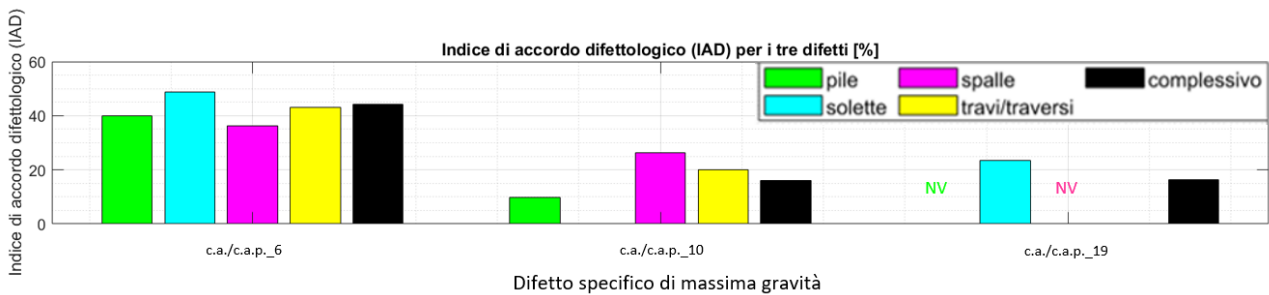


Figura 7.32- Indici di accordo difettologico (IAD) per tipologie strutturali, per difetti c.a./c.a.p._6, c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._19

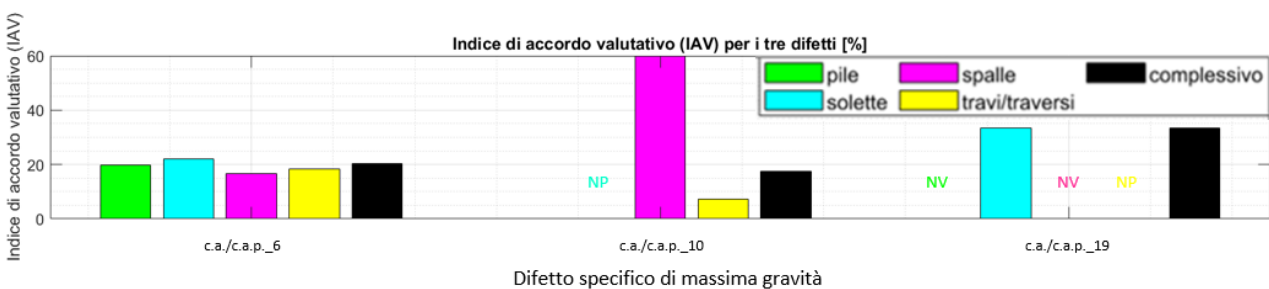


Figura 7.33- Indici di accordo valutativo (IAV) per tipologie strutturali, per difetti c.a./c.a.p._6, c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._19

In esse, sono stati mantenuti i colori caratteristici delle tipologie di elementi strutturali (definite nel §7.1) e sono state inserite, ove opportuno, le sigle *NV* e *NP*, che indicano, nel primo caso l'impossibilità della valutazione di accordo in quanto la tipologia di difetto non è compatibile con la tipologia strutturale, nel secondo la non presenza di accordo valutativo laddove risulta nullo l'accordo difettologico. Qualora non sia presente la colonna corrispondente, in assenza delle notazioni appena esplicitate, si è in corrispondenza di accordo nullo tra le due ispezioni.

Altro studio che può essere condotto è relativo al numero di opere per le quali si manifestano gli specifici difetti di massima serietà ($G = 5$). Si ritiene rilevante conoscere tale informazione in quanto, in via del tutto generale, è possibile che i difetti siano concentrati su un numero limitato di opere, le quali, per tipologia costruttiva o per esposizione ai sali disgelanti (quest'ultima condizione influisce in maniera particolare sull'ossidazione e/o corrosione delle armature), risultano più attaccate delle altre dai fenomeni di degrado. Ci si aspetta, però, dato il periodo comune di costruzione delle opere d'arte, che la presenza di difetti sia endemica sull'infrastruttura viaria.

Si riporta dunque, in Tabella 7.41, indicazione del numero di volte per cui il *difetto di ossidazione/corrosione delle armature* (c.a./c.a.p._6) si è manifestato per le varie opere d'arte, con suddivisione in base alla tipologia strutturale e indicazione della diffusione in percentuale sul totale degli elementi appartenenti all'opera d'arte (visualizzabile in Tab.7.4) e dunque sul dato complessivo. In riferimento all'estrapolazione del dato sugli elementi difettati, si è operato, come usuale a partire dall'introduzione di tale metodologia nel §7.5, depurando la somma delle risultanze del 2020 e del 2021 dei dati comuni.

Tabella 7.41- Numero di occorrenze del difetto c.a./c.a.p._6 sulle varie opere d'arte e per tipologia strutturale

c.a./c.a.p._6: "armatura ossidata e/o corrosa"						
Numero opera d'arte	Tipologia di elemento strutturale				Complessivo	D _A [%]
	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi		
1	2	11	0	4	17	32,69
2	3	2	1	3	9	56,25
3	2	1	2	1	6	40,00
4	0	5	2	2	9	56,25
5	3	4	2	3	12	75,00
6	0	3	2	3	8	61,54
7	0	1	1	1	3	75,00
8	1	2	0	3	6	24,00
9	6	8	0	7	21	75,00
10	11	13	1	8	33	82,50
11	10	7	2	12	31	55,36
12	37	52	2	27	118	39,20
13	10	16	1	14	41	83,67
14	9	12	1	8	30	57,69
15	1	2	2	3	8	21,62
16	1	5	0	0	6	19,35
17	2	2	2	3	9	47,37
18	18	27	1	26	72	69,90
19	0	17	0	3	20	24,10
20	5	8	2	6	21	80,77
21	4	1	2	3	10	35,71
22	4	5	0	5	14	22,58
23	4	5	0	5	14	56,00
24	2	4	0	1	7	22,58
25	1	2	0	2	5	71,43
26	3	4	1	4	12	92,31
27	0	2	0	0	2	4,55
28	3	11	1	4	19	55,88
29	8	13	1	5	27	65,85
30	5	4	0	0	9	7,83
31	6	8	2	5	21	84,00
32	0	1	2	0	3	75,00
33	4	2	0	6	12	21,82
Intera rete stradale	165	260	33	177	635	43,32

Il difetto è caratterizzato da ampia diffusione, presentandosi, in una qualche misura, in tutti i viadotti appartenenti al tratto di infrastruttura viaria preso in esame: in particolare, a prescindere dalla tipologia di elemento strutturale, dalle estrapolazioni svolte il difetto si osserva sul 43,3% degli elementi strutturali dei ponti appartenenti all'arteria stradale, e questo dato complessivo non si discosta in maniera netta dal dato sulle singole tipologie di elemento strutturale, visualizzabile in Tabella 7.42, dalla quale si evince comunque una maggiore vulnerabilità delle solette, in relazione al difetto oggetto di analisi.

Tabella 7.42- Diffusione del difetto c.a./c.a.p._6 sugli elementi appartenenti alle varie tipologie strutturali dell'intera rete

c.a./c.a.p._6: "armatura ossidata e/o corrosa"					
Intera rete stradale	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo
Diffusione [%]	36,67	54,74	50,00	37,26	43,32

Fin qui è stato indagato il solo presentarsi del difetto, non discriminando in base al punteggio di degrado vero e proprio: per l'Allegato C delle *Linee guida 2020* tale difetto può presentarsi con tre livelli di estensione e tre livelli di intensità. Nella presente trattazione si vuole individuare in che percentuale, rispetto al numero di elementi nei quali il difetto risulta presente, lo stesso si manifesti in forma grave. È dunque necessario, in maniera più o meno convenzionale, definire il punteggio minimo su un elemento, per il quale il difetto si può considerare "grave".

Si sceglie di definire tale condizione come quella per cui, sia per intensità sia per estensione, il difetto abbia raggiunto un livello medio, che nel caso del difetto c.a./c.a.p._6 corrisponde ad un 50% in area per l'estensione, e ad intaccamento della sezione della barra riguardo all'intensità: tali considerazioni si traducono, considerando il valore di G (che si ricorda essere il massimo possibile, pari a 5), ad un punteggio minimo di degrado, affinché il difetto possa essere considerato grave, pari a 1,25.

Resta da definire quale sia il punteggio di degrado da considerare: nel caso in cui il difetto venga riscontrato sull'elemento da una sola delle due ispezioni il problema non si pone, mentre nelle casistiche in cui ciò non accade invece si opta, in via cautelativa, nel prendere in esame il massimo tra i due punteggi di degrado risultanti dalle due procedure ispettive.

Si riporta dunque in Tabella 7.43 una rappresentazione analoga a quella in Tabella 7.41, ma nella quale per ogni tipologia di elemento si indicano i soli difetti gravi, il cui numero si indica con n_a , e la diffusione viene calcolata sul numero totale di elementi di ogni opera d'arte n_{tot} , sia sul numero di elementi di ognuna di esse sulla quale si stima sia presente il difetto, indicato con n_a , secondo la (7.18) e la (7.19), nelle quali si indicano con D_A [%] la diffusione assoluta del difetto, nella sua forma grave, e con D_R [%] la relativa:

$$D_{A,e} = (n_a/\hat{n}_{tot}) \cdot 100 \quad (7.18)$$

$$D_{R,e} = (n_a/n_a) \cdot 100 \quad (7.19)$$

Inoltre si può riportare un'informazione analoga a quella contenuta in Tabella 7.42 in Tabella 7.44, cioè la diffusione di difetti (in questo caso in stadio avanzato) sulla struttura: si evince un dato di diffusione relativa abbastanza omogeneo, con le spalle che risultano essere gli elementi strutturali nei quali, a parità di numero di difetti rilevati, quelli con serio avanzamento risultano maggiori.

Tabella 7.43- Numero di occorrenze in stadio avanzato, del difetto c.a./c.a.p._6 sulle varie opere d'arte e per tipologia strutturale

c.a./c.a.p._6: "armatura ossidata e/o corrosa" (degrado in stadio avanzato)							
Numero opera d'arte	Tipologia di elemento strutturale					D _{A,e} [%]	D _{R,e} [%]
	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo		
1	1	1	0	0	2	3,85	11,76
2	1	1	0	0	2	12,50	22,22
3	1	1	0	1	3	20,00	50,00
4	0	2	1	0	3	18,75	33,33
5	1	1	1	2	5	31,25	41,67
6	0	0	1	0	1	7,69	12,50
7	0	0	0	0	0	0,00	0,00
8	0	0	0	1	1	4,00	16,67
9	2	0	0	0	2	7,14	9,52
10	1	3	0	1	5	12,50	15,15
11	1	0	1	2	4	7,14	12,90
12	17	4	1	10	32	10,63	27,12
13	3	3	1	4	11	22,45	26,83
14	1	1	0	0	2	3,85	6,67
15	0	0	0	1	1	2,70	12,50
16	0	0	0	0	0	0,00	0,00
17	0	0	1	2	3	15,79	33,33
18	7	16	0	14	37	35,92	51,39
19	0	0	0	0	0	0,00	0,00
20	3	5	1	6	15	57,69	71,43
21	1	0	0	0	1	3,57	10,00
22	0	0	0	0	0	0,00	0,00
23	1	1	0	0	2	8,00	14,29
24	0	0	0	0	0	0,00	0,00
25	1	0	0	1	2	28,57	40,00
26	1	2	1	4	8	61,54	66,67
27	0	0	0	0	0	0,00	0,00
28	2	8	0	3	13	38,24	68,42
29	4	9	1	1	15	36,59	55,56
30	0	0	0	0	0	0,00	0,00
31	2	7	2	4	15	60,00	71,43
32	0	1	2	0	3	75,00	100,00
33	0	0	0	3	3	5,45	25,00
Intera rete	51	66	14	60	191	13,03	30,08

Tabella 7.44- Diffusione del difetto c.a./c.a.p._6 in stadio avanzato sugli elementi appartenenti alle varie tipologie strutturali dell'intera rete stradale

c.a./c.a.p._6: "armatura ossidata e/o corrosa" (degrado in stadio avanzato)					
Intera rete stradale	PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo
Diffusione [%]	11,33	13,89	21,21	12,63	13,03
Diffusione relativa [%]	30,91	25,38	42,42	33,90	30,08

Per avere una visualizzazione grafica della condizione di diffusione assoluta del difetto c.a./c.a.p._6 e del difetto in stadio avanzato, si sceglie di riportare i dati di diffusione relativi alle varie opere d'arte su un grafico in Figura 7.34.

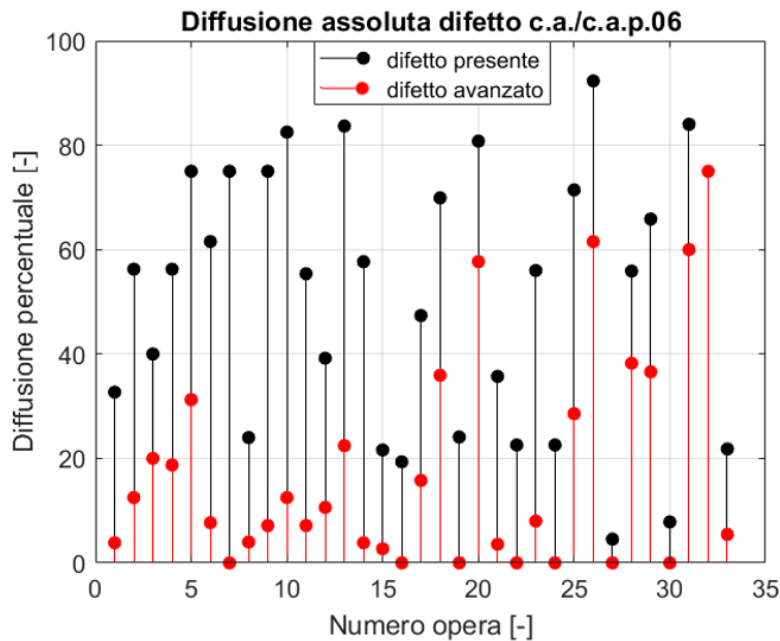


Figura 7.34- Diffusione assoluta del difetto c.a./c.a.p._06, semplicemente presente e con severo avanzamento

Si possono ora estendere le analisi svolte per il difetto c.a./c.a.p._6, anche per i difetti di *fessure diagonali* (c.a./c.a.p._10) e per *fessure trasversali* (c.a./c.a.p._19). Il difetto già analizzato nello specifico è quello maggiormente correlato all'applicazione di sali disgelanti, e per questo motivo si è scelto di riportare i dati tabellari in forma estesa. Per i restanti due difetti di massima gravità, risultati rilevanti sui viadotti della rete, si sceglierà di riportare i soli dati riferiti al complessivo degli elementi strutturali.

È dunque preliminarmente necessario definire per entrambi i difetti quale sia la condizione per cui i difetti stessi vengono considerati, da chi scrive, *gravi*, e cioè in stadio avanzato; si sceglie, a tal proposito, di considerare anche per essi l'avanzamento grave qualora sia raggiunto almeno il livello medio di entrambi gli indicatori k_1 e k_2 .

In riferimento alle fessure diagonali e trasversali, l'Allegato C delle Linee guida fornisce le stesse indicazioni per la stima dei due parametri sopracitati, e in particolare, in entrambi i difetti, designa come estensione media il livello per il quale si manifestano da 1 a 3 fessure complete di tale tipologia, mentre come intensità media quella corrispondente ad un'apertura media della fessura pari a $1 \div 2$ mm; essendo i punteggi corrispondenti al raggiungimento dei livelli medi dei parametri k_1 e k_2 gli stessi del precedente difetto (c.a./c.a.p._6) anche il punteggio minimo per il quale il difetto si considera grave rimane immutato e pari a 1,25.

Nella visualizzazione del numero di elementi soggetti a fessure diagonali si mette inizialmente in evidenza che, in particolare per le pile, il 53,65% delle occorrenze dei difetti è relativo ad un'unica opera d'arte cioè la numero 12, che, pur essendo la più estesa dell'infrastruttura, comprende il 22,00% degli elementi di tipo pila; anche nel caso delle travi, si manifesta una simile tendenza, in quanto a fronte di una percentuale simile di elementi sul totale dell'infrastruttura (21,05%), è relativo a tale opera il 35,71% dei difetti individuati. Il viadotto 12 costituisce in effetti l'opera d'arte sulla quale sono maggiormente applicati i sali

disgelanti, e dunque la maggior presenza di fessure diagonali può essere indice di una situazione di ammaloramento più pronunciata, ma anche di una maggiore attenzione degli ispettori all'esaminazione dell'opera d'arte la quale, presentando una frazione rilevante di pile corte, risulta facilmente ispezionabile.

Viene riportata, in Tabella 7.45, l'informazione circa l'individuazione dei difetti nelle varie opere d'arte, esprimendo per essi la diffusione in termini assoluti, e nel caso in cui il difetto si manifesti con avanzamento pronunciato, in termini assoluti e relativi.

Tabella 7.45- Analisi dei difetti c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._19, con indicazione della diffusione del difetto e della diffusione, assoluta e relativa, del difetto manifestatosi con serio avanzamento

Numero opera d'arte	c.a./c.a.p._10: "fessure diagonali"			c.a./c.a.p._19: "fessure trasversali"		
	Presente	Stadio avanzato		Presente	Stadio avanzato	
	D _A [%]	D _{A,e} [%]	D _{R,e} [%]	D _A [%]	D _{A,e} [%]	D _{R,e} [%]
1	3,85	0,00	0,00	2,94	2,94	100,00
2	31,25	6,25	20,00	10,00	0,00	0,00
3	20,00	6,67	33,33	0,00	0,00	-
4	12,50	6,25	50,00	60,00	0,00	0,00
5	37,50	0,00	0,00	50,00	0,00	0,00
6	23,08	0,00	0,00	0,00	0,00	-
7	25,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
8	8,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
9	3,57	3,57	100,00	0,00	0,00	-
10	15,00	2,50	16,67	42,31	3,85	9,09
11	5,36	0,00	0,00	0,00	0,00	-
12	15,95	0,33	2,08	10,50	0,00	0,00
13	4,08	2,04	50,00	25,00	0,00	0,00
14	15,38	0,00	0,00	17,65	0,00	0,00
15	24,32	2,70	11,11	4,17	0,00	0,00
16	3,23	3,23	100,00	5,00	0,00	0,00
17	15,79	0,00	0,00	16,67	0,00	0,00
18	4,85	1,94	40,00	5,88	0,00	0,00
19	2,41	0,00	0,00	1,85	0,00	0,00
20	38,46	3,85	10,00	0,00	0,00	-
21	10,71	3,57	33,33	0,00	0,00	-
22	1,61	1,61	100,00	0,00	0,00	-
23	0,00	0,00	-	0,00	0,00	-
24	9,68	3,23	33,33	10,00	0,00	0,00
25	14,29	14,29	100,00	0,00	0,00	-
26	15,38	0,00	0,00	25,00	0,00	0,00
27	0,00	0,00	-	0,00	0,00	-
28	0,00	0,00	-	0,00	0,00	-
29	0,00	0,00	-	0,00	0,00	-
30	6,09	0,87	14,29	2,63	0,00	0,00
31	4,00	4,00	100,00	0,00	0,00	-
32	25,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
33	3,64	0,00	0,00	0,00	0,00	-
Intera rete	9,75	1,23	12,59	7,79	0,21	2,70

Per entrambi i difetti si nota una diffusione ampiamente minore, se confrontata con il difetto di armatura ossidata e/o corrosa, e una minor tendenza dei difetti a manifestarsi con avanzamento severo: ciò accade, in particolare, in meno del 15% dei casi in cui è stato riscontrato degrado per queste due tipologie di difetti, mentre in oltre il 30% dei casi, per il difetto precedentemente trattato (Tabella 7.43).

Si vuole inoltre ricavare l'informazione circa la diffusione e diffusione relativa dei difetti, semplicemente presenti e con importante avanzamento, in relazione alle tipologie strutturali; tale informazione è visibile rispettivamente per il difetto c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._19 in Tabella 7.46 e in Tabella 7.47.

Tabella 7.46- Diffusione assoluta dei difetti presenti e diffusione assoluta e relativa dei difetti con degrado avanzato, per singole tipologie strutturali e nel complessivo, per il difetto c.a./c.a.p._10

c.a./c.a.p._10: "fessure diagonali"						
Intera rete stradale		PI - Pile	SO - Solette	SP - Spalle	TR - Travi	Complessivo
Presente	Diffusione [%]	9,11	2,74	28,79	14,74	9,75
Avanzato	Diffusione [%]	1,56	0,00	10,61	0,84	1,23
	Diffusione relativa [%]	17,07	0,00	36,84	5,71	12,59

Tabella 7.47- Diffusione assoluta dei difetti presenti e diffusione assoluta e relativa dei difetti con degrado avanzato, per singole tipologie strutturali e nel complessivo, per il difetto c.a./c.a.p._19

c.a./c.a.p._19: "fessure trasversali"				
Intera rete stradale		SO - Solette	TR - Travi	Complessivo
Presente	Diffusione [%]	10,74	4,84	7,79
Avanzato	Diffusione [%]	0,21	0,21	0,21
	Diffusione relativa [%]	1,96	4,35	2,70

Si ritiene significativo realizzare un'ulteriore elaborazione grafica (Figura 7.35), dalla quale risulta possibile comprendere se la maggiore individuazione di difetti di tipo c.a./c.a.p._6, rispetto agli altri due difetti di massima gravità ricorrenti, si verifichi per tutte le opere d'arte dell'infrastruttura viaria analizzata.

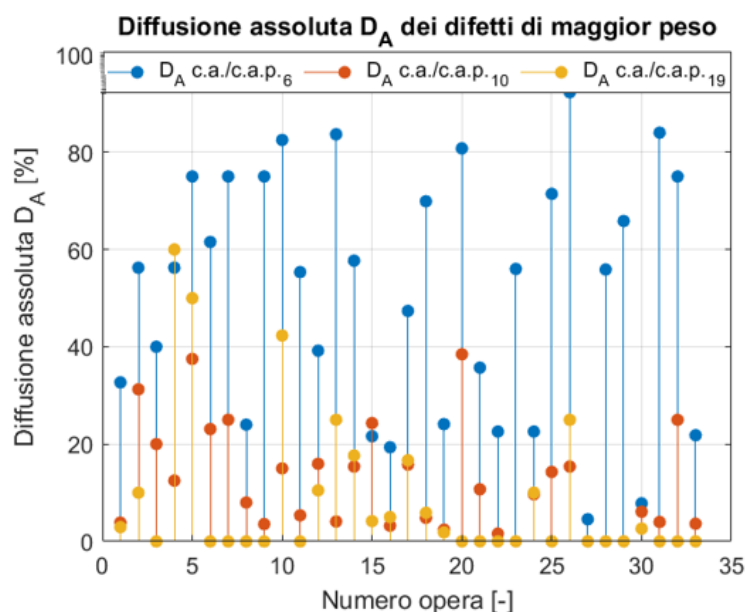


Figura 7.35- Diffusione assoluta, relativa ai difetti di maggior peso individuati in maniera frequente

Si nota che in 32 delle 33 opere d'arte il difetto c.a./c.a.p._6 risulta, ampiamente, quello che si manifesta con maggiore frequenza. Tale condizione non si verifica per il viadotto 4 per il quale il numero di occorrenze individuate è comparabile tra il suddetto difetto e il difetto c.a./c.a.p._19 (fessure trasversali).

In riferimento al difetto di fessure diagonali viene confermata la tendenza, già visibile per il difetto di armatura ossidata e/o corrosa, per la quale le spalle risultano gli elementi sui quali vi è la maggiore probabilità che un difetto di massima gravità evidenziato sia anche caratterizzato da un avanzamento, in termini di danno, pronunciato (Tabella 7.46).

Come anticipato, si vuole comprendere se il difetto sia omogeneamente distribuito sulle varie opere d'arte: per avere indicazione di ciò si ritiene significativo il calcolo del coefficiente di variazione (CV), definito come rapporto tra lo scarto quadratico medio di un campione di dati σ e la media μ :

$$CV = \frac{\sigma}{|\mu|} \quad (7.20)$$

Tale analisi viene svolta per le tre tipologie di difetto indagate e su tutti gli elementi strutturali complessivamente; essa viene riportata in Tabella 7.48, nella quale si ha anche indicazione dei parametri di partenza, ovvero la media e lo scarto quadratico medio. Come campione di dati si è scelto di far riferimento alla sola presenza di difetti e non allo stadio di avanzamento più o meno pronunciato degli stessi, in quanto il numero di dati sarebbe altrimenti limitato; per questo motivo, la disamina viene portata avanti sulla base dei dati percentuali di diffusione assoluta dei difetti.

Tabella 7.48- Media, scarto quadratico medio e coefficiente di variazione associati ai difetti di gravità massima e calcolati sui dati di diffusione assoluta di tali difetti

Difetto	μ [%]	σ [%]	CV [-]
c.a./c.a.p._6	43,32	8,68	6,61
c.a./c.a.p._10	9,75	3,19	10,80
c.a./c.a.p._19	7,79	2,53	10,72

Dall'elaborazione dei dati si nota che il difetto di armatura ossidata e/o corrosa è quello soggetto a minor coefficiente di variazione CV , il che implica che esso sia presente in maniera più omogenea sulle opere d'arte della rete rispetto ai restanti due difetti analizzati, che presentano un CV molto prossimo tra loro.

Per il manifestarsi di tutti e tre i difetti si ha forte dipendenza dalle caratteristiche di partenza del calcestruzzo armato, che rendono l'opera più o meno durevole. Tuttavia non si possiedono informazioni (da parte di chi scrive) sul progetto originale delle opere, né su eventuali test svolti nel corso della vita utile dei viadotti per indagarne le proprietà meccaniche; si ritiene però ragionevole, supporre che le caratteristiche del calcestruzzo siano omogenee per l'intera infrastruttura, data la comune epoca costruttiva e l'appartenenza al medesimo collegamento stradale. Ciò che quindi influisce sul differente CV per i tre difetti è che, mentre sul primo incide fortemente l'applicazione di sali disgelanti, piuttosto omogenea sull'infrastruttura, sui due rimanenti c'è dipendenza dalla concezione strutturale dei viadotti, caratterizzata da variabilità sull'arteria stradale.

7.8 Confronto di degrado con altre opere d'arte

Finora l'attenzione è stata posta sui fenomeni di ammaloramento, ai quali le opere d'arte dell'infrastruttura analizzata, secondo le risultanze delle procedure ispettive 2020 e 2021, risultano soggette. Non è tuttavia possibile, in assenza di test distruttivi e non distruttivi svolti sui viadotti, comprendere quanto incida, sull'ammaloramento delle opere d'arte, l'applicazione dei sali disgelanti, e su quali difetti si manifesti maggiormente.

In particolare, viene in mente di operare un confronto con opere d'arte costruite nello stesso periodo storico, ma esposte in misura minore e diversa tra loro all'applicazione di sali disgelanti; nessuna delle opere d'arte per le quali verrà operato il confronto è realizzata in quota, e si ritiene che due di esse siano soggette all'applicazione di sali disgelanti per 2÷3 mesi l'anno, mentre le due restanti solamente in maniera sporadica, da considerare trascurabile per l'analisi che si mira a sviluppare. D'ora in poi, dunque, si sceglie di denotare i viadotti di raffronto con la seguente notazione, nella quale alla lettera M corrisponde un'applicazione di composti antigelo media, mentre la lettera R a un'applicazione ridotta.

$$M_1, M_2 \rightarrow M$$

$$R_1, R_2 \rightarrow R$$

L'obiettivo, come intuibile anche dalla notazione appena esplicitata, è quello di raggruppare i dati di degrado relativi alle due opere soggette a simile quantitativo di sali disgelanti: in questo modo è possibile operare un confronto, rispetto ai dati presenti e fin qui analizzati in maniera approfondita, denotati nel presente paragrafo con la lettera E , indicante applicazione elevata degli agenti aggressivi sopra menzionati.

Le opere d'arte di raffronto sono tutte state costruite negli anni '60 (così come i 33 viadotti analizzati) e le ispezioni a cui si fa riferimento sono relative al 2020 per cui, almeno in prima istanza, sembra che sia possibile procedere immediatamente a un confronto dei dati, seppur ciò sia in partenza limitato per due motivazioni principali.

1. Sia per le 33 opere d'arte soggette ad analisi approfondita, sia per quelle di raffronto, non si dispone di informazioni circa le caratteristiche del calcestruzzo costituente le stesse: ciò porta, già preliminarmente al paragone, ad un'incertezza sui risultati, in quanto l'ammaloramento è certamente dipendente dalla qualità del materiale.
2. Un'ulteriore influenza sui fenomeni di ammaloramento è determinata dal traffico giornaliero medio annuo (TGMA) al quale i viadotti sono sottoposti e in riferimento a ciò, si specifica che tutti i viadotti analizzati appartengono a infrastrutture viarie con funzioni di scorrimento [99], ma che, nonostante questo, si ritiene che il diverso volume di traffico al quale le infrastrutture sono sottoposte, possa incidere in maniera non trascurabile sui fenomeni di ammaloramento.

A queste problematiche si aggiunge l'impossibilità di operare un confronto diretto con i dati di degrado, a causa dell'utilizzo, per le disamine riguardanti le opere d'arte di raffronto, di regole ispettive interne all'impresa deputata allo svolgimento delle valutazioni. Ciò si spiega in quanto alcune delle ispezioni sono state effettuate nei primi due trimestri dell'anno e quindi anteriormente all'emanazione delle *Linee guida 2020*; le restanti invece, seppur successive alla loro emanazione, non rispettano le indicazioni proposte (in effetti, le linee guida nell'ordinamento giuridico nazionale sono prive di carattere coercitivo, né sono previste sanzioni in caso di non rispetto). L'azienda ispettiva ha probabilmente reputato maggiormente

significativo svolgere le ispezioni con le modalità fino al tempo utilizzate, in modo da rendere possibile un confronto con le valutazioni precedenti.

Le tipologie di difetti analizzate nelle ispezioni sulle opere di raffronto non sono le medesime di quelle visibili in Tabella 7.1; i difetti progettuali possono qui combinare anche più tipologie di difetti, secondo come gli stessi sono definiti dalle *Linee guida 2020*. Inoltre, l'estensione del difetto viene definita in termini percentuali sul totale dell'elemento strutturale e viene espressa per lo specifico difetto relativo all'elemento strutturale una votazione, non confrontabile con i punteggi fin qui trattati. Si ritiene, comunque, che l'applicazione del metodo ispettivo appena presentato, sia per certi aspetti più completa di quella correntemente utilizzata allo stato attuale, in quanto per ogni difetto viene chiaramente espressa l'ubicazione all'interno dell'elemento strutturale: utilizzando l'attuale consuetudine è possibile svolgere questa operazione nelle note, ma in assenza di indicazioni specifiche è inusuale che il tecnico la svolga, e ciò è testimoniato nell'assenza di tale informazione nelle schede di difettosità consultate per lo svolgimento dell'analisi dei dati.

Il numero esiguo di annate (allo stato attuale pari a 3, per le opere d'arte per cui nell'anno corrente sono già state condotte ispezioni) per le quali si hanno dati di punteggio di degrado coerenti con il formato e le metodologie esplicitate nelle *Linee guida 2020*, è ciò che pone oggi forti limitazioni alla realizzazione di modelli di degrado tempo-dipendenti, non essendo i dati raccolti dalle precedenti ispezioni confrontabili con quelli attuali.

Dunque, si ritiene che l'unica possibilità per svolgere una misura comparativa in relazione all'applicazione dei sali disgelanti consista nel servirsi della documentazione fotografica associata alle opere di raffronto (sulle quali il tempo di azione degli agenti aggressivi risulta comparabile a quello relativo alle opere d'arte oggetto di studio) e da lì estrapolare dei punteggi di degrado (normalizzati al numero di elementi che è stato possibile valutare), secondo le indicazioni attualmente vigenti. Tale operazione, per i motivi espressi nel §7.5, non è certamente esente da errore, ma in relazione al comune esaminatore della documentazione fotografica si assume che le differenze in termini di degrado tra le opere d'arte siano soggette ad errore accettabile.

Un'analisi della documentazione fotografica è già stata svolta nell'ambito delle analisi al §7.5, dalle quali è stato possibile svolgere un'ispezione simulata sui soli elementi strutturali caratterizzati da opportuna chiarezza delle diapositive. Lo stesso vuole essere fatto per le opere di raffronto, e nell'estrapolazione dei punteggi di degrado si sceglie di concentrarsi su un numero limitato di difetti, che sono quelli maggiormente occorsi nelle opere d'arte fin qui analizzati, oltre a quelli di gravità massima, e che vengono di seguito espressi:

- c.a./c.a.p._3 → calcestruzzo dilavato/ammalorato: $G = 3$
- c.a./c.a.p._6 → armatura ossidata/corrosiva: $G = 5$
- c.a./c.a.p._10 → fessure diagonali: $G = 5$
- Dif.Gen_3 → tracce di scolo: $G = 3$

Il difetto correlato in maniera diretta all'applicazione dei sali disgelanti è costituito dall'armatura ossidata e corrosiva, mentre le restanti tre tipologie di degrado sono influenzate solo in maniera indiretta dall'applicazione di tali composti. Ci si aspetta, dunque, che le differenze in termini di punteggio di degrado normalizzato si manifestino in maniera più evidente per il difetto c.a./c.a.p._6, e che la somiglianza dei dati risulti maggiore per le restanti tipologie di difetto.

Per quanto riguarda le opere di raffronto, i cui dettagli sono riportati nelle Figure 7.36, 7.37, 7.38 e 7.39, pur in assenza di punteggio di degrado specifico, è possibile svolgere brevi considerazioni preliminari circa le modalità di degrado prevalenti.

- L'*opera d'arte M1* è caratterizzata da fenomeno di ammaloramento diffuso del calcestruzzo, con conseguente esposizione delle armature e deformazione longitudinale delle stesse, visibile in corrispondenza di una delle spalle. La presenza non sporadica di vespai porta a stabilire che devono esservi stati problemi in fase di esecuzione, essendo avvenuta segregazione degli inerti.
- Per l'*opera d'arte M2* si osservano numerose fessure trasversali in corrispondenza delle pile, probabilmente indice di armature trasversali disposte a passo troppo elevato ma anche di bassa qualità del calcestruzzo gettato in opera (ciò viene confermato dall'ammaloramento del calcestruzzo, più evoluto per spalle e pile ma meno per le travi prefabbricate).
- L'*opera d'arte R1* presenta un avanzamento modesto di degrado, con le problematiche più evidenti che riguardano le travi longitudinali prefabbricate, caratterizzate da calcestruzzo localmente ammalorato (a causa di danni da urto) con esposizione delle armature;
- Nell'*opera d'arte R2* l'avanzamento del degrado è elevato, prevalentemente a causa dell'inefficienza del sistema di drenaggio delle acque meteoriche, che ha determinato degrado superficiale esteso e intenso riguardante principalmente i pulvini degli elementi strutturali di tipo pila, in corrispondenza dei quali si osservano fenomeni estesi di esposizione delle armature.



Figura 7.36- *Opera d'arte M1: dilavamento del calcestruzzo con esposizione di armature, e presenza di vespai*



Figura 7.37- *Opera d'arte M2: condizione di ammaloramento delle pile, con presenza di fessure trasversali*



Figura 7.38- *Opera d'arte R1: danni da urto, con conseguente esposizione armature, nelle travi prefabbricate*



Figura 7.39- *Opera d'arte R2: elevato avanzamento di degrado per inefficienza del sistema di drenaggio*

Dal punto di vista dell'analisi svolta, per le opere d'arte appartenenti all'infrastruttura oggetto di studio è stata utilizzata come documentazione fotografica quella relativa all'ispezione 2021, dimostratasi più accurata rispetto a quella relativa all'anno precedente, date le valutazioni svolte al §7.6.

Il numero di elementi strutturali danneggiati nei viadotti di partenza è noto, mentre lo stesso non si verifica per le opere di raffronto. Di conseguenza, per i viadotti 7, 24, 25, 26, 32 è stato possibile procedere alla stima di $\widehat{\Delta d}$, che risulta coincidente con $\widehat{\Delta d}$, secondo il significato che a tali notazioni si dà nel §7.5, in quanto, date le immagini accurate, è possibile, per l'individuazione dei 4 difetti oggetto di analisi nella presente sezione, valutare tutti gli elementi strutturali danneggiati.

Lo stesso non si può dire per le opere di raffronto, delle quali non è stato possibile indagare il degrado su tutti gli elementi strutturali, ma soltanto su quelli per i quali risultano presenti immagini accurate. Si può, perciò, su di essi, procedere alla stima di un $\widehat{\Delta d}$ (specifico per ogni difetto), non estrapolabile all'intera opera d'arte non conoscendo il numero di elementi strutturali che la compongono.

Tuttavia, nell'ottica di ottenere un punteggio di degrado confrontabile tra i viadotti appartenenti all'infrastruttura studiata e quelli di raffronto, si sceglie di normalizzare il punteggio di degrado, associato ad ogni specifico difetto, con il numero di elementi strutturali effettivamente valutabili n_v , per ognuna delle opere d'arte:

$$\widehat{\Delta d}_n = \frac{\widehat{\Delta d}}{n_v} \quad (7.21)$$

L'operazione di calcolo del punteggio di degrado normalizzato deve essere svolta per le 4 tipologie di difetto indagate e per le diverse opere d'arte, siano esse appartenenti all'infrastruttura o di raffronto: i dati relativi a questi gruppi di viadotti vengono rispettivamente riportati in Tabella 7.49 e Tabella 7.50.

Tabella 7.49- Punteggio di degrado normalizzato sulle opere d'arte 7, 24, 25, 26, 32 dell'infrastruttura, con calcolo dei valori medi

Difetto	Opere d'arte	7	24	25	26	32	\bar{E}
	Elementi valutabili	4	31	7	13	3	
	G	$\widehat{\Delta d}_n$					
c.a./c.a.p._3	3	0,3	1,18	0,69	1,79	2,2	1,24
c.a./c.a.p._6	5	0,3	0,05	0,38	1,51	2,17	0,88
c.a./c.a.p._10	5	0	0,09	0,81	0,04	0	0,19
Dif.Gen_3	3	1,05	0,31	0,21	0,25	1,5	0,66

Tabella 7.50- Punteggio di degrado normalizzato sulle opere d'arte di raffronto, con calcolo dei valori medi

Difetto	Opere d'arte	M1	M2	R1	R2	\bar{M}	\bar{R}	$\overline{M\&R}$
	Elementi valutabili	8	10	4	10			
	G	$\widehat{\Delta d}_n$						
c.a./c.a.p._3	3	1,24	0,96	0,9	1,29	1,10	1,095	1,10
c.a./c.a.p._6	5	0,59	0,17	0,05	0,22	0,38	0,135	0,26
c.a./c.a.p._10	5	0,03	0,1	0	0	0,065	0	0,03
Dif.Gen_3	3	0,45	0,3	0,3	0,75	0,45	0,525	0,50

Sono da principio ricavabili, consultando i dati medi e in generale le Tabelle 7.49 e 7.50, le informazioni che seguono.

1. Per il difetto c.a./c.a.p._3 (*calcestruzzo dilavato/ammalorato*) si manifesta un andamento poco variabile tra tutte le opere di cui è stata analizzata documentazione fotografica, e per questo motivo si ritiene che il suo manifestarsi sia dovuto alla naturale usura a cui è soggetto il materiale per fenomeni di dilavamento (le opere d'arte, essendo tutte ubicate in ambiente extraurbano, sono presumibilmente esposte a un quantitativo simile di CO₂ in aria), unitamente alle modalità di esecuzione caratterizzanti l'epoca costruttiva delle stesse. Dunque, non si evidenzia, sul numero limitato di opere d'arte analizzate, l'influenza del dilavamento prodotto per effetto dell'applicazione dei cloruri, esplicitato nel §4.2.
2. Il difetto c.a./c.a.p._6 (*armatura ossidata/corrosata*), per il quale ci si aspetta variabilità in relazione all'influenza che l'applicazione dei sali disgelanti ha sulla corrosione delle armature, manifesta effettivamente degrado crescente all'aumentare del quantitativo di sali previsto sulle opere, e ciò sarà trattato in maniera approfondita nel prosieguo della trattazione.
3. L'analisi del difetto c.a./c.a.p._10 (*fessure diagonali*) non risulta significativa nell'ottica di operare un confronto tra le opere, essendo esso presente solo in maniera sporadica e poiché la media sulle opere d'arte dell'infrastruttura analizzata risulta fortemente alterata da un unico, ma rilevante, difetto sull'opera d'arte 25.
4. Il difetto Dif.Gen_3 (*tracce di scolo*), come ci si aspetta, è presente in maniera rilevante e simile sia sulle opere d'arte iniziali sia su quelle di raffronto, essendo il manifestarsi di tale fenomeno di degrado dovuto alla presenza di acqua, più che ai soluti in essa presenti.

Appurato che l'analisi svolta, seppur si basi su di una serie di assunzioni semplificative, risulti significativa (in quanto, come ci si aspetta, la variabilità è molto più elevata per il difetto direttamente correlato all'applicazione di sali disgelanti, rispetto ai restanti difetti analizzati), ci si chiede se possibile la stima di un modello approssimato di degrado, che stimi l'avanzamento corrosivo delle armature dopo 55÷60 anni di esercizio del viadotto (età comune delle opere al momento della valutazione in funzione dell'applicazione dei composti disgelanti).

Tra le opere d'arte analizzate nessuna si trova all'interno della fascia di 2 km dalla costa, cioè nella zona potenzialmente interessata dalla presenza di cloruri per effetto eolico, per come definita nel §4.1.2.2.4.2 NTC18 [100] e in UNI EN 206-1:2006 [101]; trovandosi le opere d'arte analizzate ampiamente al di fuori del limite sopra citato, si ritiene che tale effetto non eserciti nel caso in questione alcun tipo di influenza.

Non si può, tuttavia, tenere conto della possibilità che il composto disgelante utilizzato sia diverso sulle varie opere d'arte indagate, non avendo informazioni in tal senso in riferimento alle opere di raffronto; allo stesso modo, non è possibile fare considerazioni tempo-dipendenti, avendo a disposizione, complessivamente, i dati di degrado relativi a due soli anni.

Si sceglie dunque di rappresentare i dati di degrado relativi al difetto c.a./c.a.p._06 (*armatura ossidata/corrosata*) su un grafico in funzione del quantitativo di sali disgelanti atteso, che si assume sia direttamente correlato con il numero di mesi annuali N_m , per i quali sia necessaria l'applicazione di tali composti. Questa è un'approssimazione forte, perché si ritiene che, in realtà, all'aumentare del numero di mesi con temperature medie al di sotto di 0 °C il quantitativo di sali utilizzato cresca più che linearmente, per effetto delle minori temperature medie su tale intervallo temporale, all'aumentare del numero dello stesso: in prima istanza, e

nell'ottica di realizzare un modello approssimato, tuttavia, si assume che la linearità in tal senso sia effettivamente presente. La rappresentazione sopra citata si riporta dunque in Figura 7.40.

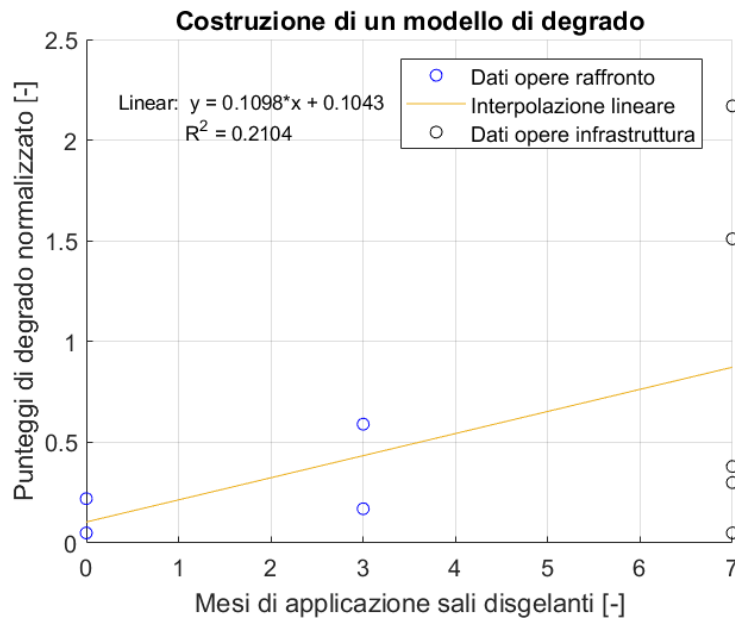


Figura 7.40- Andamento della corrosione delle armature sulle opere d'arte analizzate, in funzione del tempo di applicazione dei sali

È stato dunque possibile procedere a una stima, operando per mezzo di interpolazione lineare, del punteggio di degrado normalizzato al numero di elementi e relativo al difetto c.a./c.a.p._6 sulla generica opera d'arte $\widehat{\Delta d}_n$, in funzione del numero di mesi di applicazione dei composti disgelanti. A tal proposito, ulteriori studi in futuro sarebbero necessari per stabilire un modello reticolare, che si basi sull'interpolazione dei dati meteo derivanti dalle stazioni più vicine al punto di interesse, per ottenere un numero di mesi di applicazione stimato \widehat{N}_m .

Il modello costruito mira, dunque, a fornire una prima stima in termini di corrosione delle armature preliminarmente all'esecuzione delle ispezioni. Nel caso in cui il modello fosse tarato su un numero sufficiente di opere d'arte e con procedura il più possibile oggettiva, la presenza consistente, all'interno di una rete stradale, di dati di degrado (per lo specifico difetto trattato) discostantisi in maniera significativa dalla retta di interpolazione, potrebbe essere indice:

- nel caso di una forte sovrastima, di ulteriori problematiche alle quali l'infrastruttura è soggetta, da analizzare in maniera più approfondita;
- nel caso di una forte sottostima, di valutazioni erranee, ovvero non seguenti in maniera sufficientemente precisa le prescrizioni delle *Linee guida* 2020.

Dato il buon accordo tra i punteggi di degrado, stimati sulla base della documentazione fotografica e assegnati nelle ispezioni 2021, si vuole comprendere cosa cambierebbe nel modello di degrado utilizzando tutti i punteggi di degrado derivanti dalle suddette ispezioni, in modo da verificare la robustezza del modello. Tale informazione è visibile in Figura 7.41, nella quale si nota che l'inserimento dei dati riguardanti le 33 opere dell'infrastruttura in oggetto produce notevole variazione dei risultati.

Lo studio svolto, dovrebbe effettivamente essere realizzato su un numero elevato di opere d'arte, in modo da essere più robusto e cioè da essere la retta interpolante i dati meno suscettibile all'inserimento di nuove informazioni; in particolare, il numero ridotto di dati stimati per opere non soggette all'applicazione di sali

disgelanti oppure soggette ad esse per un intervallo limitato di tempo, rende la formulazione eccessivamente sensibile all'inserimento di nuovi dati.

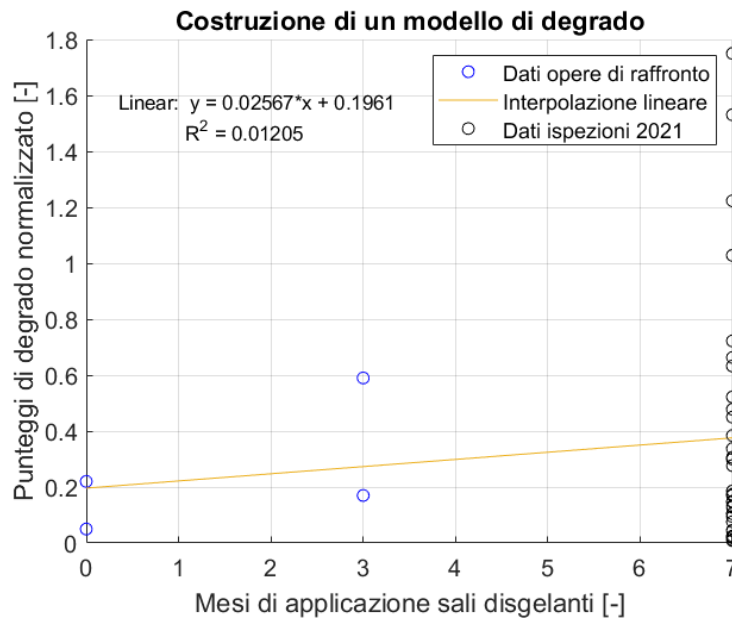


Figura 7.41- Andamento corrosivo sulle armature, in funzione del tempo di applicazione dei sali e con la serie di dati 2021

Per questo motivo, seppur dalle analisi sulla documentazione fotografica sia stata confermata l'influenza sulla corrosione e ossidazione delle armature dell'applicazione dei sali disgelanti, non è possibile comprendere con precisione in che frazione il degrado sia dovuto all'applicazione dei sali a causa della ridotta disponibilità di dati.

Inserendo tutte le opere d'arte dell'infrastruttura, si nota che la variabilità in termini di $d_{n,2021}$ è elevata e si ritiene che la causa sia duplice:

1. sulle opere d'arte, in esercizio da quasi 60 anni, è possibile che siano state realizzati interventi volti a proteggere il materiale laddove la corrosione dell'armatura sia già avvenuta, rendendo dunque il difetto non individuabile, seppur presente;
2. la condizione di corrosione delle armature risulta correlata, oltre all'applicazione dei sali disgelanti, ai sistemi di controllo delle acque: infatti, generalmente per viadotti si osserva, per gli elementi pila, degrado maggiore qualora siano presenti giunti in corrispondenza di essi (per usura stessa dei giunti, elementi caratterizzati da vita utile notevolmente inferiore rispetto a quella dell'opera d'arte).

Mentre non si può agire sulla prima causa, si ritiene che la seconda possa essere parzialmente compensata limitando l'analisi del difetto c.a./c.a.p._6 ai soli elementi per i quali il difetto è effettivamente presente, e calcolando, dunque, sia per le opere di raffronto sia per le opere d'arte originarie, un punteggio di degrado normalizzato sugli elementi strutturali danneggiati, denotato con $\widehat{\Delta d}_{n,D}$.

L'analisi appena esplicitata viene riportata in Figura 7.42, dalla quale si osserva un andamento analogo ai precedenti, cioè con tendenza crescente di punteggio di degrado relativo al difetto c.a./c.a.p._6 all'aumentare dei mesi di applicazione dei sali disgelanti. La tendenza è maggiormente evidente confrontando i dati nella Figura 7.42 con quelli della Figura 7.41.

Ciò implica che, laddove siano presenti problematiche dal punto di vista della gestione delle acque, questo si traduce in un degrado (rappresentato dal punteggio di degrado normalizzato associato al difetto oggetto di studio) più elevato in presenza di applicazione massiccia di sali disgelanti, fenomeno che influenza la composizione chimica delle acque a contatto con il calcestruzzo.

Visto l'aumento della pendenza della retta interpolante i dati, che si evidenzia passando dalla Figura 7.41 alla Figura 7.42, si può esprimere un'ulteriore lettura di tale aspetto: il fenomeno è sostanzialmente dovuto alla migliore gestione dei fluidi, giungenti dalla pavimentazione, per le opere d'arte dell'infrastruttura analizzata, rispetto a quelle di raffronto, in quanto una frazione più elevata di elementi strutturali sani è indice di un miglior controllo delle acque.

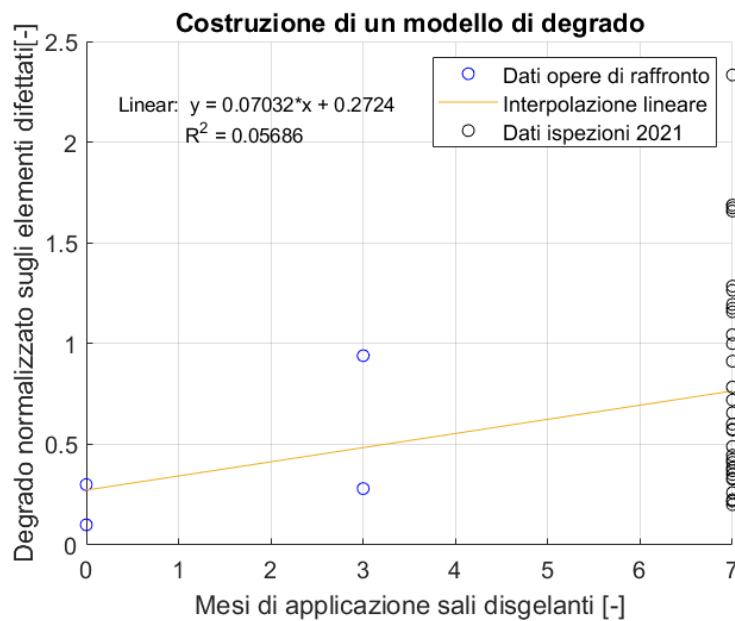


Figura 7.42- Andamento corrosivo sulle armature, in funzione del tempo di applicazione dei sali e dei dati 202, considerando il punteggio di degrado normalizzato sugli elementi difettati

8 CONCLUSIONI

Date le condizioni del patrimonio infrastrutturale italiano è fondamentale comprendere i fenomeni di degrado che si presentano su ponti e viadotti in esercizio e la pericolosità ad essi associata, in modo da essere in grado di concentrare in maniera efficiente le risorse destinate agli interventi, laddove il degrado risulti più avanzato.

È evidente che i fenomeni di degrado più gravi presenti sul calcestruzzo sono favoriti dalla presenza di umidità e di cloruri all'interno del materiale: comprenderne dunque la loro diffusione all'interno del dominio di interesse risulta di fondamentale importanza per sviluppare modelli in grado di prevedere le fenomenologie di degrado future. Ad oggi, esistono numerose tecniche non distruttive che mirano alla stima del contenuto di umidità all'interno del calcestruzzo, come alla stima del contenuto di cloruri. Data la dipendenza dalla tipologia di calcestruzzo e dalle notevoli interazioni con l'ambiente, le formulazioni sono empiriche e calibrate su specifiche tipologie di materiale in condizioni di laboratorio controllate; si ritiene, dunque, che l'applicazione delle metodologie, sia in riferimento alla ricerca del contenuto d'acqua sia del contenuto clorurico, possa fornire un'indicazione qualitativa, ma raramente valori di tipo deterministico, e che solo in seguito alla combinazione di più prove (e di più formulazioni empiriche, a partire dall'esecuzione delle stesse prove) si possano ottenere riscontri anche in termini quantitativi.

In Italia, per sua natura geomorfologica caratterizzata dalla numerosa presenza di opere d'arte, ci si trova nella circostanza per cui molte di esse, che superano il mezzo secolo di esercizio, presentano danni manifesti e dunque, oltre all'esecuzione di test non distruttivi in modo da comprendere le fenomenologie di degrado future, è imprescindibile l'individuazione delle manifestazioni di degrado già presenti, che di per sé sono rappresentative delle condizioni del materiale e sono indice della compromissione o meno dell'organismo strutturale. È in quest'ottica che, nella corrente modalità ispettiva, viene assegnato un punteggio di degrado in cui uno dei fattori è costituito dalla gravità del danno G , che aumenta all'aumentare della velocità di evoluzione tipica del difetto e della sua capacità di compromettere il funzionamento strutturale. Oltre all'assegnazione di punteggi di degrado, le ispezioni visive di livello 1 hanno anche la funzione di individuare eventuali malfunzionamenti, che amplifichino o siano le cause prevalenti delle modalità di degrado (ad esempio sistemi di drenaggio delle acque non sufficienti, scalino in prossimità del giunto, ecc.), in modo da fornire indicazioni per l'esecuzione di interventi, se necessari.

Come detto, attualmente si è in una fase in cui è necessario stabilire una prioritizzazione tra le opere d'arte del costruito infrastrutturale in termini di ammaloramento avvenuto, in modo da predisporre i necessari interventi di manutenzione straordinaria sulle opere d'arte in cui esso risulta più avanzato. Per svolgere questa operazione in modo corretto è tuttavia necessario poter fare affidamento sull'oggettività delle misure ispettive, che devono essere il più possibile indipendenti dal tecnico che analizza visivamente le opere, in modo da rendere coerente il confronto dei punteggi di degrado.

È per questo motivo, oltre alla volontà di indagare l'evoluzione del degrado, dunque, che è stata realizzata un'analisi approfondita sulle ispezioni svolte in due anni successivi relativi a 33 viadotti, tutti appartenenti alla stessa infrastruttura stradale di collegamento montano. Dopo aver verificato l'esistenza di differenze elevate e non tali da essere spiegate ragionevolmente con la sola evoluzione del degrado si è scelto di svolgere una stima di prima approssimazione dell'incremento dello stesso in modo da mettere a confronto le due valutazioni ispettive. Poiché, dalle analisi sulla documentazione fotografica reperita per un numero

limitato di opere, è stato constatato che il fenomeno evolutivo del punteggio di degrado risulta trascurabile da un anno all'altro (se confrontato con le differenze di punteggio messe in evidenza dalle due disamine), la comparazione tra le stesse è stata svolta nell'ipotesi di mancata evoluzione di degrado.

Dalle analisi svolte risulta che l'accordo ispettivo, sia in termini di individuazione degli elementi difettati sia in riferimento al punteggio assegnato ai difetti, sia non soddisfacente, attestandosi, per i difetti di gravità massima (cioè quelli per i quali, nello spirito d'applicazione delle ispezioni normate dalle *Linee guida 2020*, l'ispettore dovrebbe porre la maggiore attenzione nella valutazione), rispettivamente su valori variabili dal 20% al 40% e su valori intorno al 20%.

Inoltre, per i difetti di massima gravità, seppur questa non sia la causa principale della discordanza tra le due procedure ispettive, è stata riscontrata vulnerabilità nei confronti della mancata corrispondenza, ovvero la casistica per cui a stessi fenomeni di degrado siano stati assegnate tipologie di difetto differenti nelle ispezioni 2020 e nelle ispezioni 2021: in particolare, il difetto c.a./c.a.p._6 (armatura ossidata e/o corrosa) è risultato, come suggerito nell'Allegato C alle *Linee guida 2020*, suscettibile a individuazione erronea combinatamente col difetto c.a./c.a.p._16 (staffe scoperte/ossidate), mentre il difetto c.a./c.a.p._10 (fessure diagonali) è apparso soggetto al medesimo fenomeno combinatamente col difetto c.a./c.a.p._18 (fessure longitudinali; anche questa possibile fonte di errore è esplicitata nell'Allegato C alle *Linee guida 2020*).

Si ritiene, in seguito alle analisi svolte, che i risultati non soddisfacenti in termini di accordo tra le due indagini siano dovuti a differenti metodi valutativi degli ispettori, ma anche ad indicazioni approssimative delle correnti modalità di valutazione. Nel caso in questione, il notevole disaccordo in termini di individuazione dei difetti si è manifestato anche a causa delle modalità più speditive con le quali sono state effettuate le procedure nel 2020, rispetto al 2021. Tuttavia, anche a prescindere da questo aspetto, la discordanza tra le ispezioni, valutata per mezzo di confronti di punteggio su difetti comunemente individuati, si è dimostrata notevole. Per questo motivo, si procede ad indicare di seguito, per gli ispettori, le migliori consuetudini comportamentali da utilizzare, mentre, per le attuali procedure ispettive, le possibili migliorie da inserire in futuro.

1. In riferimento ai tecnici conducenti l'ispezione, le buone consuetudini, di ausilio a una quanto più possibile oggettiva procedura ispettiva sono le seguenti:
 - a. quantomeno per i difetti ad alta pericolosità (G=4; G=5), si ritiene utile fissare a mente, preliminarmente all'esecuzione delle ispezioni, quali siano, per ogni tipologia di difetto, i difetti di possibile indice di errore (si può pensare anche di riportarne indicazione sintetica sulle schede ispettive preliminarmente all'esecuzione delle valutazioni), essendosi dimostrata la mancata corrispondenza tra stesse fenomenologie di degrado rilevante, raggiungendo finanche valori superiori al 15% in alcune delle casistiche indagate;
 - b. qualora le ispezioni dell'anno precedente siano svolte con sufficiente approfondimento e raziocinio (lo si può verificare operando confronti su un numero limitato di elementi strutturali, da valutare quindi senza consultare le ispezioni antecedenti), si ritiene significativo consultare in itinere, e cioè durante la compilazione delle schede di difettosità, le stesse schede relative all'anno precedente: si stima, comunque, che tale procedura, seppur funga da ausilio per tecnici esperti, possa essere in caso contrario

controproducente, in quanto può sussistere la tendenza a confermare la valutazione già espressa da un altro esaminatore, senza approfondire in maniera autonoma la propria, oltre alla tendenza a confermare o aumentare il punteggio di degrado già assegnato. In definitiva, dunque, si consiglia di applicare questa consuetudine solo per un confronto successivo alla compilazione approfondita personale della scheda, e non nella fase di compilazione primaria della stessa.

2. In relazione alla modalità con la quale vengono correntemente condotte le ispezioni, si ritiene che le seguenti migliorie possano essere apportate in futuro, data la considerazione per cui è, ad oggi, presente una soggettività residua notevole:
 - a. in termini di *estensione*, nelle schede di difettosità per la maggior parte dei difetti viene riportata una percentuale di estensione areale che, se interessata dal difetto, contribuisce al raggiungimento di un dato livello del fattore k_1 : non viene però specificato se tale percentuale corrisponda al singolo elemento strutturale (es. singola trave in un ponte a graticcio) oppure al gruppo di elementi strutturali a cui si riferisce la scheda: seppur, a seguito di ragionamento, si propenda per quest'ultima ipotesi, si ritiene che ciò debba essere indicato in maniera chiara nell'Allegato C in quanto, in assenza di indicazioni chiare, è possibile che il generico ispettore, che non si sia posto il suddetto quesito, in presenza di una sola trave ammalorata, sulla sua intera estensione, sulle cinque travi presenti in un ponte a graticcio, possa attribuire il massimo livello di estensione anziché il minimo, con conseguente notevole aumento in termini di valutazione di difettosità. La problematica viene esemplificata con l'inserimento, in Figura 8.1, di un'immagine estratta dalla documentazione fotografica allegata alle ispezioni: in essa, si nota che un solo traverso e un'unica porzione di soletta risultano soggette al fenomeno di ammaloramento di "*staffe ossidate*", ma nella loro intera estensione, per cui ci si pone il problema di come considerare questo tipo di situazione. Inoltre, nella corrente procedura ispettiva non si distingue, in termini di punteggio, tra situazioni analoghe a quella in figura, e casistiche nelle quali il degrado è meno esteso sui singoli subdomini degli elementi strutturali, ma complessivamente in maniera analoga.



Figura 8.1- Esempificazione di estensione massima del difetto su un unico traverso e un'unica porzione di soletta

- b. in riferimento all'*intensità dei difetti*, mentre per alcuni di essi viene specificata in maniera quantitativa la condizione da raggiungere affinché possa essere assegnato un certo grado di magnitudine (ciò accade, ad esempio, per tutti i tipi di fessure che possono presentarsi sul materiale, essendo per esse specificate le aperture, in mm, corrispondenti ai vari livelli), per altri, seppur di gravità elevata, ciò non accade (si può far riferimento al difetto di armatura ossidata e/o corrosa, per il quale “intaccamento della barra” e “diminuzione di sezione” non vengono definite in maniera univoca, seppur esistano strumenti che permetterebbero di misurare in maniera celere il diametro delle barre di armatura e che potrebbero essere introdotti nelle procedure di valutazione);
- c. in ultimo, seppur nelle schede di difettosità predisposte nell'Allegato B alle *Linee guida* 2020 sia disponibile, per ogni difetto su ogni elemento strutturale, spazio per l'inserimento delle note, non vi è una chiara indicazione di segnalare l'ubicazione del difetto e ciò fa sì che l'evoluzione non sia chiaramente individuabile. Affinché, ad esempio in termini di estensione, sussista il passaggio da un livello al successivo, l'evoluzione del difetto può dover essere anche molto marcata e si ritiene che l'indicazione precisa dell'ubicazione dei difetti porti a un miglioramento dell'informazione. Infatti si avrebbe la possibilità di contrassegnare gli elementi per cui, seppur in assenza di evoluzione in termini di punteggio di degrado, il difetto si sia effettivamente ampliato; seppur nell'ottica di mantenere il più possibile l'oggettività delle ispezioni in modo da renderle confrontabili tra loro non si vuole che l'ispettore reagisca a priori a questa situazione con un aumento di punteggio di degrado, si ritiene che contrassegnare lo specifico difetto per il particolare elemento possa essere d'ausilio per la realizzazione delle ispezioni dell'anno successivo, qualora le stesse seguano la procedura descritta al punto 1.b.

Infine, avendo analizzato dati di degrado su infrastrutture in ambito alpino, si è deciso di svolgere un confronto con altre opere d'arte realizzate nello stesso periodo storico, e dunque, presumibilmente, con consuetudini costruttive simili. I difetti influenzati in maniera diretta e/o indiretta dall'applicazione dei sali disgelanti sono molteplici, a causa delle numerose reazioni chimiche sussistenti tra i cloruri e la matrice cementizia, indagate in maniera approfondita nella presente trattazione (capitolo 4).

Tuttavia, potendo stimare i dati di degrado solo di un limitato numero di viadotti di cui si ha a disposizione estesa documentazione fotografica, si ritiene che le uniche analisi apprezzabili, ovvero la cui differenza attesa è superiore all'incertezza, dovuta al basso numero di opere d'arte analizzate e all'utilizzo di immagini in sostituzione delle ispezioni vere e proprie, siano quelle riguardanti il difetto di armatura ossidata e/o corrosa, il cui manifestarsi è dovuto anche a gestione approssimativa dei fluidi, ma è certamente amplificato dalla presenza di acque ricche di cloruri.

In effetti, dalle analisi svolte si nota un notevole incremento del punteggio di degrado associato a tale tipologia di difetto, che porta ad un sostanziale raddoppio del punteggio stesso (a prescindere che l'analisi venga effettuata normalizzando il punteggio con tutti gli elementi strutturali appartenenti all'opera d'arte o con i soli elementi difettati) passando da una situazione di applicazione occasionale dei sali disgelanti, ad una di applicazione spinta, quale è quella che è stata analizzata nello specifico nel caso di studio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MIT, «Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio di ponti esistenti» *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, pp. 1-90, 2020.
- [2] CEN, «UNI EN 197-1:2011 Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni», 1997.
- [3] Confindustria-Federbeton, «Rapporto di sostenibilità», 2020.
- [4] M.Colleparidi, *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, Milano: Hoepli, 1991.
- [5] M.Colleparidi, A.Marcialis e R.Turriziani, «The kinetics of chloride ions penetration in concrete», *Il cemento*, vol. 67, pp. 157-164, 1970.
- [6] CEB e FIB, *Model Code 90*, London: Thomas Telford Ltd., 1993.
- [7] M.Boufilza, K.Sakai e H.Yoshida, «Prediction of chloride ions ingress in uncracked and cracked concrete», *ACI materials journal*, vol. 100, n. 1, pp. 38-48, 2003.
- [8] E.Tsukahara e T.Uomoto, «A study of corrosion rate in reinforcing steel bars in cracked concrete», *Concrete research and technology*, vol. 11, pp. 75-84, 2000.
- [9] D.P.Bentz, «Influence of silica fume on diffusivity in cement-based materials: II. Multi-scale modeling of concrete diffusivity», *Cement and concrete research*, vol. 30, pp. 1121-1129, 2000.
- [10] O.M.Jensen, «Chloride ingress in cement paste and mortar measured by electrode probe micro analysis», *Technical Report - Technical University of Denmark*, 1998.
- [11] V.Papadakis, «Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance and chloride ingress», *Cement and concrete research*, pp. 1-9, 2000.
- [12] K.A.Riding, M.D.A.Thomas e K.J.Folliard, «Apparent diffusivity model for concrete containing supplementary cementitious materials», *Aci Materials Journal*, pp. 1-10, 2013.
- [13] P.Gao, J.Wei, T.Zhang, J.Hu e Q.Yu, «Modification of chloride diffusion coefficient of concrete based on the electrical conductivity of pore solution», *Construction and Building Materials*, pp. 1-6, 2017.
- [14] R.Luo, Y.Cai, C.Wang e X.Huang, «Study of chloride binding and diffusion in GGBS concrete», *Cement and Concrete Research*, pp. 1-7, 2003.
- [15] M.A.Ehlen, M.D.A.Thomas e E.C.Bentz, «User Manual: Life-365 service life prediction model version 2.0», 2009.

- [16] T.Elkstrom, «Leaching of concrete: the leaching process and its effects», Lund Institute of Technology, 2003.
- [17] B.Fournier e M.A.Bérubé, «Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications», *Canadian journal of civil engineering*, vol. 27, n. 2, pp. 167-191, 2000.
- [18] British Cement Association, «The diagnosis of alkali-silica reaction - Report of a working party», p. 36, 1992.
- [19] S.Peethamparan, «Alkali-silica reaction (ASR) in cement free alkali activated sustainable concrete», Clarkson University, 2016.
- [20] D.J.Anstice, C.L.Page e M.M.Page, «The pore solution phase of carbonated cement pastes», *Cement and Concrete Research*, vol. 35, pp. 377-383, 2005.
- [21] P.Liu, Y.Chen, Z.Yu e R.Zhang, «Effect of Temperature on Concrete Carbonation Performance», Luigi Nicolais, Lanzhou, 2019.
- [22] A.M.Zhu, «Concrete carbonation and durability of reinforced concrete», *Concrete 6*, pp. 18-21, 1992.
- [23] E.Vesikari, «Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement», *Technical research centre of concrete*, 1988.
- [24] S.C.Paul, B.Panda, Y.Huang, A.Garg e X.Peng, «An empirical model design for evaluation and estimation of carbonation», *ScienceDirect*, pp. 205-210, 2018.
- [25] M.M.Torres-Luque, F.Schoefs, E.Bastidas-Arteaga e M.Sanchez-Silva, «Non-destructive methods for measuring chloride into concrete: state of the art and future challenges», *Construction and building materials*, pp. 68-81, 2014.
- [26] Y.Rivela e L.Sgambi, *Modellazione dei processi di degrado*, 2010.
- [27] W.Z.Taffese, «Data-driven method for enhanced corrosion assessment of reinforced concrete structures», 2020.
- [28] P.Ghods, O.B.Isgor, G.McRae, G.P.Gu e J.Li, «Effect of surface condition on the chloride-induced depassivation of rebar in concrete», *CANMET Materials Technology Laboratory*, pp. 1-8, 2009.
- [29] D. B.Di Lena, «Report meteorologico dell'anno 2017 della Regione Abruzzo», 2017.
- [30] R. T.C.Powers, «Theory of volume changes in hardened Portland cement paste during freezing», *Proceedings of Highway Research Board*, 1953.
- [31] G. Litvan, «Frost action in cement in the presence of De-Icers», *Cement and Concrete Research*, vol. 6, n. 3, pp. 351-356, 1976.

- [32] T.C.Powers, «Freezing effects in concrete», in *Durability of concrete*, 1975, pp. 1-12.
- [33] G.Fagerlund, «Studies of distruction mechanisms at freezing of porous materials», in *Proceeding of the sixth international congress on the problems raised by frost action*, 1975.
- [34] A.B.Harnik, U.Meier e A.Rösli, «Combined influence of freezing and deicing salts on concrete - Phisical aspects», in *Durability of building materials and components*, American Society for Testing and Materials, 1980, pp. 474-484.
- [35] J.J.Valenza e G.W.Scherer, «Mechanisms of salt scaling», *Materials and stuctures*, pp. 479-488, 2005.
- [36] J.J.Valenza e G.W.Scherer, «Mechanism for salt scaling», *Journal of the American Ceramic Society*, pp. 1161-1169, 2006.
- [37] J.J.Valenza e G.W.Scherer, «A review of salt scaling: I. Phenomenology», *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n. 7, pp. 1022-1034, 2007.
- [38] D.Y.C.Chan e R.G.Horn, «The drainage of thin liquid films between solid surfaces», *The Journal of Chemical Physics*, pp. 5311-5324, 1985.
- [39] E. M. J.Marchand, «The deicer salt scaling deterioration of concrete - An overview», *Durability of concrete*, pp. 1-46, 1994.
- [40] G.Verbeck e P.Klieger, «Studies of "salt" scaling of concrete», *Highway research board bulletin*, 1957.
- [41] D.Yang, «Concrete life prediction model based on freezethaw damage theory and its application», *IOP Conf. Serv.*, 2021.
- [42] H.P.Leckie e H.H.Uhlig, «Environmental factors affecting the critical pontential of pitting in 18-8 stainless steel», *Journal of the electrochemical society*, 1966.
- [43] N.Sato, «Anodic breakdown of passive films on metals», *Journal of the electrochemical society*, pp. 255-260, 1982.
- [44] W.Grady e J.Bockris, 1973.
- [45] P.W.Brown e J.R.Clifton, «Mechanisms of deterioration in cement-based materials and in lime mortar», *Cement and Concrete Research*, pp. 409-420, 1988.
- [46] A.Volkwein, «Corrosion of reinforcement in concrete bridges at different age due to carbonation and chloride penetration», *Durability of building materials and components*, pp. 199-209, 1981.
- [47] H.F.W.Taylor, «Crystal structures of some double hydroxide minerals», *Mineral*, pp. 377-389, 1973.
- [48] A.D.Buck, «A Discussion of the Paper "The Penetration of Chlorides into hardened cement pastes" by H.D. Midgley and J.M. Illston», *Cement and Concrete Cesearch*, pp. 933-934, 1985.

- [49] H.F.W.Taylor e R.S.Gollop, «Some chemical and microstructural aspects of concrete durability mechanism of chemical degradation of cement-based systems», pp. 177-184, 1997.
- [50] C.J.Newton e J.M.Sykes, «The effect of salt addition on the alkalinity of Ca(OH)₂ solutions», *Cement and concrete research*, pp. 765-776, 1987.
- [51] P.W.Brown e A.Doerr, «Chemical changes in concrete due to the Ingress of aggressive species», *Cement and Concrete Research*, vol. 30, pp. 411-418, 2000.
- [52] R.D.Cody, P.G.Spry, A.M.Cody e G.Gan, «The role of magnesium in concrete deterioration», 1994.
- [53] M. Castellar, J.C.Lorente, A.Traveria e J.M.Tura, «Cracks in Sorel's cement polishing bricks as a result of magnesium oxychloride carbonation», *Cement and Concrete Research*, vol. 26, pp. 1199-1202, 1996.
- [54] G.Li, Y.Yu, Y.Wang e H.Liu, «Experimental Study on Urban Refuse / Magnesium oxychloride compound floor tile», *Cement and Concrete Research*, vol. 33, 2003.
- [55] D.Deng, «The mechanism for soluble phosphates to improve the water resistance of magnesium oxychloride cement», *Cement and Concrete Research*, vol. 33, pp. 1311-1317, 2003.
- [56] A.Kleinlogel, *Influences on concrete*, Frederick Ungar Publishing, 1950.
- [57] P.J.Tumidajski e G.W.Chan, «Durability oh high performance concrete in magnesium brine», *Cement and Concrete Research*, vol. 26, n. 4, pp. 557-565, 1996.
- [58] A.Dauzeres, G.Achiedo, D.Nied, E.Bernard, S.Alahrache e B.Lothenbach, «Magnesium perturbation in low-Ph concretes placed in calyey environment - Solid characterizations and modeling», *Cement and Concrete Research*, pp. 137-150, 2016.
- [59] C.Dewitte, A.Bertron, M.Neji, L.Lacarrière e A.Dauzerès, «Chemical and microstructural properties of designed cohesive M-S-H pastes», *Materials*, pp. 1-28, 2022.
- [60] M.Colleparidi, L.Coppola e C.Pistoiesi, «Durability of concrete structures exposed to CaCl₂ based deicing salt», *Durability of concrete*, pp. 107-120, 1994.
- [61] R.F.Feldman e V.S.Ramachandran, «New accelerated methods for predicting durability of cementitious materials», *ACI Materials Journal*, pp. 246-255, 1980.
- [62] H.Lee, A.M.Cody, R.D.Cody e P.G.Spry, «PCC pavement deterioration and expansive mineral growth», *Transportation conference proceedings*, pp. 71-75, 1998.
- [63] O.Peterson, «Chemical effect on cement mortar of calcium magnesium acetate as a deicing salt», *Cement and Concrete Research*, pp. 617-626, 1995.

- [64] M.C.Santagata e M.Collepari, «The effect of CMA deicers on concrete properties», *Cement and Concrete Research*, vol. 30, pp. 1389-1394, 2000.
- [65] S.A.Dunn e R.U.Schenk, «Alternative highway deicing chemicals», pp. 1-9, 1979.
- [66] D.S.Roosevelt e G.M.Fitch, «Evaluation of an ice ban product as a prewetting agent for snow removal and ice control operations», 2000.
- [67] I. Project, «TR-754», 2020.
- [68] S.A.Ketcham, L.D.Minsk, R.R.Blackburn e E.J.Fleege, «Manual of practice for an effective anti-icing program», 1996.
- [69] D.Darwin, J.Browning, L.Gong e S.R.Hughes, «Effect of deicers on concrete deterioration», 2007.
- [70] TRB, «Guidelines for selection of snow and ice control materials to mitigate environmental impacts», 2007.
- [71] C.M.Hansson, T.Frølund e J.B.Markussen, «The effect of chloride cation type on the corrosion of steel in concrete by chloride salt», *Cement and Concrete Research*, pp. 65-73, 1985.
- [72] L.Jiang, J.Huang, J.Xhu, Y.Zhu e L.Mo, «Influence of chloride salt type on threshold level of reinforcement corrosion in simulated concrete pore solution», *Construction and building materials*, vol. 30, pp. 516-521, 2012.
- [73] C.E.Locke, K.J.Kennelley, M.D.Boren e V.Luster, «A study of corrosion properties of a new deicer, calcium magnesium acetate», *Transportation research record*, pp. 30-38.
- [74] D.L.Kelting e C.L.Laxson, «Review of effects and costs of road de-icing with recommendations for winter road management in the Adirondack Park», 2010.
- [75] R.Costanza, R.d'Arge, R. Groot, S.Farber, M.Grasso, B.Hannon, K.Limburg, S.Naeem, R. O'Neill, J.Paruelo, R.G.Raskin, P.Sutton e M. v. d. Belt, «The value of the world's ecosystem services and natural capital», *Nature*, 1997.
- [76] T.Klewe, C.Strangfeld e S.Kruschwitz, «Review of moisture measurements in civil engineering with ground penetrating radar – Applied methods and signal features», *Construction and building materials*, vol. 278, 2021.
- [77] M.N.Soutsos, J.H.Bungey, S.G.Millard, M.R.Shaw e A.Patterson, «Dielectric properties on concrete and their influence on radar testing», *NDT&E*, pp. 419-425, 2001.
- [78] K.Viriyametanont, S.Laurens, G.Klysz, J.P.Balayssac e G.Arlguie, «Radar survey of concrete elements; effect of concrete properties on propagation velocity and time zero», *NDT&E*, pp. 198-207, 2008.

- [79] S.Laurens, J.P.Balayssac, J.Rhazi, G.Klysz e G.Arliguie, «Non destructive evaluation of concrete moisture by GPR technique: experimental study and direct modeling», 2003.
- [80] J.R.Birchak, C.G.Gardner, J.E.Hipp e J.M.Victor, «High dielectric constant microwave probes for sensing soil moisture», 1974.
- [81] H.Zadhouse, A.Giannopoulos e I.Giannakis, «Optimising the complex refractive index model for estimating the permittivity of heterogeneous concrete models», *Remote Sensing*, 2021.
- [82] R.N.Cox, N.Cigna, O.Vennesland e T.Valente, «Corrosion and protection of metals in contact with concrete», *European Commission*, 1997.
- [83] Bui, Nakarai, Ogawa e Kawai, «Electrical resistance measurement to assess moisture transfer in cement-based mortar through water absorbing and drying processes», *Proceedings of the Japan concrete institute*, 2016.
- [84] G.Quincot, M.Azenha, J.Barrios e R.Faria, «State of the art – Methods to measure moisture in concrete», *Fundação para a Ciência e a Tecnologia*, pp. 1-40, 2011.
- [85] M.I.Nizovtsev, S.V.Stankus, A.N.Sterlyagov e R.A.Khairulin, «Determination of moisture diffusivity in porous materials using gamma-method», *International journal of heat and mass transfer*, vol. 51, pp. 4161-4167, 2008.
- [86] M. Rocha, L. Silva, C.R.Appoloni, O. P. Filho, F.L.Melquhades, E. Santos, A. Santos, A.C.Moreira, W.E.Potker, E. Almeida, C. Tannous, R.Kuramoto, F. Cavalcante, P.F.Barbieri, A.F.Caleffi, B.T.Carbonari e G.Carbonari, «Moisture profile measurements of concrete samples in vertical water flow by gamma ray transmission method», *Radiation physics and chemistry*, pp. 567-569, 2001.
- [87] A.Robert, «Dielectric permittivity of concrete between 50 Mhz and 1 Ghz for building material evaluation», *Journal of applied geophysics*, pp. 1-6, 1998.
- [88] E.Samson e J.Marchand, «Modeling the effect of temperature on ionic transport in cementitious materials», *Cement and Concrete Research*, pp. 455-468, 2007.
- [89] P.T.Nguyen, E.Bastidas-Arteaga, Q.Amiri e C. Soueidy, «An efficient chloride ingress model for long-term lifetime assessment of reinforced concrete structures under realistic climate and exposure condition», *International journal of concrete structures and materials*, pp. 199-213, 2017.
- [90] H.Sleiman, O.Amiri e A.Ait-Mokhtar, «Chloride transport in unsaturated cement-based materials», *European journal of environmental and civil engineering*, pp. 489-499, 2009.
- [91] J.M.Gandía-Romero, R.Bataller, B.Monzòn, P.Campos, E.García-Breijó e M.Valcuende, «Characterization of embeddable potentiometric thick-film sensors for monitoring chloride penetration in concrete», pp. 407-418, 2016.

- [92] G. Vera, H.Hidalgo, M. Climent, C.Andrade e C.Alonso, «Chloride-ion activities in simplified synthetic concrete pore solutions: the effect of the accompanying ions», *Journal of the American ceramic society*, pp. 640-644, 2000.
- [93] Z.Zhang, J.Hu, Y.Ma, Y.Wang, H.Huang, Z.Zhang, J.Wei, S.Yin e Q.Yu, «A state-of-the-art review on Ag/AgCl ion-selective electrode used for non-destructive chloride detection in concrete», *Composites*, pp. 1-19, 2020.
- [94] L.Jin, M.M.Jiang, D.B.Tao e S.I.Bai, «Characterization of Ag/AgCl electrode manufactured by immersion in sodium hypochloride acid for monitoring chloride content in concrete», *Construction and building materials*, vol. 122, pp. 310-319, 2016.
- [95] C.Atkins, J.Scantlebury, P.Nedwell e S.Blatch, «Monitoring chloride concentration in hardened cement pastes using ion selective electrode», *Cement and Concrete Research*, pp. 440-446, 2003.
- [96] J.L.Tang e J.N.Wang, «Measurement of chloride-ion concentration with long-period grating technology», *Smart mater*, pp. 1-9, 2007.
- [97] H.J.Patrick e A.D.Kersey, «Analysis of the response of long period fiber gratings to external index of refraction», *Journal of lightwave technology*, vol. 16, n. 9, pp. 1606-1612, 1998.
- [98] C.C.C.Lam, R. Mandamparambil, T.Sun, K.T.V.Grattan, S.V.Nanukuttan, S.E.Taylor e P. Basheer, «Optical fiber refractive index sensor for chloride-ion monitoring», *IEEE sensors journal*, vol. 9, n. 5, pp. 525-532, 2009.
- [99] MIT, «Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade», *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, pp. 1-104, 2002.
- [100] MIT, «Norme tecniche per le costruzioni», *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, pp. 1-378, 2018.
- [101] Unicemento, «Calcestruzzo - Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità», 2006.
- [102] S.Monosi e M.Colleparidi, «Chemical Attack of Magnesium Chloride on the Portland Cement Paste», *Il Cemento*, vol. 90, pp. 169-173, 1993.
- [103] R.B.Polder e W.H.A.Peelen, «Characterisation of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity», *Cement and concrete composites*, vol. 24, pp. 427-435, 2002.
- [104] P.E.Stunznan, «Scanning electron microscopy in concrete petrography», in *Materials science of concrete*, 2000.
- [105] B.Q.Si, «Quantitative study of hydration of C₃S and C₂S in the reactive powder concrete together with its strength development», *University of Dangnang*, 2019



ELENCO DELLE FIGURE

Figura 2.1- Percentuale di composti idratati nel tempo [4].....	11
Figura 2.2- Esempio di resistenza a compressione del calcestruzzo con indicazione della derivazione dai vari costituenti del clinker [105].....	11
Figura 2.3- Immagine SEM di superficie di frattura di cemento Portland dopo 7 giorni di idratazione [104]	12
Figura 2.4- Rappresentazione schematica subdomini di calcestruzzo e relativi fenomeni diffusivi dominanti [26]	16
Figura 2.5- Flusso d'acqua che entra in un calcestruzzo asciutto (1) o saturo (2) [4].....	17
Figura 2.6- Curve di saturazione caratteristiche [7].....	19
Figura 2.7- Permeabilità di fessure e matrice non sature [7].....	19
Figura 2.8- Effetto coefficienti diffusivi D_{cr} nel metodo SSA e confronto col metodo a elementi finiti DA [7]...	21
Figura 2.9- Aumento resistenza diffusiva in relazione ad a/c per vari contenuti di fumi di silice nel clinker [9]...	23
Figura 2.10- Andamento del coefficiente di diffusione a breve termine, con presenza nel clinker di fumi di silice o cenere volante	24
Figura 3.1- Rilascio di portlandite in funzione del flusso d'acqua a contatto [16].....	27
Figura 3.2- Esempio di degrado per reazione alcali-silice, Meka Global.....	31
Figura 3.3- Schematizzazione del processo di corrosione dell'acciaio, Embibe Beta	31
Figura 3.4- Fenomeno di espulsione del copriferro e ossidazione delle armature.....	32
Figura 3.5- Profili di carbonatazione in relazione alla temperatura [21].....	33
Figura 3.6- Riduzione di sezione delle barre di armatura dovuta ad attacco clorurico	35
Figura 3.7- Iniziazione e propagazione dei fenomeni corrosivi dell'armatura [27].....	37
Figura 4.1- Temperatura minima media del Gennaio 2017 [29].....	39
Figura 4.2- Esempio di ammaloramento superficiale del calcestruzzo.....	40
Figura 4.3- Diagramma di stato dell'acqua: coesistenza di solido e liquido per $T \approx 0^{\circ}\text{C}$, Astrospace	41
Figura 4.4- Curve ipotetiche per le pressioni agenti in relazione alla concentrazione della sol.applicata, [33].....	42
Figura 4.5- Relazione teorica tra temperatura di scioglimento dell'acqua [$^{\circ}\text{C}$] e dimensione dei pori [mm] [34]...	42
Figura 4.6- Semplificazione grafica della teoria di Valenza e Scherer.....	43
Figura 4.7- Effetto della concentrazione di NaCl sul degrado superficiale di calcestruzzi aerati e non aerati [40]	45
Figura 4.8- Andamento dell'indice di danno in funzione del numero di cicli gelo-disgelo di laboratorio [41]	47
Figura 4.9- Valutazione del PH a seguito di aggiunte di MgCl_2 al variare del contenuto solido di CH [50]	50
Figura 4.10- Fronte di penetrazione dei cloruri per provini di calcestruzzo curati per 28 giorni [57].....	52
Figura 4.11 – Deflessione in relazione al tempo di esposizione a sali [61]	53

Figura 4.12- Efficienza di inibizione corrosiva per i polioli testati [67].....	56
Figura 4.13- Estrazione diagrammi di fase acqua-composti disgelanti, con individuazione dell'eutettico [68]	57
Figura 4.14- Modulo elastico dinamico relativo con concentrazione salina 6,04 molale [69].....	58
Figura 4.15- Modulo elastico dinamico relativo con concentrazione salina 1,06 molale [69].....	59
Figura 4.16- Performance di scioglimento di composti disgelanti da -12°C a -1°C [70].....	60
Figura 4.17- Variazione della densità di corrente (processo anodico-catodico) con la concentrazione degli ioni cloro in CEM I [72].....	61
Figura 5.1- Principio di funzionamento del GPR [76]	64
Figura 5.2- Esempio di segnale registrato nel dominio del tempo [76]	64
Figura 5.3- Simulazione del contenuto d'acqua con utilizzo dei metodi CRIM [79].....	68
Figura 5.4- Configurazione a quattro elettrodi per la misura di resistività [103].....	69
Figura 5.5- Configurazione a singolo elettrodo per la misura della resistività [103].....	70
Figura 5.6- Variazione della disposizione degli elettrodi su stessa area di calcestruzzo [103].....	71
Figura 5.7- Configurazione di prova relativa alle esperienze di Bui et al. [83].....	72
Figura 5.8- Correlazione analitica tra ρ -RH, al variare di a/c, per processi di assorbimento e asciugatura [83].....	72
Figura 5.9- Correlazione qualitativa G_S - ρ , al variare di a/c, per processi di assorbimento e asciugatura [83]	73
Figura 5.10- Andamento del contenuto d'acqua, ottenuto con misurazioni radiometriche, nel tempo [86].....	75
Figura 6.1- Influenza, sulla parte reale della permittività ϵ_r , di diverse concentrazioni di NaCl nella soluzione interstiziale, con calcestruzzo Portland [87].....	77
Figura 6.2- Processo logico per il calcolo di temperatura, contenuto di umidità e profili clorurici [89].....	79
Figura 6.3- Configurazioni della prova, secondo metodologia classica (a) e con capillare di Luggin (b) [25].....	81
Figura 6.4- Schema del sensore, con fibra ottica, rivestimento e LPG; indicazione del segnale in output [97].....	83
Figura 6.5- Traslazione della lunghezza d'onda in relazione alla concentrazione in massa di NaCl [96].....	83
Figura 6.6- Traslazione della lunghezza d'onda in relazione alla concentrazione in percentuale di ioni cloro, con e senza rivestimento con graniglia d'oro [98].....	84
Figura 7.1 – Particolare di un viadotto ammalorato appartenente all'infrastruttura analizzata	85
Figura 7.2- Variazione percentuale di punteggio di degrado per le opere d'arte dell'infrastruttura.....	90
Figura 7.3- Classe di rapporto di degrado su pile.....	91
Figura 7.4- Classe di rapporto di degrado su solette.....	91
Figura 7.5- Classe di rapporto di degrado su spalle	91
Figura 7.6- Classi di rapporto di degrado su travi/traversi.....	91
Figura 7.7- Valutazione dell'incremento di danno normalizzato sulle diverse tipologie di elementi.....	92
Figura 7.8 Istogramma a barre rappresentante il degrado normalizzato medio per varie tipologie di elementi.....	93
Figura 7.9 Istogramma delle frequenze relative per degrado normalizzato su pile, nel 2020	94

Figura 7.10- Valutazione della retta interpolante i dati suddivisi in classi (considerando diverse modalità di suddivisione) per pile.....	97
Figura 7.11- Valutazione della retta interpolante i dati di degrado normalizzati per pile.....	98
Figura 7.12(a)(b)- Esempificazione di uguaglianza del parametro j in situazioni con diversa discordanza tra ispezioni.....	99
Figura 7.13- Valutazione della retta interpolante i dati per solette.....	100
Figura 7.14- Valutazione della retta interpolante per spalle.....	101
Figura 7.15- Valutazione della retta interpolante per travi/traversi.....	101
Figura 7.16- Valutazione della retta interpolante i dati di degrado normalizzato complessivo per l'intera infrastruttura.....	102
Figura 7.17- Istogramma a barre rappresentante le variazioni di classe, per le varie tipologie di elemento e nel complessivo.....	103
Figura 7.18- Tendenza di α_G al variare di G sul punteggio complessivo.....	106
Figura 7.19- Tendenza di α_G al variare di G per pile.....	106
Figura 7.20- Tendenza di α_G al variare di G per solette.....	106
Figura 7.21- Tendenza di α_G al variare di G per spalle.....	107
Figura 7.22- Tendenza di α_G al variare di G per travi/traversi.....	107
Figura 7.23- Influenza della severità del danno sulla valutazione di tutti i viadotti.....	108
Figura 7.24- Istogramma rappresentate l'influenza del danno sulla severità ispettiva, per tutti i viadotti.....	109
Figura 7.25- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 32.....	112
Figura 7.26- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 25.....	113
Figura 7.27- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 24.....	114
Figura 7.28- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 7.....	115
Figura 7.29- Confronto tra punteggi di degrado, su difetti comunemente individuati, per l'opera d'arte 26.....	115
Figura 7.30- Rapporto di individuazione dei difetti, considerando tutte le tipologie di elementi strutturali.....	119
Figura 7.31- Tendenza di accordo tra le due ispezioni, in relazione al numero di difetti normalizzato sul numero di elementi.....	122
Figura 7.32- Indici di accordo difettologico (IAD) per tipologie strutturali, per difetti c.a./c.a.p._6, c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._19.....	131
Figura 7.33- Indici di accordo valutativo (IAV) per tipologie strutturali, per difetti c.a./c.a.p._6, c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._19.....	131
Figura 7.34- Diffusione assoluta del difetto c.a./c.a.p._06, semplicemente presente e con severo avanzamento.....	135
Figura 7.35- Diffusione assoluta, relativa ai difetti di maggior peso individuati in maniera frequente.....	137
Figura 7.36- Opera d'arte M1: dilavamento del calcestruzzo con esposizione di armature, e presenza di vespai.....	141
Figura 7.37- Opera d'arte M2: condizione di ammaloramento delle pile, con presenza di fessure trasversali.....	141

Figura 7.38- Opera d'arte R1: danni da urto, con conseguente esposizione armature, nelle travi prefabbricate..	141
Figura 7.39- Opera d'arte R2: elevato avanzamento di degrado per inefficienza del sistema di drenaggio.....	141
Figura 7.40- Andamento della corrosione delle armature sulle opere d'arte analizzate, in funzione del tempo di applicazione dei sali.....	144
Figura 7.41- Andamento corrosivo sulle armature, in funzione del tempo di applicazione dei sali e con la serie di dati 2021.....	145
Figura 7.42- Andamento corrosivo sulle armature, in funzione del tempo di applicazione dei sali e dei dati 202, considerando il punteggio di degrado normalizzato sugli elementi difettati.....	146
Figura 8.1- Esempificazione di estensione massima del difetto su un unico traverso e un'unica porzione di soletta	149

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 2.1- Campo di applicabilità modello di Bentz per la stima del coefficiente di diffusione clorurico in presenza di fumi di silice	23
Tabella 3.1: tipologie di calcestruzzo testate [21]	33
Tabella 3.2- Intervalli di possibili concentrazioni di soglia, reperendo i risultati degli studi in letteratura	36
Tabella 4.1- Nomenclatura e composizione dei sistemi [56]	52
Tabella 4.2 – Composizione soluzione salina [60]	53
Tabella 4.3– Concentrazione di soglia, per corrosione delle armature, dei cloruri derivanti da vari composti disgelanti [71]	61
Tabella 4.4- Costo medio per tonnellata dei composti disgelanti di uso più comune [73]	62
Tabella 5.1- Valori di riferimento della resistività ρ [$\Omega \cdot m$] a 20 °C e per calcestruzzo maturo [81]	71
Tabella 5.2- Caratteristiche di densità, contenuto d’acqua iniziale e coefficiente di attenuazione al variare della posizione [85]	75
Tabella 7.1- Esempio, relativo all’opera d’arte 25 per l’anno 2020, del formato attraverso cui i dati di degrado sono stati reperiti	87
Tabella 7.2- Individuazione dello specifico elemento strutturale nel distinto viadotto, nelle matrici D_{20} e D_{21}	88
Tabella 7.3- Conversione dei codici letterali rappresentanti le tipologie di elemento strutturale in numerici.....	88
Tabella 7.4- Numero di elementi, divisi per tipologia strutturale e nel complessivo, costituenti tutte le opere d’arte dell’infrastruttura	89
Tabella 7.5- Modalità di suddivisione in classi, con indicazione degli intervalli relativi a ogni classe, per gli incrementi di punteggio.....	91
Tabella 7.6- Numero di variazioni evidenti (maggiori o uguali di raddoppi e dimezzamenti) per le varie tipologie strutturali.....	92
Tabella 7.7- Medie e varianze dei punteggi di degrado normalizzati, ed incrementi tra le ispezioni 2020 e 2021..	93
Tabella 7.8- Limiti delle classi di degrado normalizzato per pile (suddivisione con classi equiampie).....	95
Tabella 7.9- Confronto delle valutazioni di degrado sulle pile dell’intera infrastruttura (classi equiampie).....	95
Tabella 7.10- Limiti delle classi di degrado normalizzato per pile (suddivisione con progressione geometrica)....	96
Tabella 7.11- Confronto delle valutazioni di degrado sulle pile dell’intera infrastruttura (classi con progressione geometrica)	96
Tabella 7.12- Parametri di interpolazione per pile, considerando differenti modalità di trattamento dei dati.....	98
Tabella 7.13- Confronto delle valutazioni di degrado sulle solette dell’intera infrastruttura.....	100
Tabella 7.14- Confronto delle valutazioni di degrado sulle spalle dell’intera infrastruttura	101
Tabella 7.15- Confronto delle valutazioni di degrado su travi/traversi dell’intera infrastruttura.....	101
Tabella 7.16- Confronto delle valutazioni di degrado normalizzato complessivo dell’intera infrastruttura	102

Tabella 7.17- Numero di opere che hanno subito variazione di classe, per singole tipologie di elementi e nel complessivo.....	103
Tabella 7.18- Parametri delle rette interpolanti i punteggi di degrado normalizzati, e indici di discordanza, per singole tipologie di elementi e nel complessivo.....	104
Tabella 7.19- Parametri della retta interpolante i rapporti di degrado per gravità del danno su tutti i viadotti	107
Tabella 7.20- Rapporti medi di degrado, sulle varie opere, in relazione alla severità del fenomeno di degrado...	109
Tabella 7.21- Incidenza dei difetti comunemente individuati sul numero totale presunto dei difetti	116
Tabella 7.22- Variazione di punteggio di degrado, sui difetti comuni, secondo i dati ispettivi e attesa	116
Tabella 7.23- Confronto tra ispezioni, con indicazione delle percentuali di elementi strutturali comunemente individuati nelle due ispezioni, e in essi delle percentuali di difetti comuni.....	118
Tabella 7.24- Rapporto di individuazione di elementi strutturali e di difetti, nel complessivo e su singole tipologie strutturali.....	120
Tabella 7.25- Parametri caratteristici del campione dei dati di percentuale di individuazione.....	120
Tabella 7.26- Parametri caratteristici del campione di percentuali di individuazione, calcolati separatamente per tipologie strutturali	121
Tabella 7.27- Percentuale di elementi e difetti (ad essi relativi) individuate in entrambe le ispezioni sul totale presunto dei difetti	122
Tabella 7.28- Percentuali di comune individuazione per $t=2$ e per $t=10$, nel complessivo e per tipologie di elementi strutturali.....	123
Tabella 7.29- Incidenza dei difetti di $G=5$, rispetto al totale, per le ispezioni 2020 e 2021	124
Tabella 7.30- Incidenza delle varie tipologie di difetti sul totale dei difetti di massima gravità.....	124
Tabella 7.31- Numero di difetti c.a./c.a.p._6 valutati nelle due annate, divisi per tipologia strutturale.....	125
Tabella 7.32- Accordo difettologico, in riferimento alle singole tipologie strutturali e nel complessivo	126
Tabella 7.33- Accordo valutativo, in riferimento alle singole tipologie strutturali e nel complessivo	126
Tabella 7.34- Numero di difetti c.a./c.a.p._10 valutati nelle due annate, divisi per tipologia strutturale.....	127
Tabella 7.35- Accordo ispettivo sui difetti e sul punteggio assegnato su tali difetti, per le singole tipologie strutturali e nel complessivo per il difetto c.a./c.a.p._10	127
Tabella 7.36- Numero di individuazioni di fessure orizzontali e di fessure verticali per pile dell'intera infrastruttura.....	128
Tabella 7.37- Numero di difetti c.a./c.a.p._19 valutati nelle due annate, divisi per tipologia strutturale.....	129
Tabella 7.38- Accordo ispettivo sui difetti e sul punteggio assegnato su tali difetti, per le singole tipologie strutturali e nel complessivo, per il difetto c.a./c.a.p._19	129
Tabella 7.39- Indici di accordo tra le due ispezioni, calcolati sui difetti di massima gravità prevalenti sui dati complessivi	130
Tabella 7.40- Indici di mancata corrispondenza per il difetto c.a./c.a.p._6, in riferimento alle diverse tipologie strutturali.....	130
Tabella 7.41- Numero di occorrenze del difetto c.a./c.a.p._6 sulle varie opere d'arte e per tipologia strutturale	132

Tabella 7.42- Diffusione del difetto c.a./c.a.p._6 sugli elementi appartenenti alle varie tipologie strutturali dell'intera rete.....	133
Tabella 7.43- Numero di occorrenze in stadio avanzato, del difetto c.a./c.a.p._6 sulle varie opere d'arte e per tipologia strutturale	134
Tabella 7.44- Diffusione del difetto c.a./c.a.p._6 in stadio avanzato sugli elementi appartenenti alle varie tipologie strutturali dell'intera rete stradale.....	134
Tabella 7.45- Analisi dei difetti c.a./c.a.p._10 e c.a./c.a.p._19, con indicazione della diffusione del difetto e della diffusione, assoluta e relativa, del difetto manifestatosi con serio avanzamento	136
Tabella 7.46- Diffusione assoluta dei difetti presenti e diffusione assoluta e relativa dei difetti con degrado avanzato, per singole tipologie strutturali e nel complessivo, per il difetto c.a./c.a.p._10	137
Tabella 7.47- Diffusione assoluta dei difetti presenti e diffusione assoluta e relativa dei difetti con degrado avanzato, per singole tipologie strutturali e nel complessivo, per il difetto c.a./c.a.p._19	137
Tabella 7.48- Media, scarto quadratico medio e coefficiente di variazione associati ai difetti di gravità massima e calcolati sui dati di diffusione assoluta di tali difetti.....	138
Tabella 7.49- Punteggio di degrado normalizzato sulle opere d'arte 7, 24, 25, 26, 32 dell'infrastruttura, con calcolo dei valori medi.....	142
Tabella 7.50- Punteggio di degrado normalizzato sulle opere d'arte di raffronto, con calcolo dei valori medi....	142