

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

**Tecniche di ispezione e manutenzione
dei ponti in calcestruzzo**



Relatore
Prof. Ing. Bernardino Chiaia
Correlatore:
Ing. Stefania Marelo

Candidato
Fabio Piras

Luglio 2019

“Tutti sanno che è più necessaria la prevenzione della cura, ma pochi premiano gli atti di prevenzione.”

Nassim Nicholas Taleb
Il Cigno Nero

Indice

Elenco delle figure	7
Elenco delle tabelle	11
1 Problemi nella manutenzione dei ponti e quadro normativo	13
1.1 Introduzione	13
1.2 Condizioni delle opere in Italia	14
1.3 Stato della manutenzione dei ponti in Italia	16
1.4 Quadro normativo italiano	18
1.5 Nascita dei sistemi di gestione dei ponti in Europa	20
2 Elementi costitutivi di un ponte e tipologie di ispezioni	24
2.1 Introduzione	24
2.2 Elementi costitutivi di un ponte	24
2.2.1 Impalcato	25
2.2.2 Pile	26
2.2.3 Fondazioni	26
2.2.4 Spalle	27
2.2.5 Dispositivi d'appoggio	28
2.2.6 Cavi di precompressione	31
2.2.7 Sistemi di smaltimento delle acque	31
2.3 Valutazione delle condizioni tramite ispezioni visive	32
2.3.1 Tipologie di ispezioni	32
2.3.2 Metodo della valutazione numerica MVN	37
2.4 Valutazione delle condizioni nei BMSs	38
2.4.1 Stati Uniti	39
2.4.2 Giappone	40
2.4.3 Inghilterra	41
3 Panoramica dei sistemi di gestione dei ponti	43
3.1 Introduzione	43
3.2 Caratteristiche dei sistemi di gestione dei ponti	44

3.2.1	Database	45
3.2.2	Modelli di costo	46
3.2.3	Modelli di deterioramento	49
3.2.4	Modelli di ottimizzazione	54
3.3	Sistemi di gestione completi	56
3.3.1	AASHTOWare Bridge Management	56
3.3.2	BRIDGIT	59
4	Modello di deterioramento	61
4.1	Introduzione	61
4.2	Network Level Deterioration Model	63
4.2.1	Markov Deterioration Model	63
4.2.2	State-Based Probabilistic Deterioration Models	66
4.2.3	Time-Based Probabilistic Deterioration Models	68
4.2.4	Considerazioni	69
4.3	Project Level Deterioration Model	70
4.3.1	Descrizione del fenomeno	70
4.3.2	Corrosion Initiation Model	75
4.3.3	Corrosion Propagation Model	85
4.3.4	Crack Propagation Model	94
4.4	Risultati	97
5	Manutenzione dell'impalcato	99
5.1	Introduzione	99
5.2	Manutenzione Predittiva	99
5.3	Tipologie di manutenzioni	100
5.3.1	Lavaggio dell'impalcato	102
5.3.2	Sostituzione della membrana impermeabile	104
5.3.3	Sostituzione della protezione bituminosa	108
5.3.4	Sostituzione combinata di guaina impermeabilizzante e protezione bituminosa	112
5.3.5	Riparazione delle fessure	117
6	Bridge Management System e caso di studio	119
6.1	Introduzione	119
6.2	Caso di studio	120
6.3	Programma utilizzato	121
6.3.1	Inventario	122
6.3.2	Lifecycle planning	124
6.3.3	Maintenance Prioritisation	125
6.3.4	Risk based approach	128
6.4	Salvataggio della struttura e compilazione dei dati	130

6.4.1	Details	131
6.4.2	Files	131
6.4.3	Elements	132
6.4.4	Inspections	135
6.4.5	Maintenance	138
6.5	Analisi svolte	139
6.5.1	Performance Measurement	139
6.5.2	Lifecycle Planning	145
6.5.3	Prioritisation	163
Bibliografia		173
A Lifecycle planning		177

Elenco delle figure

1.1	Distribuzione delle opere a rischio in Italia	14
1.2	Ponte Bisantis	15
1.3	Viadotto Salsetto	16
1.4	Ponte di Ariccia	16
1.5	Moduli di un BMS	21
1.6	Paesi partecipanti al progetto BRIME	22
2.1	Componenti della sovrastruttura	25
2.2	Tipologie di pile	26
2.3	Tipologie di fondazioni	27
2.4	Tipologie di spalle	28
2.5	Appoggio lineare	29
2.6	Vincolo a cerniera	29
2.7	Appoggio elastomerico rinforzato con piatti in acciaio	30
2.8	Esempio di appoggio pot a disco	30
2.9	Esempi di sistemi di drenaggio	32
2.10	Tipologie di degrado	33
2.11	Difetti superficiali riscontrati su un guard rail in acciaio	34
2.12	Difetto riscontrato su una passerella pedonale in calcestruzzo	35
2.13	Livello di degrado rilevato tramite l'utilizzo di strumenti specifici	35
2.14	Diagramma che mostra l'utilizzo dei dati	36
2.15	Esempio di scheda di valutazione per una pila	37
2.16	Sistema di valutazione in Giappone	40
2.17	Sistema di valutazione in Inghilterra	41
3.1	Interazione fra network level e project level	44
3.2	Componenti basilari di un BMS (AASHTO, 2001)	45
3.3	Processo di confronto	47
3.4	Fasi del Life-cycle cost analysis	49
3.5	Rappresentazione del processo di deterioramento	50
3.6	Rappresentazione del processo di deterioramento	52
3.7	schematizzazione del sistema ANN	53

3.8	Network-level decision e Project-level decision	55
3.9	Interazione fra i moduli del sistema Pontis	58
3.10	Tipico grafico che rappresenta il deterioramento di un elemento	60
4.1	Esempio di modello di deterioramento	62
4.2	Matrice di probabilita' di transizione per strategia "Do Nothing"	64
4.3	Esempi di matrici di probabilita' di transizione per varie condizioni ambientali	65
4.4	Esempi di curve di deterioramento	65
4.5	Curva di deterioramento ricavata con modello Markoviano	67
4.6	Funzioni di Sopravvivenza e di rischio	69
4.7	Processo di deterioramento dell'acciaio da parte dei cloruri in due fasi	72
4.8	Processo di deterioramento dell'acciaio da parte dei cloruri in tre fasi	72
4.9	Protezione polimerica per armatura	77
4.10	Andamento della quantita' dei cloruri al livello dell'armatura	79
4.11	Andamento del tempo T1 in funzione dei cloruri in superficie	81
4.12	Andamento del tempo T1 in funzione dell'altezza del copriferro	82
4.13	Andamento della quantita' dei cloruri al livello dell'armatura con valori medi	83
4.14	Funzione di densita' di probabilita'	84
4.15	Funzione cumulativa di distribuzione	84
4.16	Parametri che influenzano maggiormente l'inizio della corrosione	85
4.17	Tasso di corrosione uniforme	88
4.18	Tasso di corrosione non-uniforme	89
4.19	Andamento delle tensioni sul calcestruzzo	92
4.20	Tipologie di corrosione	93
4.21	Interpolazione per la determinazione del tempo di rottura del calcestruzzo	94
4.22	Relazione fra percentuale di acciaio consumato e apertura delle fessure	95
4.23	Andamento fino a rottura della barra priva di protezioni	96
4.24	Andamento fino a rottura della barra protetta	96
4.25	Andamento fino a rottura dell'armatura del Dickson Bridge	97
5.1	Dati rilevati	102
5.2	Andamento dei cloruri a seguito di un lavaggio eseguito quotidianamente	103
5.3	Andamento dei cloruri a seguito di un lavaggio eseguito mensilmente	104
5.4	Andamento dei cloruri in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa	105
5.5	Riduzione del tasso di corrosione in seguito ad manutenzione intermedia	106
5.6	Riduzione del tasso di corrosione in seguito ad manutenzione reattiva	107

5.7	Andamento dei cloruri sulla superficie in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa	108
5.8	Andamento dei cloruri in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa	109
5.9	Andamento dei cloruri in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa	110
5.10	Soluzione proposta dall'azienda Sika per la protezione dei ponti in calcestruzzo armato	112
5.11	Concentrazione di cloruri in funzione della profondita'	118
6.1	Logo di BridgeStation	122
6.2	Schema delle varie tipologie di suddivisione	122
6.3	Fasi di un Lifecycle Planning	124
6.4	Fasi della procedura di prioritizzazione	126
6.5	Livelli di rischio	129
6.6	Dashboard di BridgeStation	130
6.7	Informazioni della nuova struttura	131
6.8	Documenti che il software permette di caricare	132
6.9	Element breakdown	133
6.10	Interfaccia definizione elementi	133
6.11	Ispezioni viadotto 1	136
6.12	Difetti riscontrati nel Viadotto 1 durante l'ispezione del 2016	137
6.13	Ispezioni viadotto 2	137
6.14	Difetti riscontrati nel Viadotto 2 durante l'ispezione del 2016	138
6.15	Modulo per l'immissione dei dati di manutenzione	138
6.16	Influenza dell'importanza dell'elemento	141
6.17	Condizione Viadotto 1	143
6.18	Condizione Viadotto 2	143
6.19	Condizione dello Stock di ponti	145
6.20	Fasi di un Lifecycle planning	147
6.21	Strategie disponibili	149
6.22	Impostazione della strategia	149
6.23	Andamento della condizione media e critica del viadotto 1	150
6.24	Andamento della condizione media e critica del viadotto 2	152
6.25	Andamento della condizione media e critica del viadotto 1 con la strategia planned preventative	155
6.26	Andamento della condizione media e critica del viadotto 2 con la strategia planned preventative	157
6.27	Andamento della condizione media e critica del viadotto 1 con la strategia planned do minimum	158
6.28	Andamento della condizione media e critica del viadotto 2 con la strategia planned do minimum	160

6.29	Andamento della condizione media e critica del viadotto 1 con la strategia Unplanned Reactive	161
6.30	Andamento della condizione media e critica del viadotto 2 con la strategia Unplanned Reactive	162

Elenco delle tabelle

2.1	Sistema di valutazione negli Stati Uniti	39
4.1	Schema logico del modello di deterioramento proposto	74
4.2	Distribuzione statistica dei cloruri sulla superficie dell'impalcato . .	76
4.3	Distribuzione statistica del valore critico dei cloruri	77
4.4	Distribuzione statistica del valore del coefficiente di diffusione . . .	78
4.5	Distribuzione statistica dei valori del copriferro	78
4.6	Valori di riferimento per il calcolo del tempo T1	79
4.7	Tempi T1 per barre protette e non protette	80
4.8	Distribuzione statistica delle varie grandezze	82
4.9	Dati presenti in letteratura per il calcolo del tasso di corrosione . .	88
4.10	Resistenza del calcestruzzo in funzione del valore di α	93
4.11	Riassunto dei risultati	94
4.12	Risultati finali	98
5.1	Efficacia degli interventi di manutenzione	101
5.2	Sostituzione della membrana impermeabile in diversi istanti temporali	107
5.3	Sostituzione della membrana bituminosa in diversi istanti temporali	111
5.4	Manutenzione uniforme	113
5.5	Variazione dei tempi T1, T2 e T3 in seguito alla manutenzione uniforme	113
5.6	Manutenzione preventiva	114
5.7	Variazione dei tempi T1, T2 e T3 in seguito alla manutenzione preventiva	115
5.8	Manutenzione predittiva	116
5.9	Variazione dei tempi T1, T2 e T3 in seguito alla manutenzione predittiva	117
6.1	Livelli di approfondimento consigliati	123
6.2	Valori dell'ECS	140
6.3	Espressioni dell'ECF	140
6.4	Fattore di importanza	141
6.5	Condizione dei vari elementi Viadotto 1	143
6.6	Valori del coefficiente AVF	144

6.7	Life cycle plan degli elementi del viadotto 1 strategia Do Nothing .	151
6.8	Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Do Nothing .	154
6.9	Determinazione dei coefficienti	164
6.10	Coefficiente di priorit� Viadotti 1 e 2	165
6.11	Prioritizzazione degli elementi del Viadotto 1	167
6.12	Prioritizzazione degli elementi del Viadotto 2	168
A.1	Life cycle plan degli elementi del viadotto 1 strategia Planned Preventative	178
A.2	Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Planned Preventative	179
A.3	Life cycle plan degli elementi del viadotto 1 strategia Planned Do Minimum	180
A.4	Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Planned Do Minimum	181
A.5	Life cycle plan degli elementi del viadotto 1 strategia Unplanned Reactive	182
A.6	Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Unplanned Reactive	183

Capitolo 1

Problemi nella manutenzione dei ponti e quadro normativo

1.1 Introduzione

I ponti sono sicuramente tra le strutture piú importanti di qualsiasi rete autostradale. Durante la loro vita di servizio, essi sono soggetti a deterioramento che può ridurre la loro sicurezza e funzionalità. Questo deterioramento é influenzato da molto fattori, tra cui i materiali da costruzione, la qualità della costruzione, natura e intensità dei carichi di traffico e fattori di manutenzione. Pertanto, il rilevamento e la riparazione del deterioramento dei ponti é necessario per preservare un uso accettabile delle reti autostradali. Questo si ottiene attraverso un sistema di gestione efficiente di tali opere, sistema che a sua volta richiede un inventario completo di tutti i ponti e loro relativi dati di ispezioni. Tale sistema sarà quindi in grado di restituire una valutazione della condizione del ponte da cui sono determinate le necessarie attività di manutenzione per mantenere i ponti in condizioni di sicurezza e di servizio accettabile[1].

Il problema principale della manutenzione dei ponti è dato dalle limitate risorse economiche da impegnare agli interventi, che dovranno quindi essere adeguatamente ripartiti fra tutti i ponti della rete stradale tramite un certo grado di priorità. L'amministrazione del nostro paese manca infatti di strumenti che semplificano la gestione di tali opere, rendendo impossibile una programmazione efficiente delle attività manutentive da eseguire.

Tali necessità hanno quindi portato alla creazione di quelli che vengono chiamati Bridge Management System (BMS). Tali software, tramite l'utilizzo di una serie di dati ricavati dalle ispezioni visive, permette di ricavare lo stato di salute del ponte e di tutti i suoi elementi, e tramite degli algoritmi di degrado prevedere lo stato di salute del ponte con il passare del tempo. Un'altra fondamentale caratteristica è la creazione di una lista di priorità, mettendo in cima alla lista tutti i ponti che necessitano di manutenzione immediata. L'uso di un metodo per la definizione delle

priorità per l'ispezione del ponte dovrebbe aiutare le autorità con limite risorse economiche, garantendo una migliore ripartizione delle stesse negli elementi con maggiore urgenza [2].

1.2 Condizioni delle opere in Italia

L'Italia, possedendo un'orografia del territorio particolarmente complessa, ha sempre avuto la necessità di un grande numero di opere viarie quali ponti e viadotti. Per questo, a oggi, i numeri delle infrastrutture di trasporto relativi alle reti autostradali sono particolarmente importanti. I ponti e viadotti, con un numero di 1.068 opere complessive, coprono una lunghezza di 1.013 km su un totale di circa 6.000 km di rete. Se invece si va a considerare tutta la rete stradale italiana con una lunghezza complessiva di 38.000 km, allora le opere salgono a ben 61.000, il maggior numero dei quali sono inoltre stati costruiti in assenza di norme che tenessero conto di diversi concetti ormai ben consolidati, quali durabilità del materiale, programma di manutenzione, etc. [3]

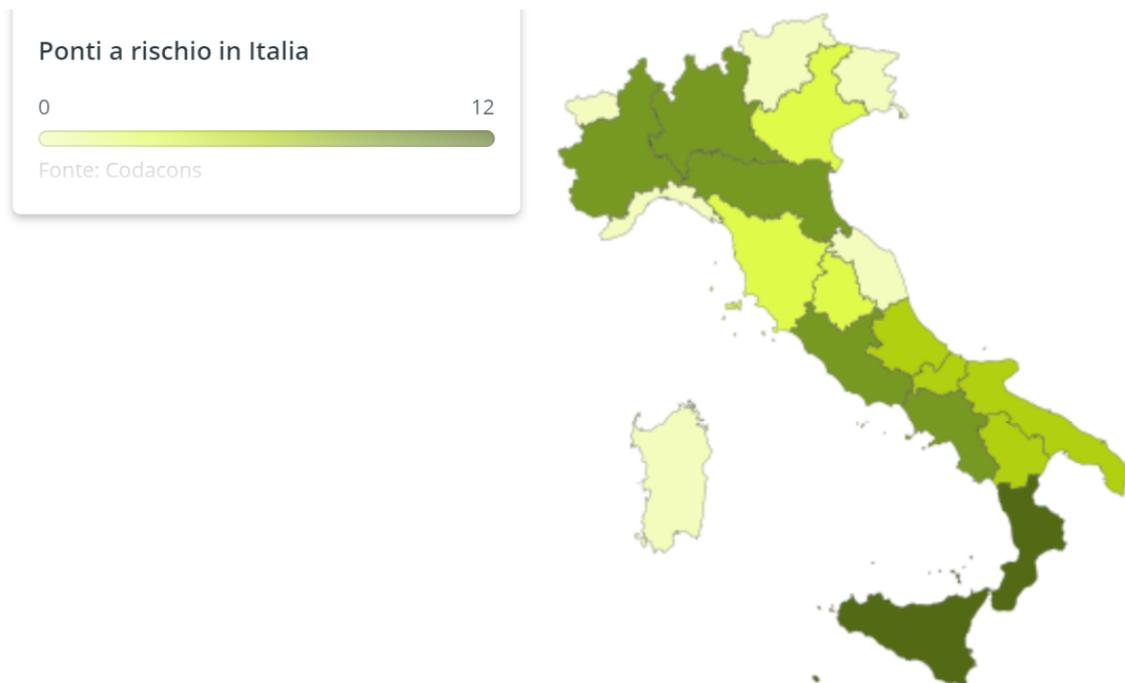


Figura 1.1: Distribuzione delle opere a rischio in Italia

A causa di tali motivazioni, negli ultimi due decenni abbiamo assistito al crollo di numerose opere d'arte. Infatti, solo negli ultimi 6 anni si possono contare più di 10 crolli, a causa di mancanza di investimenti nel rinnovo delle strutture e nella

loro manutenzione. Sicuramente l'evento che ha avuto un impatto maggiore è stato quello del crollo di una sezione di 200 metri del Viadotto del Polcevera di Genova, meglio noto come Ponte Morandi, avvenuto il 14 Agosto 2018. Tale crollo è dovuto al cedimento di uno dei due stralli in cemento armato precompresso che sostenevano l'impalcato. Sono anche evidenti i problemi di tipo economico, infatti il valore degli investimenti da parte delle società di gestione delle concessioni autostradali sono scesi del 23,9% e le spese per le manutenzioni sono scese del 7,5%, nonostante gli enormi ricavi dai tali società. Nella figura 1.1 è possibile vedere la distribuzione dei ponti a rischio in Italia. Da tale grafico è possibile vedere come Sicilia (dove infatti sono stati registrati diversi crolli negli ultimi anni) e Calabria presentano il più alto valore di rischio di tutta l'Italia. Seguono subito dopo Piemonte, Lombardia, Emilia Romagna e Lazio. [4]

Il Codacons ha inoltre recentemente pubblicato l'elenco aggiornato di tutti i ponti che necessitano di manutenzione immediata. Tale associazione ha richiesto delle precauzioni immediate, tra cui il blocco di circolazione per mezzi pesanti su tutti i viadotti per 30 giorni, in modo di consentire agli operatori di compiere le necessarie verifiche sullo stato dell'infrastruttura. Vengono in seguito elencati i casi di maggiore rilevanza in Italia. [6]

Nell'immagine seguente è possibile vedere il ponte Bisantis, che, con un'altezza di 231 metri, nel 1962 era il ponte ad arco più alto del mondo. Su tale struttura sono presenti dei profondi segni di corrosione, con armature ormai completamente scoperte. Le opere di manutenzione sono già iniziate, e nel mentre è stato proibito il passaggio di mezzi pesanti.



(a) Panoramica del ponte Bisantis



(b) Degradamento del calcestruzzo sulle pile

Figura 1.2: Ponte Bisantis

Nelle successive immagini è mostrato il Viadotto Salsetto, situato sulla Strada Statale 115 di contrada Ciuccafa a Porto Empedocle. Il ponte presenta evidenti problemi di corrosione lungo tutta la lunghezza dell'arco, più gravi immediatamente

sotto l'impalcato. È tuttora presente il divieto di transito per mezzi eccedenti le 19 tonnellate. [5]



(a) Panoramica del viadotto Salsetto



(b) Degradamento del calcestruzzo lungo l'arco

Figura 1.3: Viadotto Salsetto

1.3 Stato della manutenzione dei ponti in Italia

Il problema della manutenzione si presenta in Italia in seguito al crollo, il 18 Gennaio del 1967, di due arcate del Ponte di Ariccia, situato nell'omonima città. “Sembra che non esista una legge, fra le migliaia che il Parlamento ogni anno produce che preveda verifiche a scadenze periodiche di manufatti come ponti e strade. Come strada statale, l'Appia è di competenza dell'Arias, ma a quanto pare la competenza non comporta iniziative, e tanto meno responsabilità di controlli regolari, cosicché non esiste nell'ambito dell'Anas un organismo con tali compiti” questo veniva scritto sull'editoriale ‘La Stampa’ in seguito a tale evento.



(a) Arcate crollate del ponte Ariccia



(b) Prima pagina del giornale "La Stampa"

Figura 1.4: Ponte di Ariccia

E' proprio in seguito a tale crollo che viene emanata la circolare N. 6736/61A1 del 1967, in cui venivano specificate le modalità di ispezione e i suoi intervalli temporali. Ma soltanto con il Decreto del Presidente della Repubblica N. 554 del 21 Dicembre 1999 "Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni" che vengono definite correttamente le modalità di manutenzione di un opera e come deve essere composto. Il problema dei ponti in Italia riguarda soprattutto i ponti di vecchia realizzazione, risultando particolarmente complessa la loro manutenzione a causa dei seguenti motivi:

- La gestione dei ponti viene delegata agli Enti Locali, quali Province e Regioni, da parte dello Stato. Questo comporta una frammentazione delle informazioni di tutte le opere d'arte. Oltretutto, tali enti molto spesso non possiedono un database delle strutture sotto la loro giurisdizione, ma soltanto di dati sotto forma cartacea di difficile consultazione.
- Il numero delle opere d'arte catalogate risulta molto limitato, e quelle poche possiedono soltanto informazioni superficiali e poco accurate.
- La mancanza di un protocollo unico per la gestione e la manutenzione rende quasi impossibile la coordinazione fra i vari enti gestori. Questo si riflette anche sulla qualità delle ispezioni, ormai basate su semplici ispezioni visive senza il supporto protocolli standardizzati ed eseguite da personale che, in molti casi, non possiede le conoscenze tecniche adeguate.
- La difficoltà di scegliere una distribuzione adeguata del, sempre più limitato, budget a disposizione degli enti gestori, che a causa dei problemi sopra elencati non riescono a definire una corretta lista di priorità da seguire, tralasciando magari opere che richiedono una manutenzione più immediata.
- Molto spesso il controllo di una vasta area della rete viaria viene affidata a pochi individui, che con poche risorse devono riuscire a garantire il mantenimento di un adeguato livello di sicurezza.

Da queste motivazioni risulta evidente come la creazione di un adeguato sistema di gestione dei ponti sia necessario, prima di tutto per unificare e catalogare correttamente tutte le informazioni riguardanti le opere presenti in Italia, ma anche per riuscire a effettuare una corretta distribuzione del budget a disposizione. Tale sistema di gestione, se guidato da direttive statali, sarebbe in grado di guidare e indirizzare i vari enti gestori nella corretta procedura di ispezione dei ponti e avere sempre un quadro completo di tutto il patrimonio viario [2].

1.4 Quadro normativo italiano

Nella normativa italiana sono presenti diversi circolari e decreti ministeriali relativi alla manutenzione dei ponti:

- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 19 Luglio 1967 n. 6736/61A1 [6]

Tale circolare è stata emanata dal ministero dei lavori pubblici in seguito a degli avvenimenti riguardanti la stabilità dei ponti, esplicitando l'esigenza di pianificare in modo efficiente un piano di ispezione e manutenzione delle opere. Tali ispezioni riguardano siano le condizioni di stabilità delle opere portanti che di quelle secondarie, portando particolare attenzione alla zona di posa delle fondazioni. L'organizzazione di tali ispezioni si è ritenuta necessaria a causa della presenza di opere datate, dove l'aumento dell'intensità della circolazione e dei carichi necessitano di una sempre crescente attenzione. La parte fondamentale di questa circolazione è rappresentata dalle disposizioni operative per il personale incaricato delle ispezioni visive. Tale personale, durante la normale attività quotidiana di ispezione, dovrà infatti porre particolare attenzione all'esame di tutte le superfici visibili, accertandosi della presenza di qualunque nuovo difetto, quali crepe, rigonfiamenti, cedimenti, etc., comunicando tali segnalazione all'Ufficio da cui dipendono. Nonostante la presenza o meno di tali segnalazioni, dovranno comunque essere organizzate delle ispezioni trimestrali da parte dei capireparto di tali uffici, da cui verrà estrapolato un rapporto, da conservare nell'apposito fascicolo intitolato "Controllo periodico stabilità opere d'arte". Una volta all'anno dovrà essere poi eseguito dagli ingegneri di zona un esame completo di tutti gli elementi più importanti, ponendo particolari attenzioni agli elementi verticali e agli appoggi degli elementi orizzontali. Nel caso siano presenti opere di dimensioni superiori al normale sarà compito dell'ente gestore fornire mezzi e strumenti necessari agli addetti per l'ispezione.

- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 25 Febbraio 1991 N. 34233 [7]

Tale circolare, rilasciata dal ministero dei lavori pubblici, introduce delle nuove indicazioni per la gestione dei ponti stradali. Presupponendo che gli enti gestori delle strade debbano avere una conoscenza completa di tutte le opere a loro affidate, definisce le quattro operazioni necessarie per la gestione dei ponti:

1. **Vigilanza:** essa dovrà essere effettuata da personale apposito con frequenza prestabilita. Tali visite superficiali avranno il compito di scoprire l'insorgere di nuovi difetti esterni, come fessurazioni o deformazioni anomale. Tali controlli dovranno essere predisposti anche in seguito ad eventi straordinari, quali alluvioni, sismi, etc.

2. Ispezione: tali ispezioni hanno il compito, eseguiti con frequenza consona all'importanza dell'opera, di valutare le condizioni statiche e di buona conservazione dei ponti. In seguito all'ispezione, dovrà essere redatto un rapporto, indicanti i difetti riscontrati e le eventuali operazioni di manutenzione che il tecnico ritiene sia necessario eseguire.
3. Manutenzione: essa si divide in ordinaria e straordinaria. La prima consiste nella semplice pulizia o sostituzione di elementi che non possiedono fine strutturale all'interno dell'opera. La seconda, invece, riguarda il ripristino di parti strutturali danneggiate. Per esempio possono riguardare la protezione di armature scoperte, la sigillatura di fessure, ricostruzioni di ampie porzioni di pavimentazione o interventi sugli appoggi e dispositivi di vincolo.
4. Interventi statici: gli interventi statici si dividono in tre operazioni: restauro statico, adeguamento e ristrutturazione. Nel restauro statico sono sempre comprese tutte le operazioni atte a restituire la capacità portante di un'opera deteriorata. Con adeguamento si intendono tutte le operazioni in grado di aumentare la capacità portante del ponte, senza andare a modificare la geometria dell'opera stessa. Con la ristrutturazione, invece, è possibile andare a ripristinare o ad aumentare la capacità portante del ponte con possibili modifiche delle caratteristiche geometriche.

Conclusi tali interventi, le opere dovranno essere soggette a collaudo statico secondo le modalità previste dalle norme tecniche.

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 e Circolare 2 Febbraio 2009 N. 617/C.S.LL.PP. [8]

Tale norma introduce le prove necessarie per valutare le proprietà meccaniche dei materiali. In particolare, per il calcestruzzo tali prove riguardano l'estrazione di un campione e in seguito una prova di compressione fino a rottura. Per l'acciaio è invece necessario svolgere delle prove di trazione fino a rottura, in modo da determinare la resistenza a snervamento e la resistenza ultima su campioni prelevati direttamente in situ. Le caratteristiche meccaniche delle unioni in acciaio avviene tramite l'estrazione di un campione sui cui vengono svolte delle prove di trazione fino a rottura, rilevamento tensione di snervamento e tensione ultime. Sono utilizzabili anche metodi non distruttivi, purché ne sia dimostrata l'affidabilità, come integrazione dei metodi precedentemente elencati

Dalle circolari riportate precedentemente risulta evidente come sia necessaria una conoscenza approfondita delle opere sotto gestione degli enti incaricati. In particolari, le norme definiscono la frequenza delle ispezioni, come devono essere eseguite e come deve essere redatto un rapporto efficiente. Il problema di tali norme è

che, nonostante siano ben definite, non sempre vengono rispettate degli enti gestori, sia per la mancanza di risorse che per la mancanza di software o programmi di gestione atti a classificare efficacemente tutte le opere sotto la loro gestione.

1.5 Nascita dei sistemi di gestione dei ponti in Europa

Nella gestione dei ponti sono comprese tutte le attività riguardanti la vita del ponte, dalla sua progettazione e costruzione fino alla sua manutenzione. Tale gestione ha come fine quello di garantire la sicurezza e la funzionalità dell'opera stessa. L'OECD (Organization for Economic Co-operation and Development) definisce un Sistema di gestione dei ponti come uno strumento per assistere le agenzie autostradali e di ponti nella scelta di miglioramenti ottimali per la loro rete di ponti, coerenti con le politiche dell'agenzia e dei vincoli di bilancio ("highway and bridge agencies in their choice of optimum improvements to the bridge network that are consistent with the agency's policies, long-term objectives, and budgetary constraints").

Per fare ciò, sono richieste delle procedure che assicurino una manutenzione adeguata, tale da permettere il raggiungimento di uno standard di condizione che garantisce un appropriato livello di sicurezza. Sono quindi necessarie informazioni essenziali, che siano allo stesso tempo facilmente accessibili. In passato questo è stato fatto usando i sistemi di archiviazione manuali. Il problema di questo metodo è che presenta una lunga lista di svantaggi, fra cui dati difficilmente accessibili, una bassa sicurezza e una scarsa possibilità di elaborazione dati, rendendo quindi difficoltoso rilevare le interconnessioni tra diverse componenti di una rete di trasporto [1].

L'avvento del personal computer ha permesso lo sviluppo degli attuali Bridge Management System (BMS). Inizialmente i BMS erano poco più che semplici inventari computerizzati, in grado di fornire soltanto informazioni basilari sulla rete di ponti. In seguito, sono stati enormemente ampliati tramite l'introduzione di una serie di strumenti in grado di pianificare le ispezioni da svolgere, determinare la priorità delle manutenzioni e, tramite degli algoritmi di degrado, determinare la vita utile di tutti gli elementi del ponte.

Il crescente numero di ponti per cui è necessaria la manutenzione, e la continua riduzione del budget disponibile, hanno reso sempre più indispensabile la valutazione delle opere da un punto di vista economico. Tali valutazioni vengono generalmente effettuate confrontando i costi ed i benefici dei lavori di manutenzione proposti. Tramite l'inserimento del budget annuale per la manutenzione, il BMS permette di calcolare un programma di manutenzione adeguato.

I BMS tengono conto di diversi fattori per determinare la migliore strategia di manutenzione dei ponti. Tra questi fattori sono inclusi:

- Condizioni della struttura
- Capacità di carico
- Livello di deterioramento
- Trattamenti di manutenzione, la loro durata e il loro costo
- Livello di traffico e costo per la sua gestione
- Problemi legati al traffico nel caso di chiusura del ponte

Nella seguente immagine è mostrato un diagramma schematico degli elementi principali di un BMS. I dati di input rappresentano le informazioni necessarie per determinare un corretto programma di manutenzione, mentre come output otteniamo i dati per lo sviluppo di un programma di manutenzione con i dati disponibili. Ciascuno degli elementi rappresenta un modulo che forma un BMS:

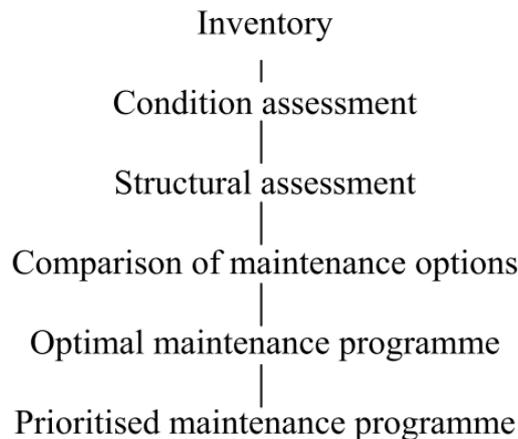


Figura 1.5: Moduli di un BMS

Per risolvere I problemi sopra descritti è stato istituito un progetto a livello Europeo per permettere lo sviluppo di tutti gli strumenti necessari alla creazione di un sistema di gestione della rete stradale Europea. I partecipanti a tale progetto sono stati i laboratori nazionali di ricerca sulle autostrade di Francia, Germania, Regno Unito, Norvegia, Slovenia e Spagna. L'obiettivo del progetto era sviluppare una struttura per un BMS che potesse essere utilizzata per la gestione e la manutenzione della rete autostradale europea.

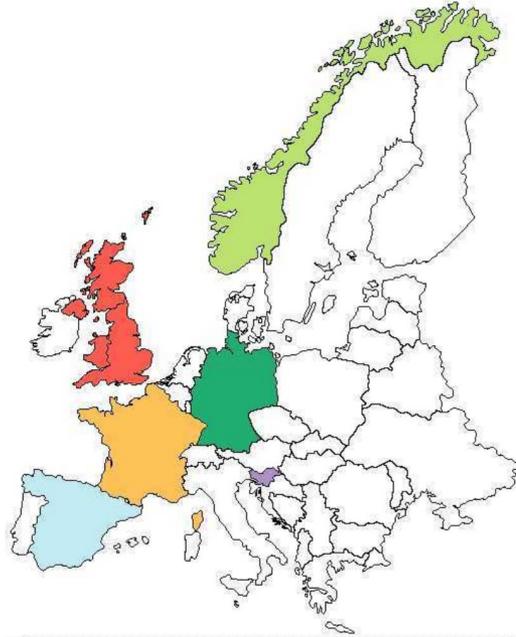


Figura 1.6: Paesi partecipanti al progetto BRIME

Per fare ciò sono state utilizzate sia le informazioni a livello di singolo ponte, sia a livello di rete (per esempio andando a considerare tutti i ponti di una singola regione). Queste ultime informazioni sono state utilizzate per verificare che la condizione media dei ponti sia migliorata o peggiorata.

La ricerca è stata condotta in sette “workpackage”, sei dei quali focalizzati sui moduli richiesti per il BMS. Il valore di questi sei gruppi è stato diviso in due fasi: nella prima fase venivano identificati tutti i requisiti richiesti per un BMS, mentre nella seconda fase venivano sviluppate le linee guida dettagliate per i vari moduli del sistema. Il settimo gruppo si occupava invece della revisione dei sistemi di ponti esistenti, i cui risultati sono stati in seguito utilizzati per lo sviluppo della struttura di un BMS. Oltre a questo, i risultati della ricerca hanno creato delle linee guida per riconoscere la suscettibilità degli elementi alle varie forme di deterioramento, introducendo varie tecniche di ispezione per identificare e quantificare il degrado degli elementi stessi. Sono stati inoltre stabiliti metodi per valutare strategie di riparazione e stabilire la priorità di manutenzione e/o necessità di manutenzione.

I principali destinatari dei risultati di questo progetto sono i proprietari di ponti in tutta Europa. Questi includono:

- Organizzazioni nazionali responsabili della gestione dei ponti nazionali
- Autorità locali responsabili delle strade locali
- Autorità ferroviarie nazionali

I risultati hanno aiutato tutte queste organizzazioni nella gestione quotidiana dei ponti e aiuteranno nella formulazione della strategie più efficaci di manutenzione [10].

Capitolo 2

Elementi costitutivi di un ponte e tipologie di ispezioni

2.1 Introduzione

Il degrado di una struttura inizia nel momento stesso in cui essa entra in esercizio. Al fine di garantire un adeguato livello di sicurezza per l'utenza è necessario programmare un efficace piano di ispezione di manutenzione a lungo tempo. Infatti, nonostante i ponti vengano progettati per garantire una vita utile di circa 100 anni, la variazione delle azioni a cui è soggetta durante l'esercizio può provocare fenomeni degenerativi che devono essere tenuti sotto controllo. Fra questi sono presenti la variazione di intensità del traffico, i fenomeni di fatica oppure la presenza di condizioni ambientali aggressive. Inoltre, l'utilizzo in alcuni paesi di sostanze antighiaccio ha ulteriormente influito sulle condizioni delle opere, causando la corrosione dell'acciaio e del calcestruzzo. Deve essere anche tenuto conto che molte opere sono state costruite in periodi in cui non era perfettamente noti i comportamenti dei materiali a lungo termine o in cui venivano prese in considerazione scelte progettuali in grado di garantire la durabilità dell'opera [10], [11].

In questo capitolo vengono quindi mostrati quali sono gli elementi dei ponti maggiormente a rischio e le attività di ispezione che è possibile svolgere su di esse. Infine, viene spiegato il funzionamento del Metodo della Valutazione Numerica (MVN). Tale metodo, basato sulle ispezioni visive, è stato utilizzato per ricavare lo stato di degrado del caso di studio proposto in seguito.

2.2 Elementi costitutivi di un ponte

Le parti di un ponte vengono classificate in quattro diverse categorie:

- **Sovrastruttura:** in generale, la sovrastruttura rappresenta la porzione di ponte che si trova sopra gli appoggi, come mostrato nella seguente figura. Nella

sovrastuttura sono comprese tutte le parti sostenute dagli appoggi, tra cui l'impalcato, le travi, etc.. L'impalcato, formato dall'insieme delle strutture orizzontali che realizzano il piano stradale, ha lo scopo di sostenere i carichi dovuti al traffico. Tali carichi sono trasferiti alla sottostruttura attraverso specifici apparecchi di appoggio.

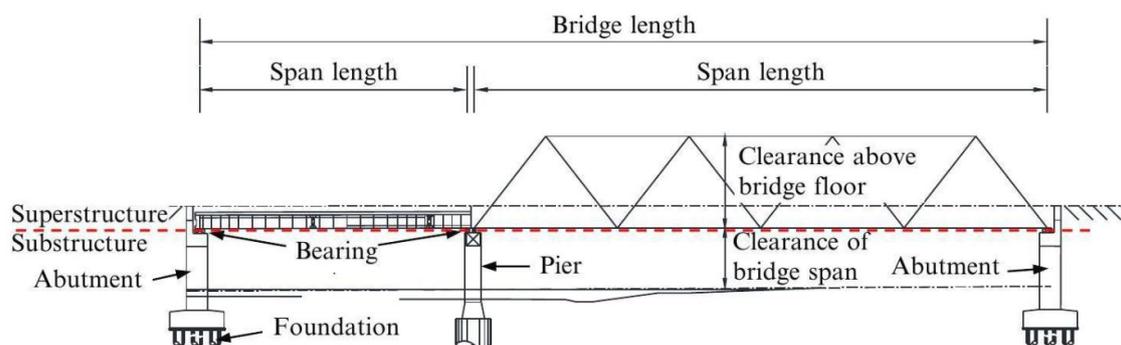


Figura 2.1: Componenti della sovrastruttura

- **Appoggi:** gli appoggi sono la componente del ponte che ha il compito di trasmettere il carico ricevuto dalla sovrastruttura e trasmetterlo alla sottostruttura e permettere movimenti dovuti alle variazioni termiche e alle azioni sismiche. Essi possono essere visti come il confine fra sovrastruttura e sottostruttura.
- **Sottostruttura:** la sottostruttura è la porzione del ponte che si trova sotto gli appoggi, la quale ha il compito di sorreggere la sovrastruttura e trasferire tutti i carichi al terreno. In questa categoria sono quindi comprese pile, spalle e tutte le tipologie di fondazioni. Sia le spalle che le pile sono strutture verticali che hanno il compito di sopportato il carico trasmesso dagli appoggi, o direttamente dalla sovrastruttura, e trasferirlo alle fondazioni. Le spalle sono posizionate all'inizio e alla fine del ponte, mentre le pile sono dei supporti intermedi.
- **Elementi accessori:** gli elementi accessori dipendono direttamente alla struttura principale del ponte, e comprendono parapetti, condotte di servizio, etc. Il peso proprio di tali elementi deve essere considerato durante la progettazione della struttura, ma le loro capacità portante viene generalmente ignorata.

2.2.1 Impalcato

L'impalcato di un ponte è la carreggiata o la passerella pedonale, in genere gettato in situ oppure prefabbricato, ricoperto con asfalto o altri tipi di pavimentazione.

L'impalcato in calcestruzzo può essere parte integrante della struttura del ponte (per esempio travi con sezione a T), oppure può essere appoggiato su travi a sezione ad I o delle reticolari in acciaio (strutture composite). Il suo comportamento cambia in base alla tipologia del ponte. Nei ponti sospesi, infatti, l'impalcato è un elemento strutturale primario che deve essere in grado di sopportare tutte le tensioni agenti lunga la campata. Invece, nei ponti a travata, esso non è il sistema di carico principale. Nonostante questo, l'impalcato è importante per la manutenzione del ponte, per la sicurezza e per la sua estetica. Per questo, a esso è riservata una particolare attenzione nelle fasi di progettazione e costruzione. In esso sono presenti diversi elementi accessori, quali sistemi di drenaggio, giunti di espansione, marciapiede, lampioni, corrimano e guardrail [12].

2.2.2 Pile

Le pile sono delle sottostrutture, in calcestruzzo armato, posizionate alla fine delle campate di un ponte in punti intermedi fra le spalle. Il compito delle pile è quello di trasferire il carico verticale della sovrastruttura alle fondazioni, e resistere a tutte le forze orizzontali che agiscono sul ponte. Essendo uno degli elementi maggiormente a vista, essi contribuiscono in modo importante all'estetica del ponte. Ne esistono diverse tipologie, ma quelle più comuni sono quelle singole oppure a telaio. Le prime sono costituite da un unico elemento che supporta la sovrastruttura, mentre la seconda tipologia è costituita da diversi pilastri, allineati lungo l'asse maggiore della pila e collegati tramite un pulvino [12].

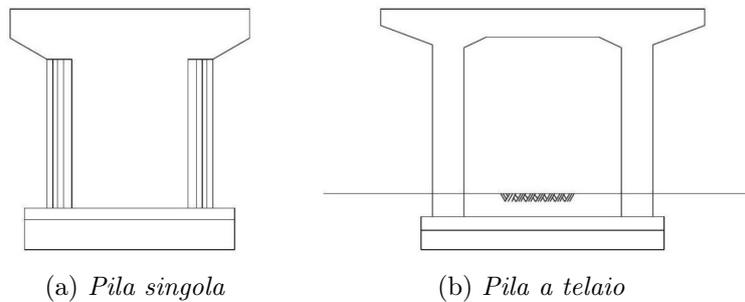


Figura 2.2: Tipologie di pile

2.2.3 Fondazioni

Le fondazioni sono una delle parti strutturali di maggior importanza di un ponte. Esse si trovano sotto le pile e le spalle, e hanno il compito di trasferire il carico dalle pile e dalle spalle al terreno. Devono essere progettate per sopportare i carichi statici e dinamici della struttura, la pressione della terra ed eventualmente quella dell'acqua. Diversi tipi di fondazioni sono mostrate nella figura[12].

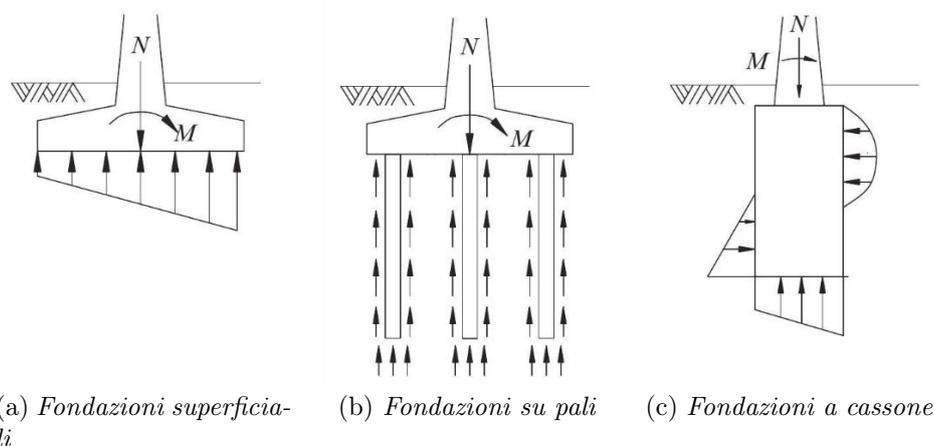


Figura 2.3: Tipologie di fondazioni

La scelta del tipo di fondazione deve essere fatta in base a diverse considerazioni, quali natura del terreno, posizione del ponte e che tipi di attraversamenti deve superare. Esse devono essere comunque progettate per garantire un'adeguata resistenza con spostamenti accettabili. Si dividono principalmente in tre tipologie:

- **Fondazioni superficiali:** sono costruite in cemento armato e sono utilizzate per piccoli ponti quando il terreno è in grado di garantire una buona capacità portante.
- **Fondazioni su pali:** con questa tipologia di fondazione, la maggior parte del carico viene trasferita al terreno attraverso degli elementi chiamati pali di fondazione. Tale fondazione si utilizza quando la capacità portante del terreno è molto bassa, o per garantire un'elevata capacità portante ai ponti con elevato traffico veicolare.
- **Fondazioni a cassone:** sono la tipologia strutturale più diffusa, essendo in grado di trasferire sia un elevato carico verticale che orizzontale. Esse sono in grado di minimizzare gli spostamenti relativi fra le pile dovute a disomogeneità del terreno.

2.2.4 Spalle

La spalla è un elemento molto importante di un ponte, infatti ha il compito di trasferire i carichi dalla sovrastruttura al terreno. In generale, le spalle sono elementi in calcestruzzo, molto massicci, in quanto devono avere abbastanza capacità portante da resistere a tutti i problemi di stabilità, tra cui: slittamento, ribaltamento e cedimento. Essi sono progettati per sostenere la pressione del terreno e il peso

della sovrastruttura del ponte. Si distinguono in diverse tipologie, rappresentate nelle seguenti immagini:

- **Gravità:** sono degli elementi massicci realizzati tipicamente in muratura o calcestruzzo, generalmente non armato, la cui resistenza dipende dal suo peso proprio. Essendo non armate, non presentano resistenza a trazione.
- **Semi gravità:** a differenza di quelle a gravità, sono strutture realizzate in calcestruzzo armato. Oltre a presentare resistenza a trazione per la presenza delle armature, hanno delle dimensioni ridotte rispetto alle strutture a gravità.
- **Mensola:** questi elementi, realizzati in calcestruzzo armato, sfruttando il peso del terreno sopra la piastra di fondazione, permettono di raggiungere altezze molto elevate ma con una quantità di materiale inferiore. Una loro variante sono i muri a contrafforti, i quali presentano degli irrigidimenti per rinforzare la piastra verticale [12].

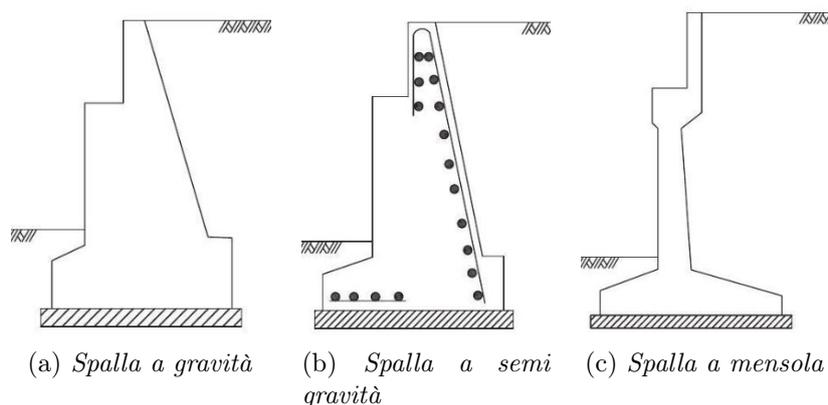


Figura 2.4: Tipologie di spalle

2.2.5 Dispositivi d'appoggio

I dispositivi d'appoggio possono essere classificati in base al tipo di materiale o ai gradi di libertà che offrono. In questo paragrafo verranno descritti in base al loro materiale. Possono essere costruiti in metallo oppure in materiale elastomerico.

Appoggi metallici

I dispositivi d'appoggio in metallo sono quelli maggiormente diffusi, per tale motivo ne esistono diverse tipologie [12]:

- Appoggio lineare: la linea di contatto tra il piatto superiore e la piastra inferiore permette sia le rotazioni che le traslazioni trasversali. È una tipologia di vincolo maggiormente utilizzata per ponti con campate di lunghezza ridotta.

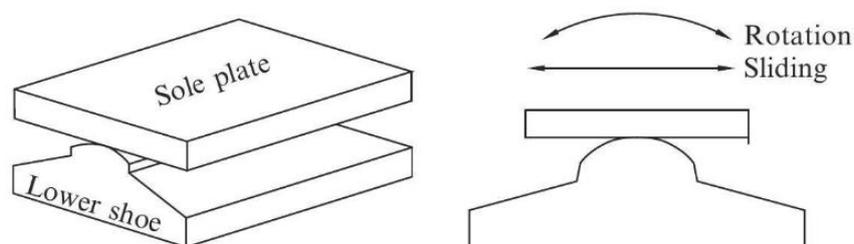


Figura 2.5: Appoggio lineare

- Appoggio in piano: sono i più semplici sistemi di vincolo attualmente utilizzati. Sono costituiti da un polimero con basso attrito che scorre su piatto metallico. Non consentono rotazioni né trasversalmente né longitudinalmente, e resistono soltanto a carichi in direzione verticale.
- Appoggio a rullo: Sono dei vincoli mobili, che permettono gli spostamenti orizzontali mantenendo un attrito molto basso utilizzato dei sistemi a rullo. Ne esistono di diverso tipo; possono infatti avere un singolo rullo oppure un numero maggiore. Nella seguente immagine sono mostrate le varie tipologie.
- Vincolo a cerniera: è un tipo di vincolo che, come suggerisce il nome, permette soltanto rotazioni attorno ad un asse, ma nessun tipo di traslazione. In generale tale vincolo poggia su una piastra in acciaio, tramite collegamento bullonato o saldato, la quale è a sua volta collegata ad una base in calcestruzzo.

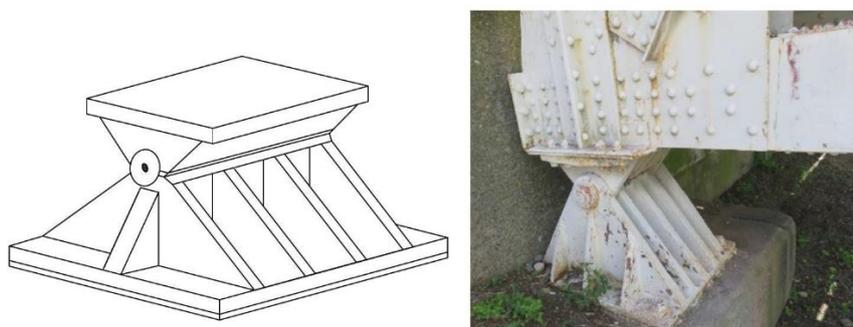


Figura 2.6: Vincolo a cerniera

Appoggi elastomerici

Sono degli appoggi di tipo polimerico, adatti per resistere a carichi molto elevati e, a causa della natura del materiale, ridurre i cedimenti. Permettono delle piccole rotazioni attorno agli assi dell'appoggio. Possono venire rinforzati tramite l'inserimento di armature in acciaio per aumentarne le capacità.

- Appoggio elastomerico rinforzato con piatti in acciaio: permette traslazioni e rotazioni dell'impalcato, riuscendo ad assorbire una buona quantità del carico sia in direzione verticale che trasversale. In generale, essi sono molto flessibili alle azioni di taglio ma molto rigidi alle variazioni volumetriche. Vengono spesso inseriti dei piatti in acciaio, alternati con strati polimerici, che prevengono fenomeni di instabilità sotto carichi elevati

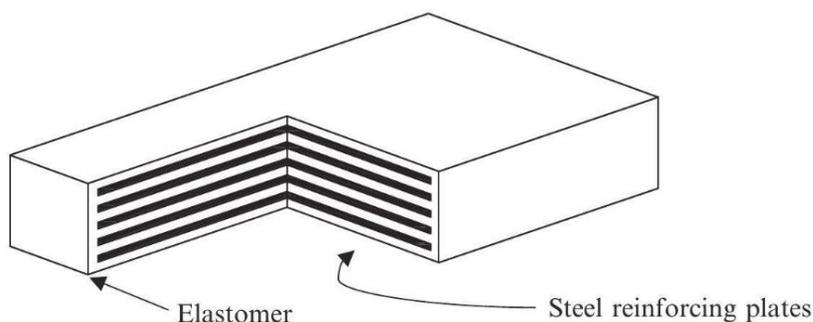


Figura 2.7: Appoggio elastomerico rinforzato con piatti in acciaio

- Appoggi pot a disco: sono in grado di trasferire le azioni verticali tramite un disco elastomerico confinato fra un basamento ed un pistone in acciaio. Sottoposto a compressione, tale materiale si comporta come un fluido incomprimibile, riuscendo a trasmettere degli elevanti sforzi verticali ma minimizzando allo stesso tempo gli spostamenti.



Figura 2.8: Esempio di appoggio pot a disco

2.2.6 Cavi di precompressione

L'acciaio usato per i cavi di precompressione può essere sotto forma di cavi o di trefoli, uniti per formare dei cavi più spessi. Tali cavi vengono realizzati mediante trafilatura a freddo di un elemento in acciaio con alto contenuto di carbonio. Il diametro del singolo trefolo varia da 3 a 7 mm, e può essere di sezione circolare o con sezione dentellata per favorire l'aderenza fra i vari cavi. A seconda della tecnica di precompressione, si possono distinguere in [2]:

- Cavi post-tesi: i cavi vengono posizionati all'interno di guaine apposite che impedisce l'adesione al calcestruzzo durante il getto. In seguito all'indurimento, i cavi vengono tesi attraverso dei martinetti idraulici che possono operare da una o entrambe le estremità dell'elemento. A causa delle elevate sollecitazioni, vengono in genere predisposti dei rinforzi elicoidali alle estremità. Dopo aver raggiunto la tensione desiderata, i cavi vengono tagliati e viene iniettata una malta cementizia all'interno della guaina per prevenire la corrosione e per meglio distribuire meglio le tensioni.
- Cavi pre-tesi: in questo caso, a differenza dei cavi post-tesi, vengono messi in tensione prima del getto di calcestruzzo. L'operazione di tensione dei cavi avviene su un banco di precompressione di lunghezza che può variare da 100 a 150 metri. Questo banco di precompressione presenta ai lati dei supporti rigidi che permettono di fissare i cavi da tesare fino alla tensione di progetto. In seguito viene effettuato il getto, e al suo indurimento i fili tesi vengono rilasciati dai martinetti, trasferendo le forze di pretensione al calcestruzzo.

2.2.7 Sistemi di smaltimento delle acque

Per garantire la sicurezza del traffico veicolare, l'acqua che si accumula durante la pioggia deve essere eliminata velocemente dalla pavimentazione stradale. Per fare questo, si utilizzano dei sistemi di drenaggio in grado di eliminare l'acqua, sfruttando la pendenza trasversale dei ponti che va dall'1,5% al 2%. Sono generalmente di forma circolare con un diametro minimo di 150 mm, che permette di evitare flessioni. Per la progettazione deve essere tenuta in conto la direzione e la forza del vento, che rischia di mandare l'acqua sopra la struttura. Bisogna tenere in conto che i sistemi di drenaggio hanno una vita utile minore di quella del ponte, per questo motivo devono essere progettate per poter essere ispezionate facilmente ed eventualmente sostituite [12].



Figura 2.9: Esempi di sistemi di drenaggio

2.3 Valutazione delle condizioni tramite ispezioni visive

Negli ultimi 3 decenni sono sorti problemi considerevoli a causa del deterioramento dei ponti. La forma più comune di deterioramento sui ponti in calcestruzzo è sicuramente data dalla corrosione delle armature causata dalla presenza di anidride carbonica o ioni di cloruro. Questi ultimi, infatti, penetrano nelle strutture che si trovano in ambienti salmastri oppure in zone dove vengono utilizzati i sali anti-ghiaccio sulle strade durante l'inverno. Anche gli elementi in calcestruzzo subiscono le stesse conseguenze causando un grave degrado della superficie del calcestruzzo o dell'elemento strutturale stesso. Uno degli scopi principali delle ispezioni è quello di fornire dati sulle strutture che si trovano in condizione critica e che necessitano di manutenzione immediata. I risultati di tali ispezioni periodiche sono utilizzati per fornire una valutazione sia degli elementi strutturali che della struttura stessa.

2.3.1 Tipologie di ispezioni

Nel seguente paragrafo viene esposto la ricerca condotta dal “Workpackage 1, Condition Assessment of Bridge Structures”, i quali si sono occupati di una revisione dei metodi attualmente utilizzati per la valutazione delle condizioni dei ponti in Europa e negli Stati Uniti.

Gli attuali metodi di valutazione delle condizioni utilizzano due approcci diversi sia per le valutazioni dei singoli elementi che per la valutazione della struttura nel suo insieme. Nel primo caso viene utilizzata una valutazione cumulativa derivata dalla condizione di ogni singolo elemento, mentre nel secondo caso viene utilizzata la come valutazione complessiva quella dell'elemento nelle condizioni peggiore.

Il degrado della struttura solitamente inizia dal punto più debole, per esempio nella zona attorno ai sistemi di drenaggio o nell'area sottostante i giunti di dilatazione. Sono quindi necessarie delle prove visive di tale degrado, come fessurazione superficiale e zone umide. Il problema è che tali fenomeni sono facilmente riconoscibili negli elementi più esposti del ponte, ma non così facilmente ricavabili in quelli più nascosti. Immaginiamo infatti di dover osservare la condizione ponte sotto una membrana impermeabilizzante, essa non sarà completamente visibile fino alla completa rimozione sia del manto stradale che della membrana stessa. Nelle immagini seguenti e' possibile vedere i due tipi di degrado appena descritti [10].



(a) *Degrado superficiale facilmente visibile*

(b) *Degrado nascosto visibile soltanto dopo la rimozione del manto stradale*

Figura 2.10: Tipologie di degrado

Per fare fronte a tali problemi, sono state ideate diverse tipologie di ispezioni. Esse si dividono in:

- Ispezioni superficiali
- Ispezioni generali
- Ispezioni principali

Ognuna di queste ispezioni, analizzate nel dettaglio nei paragrafi successivi, ha lo scopo di rilevare diversi tipo di difetti. Le varie ispezioni devono essere eseguite da personale specializzato e per alcune di esse dovranno essere utilizzate attrezzature speciali.

Ispezioni superficiali

Le ispezioni superficiali sono quelle che devono essere eseguire più frequentemente. Tale ispezioni possono essere effettuate anche da personale alla manutenzione e che conosce le procedure di sicurezza per lavorare in autostrada, ma che non ha particolari conoscenze approfondite sulle patologie del ponte. Lo scopo di tali ispezioni

è solo quello di fornire una prima stima dello stato di salute degli elementi e catalogare i principali difetti sulla superficie visibile. Alla fine, dovranno essere annotati i dati dell'ispezione e l'eventuale presenza di nuovi difetti [10].

Nell'immagine seguente è mostrata un immagine con i difetti riscontrabili durante un ispezione superficiale. In questo caso difetti al guard rail.



Figura 2.11: Difetti superficiali riscontrati su un guard rail in acciaio

Ispezioni generali

Le ispezioni generali, a differenza di quelle superficiali, dovranno essere eseguite da tecnici specializzati che hanno ricevuto una formazione sul controllo dei ponti. Per ponti complessi sono necessari degli addetti con qualifiche maggiori. Tali ispezioni sono sempre di visivo, quindi senza l'utilizzo di attrezzatura speciale di acceso, e riguardano tutte le parti accessibili di un ponte. Lo scopo è quello di rilevare tutti i difetti visibili dal terreno e valutare le condizioni della struttura. Il periodo che intercorre tra un'ispezione generale e l'altra varia da paese a paese, ma in genere varia da un periodo di minimo 1 anno ad un massimo di 3 anni. Anche in questo caso alla fine dell'ispezione viene compilato un rapporto con tutti i dati della visita e tutti i difetti osservati [10].

Nell'immagine seguente sono mostrati i tipi di difetti che devono essere rilevati da tale ispezione.



Figura 2.12: Difetto riscontrato su una passerella pedonale in calcestruzzo

Ispezioni principali

Sono le ispezioni più approfondite che possono essere eseguite su una struttura. Devono essere eseguite con una frequenza che va da 5 a 10 anni (o minore nel caso di strutture a rischio) da ingegneri qualificati con esperienza nella manutenzione di ponti. Lo scopo è riuscire a dare una valutazione di tutti gli elementi, compresi quelli difficilmente accessibili, per tale motivo sono spesso necessarie attrezzature speciali. Possono essere incluse anche le misure di spostamenti verticali e del contenuto di cloruro negli elementi più danneggiati. Tali dati dovranno essere riportati sulla corrispondente relazione, nella quale dovranno essere riportati, oltre a tutti i difetti, anche un'analisi approfondita di quest'ultimi. L'addetto ha il compito di valutare l'urgenza di eventuali riparazioni e una stima del loro costo.

Dalle successive immagini è possibile vedere i tipi di difetti che devono essere rilevati. Nella figura (a) è possibile notare un avanzato stato di corrosione, rilevato tramite l'utilizzo di piattaforme mobili. Mentre nell'immagini (b) e' possibile vedere la corrosione dei cavi di precompressione [10].



(a) *Degrado della trave, rilevata tramite l'utilizzo di piattaforme mobili*



(b) *Degrado delle armature di precompressione*

Figura 2.13: Livello di degrado rilevato tramite l'utilizzo di strumenti specifici

Ispezioni approfondite e speciali

Tale tipologia di ispezione ricade fra quelle speciali, e viene eseguita solo su strutture soggette a manutenzione. Essa può riguardare soltanto la parte soggetta alla riparazione oppure tutta la struttura. Queste hanno l'obiettivo di verificare, tramite l'ausilio di attività sperimentali, che la causa del danno sia chiara e garantire una riparazione efficiente. Viene riservata soltanto alle strutture più complesse e la maggior parte delle volte richiede delle strumentazioni speciali.

Nel caso dovesse essere rilevato un particolare problema durante le ispezioni precedenti, possono essere programmate delle ispezioni speciali. Se l'ispettore ritiene che tali difetti possano influire sulla sicurezza ponte, può ritenere necessario l'esecuzione di misure provvisorie, quali limitazioni di traffico o chiusura del ponte. L'ispettore può anche richiedere il monitoraggio continuo del ponte se ritiene sia necessario.

Nella figura viene mostrato come vengono utilizzati i dati ricavati dalle ispezioni visive.

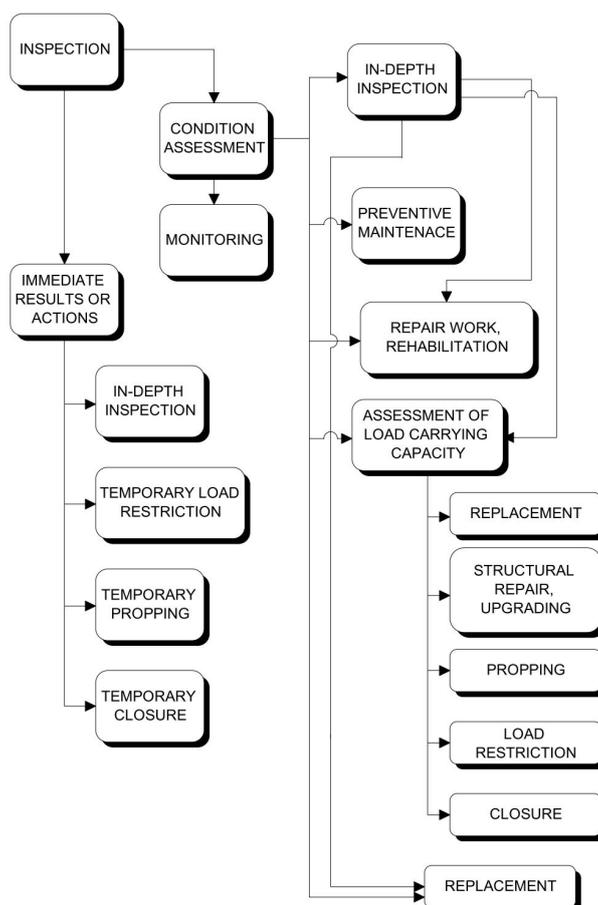


Figura 2.14: Diagramma che mostra l'utilizzo dei dati

2.3.2 Metodo della valutazione numerica MVN

E' un metodo, ideato e sviluppato dal Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale – Scientifico di Bolzano grazie alla collaborazione di numerosi professori universitari e professionisti del settore, che permette una rapida verifica delle condizioni della struttura. Tale metodo si basa sulle ispezioni visive, che, attraverso delle apposite schede di valutazione, permettono di riconoscere i diversi tipi di degrado riscontrabili sul ponte. Tale schede sono diverse per ogni tipo di elemento strutturale (pile, travi, elementi di appoggio, etc.) e per i vari materiali da costruzione (calcestruzzo armato, acciaio, etc.), e ad ogni difetto viene attribuito un valore G compreso tra 1 e 5. Tale valore rappresenta l'importanza del difetto stesso, in funzione della possibilità di costituire un pericolo e di ridurre la capacità portante (in questi due casi viene attribuito un peso di $G = 5$), il rischio di innesco per altri difetti e l'alto costo economico per la riparazione. Nella seguente immagine viene riportata una scheda di valutazione tipo:

Scheda Ispezione Ponti											
3 Pile			N° _____ Posizione _____		Materiale: calcestruzzo						
Struttura: _____		Località: _____		km: _____		Ispettore: _____		data: / / _____			
N°	Descrizione difetto	vieto	G	Estensione K_1			Intensità K_2			N° Foto	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1		
1.1)	Macchie di umidità passiva	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					
1.2)	Macchie di umidità attiva	<input type="checkbox"/>	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					
1.3)	Cis dilatato / ammolorato	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					
1.4)	Vespai	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>							
1.5)	Distacco del copriferro	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					
1.6)	Armatura ossidata	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>							
1.13)	Lesioni a ragnatela modeste	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					
1.14)	Fessure orizzontali	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>							
1.15)	Fessure verticali	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>							
1.16)	Fessure diagonali	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>							
1.20)	Staffe scoperte / ossidate	<input type="checkbox"/>	3	<input type="checkbox"/>							
1.21)	Lesioni attacco pilastri	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>							
1.23)	Armatura verticale deformata	<input type="checkbox"/>	5			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>		
1.25)	Riprese successive deteriorate	<input type="checkbox"/>	1			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>		
1.29)	Danni da urto	<input type="checkbox"/>	4			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
1.30)	Danni causati dagli app. d'appogg.	<input type="checkbox"/>	4			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
5.1)	Fuori piombo	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>							
5.2)	Scalzamento	<input type="checkbox"/>	5			<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>		
5.5)	Difetti d'appoggio in neoprene	<input type="checkbox"/>	4			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
5.6)	Difetti pendoli	<input type="checkbox"/>	4			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
5.7)	Difetti carrelli	<input type="checkbox"/>	4			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
5.8)	Difetti d'appoggio compositi	<input type="checkbox"/>	4			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		

Figura 2.15: Esempio di scheda di valutazione per una pila

Il completamento di tali schede permette di ottenere un numero finale che è rappresentativo dello stato della struttura. Maggiore sarà questo numero, peggiore sarà la condizione dell'opera. Tale valore è dato dalla sommatoria dei pesi "G" dei singoli difetti, moltiplicati per i coefficienti " K_1 " e " K_2 ". Tali coefficienti sono

relativi, rispettivamente, all'estensione e all'intensità del difetto. Il coefficiente di estensione può assumere valori di 0,2 – 0,5 – 1,0, i quali hanno il seguente significato:

- $K_1 = 0,2$, il difetto analizzato è presente, ma interessa solo una parte minima della zona.
- $K_1 = 0,5$, il difetto interessa una percentuale della zona compresa tra il 30 e il 70.
- $K_1 = 1,0$, il difetto interessa l'intera zona.

Discorso analogo vale per il coefficiente di intensità. Da tali coefficienti viene quindi calcolato il valore di quella che viene chiamata “Difettosità Relativa (D_r)”, dato da:

$$D_r = \sum (G \times K_1 \times K_2)$$

Dove la sommatoria è estesa a tutti gli elementi strutturali dell'opera. Se invece vogliamo determinare il degrado complessivo dell'operato, viene calcolata la “Difettosità assoluta (D_a)”, attraverso la formula precedente, ma inserendo nella moltiplicazione, all'interno della sommatoria, il numero dei singoli elementi strutturali.

$$D_a = \sum (G \times K_1 \times K_2 \times N)$$

Per effettuare una valutazione comparativa sul grado di manutenzione della singola opera d'arte, è necessari confrontare il valore del D_r ottenuto con il valore massimo dei difetti riscontrabili sull'opera stessa, dato da D_{rmax} . Infatti, se il rapporto tra D_r e D_r^{max} è uguale o maggiore a 0,25, l'ente gestore programmerà degli interventi di manutenzione in modo da rendere la struttura funzionale e sicura. Infine, particolare attenzione dovrà essere riservata ai difetti con peso $G = 5$, ai quali corrispondono situazioni potenzialmente pericolose, generando quelle che vengono chiamate “Non conformità potenziali”. Se durante la visita vengono rilevate l'effettiva presenza di situazioni critiche, la risoluzione deve essere pianificata in funzione della gravità della situazione [13].

2.4 Valutazione delle condizioni nei BMSs

I punteggi di condizione sono utilizzati per descrivere le condizioni di un ponte, comparate con le sue condizioni al momento della messa in esercizio. Generalmente, la condizione di un ponte è valutata attraverso le ispezioni visive. Le ispezioni regolari delle strutture sono essenziali per allertare gli enti gestori riguardando all'avanzamento del deterioramento dovuto a varie ragioni: incidenti, crepe o deterioramento

del calcestruzzo. Tale ispezioni hanno inoltre il compito di permettere la scelta di eventuali lavori di manutenzione da svolgere. Le ispezioni sono generalmente eseguite da ingegneri, o al massimo supervisionate da esso. Le ispezioni riguardano il controllo di ogni singola parte, compresi impalcati, sovrastruttura e sottostruttura. Conseguentemente, un accurata analisi dovrà includere sia l'estensione del deterioramento che la sua intensità. In questo modo è possibile determinare la condizione di un elemento nel suo complesso, e confrontarla con quella precedentemente registrata. Differenti paesi hanno sviluppato diversi modi per valutare le condizioni di una struttura, implementate poi nei loro BMSs. Il più popolare è sicuramente quello sviluppato dalla FHWA (Federal Highway Administration). In seguito, vengono mostrati le metodologie proposte in letteratura per il calcolo delle condizioni dei ponti [1].

2.4.1 Stati Uniti

Rating	Description
N	Not Applicable.
9	Excellent Condition.
8	Very good Condition – no problems discovered.
7	Good Condition – some minor problems.
6	Satisfactory Condition – structural elements show some minor deterioration.
5	Fair Condition – all primary structural elements are sound but may have minor section loss, cracking, spalling, or scour.
4	Poor Condition – advanced section loss, deterioration, spalling, or scour.
3	Serious Condition – loss of section, deterioration, spalling or scour have seriously affected primary structural elements.
2	Critical Condition – advanced deterioration of primary structural elements.
1	Imminent Failure Condition – major deterioration or section loss present in critical structural components, or obvious vertical or horizontal movement affecting structure stability.
0	Failed condition – out of service.

Tabella 2.1: Sistema di valutazione negli Stati Uniti

Il metodo attualmente in vigore negli USA per la valutazione delle condizioni durante le ispezioni prevede un approccio molto soggettivo. L'ispettore visita il sito, ispeziona ogni componente del ponte e fornisce un valore compreso tra 0 e 9 per tutta la struttura. Tali valori forniscono informazioni sulla severità della condizione ma non da nessun dato riguardante la severità del deterioramento. Per questo motivo, tale metodo di valutazione ha delle ovvie limitazioni per la determinazione delle necessità di riparazioni. Comunque, l'ispettore fornisce un valore in termini di "good/fair/poor/not applicable" per ogni elemento di protezione applicato agli elementi.

La limitazione intrinseca di questo metodo ha costretto altri a modificare tale metodo di giudizio, andando ad aggiungere un coefficiente in grado di mostrare l'estensione del difetto [15].

2.4.2 Giappone

In Giappone, in ogni elemento della struttura viene valutato ogni singolo difetto presente, quali crack, corrosione, etc., quindi da una tabella, riportata in seguito, viene preso il valore che meglio rappresenta quella condizione.

Condition		Description
I	Good	No obstacle to the function of the structure.
II	Preventive maintenance phase	There is no obstacle to the function of the structure, but it is desirable to take preventive maintenance.
III	Early rehabilitation phase	There is a possibility that the function of the structure may be hindered, so a rehabilitation strategy must be taken.
IV	Emergency repair phase	Presence of an obstacle to the function of the structure, or a possibility of occurrence is extremely high. An urgent action must be taken.

Figura 2.16: Sistema di valutazione in Giappone

Anche in questo caso, è possibile notare come il valore scelto dall'ispettore addetto all'ispezione ha a disposizione soltanto 4 possibili valori fra cui scegliere, senza specificare quali sia l'estensione del deterioramento o la sua intensità. Come si vede dalla tabella, ogni livello di rischio, che viene rilevato dagli ingegneri addetti, suggerisce un'azione di manutenzione da eseguire e in quale tempo deve essere

eseguita. Sono richiesti degli ingegneri specializzati per interpretare le urgenze di manutenzione per ogni elemento, tenendo conto il tipo di danno, la posizione del danno, la direzione delle possibili fessure, precedenti operazioni di manutenzione oppure tramite l'uso di valori numerici come lunghezza o profondità delle fessure. E' sicuramente quello meno efficiente fra quelli mostrati, rendendo la valutazione della condizione troppo soggettiva [16].

2.4.3 Inghilterra

L'Inghilterra ha invece studiato un sistema di valutazione basato sia sulla severità del danno che sulla sua estensione. Tali valori sono riportati nella seguente tabella:

	Code	Description
Extent	A	No significant defect.
	B	Slight, less than 5% of length/area affected.
	C	Moderate; 5% – 20% of area/length affected.
	D	Wide, 20% – 50% affected.
	E	Extensive; over 50% of surface area/length.
Severity	1	As new, or has no significant defect.
	2	Early signs of deterioration, minor defect.
	3	Moderate, some loss of functionality expected.
	4	Severe defect and/or element is close to failure.
	5	The element is non-functional/failed.

Figura 2.17: Sistema di valutazione in Inghilterra

Come si vede, possono essere scelti cinque valori riguardanti l'estensione, i quali vanno da A (in cui nessun difetto viene rilevato) ad E (dove l'estensione del difetto superare il 50% della superficie/lunghezza dell'elemento). I valori intermedi coprono le altre percentuali che si possono manifestare. Per quanto riguarda la severità del danno, invece, tali valori vanno da 1 (elemento come nuovo, con nessun difetto), a 5 (elemento non funzionale/rotto). Come si nota, questo metodo di valutazione è stato creato in modo da cercare di ridurre il più possibile la componente di soggettività della parte di valutazione della condizione, andando a colmare i difetti prima descritti negli altri metodi. Questo metodo è quello utilizzato nel caso di studio proposto in seguito, e verrà mostrato come si mostra particolarmente efficiente per valutare le condizioni di un elemento strutturale.

Questi rappresentano i principali metodi di valutazione delle condizioni. Ne esistono ovviamente molti altri, ma quelli proposti hanno il compito di mostrare come diversi paesi hanno sviluppato il proprio metodo di valutazione, scegliendone

uno che maggiormente rispecchia le loro tipologie di ispezione e la loro frequenza [17].

Capitolo 3

Panoramica dei sistemi di gestione dei ponti

3.1 Introduzione

La gestione delle rete viaria è diventata così un elemento fondamentale per l'economia di tutti i paesi, richiedendo la progettazione di un Sistema di Gestione dei Ponti (Bridge Management System – BMS). Esso ha il compito di supportare gli enti gestori delle infrastruttura nella fasi decisionali, sia di manutenzione che di prioritizzazione. In generale, un BMS ha i seguenti obiettivi:

- garantire la sicurezza degli utenti.
- garantire un livello adeguato di servizio.
- garantire la conservazione della struttura a lungo termine.

Un sistema di gestione comprende una serie di procedure atte a garantire un'adeguata manutenzione di tutte le strutture. Include i metodi, i modelli analitici, gli strumenti di elaborazione dei dati, i processori organizzativi e i database necessari per la sua implementazione. In genere tali sistemi agiscono su due livelli:

- Network Level Bridge management: esso è costituito da due parti. Il modulo a lungo termine che permette di ricavare le condizioni ideali per un insieme di ponti. Mentre l'analisi a breve termine fornisce il modo più vantaggioso a livello economico per raggiungere tale condizione ideale.
- Project Level Bridge Management: In tale livello, il BMS si occupa della gestione e della manutenzione del singolo ponte, utilizza gli obiettivi a livello di rete per decidere le misure di manutenzione ottimali dei singoli progetti.

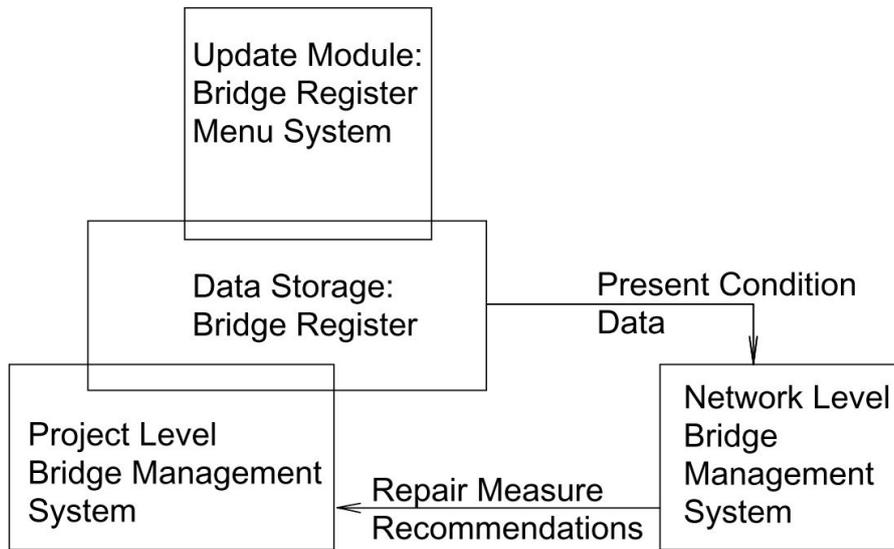


Figura 3.1: Interazione fra network level e project level

Esistono forti interazioni fra questi due livelli di gestione, e rappresenta lo strumento chiave per la pianificazione quotidiana delle operazioni di manutenzione. Il sistema aiuta in questo modo l'autorità competente a programmare i progetti di riparazione per i singoli ponti sulla base dei dati di danneggiamento ricavati dalle ispezioni [11].

3.2 Caratteristiche dei sistemi di gestione dei ponti

Un BMS, per permettere un approccio razionale e sistematico dell'organizzazione delle attività relative alla gestione dei ponti, si avvale di diversi moduli, ognuno con un compito preciso. Alcuni di questi si occupano dell'ottimizzazione delle azioni di manutenzione al fine di minimizzare il "Life Cycle Cost". E' presente poi l'algoritmo di degrado, che ha il compito di calcolare il degrado degli elementi strutturali nel tempo, e verificare quali elementi subiscono i danni maggiori. Lo scopo di un BMS è infatti quello di combinare gestione dei manufatti, investimenti economici ed ingegneria al fine di migliorare le migliori azioni da intraprendere su una rete di ponti nel tempo. In questo è possibile aiutare le autorità a decidere quando e come spendere i fondi disponibili per preservare la sicurezza della struttura [18], [19].

Per svolgere tali funzioni, è stato dichiarato dall'American association of 14 state highway and transportation officials (AASHTO), che i BMS dovrebbero includere i seguenti componenti di base:

- Database
- Modelli di costo

- Modelli di deterioramento
- Modelli di ottimizzazione

Nella figura sono rappresentati graficamente tutti questi moduli e il loro processo di funzionamento.

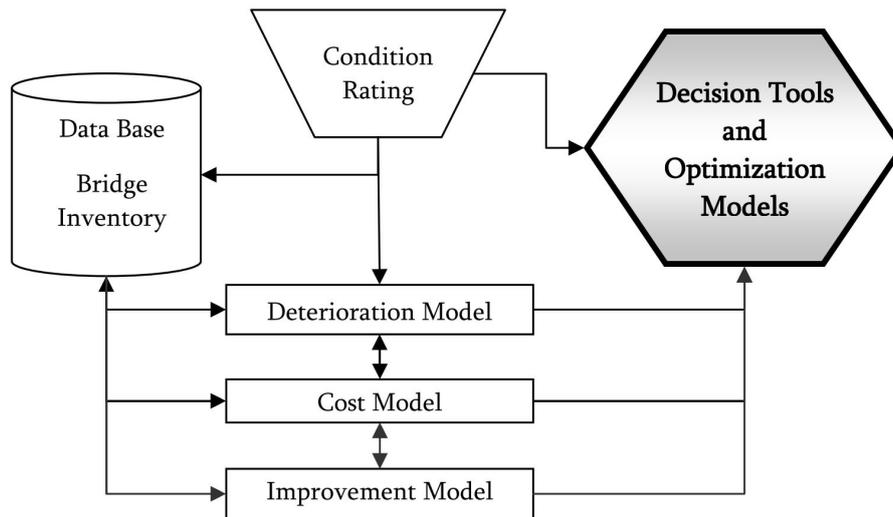


Figura 3.2: Componenti basilari di un BMS (AASHTO, 2001)

Nei seguenti paragrafi ogni componente verrà analizzata approfonditamente, mostrandone tutte le varie caratteristiche e funzioni.

3.2.1 Database

L'efficienza di un sistema di gestione dei ponti dipende in grande parte dai dati archiviati. Un buon sistema per la gestione dei ponti utilizza infatti un enorme volume di dati ricavati dalle attività di ispezioni, dal normale utilizzo della struttura, dalle attività di manutenzione e di riparazione. Le sue prestazioni sono quindi direttamente correlate alla qualità e all'accuratezza delle informazioni dell'inventario. Prima dell'avvento del computer, le informazioni venivano registrate su carta sotto forma di relazioni, moduli, manuali, foto, etc., rendendo difficile l'accesso di tali informazioni. Tramite l'avvento dei computer e dei software di database, è stato reso possibile il salvataggio di enormi quantità di dati su una banca dati facilmente accessibile a tutti, in qualunque momento e da qualunque luogo. Le caratteristiche principali desiderate da un efficiente database sono le seguenti [1]:

- Deve essere facile da usare, sia nella fase di lettura delle informazioni al suo interno che nella fase di memorizzazione di nuovo. Infatti, molto volte le persone

che hanno necessità di salvare nuovi dati non possiedono alcuna conoscenza sulla progettazione o costruzione di ponti.

- Le operazioni di introduzioni di nuovo dati, di modifica o di lettura devono essere rapide e semplici.
- Capacità di creare report specifici in base all'esigenza dell'utente.
- Possibilità di estrarre dati facilmente permettendo la loro condivisione immediata.
- Facilita' di acceso anche da dispositivi diversi (computer, smartphone, etc.).
- Organizzazione interna chiara ed economica. I dati devono essere devono poter essere separati in blocchi che costituiscono da soli informazioni complete e indipendenti.
- L'utente deve essere in grado di poter genere backup dei dati, proteggere i dati da usi impropri, etc.

In generale, i moderni database permettono il salvataggio di tutte le informazioni geografiche del ponte, quali nome, arteria stradale di cui fa parte, posizione, etc.. Permettono di stilare una lista completa di tutti gli elementi che fanno parte di quella struttura e di salvare tutti i dati relativi alle ispezioni che sono state eseguite, comprese foto e documenti.

In generale, i moderni database sono organizzati in tre moduli. Nel primo vengono archiviate tutte le informazioni che subiscono pochissime modifiche nel corso della vita della struttura (come le informazioni geografiche del ponte, quali nome, arteria stradale di cui fa parte, posizione, etc.). Nel secondo modulo sono presenti tutte le informazioni che sono utilizzate dal sistema per le fasi di ottimizzazione e per le scelte di riparazioni. Infine, nell'ultimo modulo è possibile salvare tutti i dati relativi alle attività di ispezione e di manutenzione, compresi foto del sito e schede tecniche.

Ogni paese possiede il proprio database. Per esempio, in America è stato creato il National Bridge Inventory (chiamato anche NBI), redatto dalla Federal Highway Administration. In questo database sono presenti informazioni di circa 16.000 opere, tra ponti e tunnel, che si trovano negli stati uniti. Tale informazioni comprendono sia informazioni geografiche che strutturali delle opere, come tipologia costruttiva, geometria e condizioni strutturali. In Europa, invece, ogni stato utilizzano dei database commerciali. In genere quello più diffuso è ORACLE [10].

3.2.2 Modelli di costo

Uno dei criteri decisionali utilizzato dal sistema di gestione dei ponti è sicuramente quello dell'analisi economica a lungo termine (Life-cycle cost analysis – LCCA).

Esso deve tenere di tutti i costi per la gestione del ponte, compresi quelli di progettazione, costruzione, manutenzione e demolizione. ha quindi lo scopo di aiutare a identificare la scelta economicamente più efficiente per la manutenzione dell'opera. Come si vede dalla figura, tale modulo opera confrontando diverse strategie che hanno come fine la manutenzione del ponte. E' un processo graduale che comprende la definizione di alternative di progettazione, la determinazione della durata di tali attività e del calcolo dei costi di quest'ultime [20].

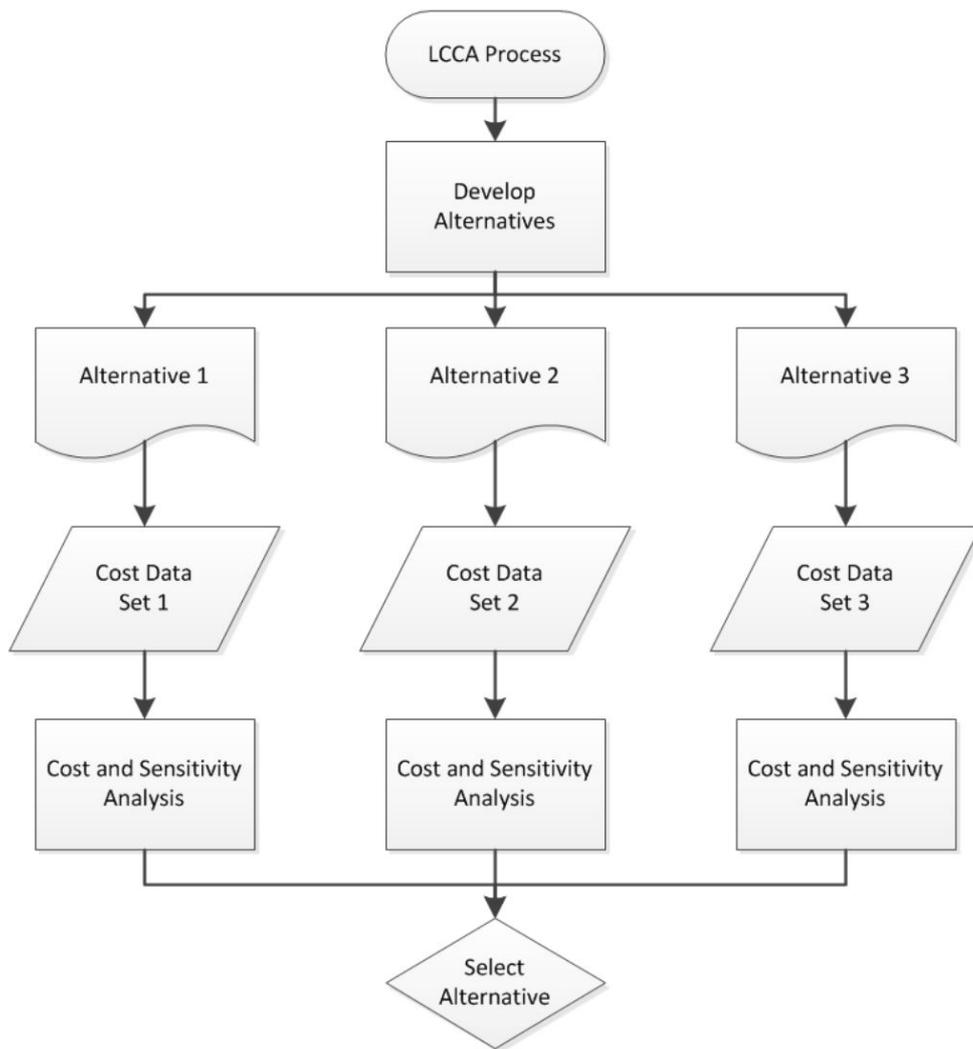


Figura 3.3: Processo di confronto

Il National Asset Management Support Group [21] ha enunciato un'equazione che permette di vedere ogni singolo elemento che contribuisce al costo totale di un'opera:

$$LCC = DC + CC + MC + RC + UC + SC \quad (3.1)$$

- LCC: Life-cycle cost
- DC: Design cost
- CC: Construction cost
- MC: Maintenance cost
- RC: Rehabilitation cost
- UC: User cost
- DC: Salvage cost

Tale suddivisione permette di descrivere dettagliatamente ogni singolo contributo.

I costi di progettazione (DC) e di costruzione (CC) rappresentano il costo iniziale necessario per la scelta e la messa in opera di sistema di manutenzione. Un esempio potrebbe essere la selezione di un nuovo sistema di verniciatura per un ponte in acciaio. I costi di manutenzione (MC) sono i costi associati alla manutenzione preventiva della struttura. Tali costi, in genere, sono fisso e ricorrenti, ma aumentano con il peggiorare del livello di degrado della struttura. Per esempio, la regolare pulizia del drenaggio rientra in questi costi. Il contributo maggiore è dato dai costi di riabilitazione (RC). Esso consiste nella sostituzione o nella riparazione di un elemento. Per esempio fra questi rientra la possibile sostituzione di una pila o l'installazione di una protezione catodica. I costi utenti (UC) rappresentano il costo dovuto all'eventuale aumento dei costi operativi del vincolo a causa di fattori come deviazioni, tempo di viaggio, incidenti, etc. Infine abbiamo il costo di recupero (DC), o di liquidazione, cioè il valore dell'opera alla fine del suo periodo di pianificazione. Esso può essere positivo, nel caso in cui il guadagno generato dalla vendita dei materiali recuperati sia maggiore delle operazioni di riciclaggio. In caso contrario, il costo sarà negativo.

L'LCCA ci mostra esplicitamente come la costruzione di un ponte non sia solo una spesa una tantum fissa, ma un investimento pluriennale a lungo termine, come illustrato nell'immagine sotto riportata.

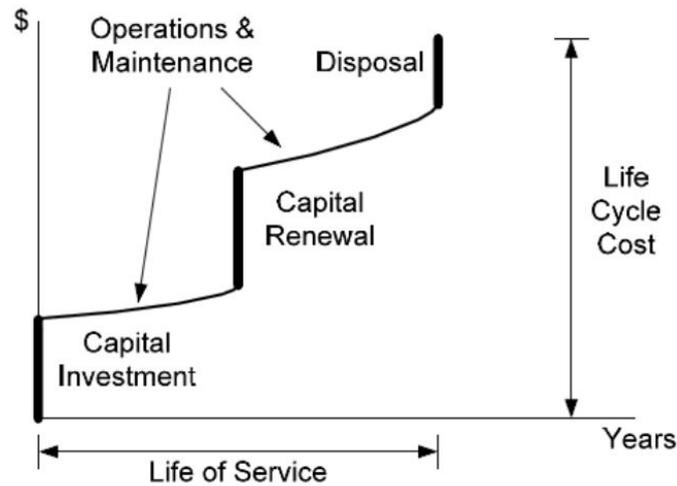


Figura 3.4: Fasi del Life-cycle cost analysis

E' inoltre possibile fare una distinzione fra le tipologie di costo, definito come qualsiasi spesa finanziaria potenziale o pianificata sostenuta durante il periodo di pianificazione del ponte, in due categorie:

- I costi per utente
- I costi di agenzia

I primi rappresentano il costo sostenuto a causa della chiusura di un ponte sia per attività di manutenzione e riparazione sia che per eventi quali congestione del traffico, deviazioni, incidenti, etc. I secondi invece sono i costi che devono essere sostenuti direttamente dall'ente che si occupa della gestione delle opere. Tali costi sono quindi dati dalle operazioni di progettazione, ispezione e manutenzione. Tali dati sono necessari per una corretta analisi. Devono essere quindi ricavati da dati storici, esperienza pratica oppure tramite modelli matematici di deterioramento, che permettono di valutare le operazioni future necessarie.

Se usato correttamente, l'LCCA può aiutare a identificare l'uso più efficace del denaro in una strategia di gestione per un periodo di tempo, qui indicato come periodo di pianificazione. Il periodo di pianificazione dovrebbe riflettere la vita prevista dell'attraversamento, non la durata della struttura esistente, in quanto ciò consente di valutare la possibilità di una sua sostituzione [23].

3.2.3 Modelli di deterioramento

Il deterioramento del ponte rappresenta il declino delle condizioni del ponte dovuto alle normali attività di esercizio, i quali non comprendono i danni provocati da

terremoti, incidenti e incendi [24]. Tale processo deve tenere conto di tutti i cambiamenti fisici e chimica dei vari componenti, ma il vero problema è che ogni elemento possiede una propria velocità di deterioramento. Per cui, un buon algoritmo di deterioramento è fondamentale per l'efficace funzionamento del BMS. In seguito ad uno studio condotto presso il transportation systems center [25], sono stati determinati i fattori che maggiormente influenzano il deterioramento del ponte, i quali sono:

- Età
- Traffico giornaliero medio
- Ambiente
- Qualità della costruzione
- Materiali utilizzati

Una semplice descrizione del processo di deterioramento è riportata nella seguente figura.

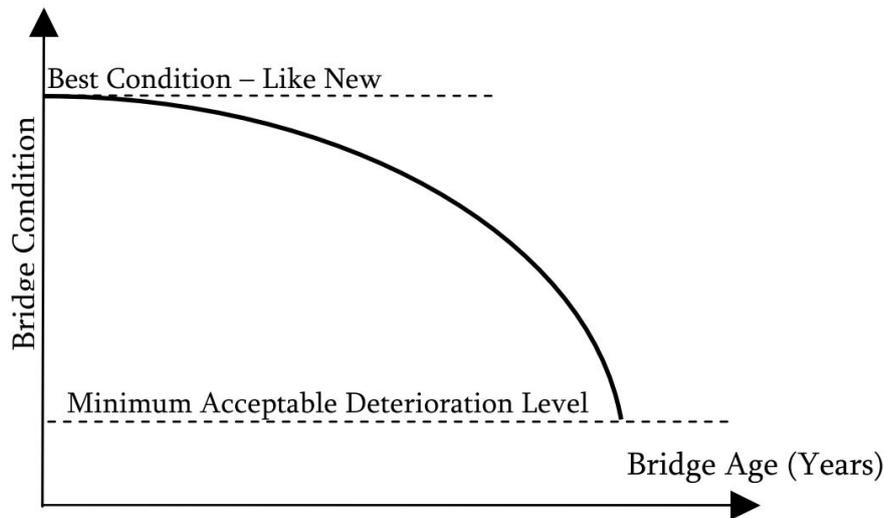


Figura 3.5: Rappresentazione del processo di deterioramento

In generale, i modelli di deterioramento possono essere suddivisi in tre categorie principali:

- Modelli meccanici: i modelli meccanici utilizzati per descrivere dettagliatamente uno specifico meccanismo di deterioramento degli elementi del ponte. Tali modelli sono quindi in grado di descrivere la micro-risposta della struttura

all'azione dei carichi applicati e dell'ambiente in cui si trova. Nella micro-risposta sono inclusi l'inizio del danno, la crescita del danno e i problemi che esso comporta sulla sicurezza e sulla funzionalità della struttura. Questi modelli sono efficaci per analisi a livello di progetto, ma non al livello di rete, per i quali sono preferiti i metodi stocastici (catene di Markov). Per poter essere utilizzati il danno delle strutture deve poter essere descritto da indicatori di prestazione, quali tensioni, resistenze, deflessioni, etc. [26]

- **Modelli deterministici:** questi modelli sono quelli che presentano un approccio maggiormente semplificato per prevedere le condizioni future del ponte. Questi metodi si basano su analisi della regressione, un'analisi di tipo statistico e non lineare dei dati per determinare i tassi di deterioramento. Il problema di questi metodi è che non tengono conto della naturale probabilistica del fenomeno, ignorando la previsione degli errori casuali. Per tale motivo, per lo stesso insieme di input tali modelli produrranno sempre lo stesso risultato. Inoltre, stimano il deterioramento del ponte solo considerando la strategia di “non manutenzione”, a causa delle difficoltà di stimare gli impatti delle varie strategie di manutenzione [26].
- **Modelli stocastici:** La teoria dei processi stocastici viene sempre più utilizzata nelle applicazioni ingegneristiche e in altre scienze applicate. L'uso di modelli stocastici ha contribuito in modo significativo alla creazione di modelli di deterioramento molto più realistici. Essi infatti trattano il processo di deterioramento del ponte come una o più variabili casuali, rendendo in grado tali modelli di modellare l'incertezza e la casualità del fenomeno di degrado stesso. Esistono due principali tipologie di modelli: quelli chiamati “state-based” e quelli chiamati “time-based”. Nella prima tipologia, il processo di deterioramento è modellato attraverso la probabilità del passaggio di un elemento da una condizione all'altra, in un certo intervallo di tempo, in cui il deterioramento dipende da variabili misurabili (per esempio il volume di traffico). Nel secondo caso, invece, la durata in cui un ponte resta nella stessa condizione è modellato come una variabile casuale attraverso diverse distribuzioni di probabilità [27].

Il modello stocastico maggiormente diffuso è quello a catena di Markov, utilizzato per risolvere problemi di manutenzione fin dall'inizio degli anni 60. E' un processo casuale, in cui la condizione successiva del ponte dipende solo dalla sua condizione corrente, senza tenere conto della condizione storica della struttura. In questo processo, il deterioramento è suddiviso in stati discreti derivati dalle informazioni delle ispezioni periodiche [28]. Una tipica catena di Markov è rappresentata nella figura 3.6.

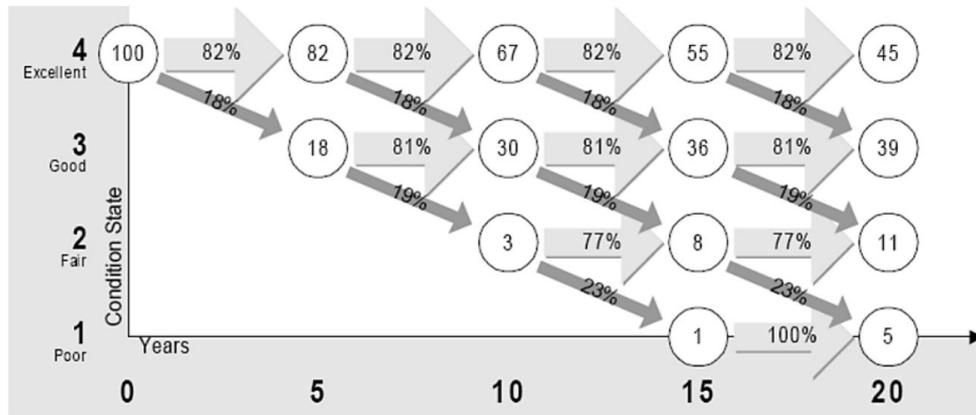


Figura 3.6: Rappresentazione del processo di deterioramento

Attraverso quella che viene chiamata “Matrice di probabilità di transizione”, è possibile calcolare la probabilità che il ponte passi da una condizione ad un’altra. Conoscendo la condizione attuale e la condizione iniziale del ponte, la condizione futura può essere determinata moltiplicando i vettori di condizione corrente per la matrice di probabilità di transizione. In seguito, viene mostrata la matrice di probabilità di transizione per $n = 5$ stati di condizione. Si assume che un elemento unitario rimanga nella stessa condizione o passi solo allo stato di condizione inferiore successivo [29].

$$\begin{bmatrix} P_1 & 1 - P_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & P_2 & 1 - P_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & P_3 & 1 - P_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & P_4 & 1 - P_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Il vantaggio di questo metodo è dato dalla capacità di potersi adattare alla raccolta di dati di routine attraverso un’ispezione periodica in cui la condizione del ponte è rappresentata da un numero intero.

Nonostante i modelli markoviani riescano a modellare in maniera soddisfacente l’interezza del processo di deterioramento, sono presenti diversi difetti. Uno di questi è l’assunzione di intervalli di tempo stazionario, per cui la probabilità di transizione non dipende né dall’età del ponte né dagli effetti di manutenzione che sono stati eseguiti. Inoltre tali modelli non possono considerare in modo efficiente le interazioni fra i meccanismi di deterioramento dei singoli elementi. Infine, le valutazioni delle condizioni utilizzate nei modelli markoviani sono di tipo qualitativo, e non esiste una chiara relazione fra questi fattori e quei parametri fisici quantitativi quali proprietà del materiale, stato tensionali, etc [29].

- Modelli ad intelligenza artificiale: I modelli ad intelligenza artificiale rappresentano le ultime tipologie di modelli di deterioramento. Essi, sfruttando particolari algoritmi di machine learning, mirano ad ottimizzare e rendere maggiormente realistici i modelli di deterioramento. Il più importante è l'artificial neural networks (ANN) basato sul backward prediction model (BPM). Molto spesso, il deterioramento del ponte è un processo estremamente lungo e progressivo nel tempo, specialmente quando la causa del drago è dovuta a fattori ambientali. Questo comporta una piccola variazione delle condizioni del ponte durante brevi intervalli temporali. Inoltre, l'accuratezza delle previsioni delle condizioni del ponte, con i metodi attuali, richiedono la raccolta di una grande quantità di dati storici.

Utilizzando i sistemi ANN, basati su BPM, permettono di ricreare artificialmente le condizioni storiche del ponte. Il concetto alla base di questo metodo è quello di tenere in considerazione molti fattori, tra cui condizioni climatiche locali a cui il ponte è soggetto, il carico dovuto al traffico e la crescita della popolazione, tutti fattori che contribuiscono al deterioramento della struttura. Viene quindi creata una correlazione tra le condizioni del ponte e i fattori prima elencati durante gli anni. I dati storici di questi sono generalmente disponibili e reperibili, rendendo in grado al software di generare una valutazione delle condizioni storiche del ponte. Nella seguente figura è rappresentato graficamente il sistema di funzionamento di un modello ANN [30].

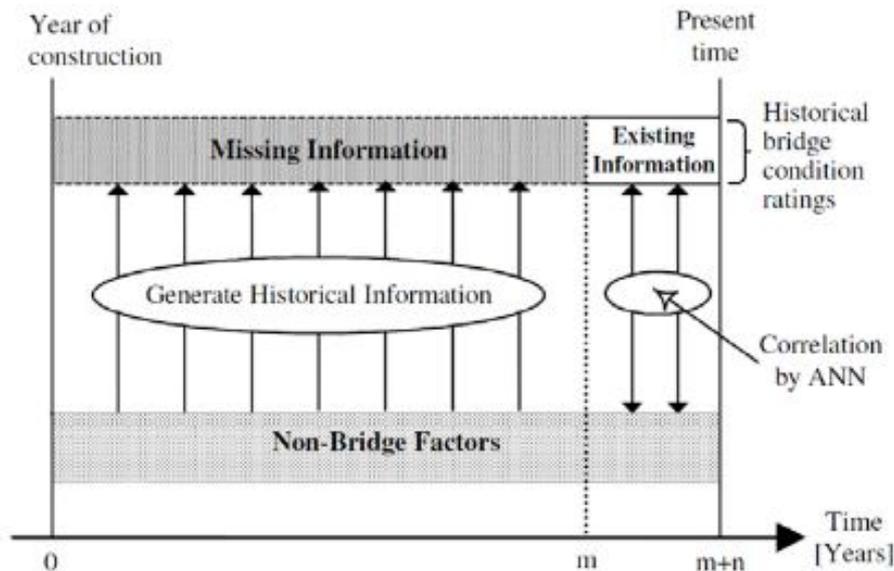


Figura 3.7: schematizzazione del sistema ANN

Questo metodo ha comunque delle limitazioni, e presenta diversi problemi,

tra cui il fatto che sia solo un metodo per generare artificialmente informazioni mancanti, che sono però essenziali per la previsione delle condizioni future dei ponti. Sono quindi necessari degli strumenti complementari per utilizzare le informazioni generate. Inoltre è un approccio del tipo “black box”, e per tale motivo è difficile convalidare scientificamente i risultati. Per tale motivo, è descrivibile soltanto nel suo comportamento esterno, ovvero è possibile soltanto studiare come il sistema reagisce in uscita (output) a un determinato dato di ingresso (input), ma il cui funzionamento interno è ignoto [30].

3.2.4 Modelli di ottimizzazione

La definizione delle priorità è uno degli aspetti più difficile della gestione. I sistemi più semplici sono generalmente basati sull'accoppiamento di un indice di condizione e un indice strategico che consente di ottenere un insieme di priorità per il mantenimento di un gruppo di ponti. Questo approccio consente di selezionare ponti che necessitano di una manutenzione di metterli in ordine di priorità per sviluppare un programma di manutenzione. Nei sistemi più complessi, invece, il problema decisionale viene sviluppato su un sistema multi-attributo, che richiede una valutazione simultanea a livello di rete stradale e a livello di singolo ponte.

Infatti, la definizione delle priorità dei ponti per la riparazione è considerata una decisione a livello di rete, mentre la selezione dei metodi di riparazione per un singolo ponte è considerata una decisione a livello di progetto. Quest'ultima si concentra maggiormente su quale strategia adottare, sul costo della riparazione sul miglioramento atteso dalla riparazione. Tali metodi devono quindi essere complementari fra di loro, e devono essere utilizzati per prendere decisioni a livello di rete relative alla prioritizzazione dei ponti e l'allocazione del budget. Gestire separatamente i livelli di rete e di progetto porterà ad un risultato non ottimale [31].

Negli ultimi anni, come mostrato nella figura 3.8 [32], sono mostrati tutti gli sforzi di ricerca atti a migliorare tale aspetto del BMS. Le difficoltà sono dovute a un'elevata complicazione dell'analisi dovuta all'integrazione sia del livello di progetto che di quello di rete.

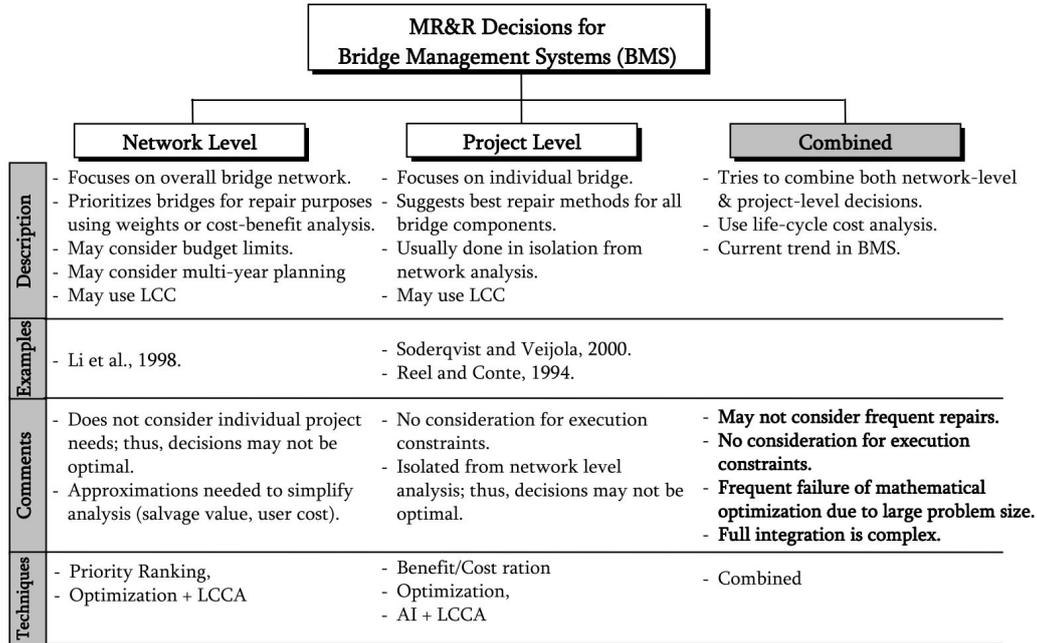


Figura 3.8: Network-level decision e Project-level decision

Vengono in seguito descritti i due livelli decisionali che vengono presi in conto nei modelli di ottimizzazione:

- **Network Level Decision:** in Nord America, sono stati fatti diversi tentativi per sviluppare BMS basati su tecniche di classificazione prioritaria per un determinato numero di ponte. Le tecniche di classificazione delle priorità si basano sul calcolo di un coefficiente di stato per ciascun ponte, e tramite tale indice definisce l'ordine con cui devono essere eseguite le manutenzioni. Si parte infatti dal ponte con l'indice più alto, che presenta quindi una condizione peggiore, in cui dovrà essere allocata la maggior parte del budget. Il problema di tale strategia è che non garantisce una soluzione ottimale al problema della prioritizzazione.

Il metodo più efficace per la prioritizzazione è quello del sufficiency-rating (SR), in cui si tiene conto dell'importanza (tipologia, posizione e condizione) della struttura. In tale metodo viene un calcolato un valore numerico come indicatore del fatto che il ponte possa rimanere in servizio. Tale valore varia in una scala da 0 a 100, dove 100 rappresenta una struttura in perfette condizioni, mentre 0 in condizioni non adeguate a garantire la sicurezza, che quindi necessita di manutenzione immediata. Il problema di tale metodo rappresenta il non tenere conto dei ponti relativamente stretti, che quindi presentano una bassa capacità portante, i quali vengono classificato con un coefficiente basso

anche se sono in ottime condizioni. Non viene inoltre considerato il traffico giornaliero medio e il costo dell'utente nel processo decisionale[33].

- **Project-Level Decision:** come suggerisce il nome, a tale livello viene studiata la singola struttura. Prima di tutto viene stilata una classifica degli elementi della struttura che presentano il più alto grado di pericolo, in cui è richiesta una manutenzione immediata. Per tale studio vengono utilizzati modelli di deterioramento locali, come quello proposto in seguito, al fine di determinare il tasso di danneggiamento degli elementi in calcestruzzo armato. In seguito, viene determinata la strategia di manutenzione ottimale sia in termini di costo che in termini temporali. La tecnica più diffusa è quella costi/benefici (Benefit/Cost – B/C). Questa tecnica è stata utilizzata con successo a livello di progetto per confrontare le varie strategie di riparazione, e selezione quella economicamente più vantaggiosa, confrontandola per ogni singolo ponte [33].

3.3 Sistemi di gestione completi

In seguito, vengono analizzati i più famosi BMS presenti sul mercato, analizzando le loro caratteristiche principali e le loro funzioni uniche.

3.3.1 AASHTOWare Bridge Management

Uno dei sistemi di gestione più famosi è sicuramente AASHTOWare Bridge Management (chiamato formalmente Pontis). Venne sviluppato nel 1991 dalla collaborazione fra Otima Incorporated e Cambridge Systematics. Esso permette la completa gestione del ciclo di gestione dei ponti, includendo un database per la gestione delle attività di manutenzione e i dettagli generali di una rete di ponti. È un network-level BMS, che incorpora una serie di modelli probabilistici e un database dettagliato per predire la manutenzione e i lavori necessari, tenendo conto dei vincoli di budget imposti. Esso utilizza per l'ottimizzazione un sistema di decisione probabilistico a catena di Markov. Pontis fa uso di diversi moduli, alcuni dei quali non direttamente accessibili all'utente. I moduli principali sono quattro, elencati in seguito [35]:

- **Database:** il database include l'inventario completo delle opere, i dati sulle loro condizioni, tutti le manutenzioni effettuate e i costi dell'utente.
- **Maintenance, repair, and rehabilitation (MR&R) module:** questo modulo, tramite i modelli di deterioramento e le funzioni di costo permette di scegliere la strategia di manutenzione con il minore impatto economico, tenendo in considerazione fino a 160 elementi. Tale modulo non tiene conto direttamente delle restrizioni di budget, infatti assume che ci siano fondi "illimitati" per le

ordinarie attività di manutenzione. Se infatti presenti problemi economici, per esempio budget ridotto, esso permette di stilare una lista delle opere in base al loro rapporto costo-beneficio.

- **Improvement module:** tale modulo permette di indentificare le azioni di miglioramento in accordo con il modulo MR&R. Ponti possiede tre livelli di miglioramento. I primi due basati sulla modifica della carreggiata, sia in larghezza che in altezza. Il terzo miglioramento, invece, riguarda la sostituzione della struttura con una più efficiente. Tale tipo di manovra è basato al costo unitario di manutenzione confrontato con quello di sostituzione, sempre in accordo con il MR&R.
- **Integration module:** esso permette di combinare le informazioni riguardanti la manutenzione degli elementi del ponte e le informazioni riguardanti i miglioramenti per creare un singolo programma riguardante il bridge-level. Questo avviene tramite l'utilizzo di una analisi costo-benefici per stabilire le priorità, rispettando i vincoli di budget.

Una sintesi della'approccio utilizzato da Pontis è illustrato nei seguenti passaggi [34]:

1. Divide le operazioni di conservazione da quelle di miglioramento.
2. Divide la rete di ponti in un ragionevole numero di elementi, la somma dei quali descrive tutti i ponti nella rete.
3. Per ogni elemento, e corrispondente condizione, definisce delle specifiche azioni da effettuare, tenendo conto delle condizioni ambientali e della sua interazione con gli elementi.
4. Per ogni ponte, specifica la percentuale di elementi nelle stesse condizioni.
5. Determina le azioni di conservazione raccomandate per ciascun ponte e tiene conto delle carenze funzionali, o casi in cui il livello di servizio standard non viene rispettato, per trovare candidati per azioni di miglioramento. Entrambe queste scelte vengono effettuate in base alle esigenze dei singoli enti gestori.
6. Tiene conto dei vincoli di budget di ogni agenzia e prevede eventuali costi in seguito all'aumento del traffico.

Pontis, tramite i suoi moduli può essere utilizzato per ottimizzare le attività di manutenzione, riparazione e riabilitazione, ma anche per il miglioramento di una rete di ponti nel suo network-level, fissato un limite di budget. I vantaggi nell'utilizzo di tale software sono diversi, il più importante dei quali è rappresentato dalla funzione di conservazione della struttura fissata una determinata condizione

target. E' in grado inoltre di fornire i massimi benefici da un budget limitato, bilanciando le condizioni del ponte, performance e costo conservazione a lungo termine. Infine, permette di mantenere un archivio online, sempre aggiornato, di tutte le strutture presenti nella rete, comprese le loro condizioni e le manutenzioni effettuate.

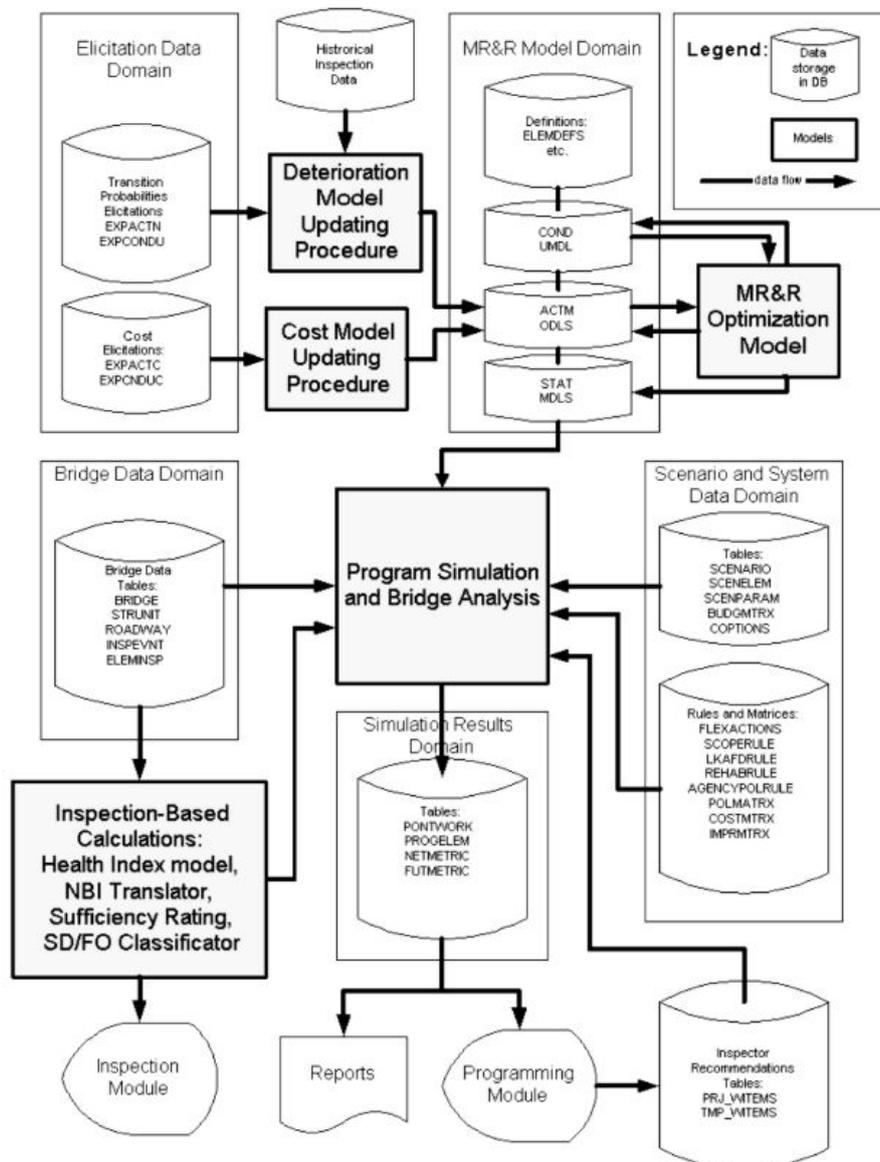


Figura 3.9: Interazione fra i moduli del sistema Pontis

Sono comunque presenti delle limitazioni. Il software è molto complesso e costoso, quindi è necessario uno staff apposito per il suo utilizzo. Il modello di deterioramento a catene di Markov presenta dei problemi intrinseci, che sono stati già discussi precedentemente. Infine, è difficile per l'utente capire il funzionamento di ogni singolo strumento disponibile, soprattutto perché molti di essi sono sistemi black-box. Nella figura 3.9 è rappresentata schematicamente l'interazione e il processo logico seguito dai moduli del programma.

3.3.2 BRIDGIT

E' un BMS, sviluppato in collaborazione con l'AASHTO, creato per soddisfare le necessità di stati, autorità locali e altre agenzie di ponti, fornendo dei tool per la gestione sia al network-level che al project-level. Il sistema è basato su un'analisi economica a lungo termine e sull'analisi incrementale costo-benefici [37]. È simile a Pontis per organizzazione e funzioni. I moduli base di software BRIDGIT sono i seguenti [36]:

- Database: un inventario flessibile che permette l'inserimento di dati da parte degli utenti. Inspection module: è utilizzato per la collazione dello storico dei dati di ispezione, in modo da determinare la condizioni degli elementi in maniera al software Pontis.
- MR&R module: questo modulo ha la capacità di pianificare, programmare e monitorare un programma multi-annuale di manutenzione e tenere traccia dei lavori e dei corrispondenti costi necessari da parte dell'utente per singolo ponte.
- Analysis module: ottimizza i piani di lavori tramite le informazioni memorizzate nel database, nel modulo delle ispezioni e sui parametri definiti dall'utente.
- Models module: consente all'utente di visualizzare o modificare i modelli da utilizzare nel processo di ottimizzazione, permettendo all'utente di personalizzare BRIDGIT in base alle esigenze della propria rete di ponti.

Anche BRIDGIT utilizza un sistema di deterioramento a catene di Markov per predire le condizioni future degli elementi della struttura. Il modello è applicato ai singoli elementi attraverso l'uso della matrice di probabilità di transizione, predefinita in base alle condizioni dell'elemento. Tali modelli predefiniti possono essere modificati dalle autorità che gestiscono le varie reti di ponti per meglio rappresentare le condizioni di degrado delle reti. Possono inoltre essere integrate delle informazioni storiche per aggiornare le probabilità di transizione da uno stato all'altro dovuto al deterioramento. Nella figura 3.10 è mostrato un tipico grafico

tracciato da BRIDGIT che mostra, tramite il sistema a catena di Markov, le percentuali di transizione da uno stato all'altro, durante il tempo, per un impalcato in calcestruzzo in un ambiente di aggressività moderata.

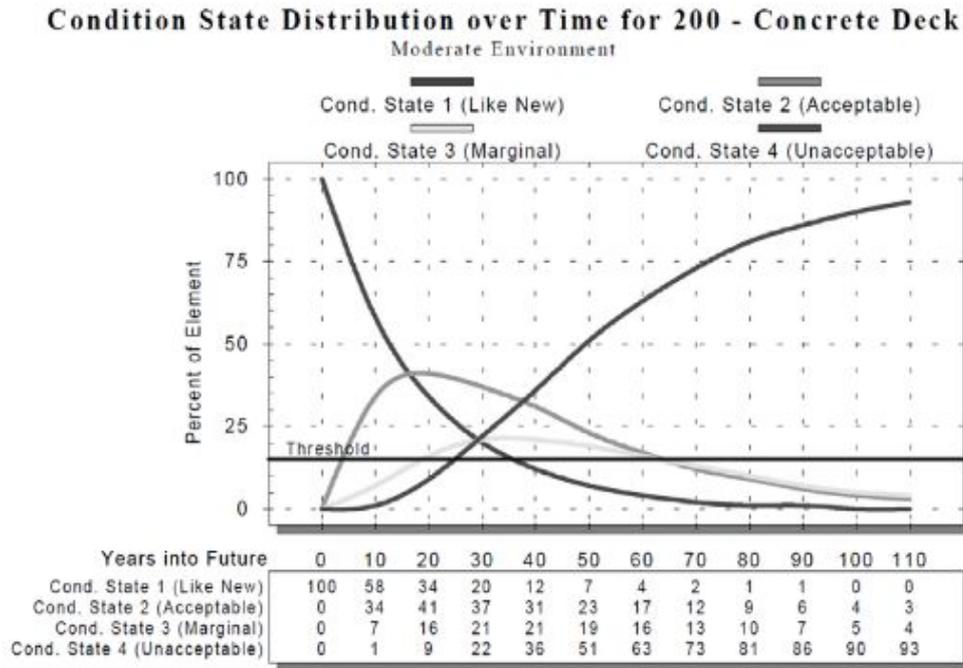


Figura 3.10: Tipico grafico che rappresenta il deterioramento di un elemento

BRIDGIT ha la capacità di gestire un inventario di diverse migliaia di ponti, ma è comunque adattabile per gestire una rete a livello statale o per piccole autorità che hanno disponibilità economiche tali da poter creare e gestire un loro BMS personale. Esso infatti è un completo BMS che permette la gestione e l'analisi di un National Bridge Inventory (NBI) al network-level che permette l'analisi di ciascun ponte separatamente. Non è necessario acquistare ulteriori software di gestione e ha delle richieste hardware molto ridotte, con un'interfaccia molto semplice che permette di essere usata anche da utenti occasionali [36].

Capitolo 4

Modello di deterioramento

4.1 Introduzione

I ponti, durante la loro vita, subiscono un processo naturale di invecchiamento, principalmente dovuto al degrado dei materiali da parte dei processi fisici, come la corrosione dell'acciaio, le reazioni chimiche del calcestruzzo oppure dai sovraccarichi. Inoltre, negli ultimi decenni c'è stata una tendenza verso rapidi tassi di deterioramento, i quali hanno portato a forti aumenti dei costi di riparazione, a restrizione del traffico e a una riduzione della vita utile. È per questo motivo che è importante essere in grado di differenziare quei ponti con un alto tasso di deterioramento da quelli meno soggetti a tali fenomeni. Conoscere la condizione del ponte nel futuro permette inoltre di pianificare con maggiore accorgimento le operazioni di manutenzione necessarie. Il deterioramento dei ponti può portare a una serie di effetti deleteri [1]:

- Perdita di manutenzione
- Perdita di capacità di carico
- Riduzione della sicurezza
- Aumento della restrizione del traffico
- Perdita di valore estetico

Ad esempio, il deterioramento può comportare una restrizione al numero di corsie o al massimo peso dei veicoli che possono essere utilizzati. È difficile generalizzare la velocità con cui gli elementi del ponte si deteriorano. Questo è dovuto al fatto che ogni parte del ponte è esposta a condizioni differenti, sia a livello microscopico che macroscopico. Possono essere presenti anche piccole differenze fra i materiali utilizzati, copripferro con altezze diverse e difetti latenti, i quali influenzano

profondamente il tasso di deterioramento. Proprio il termine "tasso di deterioramento" non rappresenta un concetto semplice da definire. Un ponte è composto da diversi elementi che hanno probabilità di deteriorarsi a ritmi diversi. Inoltre, il tasso di deterioramento sarà influenzato dalla frequenza e dalla tipologia delle attività di manutenzione.

Nella seguente immagine viene mostrato un possibile modello di deterioramento relativo ad un ponte in un ambiente ostile. La curva che cade A verso B rappresenta, in generale, il deterioramento di un materiale, un elemento di un ponte, un singolo ponte o uno stock di ponti. Se conoscessi esattamente il meccanismo di deterioramento, allora ogni punto di questa curva rappresenterebbe la condizione in ogni momento. Un ponte perfetto, cioè con una performance del 100%, sarebbe rappresentato come una linea orizzontale [1].

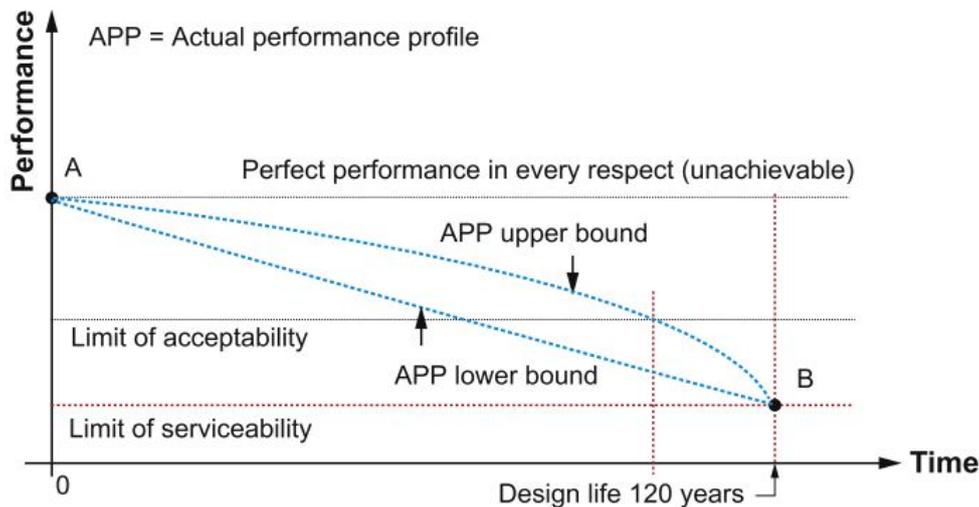


Figura 4.1: Esempio di modello di deterioramento

Il calcolo del tasso di deterioramento di un ponte implicherebbe inevitabilmente il calcolo di una media ponderata, pesata in base all'importanza degli elementi. Tale metodologia però rischia di nascondere il rapido deterioramento di un singolo elemento. Tale valore viene quindi utilizzato per la gestione delle strutture al "Network Level"; in questo caso la media dei valori di un gruppo di ponti può essere utilizzata per valutare l'efficacia della manutenzione. Viceversa, quando dobbiamo effettuare uno studio a livello di "Project Level" è necessario conoscere il tasso di deterioramento di ciascun elemento e componente in modo che la tipologia e le tempistiche delle attività di manutenzione siano adeguate a garantire che la vita di progetto del ponte non sia intaccata e che comporti i minori costi possibili.

Esistono due approcci per determinare il tasso di deterioramento di un elemento del ponte. I due approcci sono basati sulla modellazione fisica e stocastica. I

modelli di tipi stocastico, come i processi Markoviani, sono adatti solo per la gestione al Network Level, che si occupa di stimare il numero di ponti che richiedono manutenzione in un determinato anno. Viceversa, per il Project Level, la variabile associata è rappresentata dalla condizione di un elemento del ponte. Tale condizione può essere misurata con un parametro fisico, come il contenuto di cloruro del calcestruzzo o la sezione trasversale dell'acciaio rimanente ad una determinata età. Tramite questo procedimento è possibile determinare una legge fisica per ricavare lo stato di degrado in qualunque istante temporale [1].

4.2 Network Level Deterioration Model

4.2.1 Markov Deterioration Model

Un processo Markoviano è considerato tale se la probabilità di uno stato futuro nel processo dipende soltanto dallo stato attuale della condizione e non su come esso è stato raggiunto. Questa proprietà può essere espressa per un processo stocastico con parametri discreti (X_t) con uno spazio di stato discreto come [38]:

$$P(X_{t+1} = i_{t+1} | X_t = i_t, X_{t+1} = i_{t+1}, \dots, X_1 = i_1, X_0 = i_0) = P(X_{t+1} = i_{t+1} | X_t = i_t) \quad (4.1)$$

Dove i_t = stato del processo al tempo t ; e P = probabilità di passaggio ad una condizione futura date le condizioni presenti e passate. Una catena di Markov è un caso particolare del processo di Markov, il cui sviluppo può essere trattato come una serie di transizioni fra determinati stati. L'uso delle catene di Markov nei modelli di deterioramento dei ponti è basata sull'assunzione che la condizione di un elemento del ponte è indipendente dalle sue condizioni passate, nonostante il deterioramento dei ponti sia un processo non stazionario [39]. Sono comunemente usati parametri discreti nelle catene di Markov, i quali definiscono stati distinti di condizioni e intervalli di tempo di transizione discreti. Essi permettono di eliminare la complessità computazionale degli stati di condizione e semplificano il processo decisionale. La maggior parte degli attuali modelli a catena di Markov utilizza un sistema di valutazione delle condizioni discrete che va da 1 a 5, dove lo stato 1 rappresenta la condizione di un nuovo elemento, privo di danneggiamenti, mentre lo stato 5 rappresenta un elemento gravemente deteriorato. Gli stati 2, 3 e 4 rappresentano livelli intermedi di danno. Questi modelli prevedono la probabilità che un dato elemento della struttura, in un ambiente con una certa aggressività e a una condizione iniziale, rimanga in quella condizione o la modifichino in un periodo temporale di un anno [40]. Vengono considerati 4 livelli di aggressività dell'ambiente: non aggressivo, basso, moderato e severo; e 3 possibili azioni di manutenzione: strategia "Do Nothing", strategia di riabilitazione e strategia di manutenzione per

ogni elemento del ponte. Per ogni condizione ambientale e per ogni azione di manutenzione, la prestazione degli elementi del ponte può essere predetta una volta note le probabilità di transizione da una condizione all'altra. Nella seguente immagine è indicata una tipica matrice di probabilità di transizione (P) di ordine (5x5) per un elemento che si deteriora con l'opzione di manutenzione "Do Nothing".

	1	2	3	4	5
1	p_{11}	$1-p_{11}$	0	0	0
2	0	p_{22}	$1-p_{22}$	0	0
3	0	0	p_{33}	$1-p_{33}$	0
4	0	0	0	p_{44}	$1-p_{44}$
5	0	0	0	0	1

Figura 4.2: Matrice di probabilità di transizione per strategia "Do Nothing"

Se vengono presi in considerazione altri interventi di manutenzione, devono essere utilizzate matrici di probabilità di transizione differenti. Per il caso mostrato precedentemente tutti gli elementi di questa matrice, eccetto quelli nella diagonale, sono uguali a zero partendo dal presupposto che un elemento del ponte possa transitare, al massimo, da una condizione all'altra. Data il vettore di condizione iniziale (P_0) di un elemento di un ponte, il vettore di condizione futura (P_T) al tempo (T) può essere ottenuto dalla seguente formula [41]:

$$P_T = P_0 \times P^T \quad (4.2)$$

Le probabilità di transizione sono solitamente ottenute usando un giudizio esperto da parte di diversi ingegneri addetti alla valutazione dello stato dei ponti. I risultati di questa procedura sono manipolati per generare matrici di probabilità di transizione per agenzie con dati di condizione inadeguati. La seguente figura mostra un esempio di quattro matrici di probabilità di transizione per l'impalcato dei ponti in calcestruzzo soggetti alle quattro categorie ambientali descritte precedentemente, sempre con la strategia "Do Nothing". Essi sono gli elementi più deboli e i più costosi da sostituire.

	1	2	3	4	5
1	0.98	0.02	0	0	0
2	0	0.97	0.03	0	0
3	0	0	0.97	0.03	0
4	0	0	0	0.96	0.04
5	0	0	0	0	1

Benign environment

	1	2	3	4	5
1	0.95	0.05	0	0	0
2	0	0.94	0.06	0	0
3	0	0	0.94	0.06	0
4	0	0	0	0.92	0.08
5	0	0	0	0	1

Low environment

	1	2	3	4	5
1	0.93	0.07	0	0	0
2	0	0.92	0.08	0	0
3	0	0	0.91	0.09	0
4	0	0	0	0.90	0.10
5	0	0	0	0	1

Moderate environment

	1	2	3	4	5
1	0.87	0.13	0	0	0
2	0	0.86	0.14	0	0
3	0	0	0.85	0.15	0
4	0	0	0	0.83	0.17
5	0	0	0	0	1

Severe environment

Figura 4.3: Esempi di matrici di probabilita' di transizione per varie condizioni ambientali

Queste matrici sono derivate dalla vasta letteratura riguardante il deterioramento degli impalcati dei ponti, utilizzati nei moderni bridge management system. Per dimostrare le differenze tra le quattro categorie ambientali, le matrici mostrate nelle precedentemente immagine sono utilizzate per ricavare le curve di deterioramento mostrate in seguito.

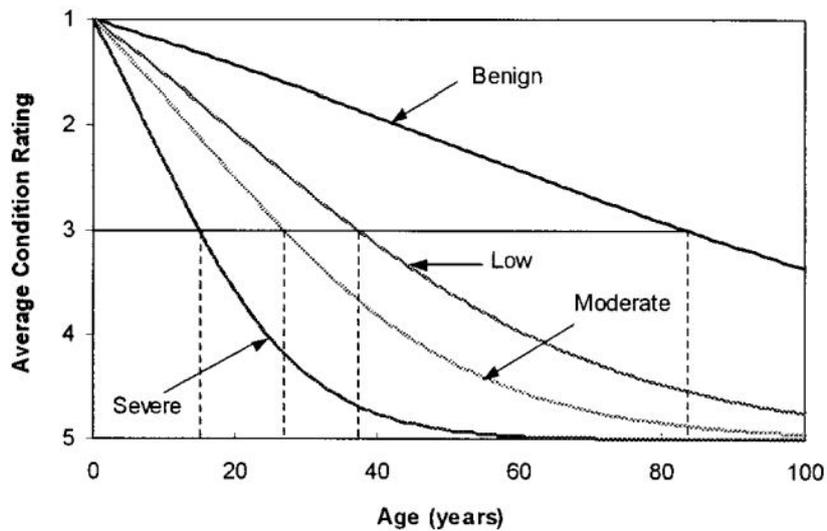


Figura 4.4: Esempi di curve di deterioramento

Ciascuna di queste curve rappresenta la relazione tra la condizione media di un ponte in calcestruzzo e la loro età per una specifica condizione ambientale. Per esempio, se prendiamo la condizione 3, essa viene raggiunta in diverse età in base alla condizione ambientale. Essa avviene rispettivamente in 83, 38, 27 e 15 rispettivamente se la condizione ambientale è severa, moderata, bassa e benigna. Questa significativa variazione nella vita di servizio del ponte mostra il considerevole impatto che l'ambiente ha sulla condizione della struttura. Come risultati, è di importanza cruciale sviluppare un approccio razionale per l'accurata classificazione degli elementi del ponte e della rete in certe condizioni ambientali [42].

4.2.2 State-Based Probabilistic Deterioration Models

Gli “State-based models” sono usati per prevedere la transizione da uno stato ad un altro in intervalli di tempo discreti. I modelli a catena di Markov sono quelli più comuni. Questi modelli prevedono la macro-risposta di una struttura o di una rete in termini di indicatore globale qualitativo di prestazione o di danno usando le matrici di probabilità di transizione. Queste matrici rappresentano le probabilità di transizione per tutte le possibili variazioni di condizione in un determinato periodo di tempo. Tale transizione dipende in genere a diversi parametri di deterioramento, quali progettazione, costruzione, condizioni ambientali e manutenzione eseguita. Sono stati sviluppati modelli più realistici per spiegare l'effetto del degrado dipendenti solo dalla condizione presente e non da quella passata (semi-Markov o processi non stazionari), riuscendo a giustificare meglio il non considerare le condizioni passate. Diversi metodi vengono utilizzati per stimare accuratamente le probabilità di transizione tramite una serie di dati riguardanti la condizione di un elemento, quali expected-value method, regressione di Poisson, etc.. Questi metodi vengono utilizzati quando è disponibile un numero statisticamente significativo di serie di dati coerenti e completi [43]. Verrà adesso mostrato un esempio esplicativo che ha lo scopo di determinare la matrice di probabilità di transizione per l'impalcato di un ponte. Tali dati sono stati ottenuti dal Ministère des Transports du Québec, e riguardano una serie di ponti in calcestruzzo armato, ricavati da ispezioni visive eseguite ogni 3 anni circa. Questi dati comprendono l'MCR (Material Condition Rating), cioè un valore che rappresenta la condizione dell'impalcato in base ai difetti riscontrati, e il PCR (Performance Condition Rating), che descrive la condizione dell'impalcato basato sulla sua capacità di svolgere il suo compito strutturale nel ponte. Entrambi i valori sono compresi in una scala che va da 1 a 6, dove 6 rappresenta la condizione non danneggiata. Nella seguente immagine viene mostrato un esempio applicativo dei modelli stazionari a catena di Markov del primo ordine. Sono stati presi i dati riguardanti gli impalcati di un ponte e tracciati su un grafico bidimensionale, dove l'asse orizzontale rappresenta l'età in anni, e l'asse verticale rappresenta MCR (Material Condition Ranking).

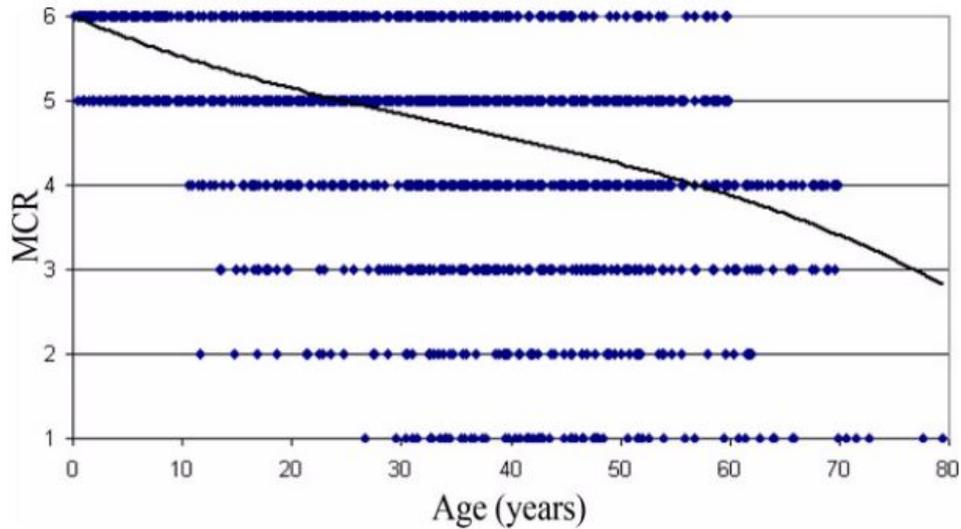


Figura 4.5: Curva di deterioramento ricavata con modello Markoviano

È stato ottenuto il modello di regressione che meglio si adatta ai punti dati. Quindi, le probabilità di transizione sono determinate risolvendo il problema di ottimizzazione non lineare che minimizza la sommatoria delle differenze fra la condizione dell'impalcato $Y(t)$ predetta usando la regressione non lineare e la condizione dell'impalcato $E(t)$ predetta utilizzando le catene di Markov per numero di anni N . La funzione obiettivo di questo problema di ottimizzazione è formulato come segue:

$$\text{Minimize} \sum_{i=1}^N |Y(t) - E(t)| \quad (4.3)$$

Il valore atteso $E(t)$ all'età (t) è ottenuto dall'applicazione multipla del vettore di condizioni iniziali $P(0)$, la matrice di probabilità di transizione (P) relativa al tempo (t) , e il vettore di condizioni di stato (S) . Assumendo un salto unitario di condizione di un anno, gli elementi matrice di probabilità di transizione (p_{ij}) sono assunti pari a zero, eccetto la diagonale e la linea sopra di essa. La matrice ottenuta risolvendo questo problema di ottimizzazione è stata utilizzata per calcolare la matrice relativa ad uno stato di transizione di 3 anni. Tale matrice può essere utilizzata per modellare il deterioramento dell'impalcato di ponte quando non viene eseguita alcun tipo di manutenzione [44].

$$\begin{bmatrix} 0,839 & 0,159 & 0,002 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,958 & 0,04 & 0,002 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,89 & 0,101 & 0,008 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,792 & 0,178 & 0,03 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,625 & 0,375 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

4.2.3 Time-Based Probabilistic Deterioration Models

I “Time-based models” sono quelli utilizzati per prevedere la distribuzione di probabilità del tempo di transizione di una struttura, dati i parametri che governano il deterioramento, quali progettazione della struttura, ubicazione, condizioni ambientali e manutenzione svolta. Il tempo di transizione è definito come il tempo necessario per una struttura per passare da uno stato iniziale a un altro stato in una prefissata scala di condizione. La lunghezza del tempo di transizione varia significativamente da un elemento ad un altro, dovuto alla natura stocastica del processo di deterioramento. Le transizioni di stato registrato nel database del BMS sono usate per eseguire l’analisi di vita della struttura, necessaria per studiare le caratteristiche di deterioramento della struttura e sviluppare una funzioni di distribuzione cumulative del tempo di transizione per differenti condizioni di stato. Le informazioni necessarie per sviluppare un time-based model consistono nei dati delle transizioni di stato e i corrispondenti dati temporali. Il tempo di transizione fra i vari stati non sono in genere facilmente ricavabili perché’ le ispezioni vengono eseguite in genere in un intervallo di tempo che varia da 2 a 3 anni. Comunque, in genere adeguati dati riguardanti le condizioni possono essere ottenuti facilmente per gli stati 4 e 5, e i loro dati temporale vengono considerati censurati. Per dati censurati si intende dati che sono soltanto parzialmente noti. Attraverso questi dati sono state determinate le curve di probabilità di sopravvivenza e quella di rischio. La curva di sopravvivenza $S(t)$ rappresenta la probabilità che l’impalcato di ponte rimanga nelle sue condizioni per un intervallo temporale (t) . Tale funzione può essere espressa nel seguente modo:

$$S(t) = 1 - F(t) = 1 - \int_0^t f(t)dt \quad (4.4)$$

Dove t è la variabile casuale che rappresenta la transizione temporale, $f(t)$ è la funzione di densità di probabilità del tempo di transizione (t) , e $F(t)$ è la corrispondente funzione cumulata. La funzione di rischio $h(t)$ rappresenta la probabilità istantanea che l’impalcato di un ponte cambierà la sua condizione, modificando il suo stato a quello inferiore in un intervallo t . Questa funzione viene espressa nel seguente modo:

$$h(t) = \frac{f(t)}{S(t)} \quad (4.5)$$

Nella seguente immagine sono mostrati due esempi di curve di probabilità di sopravvivenza e di rischio.

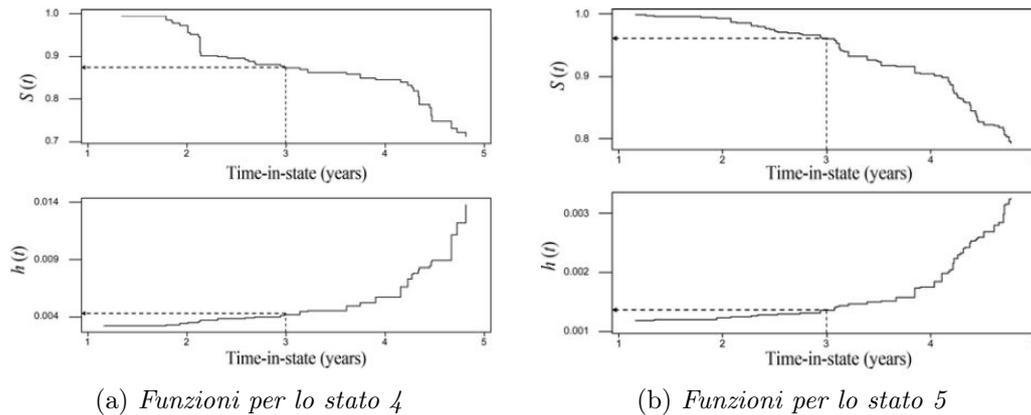


Figura 4.6: Funzioni di Sopravvivenza e di rischio

4.2.4 Considerazioni

È quindi possibile vedere come gli "state-based models" riescono a predire le condizioni di una struttura tramite la matrice di probabilità di transizione, calcolando la probabilità di passare da uno stato all'altro. Mentre, quelli basati sul tempo, ci permettono di ricavare la funzione di densità di probabilità del tempo, permettendo di ricavare il tempo necessario per un elemento per passare da uno stato ad un altro. Questi modelli hanno quindi la capacità di catturare le incertezze e la casualità associata al fenomeno del deterioramento, ma entrambe presentano diversi difetti. Per esempio, gli state-based models necessitano di una grande quantità di dati ricavate dalle ispezioni, con una buona distribuzione durante il tempo, mentre i time-based models richiedono, oltre a dati che ricoprono ricavanti durante un lungo periodo di ispezioni, osservazioni che mettono in evidenza le transizioni di stato da una condizione all'altra degli elementi. Come conseguenza, l'affidabilità di tali metodi è basata sulla conoscenza di un grande numero di dati storici riguardanti le condizioni del ponte. Tuttavia, le ispezioni programmate che sono compatibili con i metodi adottati dai BMS sono generalmente insufficienti per ricavare tali dati. Per questo motivo, dovrebbero essere predisposte delle visite apposite atte a ricavare la condizione delle strutture con il passare del tempo, tenendo conto sia del tempo in cui passano da uno stato all'altro, sia del difetto stesso.

4.3 Project Level Deterioration Model

4.3.1 Descrizione del fenomeno

I “mechanistic models” permettono di determinare la microrisposta della struttura, causate dai carichi che agiscono e dalle condizioni ambientali. Tale microrisposta include la nucleazione del danno, la crescita di tale difetto e l’impatto che esso può avere sulla sicurezza e la manutenzione della struttura. Questi modelli sono usati per l’analisi a livello di progetto e per l’analisi della sicurezza delle strutture, dove il danno è descritto da indicatori misurabili quali: resistenza, tensioni, spostamenti, etc. I meccanismi di danno di un ponte possono essere descritti in tre tipologie:

- Danni eccessivi dovuti a collasso totale o parziale (duttile o fragile), snervamento, problemi di instabilità (locale o globale), fessure e grandi deformazioni;
- Problemi di usura da parte dei materiali, legate a problemi di fatica e corrosione;
- Combinazione dei due meccanismi sopra descritti

In letteratura sono presenti diverse formulazioni per calcolare la velocità di carbonatazione. In Gran Bretagna, la formulazione proposta da Browne (1986) è stata la seguente:

$$x = k\sqrt{t} \quad (4.6)$$

Dove x rappresenta la penetrazione al tempo t , mentre k è una costante, ottenuto in seguito a una procedura di calibrazione basata su dati sperimentali. Tale formula venne in seguito migliorata nel seguente modo:

$$x = kt^i \quad (4.7)$$

Dove i rappresenta un parametro che varia tra 0.5 e 1, anch’esso derivato dalla procedura di calibrazione. I meccanismi sopra descritti creano però un complicato processo che varia in base a tanti fattori, quali carico applicato, ambiente, tipologia di struttura e di costruzione, materiali e, soprattutto, dal tipo di manutenzione che è stato eseguito. La maggior parte di questi parametri sono dipendenti dal tempo e casuali, con un grande livello di incertezza. Come risultato, la risposta della struttura è molto volte casuale, con delle grandi fluttuazioni. Tale incertezze possono essere classificate in quattro tipologie:

- Incertezza fisica: rappresenta la natura casuale delle variabili basilari, tra le quali troviamo: variazioni della geometria della struttura (es. variazioni della profondità del copriferro), la disomogeneità intrinseca delle proprietà del materiale (es. resistenza del calcestruzzo), piccole differenze del microambiente di ogni singolo elemento e la variabilità’ del traffico agente.

- Incertezze statistiche: tali incertezze sono derivanti dalle modellazioni dei parametri e dagli indicatori di prestazione utilizzati nei processi stocastici. Questa incertezza tiene conto del fatto che i dati utilizzati sono comunque limitati per stimare con precisione i parametri statistici che descrivono il modello probabilistico.
- Incertezza del modello: queste sono dovute all'uso di modelli fisici semplificati per descrivere la nucleazione e la crescita del danno, che siano essi dovuti alla corrosione, fessure, etc.
- Incertezze decisionali: essa rappresentano l'incertezza dovuta al livello accettabile di danno o di probabilità di collasso. È un'incertezza abbastanza complessa da definire, perché dipende da fattori quali rischio di morte o lesioni, costo di riparazione, etc.

Diversi ricercatori hanno sviluppato quelli che vengono chiamati “reliability-based mechanistic deterioration models” per ponti soggetti ad un'azione ambientale aggressiva, combinata alle azioni dei carichi. Il problema sicuramente di maggiore importanza è quello dovuto allo spargimento dei sali per impedire la formazione di ghiaccio durante l'inverno. Questa corrosione porta alla delaminazione della superficie di calcestruzzo, riducendone la sua sezione, la perdita di aderenza fra le armature d'acciaio e il calcestruzzo, riduzione di resistenza (taglio, flessione, etc.) ed eventualmente la rottura. Il metodo utilizzato per nei comuni BMS è stato proposto da Tuutti (1982), che descrive le prestazioni di una struttura in calcestruzzo esposta all'attacco dei cloruri come un processo costituito da due fasi:

- Initiation stage: serve a descrivere la fase iniziale dell'attacco da parte dei cloruri, che parte dall'esposizione dell'elemento ai cloruri fino all'inizio della corrosione. La corrosione inizia quando viene raggiunto un valore critico di cloruri al livello dell'armatura;
- Propagation stage: inizia quando comincia la corrosione dell'elemento e il suo danneggiamento. Tale danneggiamento prosegue fino alla rottura dell'elemento. Nella seguente immagine viene mostrato in maniera grafica il meccanismo di deterioramento precedentemente descritto, in un diagramma età – livello di deterioramento. Come si vede lo stadio 1 arriva fino al tempo T_0 , in cui inizia l'attivazione della corrosione. La ruggine che si forma attorno alla barra esercita pressione sul calcestruzzo circostante. Tale pressione porta alla rottura del calcestruzzo.

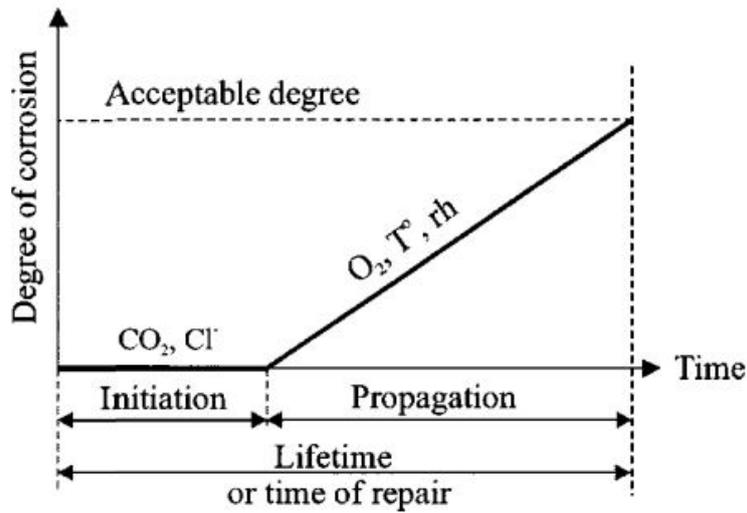


Figura 4.7: Processo di deterioramento dell'acciaio da parte dei cloruri in due fasi

Nell'esempio proposto, verrà inserito un terzo stadio, in cui viene studiata la propagazione della fessura all'interno dell'elemento, stadio che avviene successivamente alla fase di propagazione della corrosione e all'accumulo di ruggine intorno alla barra. Nella seguente immagine viene mostrato il seguente modello:

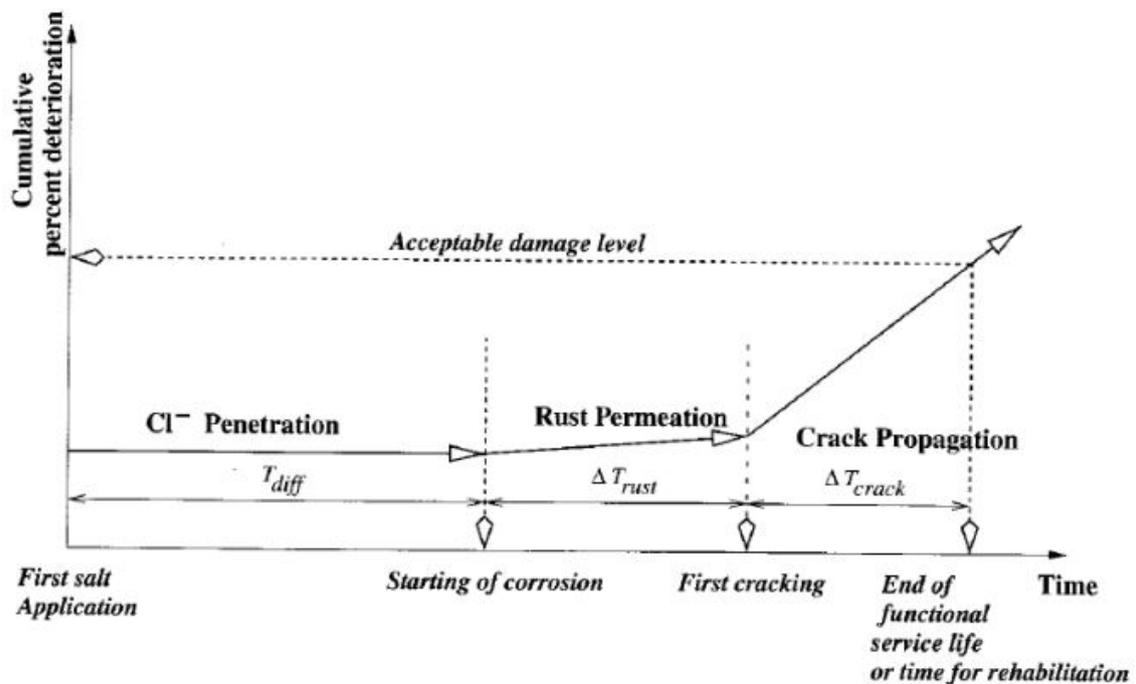


Figura 4.8: Processo di deterioramento dell'acciaio da parte dei cloruri in tre fasi

Come si vede, il fenomeno di deterioramento di un impalcato in calcestruzzo armato viene suddiviso in 3 fasi distinte. La prima, in cui i cloruri penetrano all'interno del calcestruzzo fino alla barra di armature. Quando tale livello di cloruri raggiunge un livello limite, inizia la corrosione. L'inizio della corrosione provoca l'accumulo di ruggine attorno alla barre. Tale ruggine, avendo un volume molto elevato, provoca delle forti tensioni sul calcestruzzo circostante, provocando la propagazione delle fessure all'interno dell'elemento. Questo rappresenta il modello maggiormente accurato per lo studio del deterioramento di un elemento in calcestruzzo armato. La proposta per questo modello e' stata avuta in una ricerca svolta da Reale e O'Connor [52], a approfondita in seguito nella ricerca [53]. Nel lavoro proposto il modello è stato utilizzato per studiare anche il caso relativo al Dickson Bridge.

Nel seguente schema logico viene mostrato il funziona del meccanismo di degrado proposto. Si parte calcolando il tempo di inizio della corrosione T_1 , in cui è necessario conoscere il contenuto di cloruri in superficie, la concentrazione di cloruri critica, l'altezza del copriferro e il rapporto acqua/cemento del calcestruzzo. Una volta che il livello di cloruri supera quello critico, inizia il processo di corrosione. Si passa quindi al calcolo del tempo T_2 . Andiamo a calcolare il tasso di corrosione della barra, funzione della resistività del calcestruzzo, e la corrisponde pressione che la ruggine esercita sul calcestruzzo circostante. Per fare questo è necessari conoscere l'area anodica, quella catodica, l'area iniziale della barra e il coefficiente che definisce la tipologia di corrosione. Una volta nota la pressione di rottura del calcestruzzo, è possibile determinare l'istante temporale in cui abbiamo la formazione della prima fessura. Infine, una volta formata la prima fessura, è necessario studiare come essa si propaga. Tale propagazione dipende dalla posizione della fessura stessa, se laterale oppure in superficie. Una volta che essa raggiunge il valore limite ammissibile, abbiamo la rottura completa del calcestruzzo.

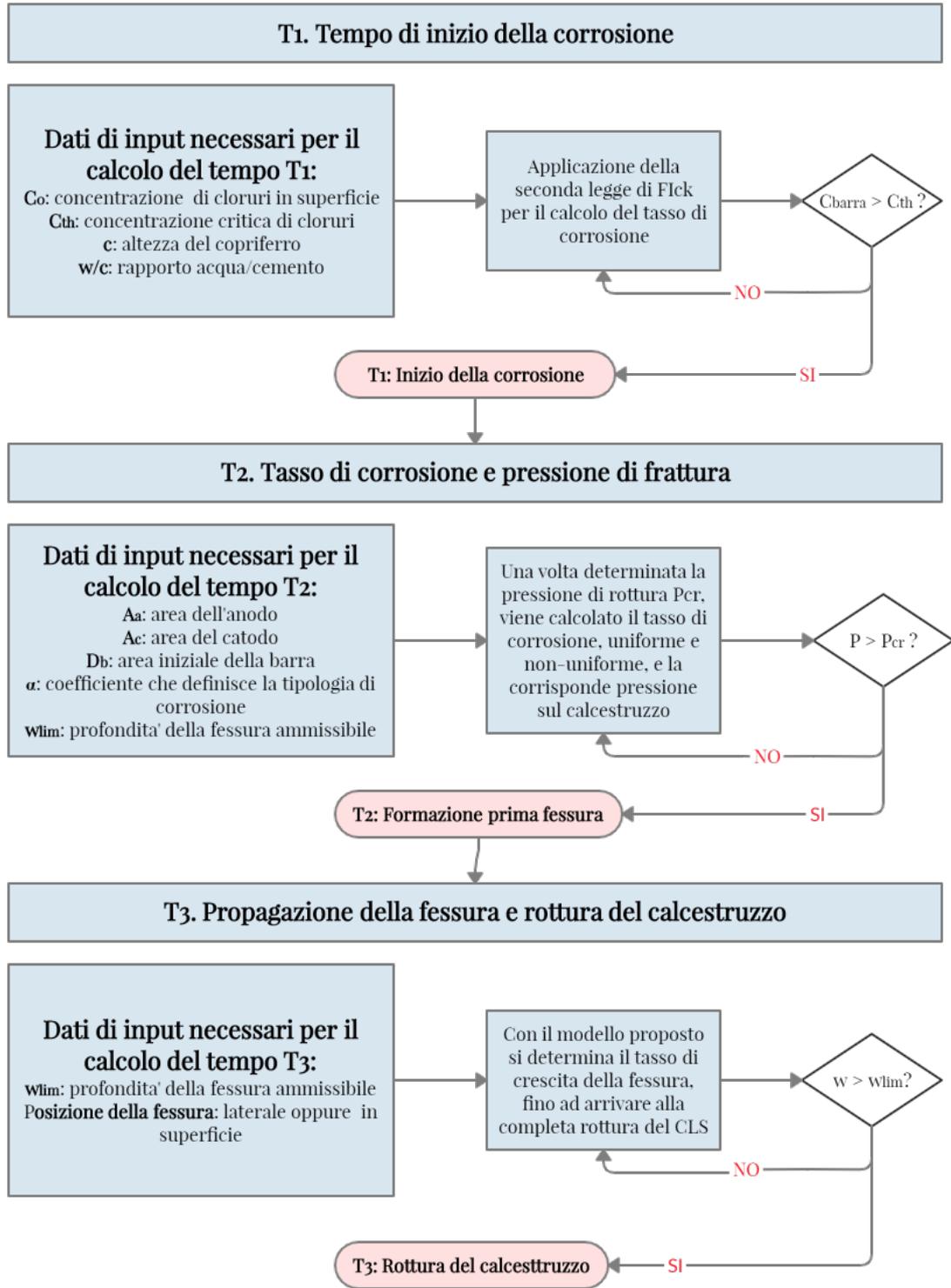


Tabella 4.1: Schema logico del modello di deterioramento proposto

4.3.2 Corrosion Initiation Model

La fase di accumulo dei cloruri intorno alla barra viene schematizzata utilizzando la seconda legge di Fick. Esso è il metodo maggiormente utilizzato in letteratura, sia per la sua semplicità che per la sua bassa richiesta computazionale. Nonostante la sua semplicità, riesce a modellare correttamente la complessità del processo di penetrazione dei cloruri all'interno del calcestruzzo, rendendo possibile determinare il tempo di inizio della corrosione. È comunque importante far notare che la seconda legge di Fick assume come costante la concentrazione di cloruri in superficie, mentre il coefficiente di diffusione può essere assunto come costante oppure dipendente dal tempo. Nel caso di studio saranno mostrati entrambi i casi. Tale legge è rappresentata dalla seguente equazione:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (4.8)$$

dove c è la concentrazione di cloruri alla profondità x e al tempo t , mentre D è il coefficiente di diffusione dei cloruri. Risolvendo la seconda legge di Fick, si ottiene la seguente equazione:

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right) \quad (4.9)$$

Dove C_0 è la concentrazione di cloruri sulla superficie. Questa equazione permette di determinare la concentrazione cloruri al livello dell'armature in ogni istante temporale, se sono noti la profondità del copriferro e il coefficiente di diffusione. Invertendo tale funzione, ed esplicitando il tempo T_1 , cioè il tempo in cui inizia la corrosione dell'elemento, otteniamo la seguente equazione:

$$T_1 = \frac{c^2}{4D \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{th}}{C_0} \right)^2} \quad (4.10)$$

dove c è la profondità del copriferro e C_{th} è il livello di concentrazione di cloruri per cui inizia ha inizio la corrosione (threshold level).

Adesso verranno definiti tutti i parametri che verranno utilizzati per il calcolo del tempo di corrosione. Per lo svolgimento del caso proposto, vengono utilizzati sia i dati ricavati medi presenti in letteratura, sia i dati ricavati da Fazio(1999) [45] dal Dickson Bridge a Montreal, Canada. Esso è stato un ponte costruito nel 1959, con una lunghezza di 366 metri e una larghezza di 27 metri. La sovrastruttura era costruita in calcestruzzo armato. L'impalcato è stato gravemente danneggiato a causa del deterioramento dovuto ad un controllo inadeguato dell'ente gestore e a causa di un ambiente molto aggressivo, dovuto al frequente uso di sali e sostanze per evitare il congelamento. Questo esempio ci permetterà di osservare il fenomeno

della corrosione da un tipo di vista statistica, e di come la probabilità di corrosione diminuisca con il passare del tempo.

Concentrazione di cloruri in superficie C_0

La concentrazione di cloruri in superficie varia con il tempo. Essa infatti inizia da 0, e cresce esponenzialmente fino a $3,5 \text{ Kg/m}^3$ durante i primi 15 anni. Tale concentrazione continua ad aumentare con il passare del tempo, con tasso di $0,045 \text{ kg/m}^3$ all'anno. Con questo andamento, dopo 100 anni, viene raggiunta la massima concentrazione di cloruro che può depositarsi sulla superficie dell'elemento, nella condizione in cui non venga eseguito alcun tipo di intervento per eliminare i cloruri depositati. Tale concentrazione massima è pari a $8,0 \text{ kg/m}^3$. Un'altra considerazione che può essere fatta riguardata la concentrazione massima di cloruri. E' stato mostrato da varie ricerche che il suo valore massimo viene raggiunte sotto la superficie, e una distanza di circa 13 millimetri. Non e' quindi corretto considerazione la concentrazione di cloruri come una costante, ma in caso di mancanza di dati maggiormente precisi, in letteratura sono presenti diversi valori di riferimento in base alle condizioni ambientali. Quello maggiormente utilizzato è di $3,5 \text{ kg/m}^3$.

I dati ricavati dal Dickson Bridge hanno mostrato che la distribuzione dei cloruri sulla superficie dell'impalcato era di tipo lognormale, con una media di $4,57 \text{ kg/m}^3$ e ad un coefficiente di variazione di 0.4.

Parametro	Descrizione	Unita'	μ	Cov	σ	Distribuzione
C_0	Cloruri in superficie	Kg/m^3	4,57	0,4	1,83	Lognormale

Tabella 4.2: Distribuzione statistica dei cloruri sulla superficie dell'impalcato

Come si nota, si discosta leggermente dal verio medio presente in letteratura, ma comunque accettabile.

Concentrazione critica di cloruri

Dalla letteratura, un livello di cloruri che meglio rappresenta la densità di minima per l'inizio della corrosione in armature senza alcuna protezione, oltre al copriferro, è pari a $1,2 \text{ kg/m}^3$, il quale è un valore intermedio in condizioni normali. Tale valore è costante sia per elementi con difetti sia privi di difetti, visto che la corrosione è presente solo quando la barra è esposta. Un valore molto simili è stato rilevato dai rilevamenti del Dickson Bridge, con un valore medio di $1,35 \text{ kg/m}^3$.

Verra' inoltre mostrato il tempo necessario per il deterioramento di una barra protetta da un rivestimento in grado di bloccare la doposizioni di cloruri sulla superficie dell'armatura disponibili in commercio. Per essa, e' stato scelto un valore

Parametro	Descrizione	Unita'	μ	Cov	σ	Distribuzione
C_{th}	Valore critico cloruri	Kg/m ³	1,35	0,1	0,14	Lognormale

Tabella 4.3: Distribuzione statistica del valore critico dei cloruri

di riferimento di 2,2 kg/m³. Questo caso serve a mostrare la differenza nel tempo di inizio della corrosione nel caso in cui la barra sia protetta adeguatamente.



Figura 4.9: Protezione polimerica per armatura

Tale protezione e' di tipo polimerico, e viene creata tramite un processo di polimerizzazione. Tale membrana ritarda in modo importante l'inizio del tempo di corrosione, proteggendo la barra dall'attacco dei cloruri.

Coefficiente di diffusione dei cloruri D

Il coefficiente di diffusione dei cloruri all'interno del calcestruzzo è un altro parametro chiave per modellare accuratamente il trasporto dei cloruri all'interno dell'elemento. Diverse indagini sperimentali hanno dimostrato che D è una variabile dipendente dal tempo, che dipende sia dal tipo di materiale che da fattori ambientali. Tra questi sono presenti la temperatura, l'età della struttura in calcestruzzo, etc. Tali dati sono comunque difficili da determinare per tutti i ponti. Altre ricerche hanno descritto D come una costante, dipende dalle proprietà del materiale. Song et al. (2009) hanno presentato due equazioni per stimare il coefficiente di diffusione:

$$D_t = D_{w/c} \frac{t_{28}^{0,2}}{t} \quad \text{per } t \leq 30 \text{ anni} \quad (4.11)$$

$$D_t = D_{w/c} \frac{t_{28}^{0,2}}{t_{im}} \quad \text{per } t > 30 \text{ anni} \quad (4.12)$$

dove $D_{w/c}$ è il coefficiente di diffusione al tempo t_r di 28 giorni, il quale è funzione del rapporto tra acqua e cemento (w/c). Esso è dato da:

$$D_{w/c} = 10^{-12,06+2,4+\frac{w}{c}} \quad (4.13)$$

Tale valore è stato poi verificato con quello rilevato dalle analisi svolte in Canada, in cui il coefficiente è risultato avere una media $51,1 \text{ mm}^2/\text{anno}$.

Parametro	Descrizione	Unita'	μ	Cov	σ	Distribuzione
D	Coeff. di diffusione	mm^2/anno	51,1	0,31	15,84	Lognormale

Tabella 4.4: Distribuzione statistica del valore del coefficiente di diffusione

Altezza del copriferro

Nell'esempio mostrato, viene considerato un copriferro di 40 mm, suggerito dall'eurocodice con classi di esposizioni XC4. Tale valore serve a simulare il valore tipicamente utilizzato nelle strutture. Tale valore è molto simile a quello ricavato dalle ispezioni del Dickson Bridge.

Parametro	Descrizione	Unita'	μ	Cov	σ	Distribuzione
c	Copriferro	mm	36,6	0,45	16,47	Normale

Tabella 4.5: Distribuzione statistica dei valori del copriferro

Risultati delle analisi

Vengono proposti i risultati delle analisi ricavati da questo primo modello di calcolo. I primi due casi proposti in seguito, riguardano il calcolo del tempo di inizio della corrosione per due tipologie di barre:

- Barra di armature senza alcun tipo di protezione
- Barra di armature protetta con uno strato che ritarda la corrosione

Tale confronto serve a mostrare l'andamento dei cloruri con il passare del tempo, e quanto varia il tempo necessario per l'inizio della corrosione sia nel caso di barra scoperta, quindi priva di alcun tipo di protezione oltre al copriferro, sia una barra che presenta una protezione sulla superficie. Tale tipo di protezione polimerica viene utilizzata per ritardare in maniera significativa la corrosione dell'armatura.

Nella seguente tabella sono riassunti tutti i dati precedentemente spiegati, necessari per il calcolo della concentrazione di cloruri con il passare del tempo, utilizzando la seconda legge di Fick.

Variabile	Valore	Unita' di misura
C_0 , concentrazione di cloruri in superficie	3,5	kg/m ³
D, coefficiente di diffusione	Variabile	mm ² /anno
c, copriferro	40	mm
C_{th} , valore inizio corrosione barra non protetta	1,2	kg/m ³
C_{th} , valore inizio corrosione barra protetta	2,1	kg/m ³

Tabella 4.6: Valori di riferimento per il calcolo del tempo T1

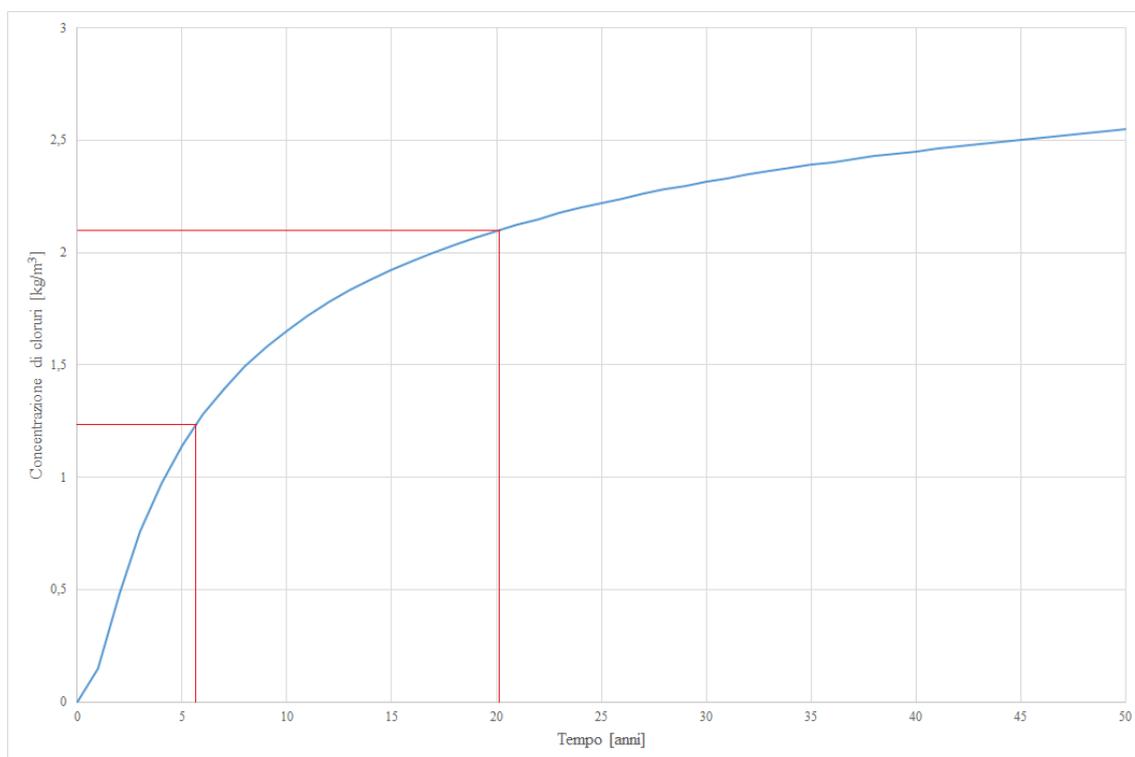


Figura 4.10: Andamento della quantità dei cloruri al livello dell'armatura

La figura 4.10 mostra il grafico che descrive la concentrazione di cloruri al livello dell'armatura. Essa presenta una fase iniziale molto ripida, in cui la concentrazione sale molto velocemente in un lasso di tempo relativamente breve. Successivamente, segue una fase di crescita lineare.

Come si vede dal grafico, il valore di $1,2 \text{ kg/m}^3$ viene raggiunto in circa 6 anni dall'inizio della messa in esercizio dell'elemento studiato. Nel caso, invece, di armatura protetta dallo strato di protezione, il tempo per l'inizio della corrosione diventa molto maggiore, che viene raggiunto circa 20 anni dopo la messa in esercizio. Questa prima analisi ci permette di osservare quanta differenza possa la presenza di un elemento protettivo al fine di ritardo della corrosione. Se tale protezione viene predisposta fin dalla fase di progetto, in unione con una manutenzione adeguata, la vita utile dell'opera viene aumentata in maniera significativa, evitando molti problemi di sicurezza. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

Tempo di inizio della corrosione (T1)	
C_{th} [kg/m³]	T [anni]
1,2	6
2,1	20

Tabella 4.7: Tempi T1 per barre protette e non protette

Tale confronto è stato fatto per dimostrare quanto possa variare l'inizio della corrosione semplicemente applicando una protezione sull'armatura. Successivamente verrà mostrato come l'applicazione di una protezione impermeabilizzante possa influenzare l'inizio e il tasso di corrosione, mettendo in evidenza quale sia il tempo migliore per la sua applicazione. I seguenti esempi mostrano che tale metodo permette di ricavare informazioni utili per il modello di degrado, specialmente per quanto riguardare la variazione di tempo necessario per l'inizio della corrosione in funzione del contenuto di cloruri in superficie e dell'altezza del copriferro. Viene mostrato come il contenuto di cloruri presenti in superficie possa influenzare in maniera significativa il tempo di inizio della corrosione. Per eseguire dei test maggiormente approfonditi, sono necessari dei dati statistici completi. Per questo motivo, in seguito, verranno proposti degli studi andando a considerare le variabili casuali, tramite i dati ricavati dal Dickson Bridge.

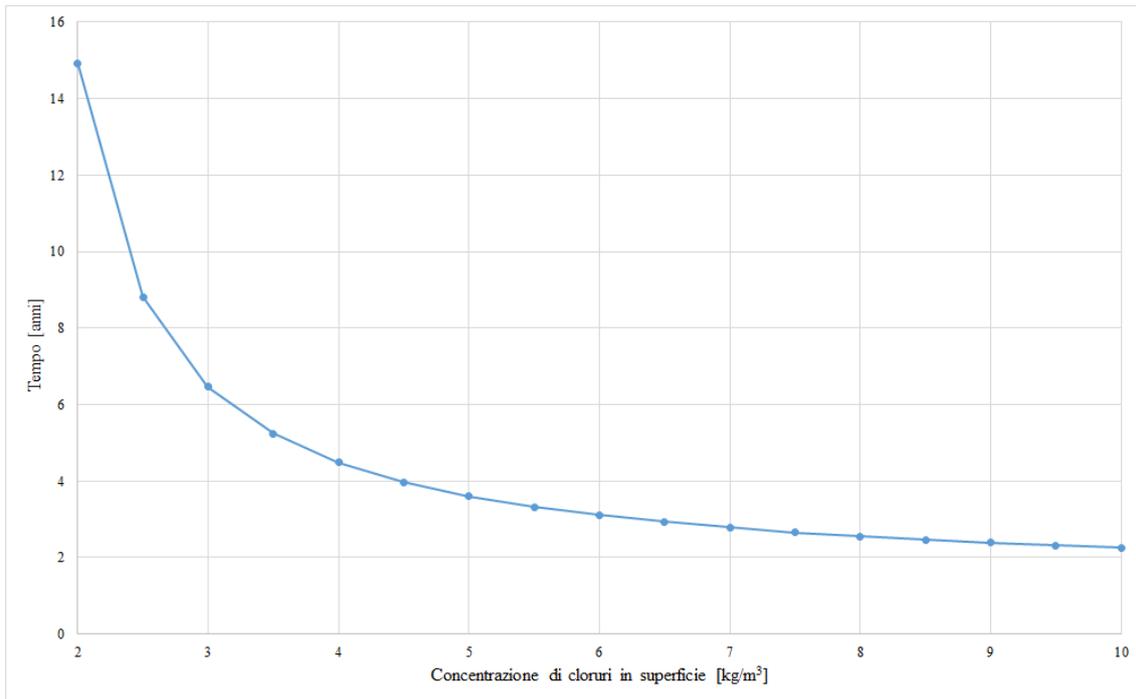


Figura 4.11: Andamento del tempo T1 in funzione dei cloruri in superficie

Nella figura 4.11 è mostrato quanto il contenuto di cloruri in superficie influenza sull'inizio della corrosione. È possibile notare che con un contenuto di cloruri di 2 kg/m^3 , il tempo di inizio è di circa 15 anni, mentre salendo a valori dell'ordine di 5 kg/m^3 , l'inizio della corrosione avviene a un tempo molto minore, di soli 5 anni, circa un terzo del valore precedente. Con l'aumentare del contenuto di cloruri, la curva presenta un valore asintotico intorno ai 2 anni, valore sotto al quale la curva non scende mai.

Nel seguente grafico, invece, vengono rappresentate 3 curve, in cui ognuna rappresenta una differente altezza di copriferro, e viene diagrammato il tempo di inizio della corrosione sempre in funzione del contenuto di cloruri in superficie. Anche in questo caso, possiamo notare lo stesso andamento del grafico precedente, facendo notare però quanto influenza l'altezza del copriferro con il tempo T1. Per un copriferro di soli 30 mm e un contenuto di cloruri in superficie di 2 kg/m^3 abbiamo un tempo T1 di quasi 10 anni. Mentre, per copriferro di 55 e 80 mm, abbiamo dei tempi T1, rispettivamente, di 28 e 60 anni. Sono valori molto più alti, che ci fa capire l'azione protettiva che il calcestruzzo esercita sull'armatura. Per tale motivo, è di fondamentale importanza che lo strato protettivo del calcestruzzo sia costantemente tenuto sotto controllo, in quanto il suo degrado comporta una diminuzione esponenziale per il tempo di inizio della corrosione. Tali valori seguono in seguito lo stesso andamento asintotico mostrato precedentemente.

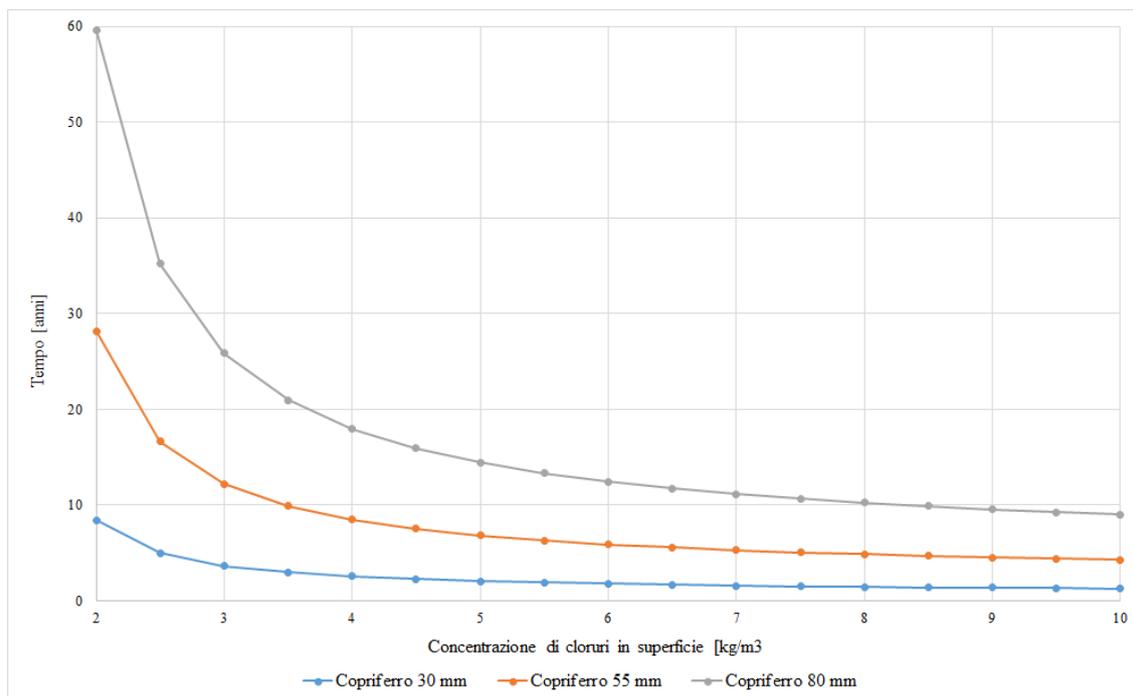


Figura 4.12: Andamento del tempo T1 in funzione dell'altezza del copriferro

Dickson Bridge

Vengono in seguito mostrati i risultati delle analisi relative al Dickson Bridge, situato in Canada. Inizialmente, è stato diagrammato l'andamento dei cloruri utilizzando i valori medi dei valori precedentemente elencati, andando a determinare il tempo di inizio per la corrosione. In seguito sono state rappresentate le distribuzioni delle varie descritte, attraverso i valori di media e varianza, andando ad eseguire un'analisi statistica. Tale analisi ci ha permesso di determinare la probabilità in cui ha inizio la fase di corrosione dell'armatura. Infine, è stata mostrata l'influenza del contenuto di cloruri in superficie e l'altezza del copriferro sull'inizio della corrosione.

Parametro	Descr.	Unita'	μ	Cov	σ	Distrib.
C_0	Cloruri in superficie	Kg/m ³	4,57	0,4	1,83	Lognormale
C_{th}	Valore critico cloruri	Kg/m ³	1,35	0,1	0,14	Lognormale
D	Coeff. di diffusione	mm ² /anno	51,1	0,31	15,84	Lognormale
c	Copriferro	mm	36,6	0,45	16,47	Normale

Tabella 4.8: Distribuzione statistica delle varie grandezze

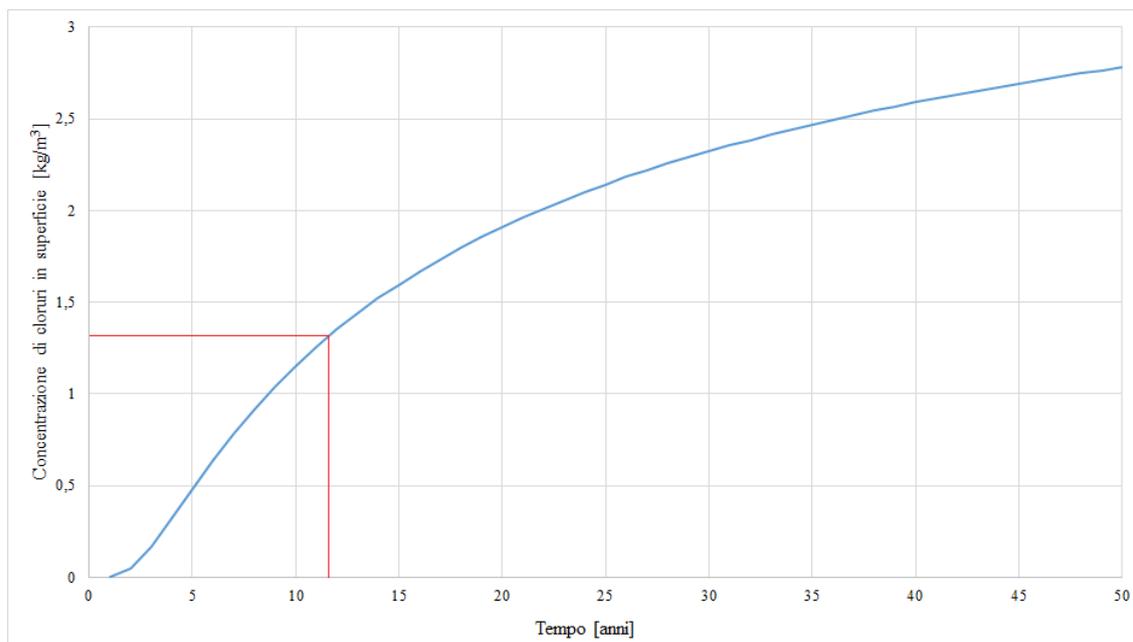


Figura 4.13: Andamento della quantità dei cloruri al livello dell'armatura con valori medi

Nella prima analisi viene utilizzato il valore medio di quelli proposti dalle varie distribuzioni. Questo ha lo scopo di mostrare quanto sia comunque simile il tempo T1 sia nel caso del Dickson bridge che nel caso dei valori di letteratura proposti. Viene quindi tracciata la curva che mostrata la concentrazione dei cloruri con il passare del tempo. L'andamento è molto simile a quello della precedente curva. In questo caso viene considerato un valore per l'inizio della corrosione pari a $1,35 \text{ kg/m}^3$, quindi leggermente maggiore di quello proposto in letteratura. A causa di tale valore, il tempo T1 risulta leggermente maggiore rispetto a quello ricavato precedentemente, con un valore di quasi 12 anni. È possibile comunque notare come tale valore sia coerente anche con i dati di letteratura, dimostrando l'attendibilità dei dati proposti.

Vista la presenza delle distribuzioni complete, è stata svolta un'analisi statistica in grado di determinare le curve di densità di probabilità e la funzione cumulativa di distribuzione. Tale analisi è stata svolta andando a estrarre dei valori casuali dalle varie distribuzioni in base alla loro probabilità, per tutti i dati proposti. Sono stati estrapolati circa 600 valori per ogni dato. Una volta estratti tali valori, è stato calcolato il tempo T1 per tutte le combinazioni casuali dei vari dati. Come si vede dalla curva di densità di probabilità, mostrata nella figura 4.14, entro i 40 anni già l'80% dell'impalcato ha raggiunto T1, iniziando quindi la fase di corrosione dell'armatura. Tale dato è molto simile a quello ricavato dalle attività di rilievo effettuate sul ponte. Tale curva arriva fino a 110 anni.

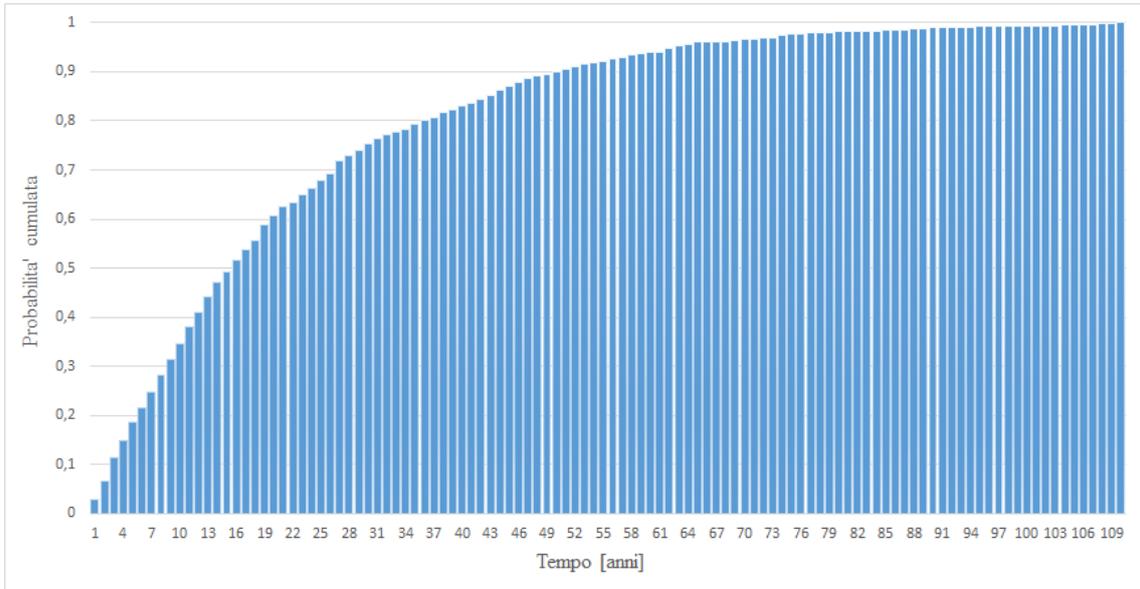


Figura 4.14: Funzione di densità di probabilità

Essa ci mostra come possa variare il tempo per l'inizio della corrosione.

Nella figura 4.15, invece, viene mostrata la funzione cumulativa di distribuzione. Essa mostra, in un determinato anno, la probabilità che inizino le attività di corrosione nell'armatura. La probabilità maggiore si ha per un tempo di circa 4 anni, quindi assolutamente coerente con i dati ricavati precedentemente.

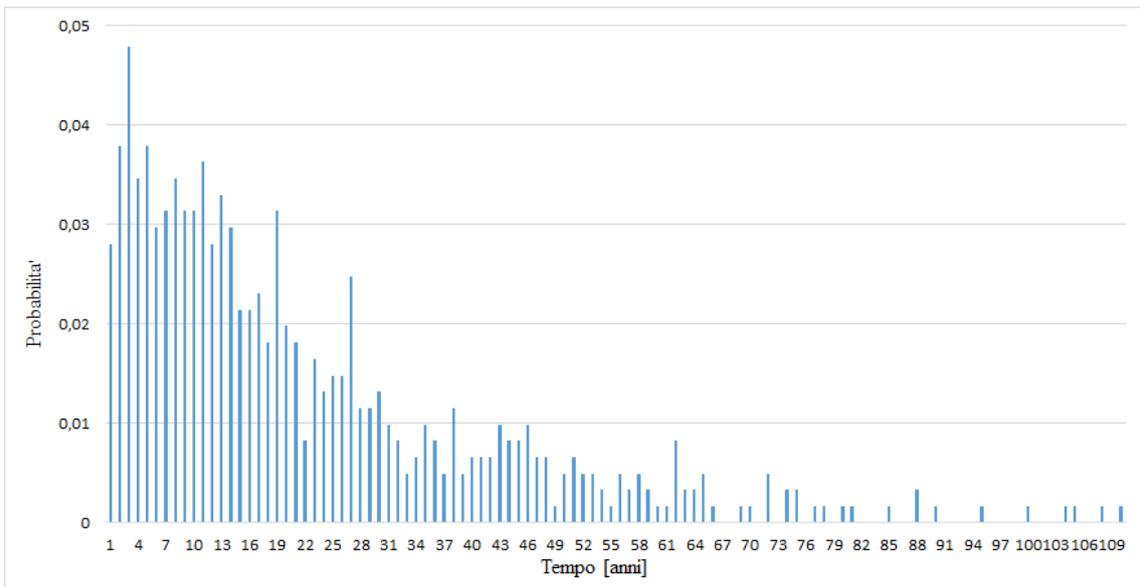


Figura 4.15: Funzione cumulativa di distribuzione

La conferma dei dati sperimentali, ricavati da questo approccio, dimostra l'attendibilità di tale modello meccanico per determinare la micro risposta della struttura. Come ultimo passaggio è stata eseguita una "sensitivity analysis" (analisi di sensitività), al fine di determinare i parametri, fra quelli proposti, che maggiormente influenzano il tempo di inizio della corrosione. Tale analisi determina come differenti valori di variabili indipendenti influiscono una particolare variabile dipendente, nel nostro caso il tempo di inizio della corrosione T_1 , sotto diverse assunzioni. Nella figura 4.16 vengono mostrati i risultati di tale analisi. Essi confermano con le informazioni presenti in letteratura, dove la profondità del copriferro e la concentrazione di cloruri in superficie rappresentano i parametri fondamentali che influenzano il tempo di inizio della corrosione in impalcati in calcestruzzo armato.

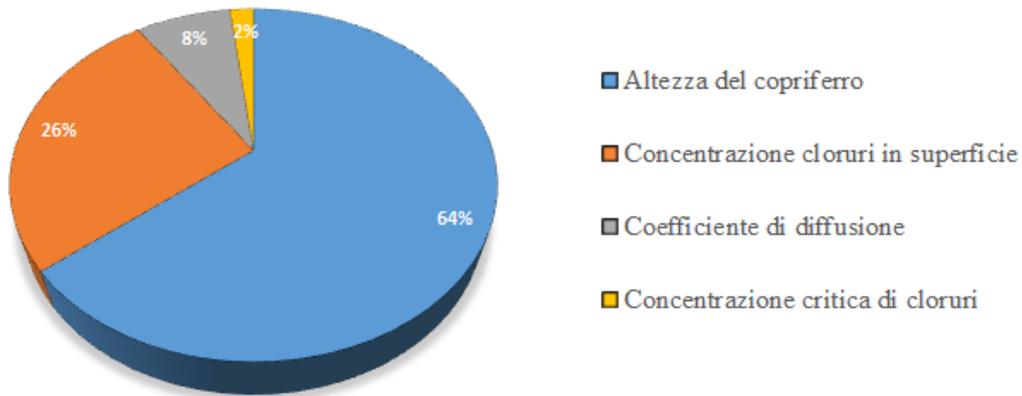


Figura 4.16: Parametri che influenzano maggiormente l'inizio della corrosione

4.3.3 Corrosion Propagation Model

Vengono usati due modelli per rappresentare il tasso di avanzamento della corrosione:

- Corrosione uniforme
- Corrosione non-uniforme

Nella classificazione generale delle tipologie di corrosione, esistono infatti due distinzioni principali: corrosione generale (o uniforme) e corrosione per pitting. Il primo si riferisce ad un tipo di corrosione uniforme lungo l'asse longitudinale dell'armatura che lungo la sezione trasversale. Esso è generalmente causato dalla carbonatazione del calcestruzzo su una vasta area o da un alto contenuto di cloruri al livello dell'acciaio. In generale, le zone anodiche e catodiche sono distribuite casualmente lungo la superficie della barra, formando numerose microcelle. Se la

concentrazione di cloruri è molto maggiore in un punto della barra, raggiungendo il valore critico, essa diventerà una zona anodica, mentre le altre aree diventano zone catodiche, iniziando quella che viene chiamata corrosione per pitting. Per corrosione non uniforme, invece, si definisce un tipo di corrosione non uniforme lungo la sezione trasversale della barra, ma costante lungo l'asse longitudinale della barra. Con tale assunzione, il fenomeno del pitting può essere studiato andando a considerazione una singola sezione della barra. La corrosione non uniforme è generata quindi da condizioni ambientali non uniformi lungo la superficie della barra. Per esempio, la porzione di armatura che si trova vicina al copriferro, raggiunge la concentrazione di cloruri critica più velocemente rispetto al resto della barra. Per il modello proposto verrà effettuato sia uno studio con tasso di corrosione uniforme che con tasso di corrosione non-uniforme, mostrandone le differenze. La resistività del calcestruzzo è funzione dell'umidità relativa ed è indipendente dal tipo di corrosione. Il tasso di deterioramento porta a una continua diminuzione dell'area trasversale dell'armatura, a formazione di ruggine, e a una conseguente pressione da parte di essa sul calcestruzzo circostante. Il tempo necessario affinché la pressione della ruggine superi la resistività del calcestruzzo prendo il nome di tempo T2.

Resistività del calcestruzzo

La resistività del calcestruzzo è una proprietà del materiale che dipende dall'umidità relativa, in accordo con gli esperimenti eseguiti da Balafas e Burgoyne [47], in cui la resistività viene misurata in ohms:

$$R_{c,res} = 90,537 h^{-7,2548} [1 + \exp(5 - 50(1 - h))] [\Omega] \quad (4.14)$$

È importante notare che l'umidità relativa è un fattore ambientale, e che non necessariamente rappresenta la disponibilità di acqua per causare corrosione, soprattutto se è applicata una protezione per l'umidità sul calcestruzzo. Per tale studio viene utilizzato un tasso di umidità medio del 50%.

Tasso di deterioramento

Il tasso di deterioramento dell'armatura dipende dalla geometria di studio considerata. Per la corrosione uniforme è stata scelta la formulazione proposta da Liu e Weyers [48]:

$$i_{corr} = 0,0092 \exp(8,37 + 0,618 \ln(1,69C) - \frac{3034}{T} - 0,000105 R_{c,res} + 2,35 t^{-0,215}) [A/m^2] \quad (4.15)$$

Dove i_{corr} è la densità di corrosione misurata in A/m², C è il contenuto di cloruri liberi in kg/m³, T è la temperatura dell'armatura misurata in Kelvin e t è

il tempo di inizio della corrosione, ricavato precedentemente. Per geometrie non uniformi, specialmente in presenza di difetti nei rivestimenti protettivi, il tasso di deterioramento non può essere rappresentato con la stessa funzione proposta precedentemente. Devono essere infatti considerate altre forme di corrosione, come il pitting. Deve essere tenuta in considerazione la grandezza del difetto (o dei difetti), cosa che non è presa in considerazione nella precedente equazione. Per soddisfare tutti questi problemi, è stata proposta una formulazione del seguente tipo, proposta da Keßler et al. [46]:

$$I_{corr} = \frac{\Delta E}{\frac{r_{p,A}}{A_A} + \frac{r_{p,C}}{A_C} + \frac{\rho_e}{k_e}} [A] \quad (4.16)$$

Dove I_{corr} è la corrente dovuta alla corrosione non uniforme, misurata in Ampere. Dalla formula si può vedere come vengano prese in considerazione l'area dell'anodo e del catodo, rispettivamente A_A e A_C , misurate in m^2 . Mentre, $r_{p,A}$ e $r_{p,C}$ sono le resistenze dell'anodo e del catodo, misurate in Ohm/m^2 . ΔE è il potenziale elettrico, misurato in Volt e k_e è il fattore di cella in metri. A differenza del modello uniforme, per quello non uniforme viene utilizzato resistività del calcestruzzo, indicata con ρ_e per calcolare la corrente di corrosione. Tale resistività viene calcolata utilizzando la resistenza del calcestruzzo, indicata con $R_{c,res}$ tramite la seguente formulazione:

$$\rho_e = k_e R_{c,res} \quad (4.17)$$

Il fattore di cella dipende dalla dimensione dell'anodo e il rapporto fra area anodica e area catodica. Una volta che è nota la corrente di corrosione, è possibile calcolare la densità di corrosione semplicemente dividendo per l'area del difetto. Essa può essere calcolata, sia nel caso di corrosione uniforme che non uniforme, tramite la seguente formulazione:

$$i_{corr} = \frac{I_{corr}}{A_A} [\mu A/cm^2] \quad (4.18)$$

In seguito vengono mostrati i dati utilizzati per il calcolo del tasso di corrosione, sia uniforme che non-uniforme. Tali valori sono facilmente reperibili in letteratura, e sono stati ricavati dalle ricerche svolte da Keßler et al.(2015), mentre i dati riguardanti le proprietà dell'interazione fra acciaio e ruggine sono state ricavate dalle ricerche di Šavija et al.[49]. La tabella seguente riassume tutti i dati utilizzati [46]:

Variabile	Valore	Unita' di misura
Potenziale elettrico, ΔE	0,225	ΔV
Resistenza dell'anodo, $r_{P,A}$	2,5	Ω/m^2
Resistenza del catodo, $r_{P,C}$	25	Ω/m^2
Area dell'anodo, A_A	50,37	mm^2
Area del catodo, A_c	54,29	mm^2
Fattore di cella, k_e	0,0107	m
Rapporto densita' acciaio/ruggine, β	2,2	/
Rapporto peso molecolare acciaio/ruggine, rm	0,622	/
Spessore dello strato di ruggine, t_f	0,01	mm
Modulo elastico ruggine, E_0	7	GPa

Tabella 4.9: Dati presenti in letteratura per il calcolo del tasso di corrosione

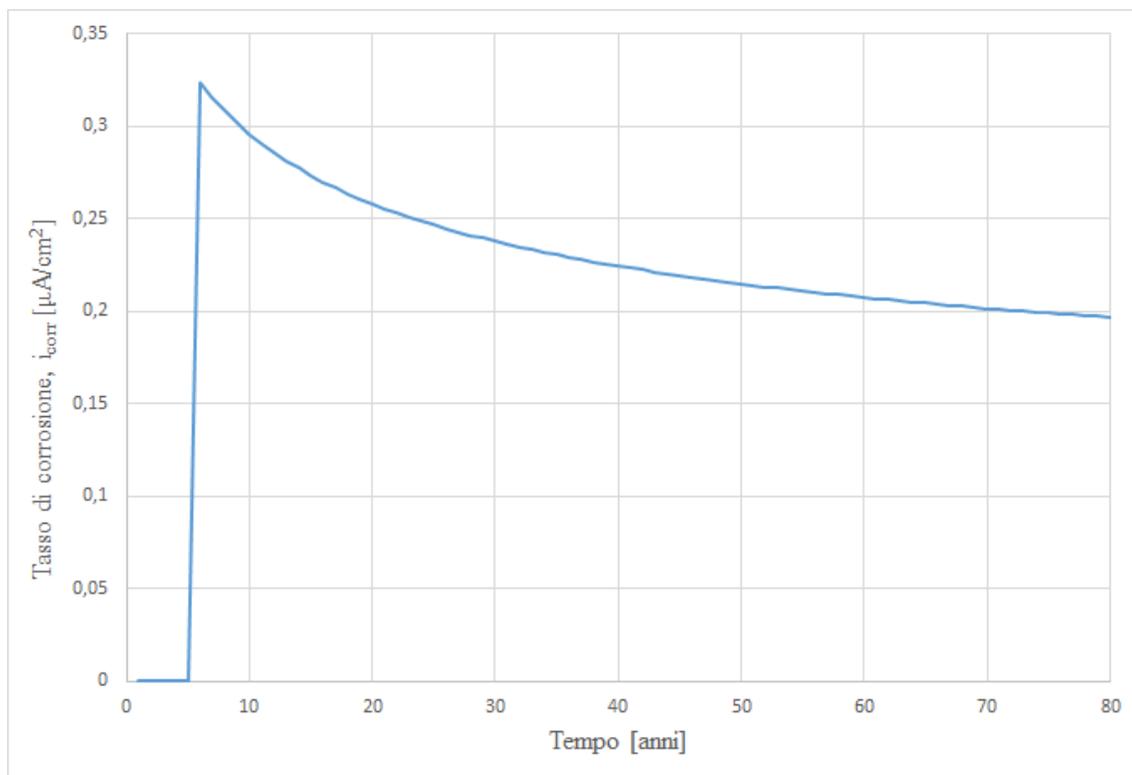


Figura 4.17: Tasso di corrosione uniforme

Dopo l'inizio della corrosione, il tasso di deterioramento è descritto tramite il metodo uniforme e non uniforme. Il metodo uniforme, proposto da Liu e Weyers nel 1998, include variabili dipendenti dal tempo, per cui il tasso di corrosione è inversamente proporzionale all'età della struttura. Viceversa, calcolando il tasso di corrosione non-uniforme con la formulazione proposta da Kebler nel 2015, include solo una variabile che può essere dipendente dal tempo (resistività del calcestruzzo). Nel caso di studio proposto, essa viene assunta costante, per cui il tasso di corrosione non varia con il tempo. Nelle figure 4.15 e 4.16 sono mostrati i grafici che descrivono il tasso di corrosione. Nel caso uniforme, il valore di picco viene raggiunti appena inizia la corrosione, e ha un andamento decrescente con il passare del tempo. In quello non uniforme, invece, il tasso di corrosione è maggiore rispetto a quello uniforme, e resta costante con il passare del tempo.

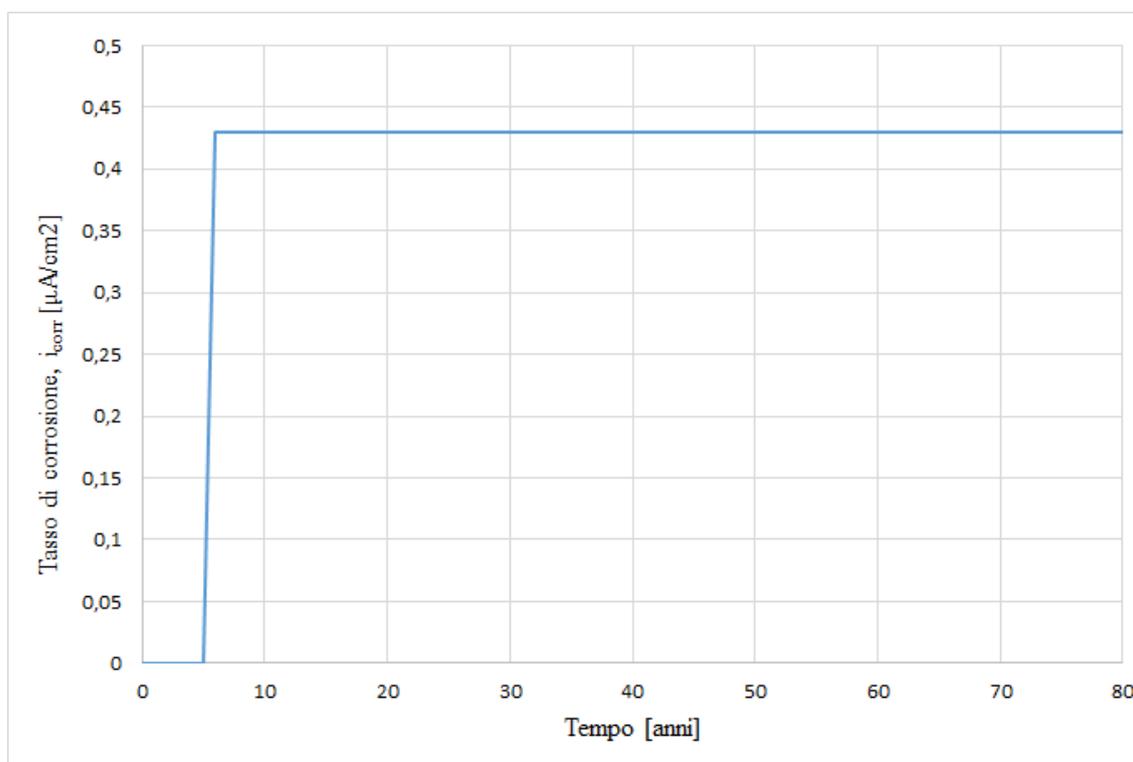


Figura 4.18: Tasso di corrosione non-uniforme

Come si vede dal grafico, il tasso di corrosione non uniforme risulta leggermente più alto di quello uniforme, rispettivamente con un valore di circa 0,43 $\mu A/cm^2$ e 0,32 $\mu A/cm^2$.

Pressione sul calcestruzzo

Per calcolare la relazione fra il tasso di corrosione e la pressione interna generata dalla ruggine formata durante il processo, il modello di Savija et al.[49] è adottato nel seguente lavoro. Una relazione lineare fra il tasso di deterioramento e la perdita di materiale dell'armatura è data da:

$$D_{rb} = D_b - 0,023 i_{corr} \Delta t \text{ [mm]} \quad (4.19)$$

Dove D_{rb} è la riduzione del diametro della barra, in mm. D_b è la dimensione originale della barra, sempre in mm, e Δt è il tempo dall'istante T1, in anni. 0,023 rappresenta invece un fattore di conversione, che permette di passare da $\mu\text{A}/\text{cm}^3$ a mm per anno. Il volume di acciaio consumato per unità di lunghezza è dato da:

$$\Delta V_s = \frac{0,023}{2} p D_b i_{corr} \Delta t \text{ [mm}^3/\text{mm]} \quad (4.20)$$

Dove ΔV_s è misurato in mm^3/mm . Alcuni autori hanno suggerito che il tasso di produzione di ruggine diminuisce con il tempo. Altri autori hanno invece sperimentato che il tasso di deterioramento sia lineare nella fase iniziale, mentre negli stadi successivi la produzione di ruggine diminuisca. Poiché in questo caso viene studiato il tasso di produzione di ruggine fino alla rottura del calcestruzzo, quindi per un lasso di tempo relativamente breve, esso viene assunto costante.

Nel caso venga assunto un tasso di deterioramento uniforme, il raggio della barra dovuto alla corrosione passa da un valore R_b e un valore R_{rb} . Tale riduzione del raggio della barra viene calcolata nel seguente modo:

$$R_{rb} = \sqrt{\left(R_b^2 - \frac{\Delta V_s}{\pi}\right)} \text{ [mm]} \quad (4.21)$$

Dove R_{rb} è il raggio della barra ridotta, misurata in millimetri, mentre R_b rappresenta il raggio iniziale. Il raggio totale della barra può essere calcolato come la somma fra il diametro della barra ridotta e lo strato di ruggine t_r , tramite la seguente formulazione:

$$R_r = R_{rb} + t \text{ [mm]} \quad (4.22)$$

Lo spessore dello strato di ruggine può essere calcolato come:

$$t_r = \sqrt{R_b^2 + \frac{\Delta V_s}{\pi}} \text{ [mm]} \quad (4.23)$$

Dove ΔV_r è il volume della ruggine accumulata, il quale può essere calcolato dal volume di acciaio consumato. Indicato con ΔV_s e le proprietà dell'acciaio arrugginito sono:

$$\Delta V_r = \Delta V_s \frac{\beta}{r_m} [mm^3/mm] \quad (4.24)$$

Beta è il rapporto fra la densità' dell'acciaio normale e arrugginito, e r_m è il rapporto fra il peso molecolare dell'acciaio normale e della ruggine. Comunque, Savija et al. fanno notare che lo spessore dello strato di ruggine che si trova nella zona porosa non deve essere considerata. Pertanto, non tutta la ruggine formata esercita pressione sul calcestruzzo circostante. Lo spessore all'interno delle inclusioni è dato da:

$$t_r = \sqrt{R_b^2 + \frac{\Delta V_s}{\pi}} - R_{rb} - t_f [mm] \quad (4.25)$$

Dove t_r è lo spessore dello stato all'interno della zona porosa. Per calcolare la pressione esercitata dallo strato di ruggine sul calcestruzzo circostante, la massa persa, in maniera monodimensionale, è calcolata come:

$$\gamma = \frac{\frac{(D_b + 2t_r)^2}{D_b^2} - 1}{\beta - 1} \quad (4.26)$$

Questo permette di calcolare la deformazione del sistema come:

$$\epsilon_{s,free} = \sqrt{1 + \gamma(\beta - 1)} - 1 \quad (4.27)$$

Per calcolare il modulo di elasticità' medio dell'acciaio residuo, compreso di ruggine, viene utilizzata il volume di entrambi i materiali:

$$E_{s,eq} = \frac{1 + \gamma(\beta - 1)}{\left(1 - \frac{\gamma}{E_s}\right) + \left(\frac{\gamma\beta}{E_r}\right)} [GPa] \quad (4.28)$$

dove E_s ed E_r rappresentano i moduli di elasticità, rispettivamente dell'acciaio e della ruggine. Infine, può essere calcolata la pressione interna:

$$P = E_{s,eq} \epsilon_{s,free} [MPa] \quad (4.29)$$

Presentate tutte le formulazioni necessarie, è possibile diagrammare l'andamento della pressione agente sul calcestruzzo da parte dello strato di ruggine. Come punto di partenza è stato scelto il tempo di 4 anni, ma esso è ininfluenza per mostrare l'andamento delle tensioni. Come si vede, esse crescono molto velocemente una volta superato il tempo T1. Esso è dovuto al grande volume occupato dalla ruggine che crea una pressione uniforme sul calcestruzzo circostante. Tali tensioni portando quindi alla formazione delle prime fessure sul calcestruzzo, le quali aumentano con il passare del tempo in base alla percentuale di acciaio consumato.

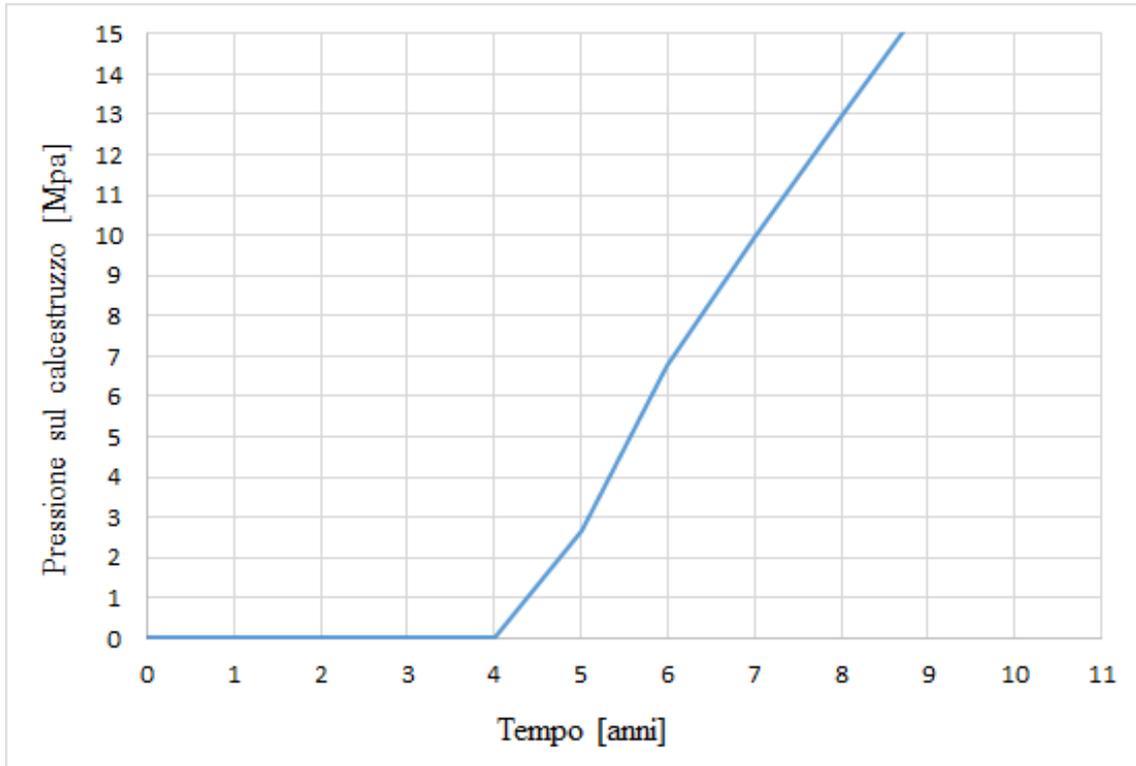


Figura 4.19: Andamento delle tensioni sul calcestruzzo

In seguito, verrà mostrato come calcolare la tensione di rottura del calcestruzzo tramite una ricerca eseguita da Jang et al. nel 2010. Poteva essere generalmente utilizzata la resistenza a trazione del calcestruzzo come limite di rottura, ma si è preferito adottare una formulazione in grado di tenere conto del tipo di deterioramento agente sull'armatura, sia esso uniforme o di pitting.

Pressione di frattura

La pressione interna richiesta per rompere il calcestruzzo intorno alla barra dipende dal tipo di corrosione agente, e dovrebbero essere presi in considerazione gli effetti del pitting o di fenomeni non-uniformi. Jang et al. [50] hanno svolto vari esperimenti con diversi copriferro e armature con diverso diametro, per studiare il loro comportamento contro la pressione di frattura. È stato dimostrato che la pressione è linearmente proporzionale al rapporto fra copriferro e diametro della barra.

La tipologia di corrosione, rappresentata da alfa, ha un'influenza diretta sulla pressione richiesta per rompere la copertura di calcestruzzo. Nella seguente figura sono mostrate le varie tipologie di corrosione che possono avvenire, in cui abbiamo per $\alpha = 1$ una corrosione uniforme, mentre per un valore compreso tra 4 e 8 una corrosione puntuale (pitting).

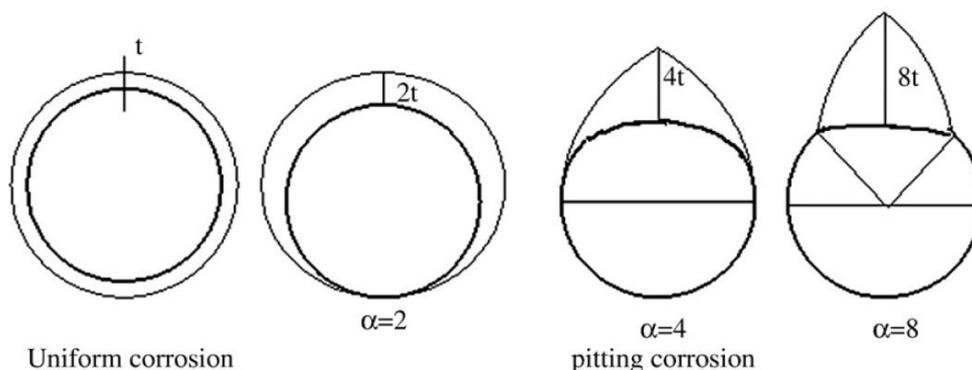


Figura 4.20: Tipologie di corrosione

In seguito verranno mostrate come varia la pressione di frattura in caso di corrosione uniforme e in caso di pitting. Per il caso di studio proposto è stato deciso di utilizzare un calcestruzzo avete resistenza a compressione di 40 Mpa, molto simile a quello degli esperimenti di Jang et al., rendendo le prossime assunzioni veritiere. Nella tabella sono mostrati tutte le varie resistenze in funzione del tipo di corrosione che avviene sull'armatura. Inoltre, nel caso di studio è presente un copriferro di 40 mm e un armatura con diametro di 16 mm. Il loro rapporto è stato approssimato a 2, in modo da poter utilizzare le resistenze proposte dalla ricerca descritta precedentemente, i quali hanno studiato un rapporto fra copriferro e diametro della barra pari a 2.

Diametro barra [mm]	Copriferro [mm]	Rapporto c/d /	Resistenza CLS [MPa]			
			$\alpha=1$	$\alpha=2$	$\alpha=4$	$\alpha=8$
16	32	2	8,01	8,72	5,06	3,83

Tabella 4.10: Resistenza del calcestruzzo in funzione del valore di α

Con l'utilizzo dei dati mostrati è stata eseguita l'interpolazione per ricavare il tempo di rottura del calcestruzzo. Per comodità, la corrosione è stata fatta partire dall'anno 0, essendo l'andamento delle pressioni indipendente dal tempo di inizio della corrosione. La resistenza maggiore è data dal valore $\alpha=2$, in cui la rottura del calcestruzzo avviene a 2,62 anni dopo l'inizio della corrosione. Per $\alpha=1$, invece, abbiamo un tempo di rottura di 2,4 anni, molto simile al caso precedente. I casi che differiscono maggiormente sono quelli dovuti alla corrosione per pitting, dati da $\alpha=4$ e $\alpha=8$. Nel primo caso, abbiamo che la rottura del calcestruzzo avviene a 1,58 anni, mentre, nel secondo caso, avviene solamente a 1,26 anni. Questo ci dimostra come la corrosione per pitting sia quella maggiormente dannosa per la struttura.

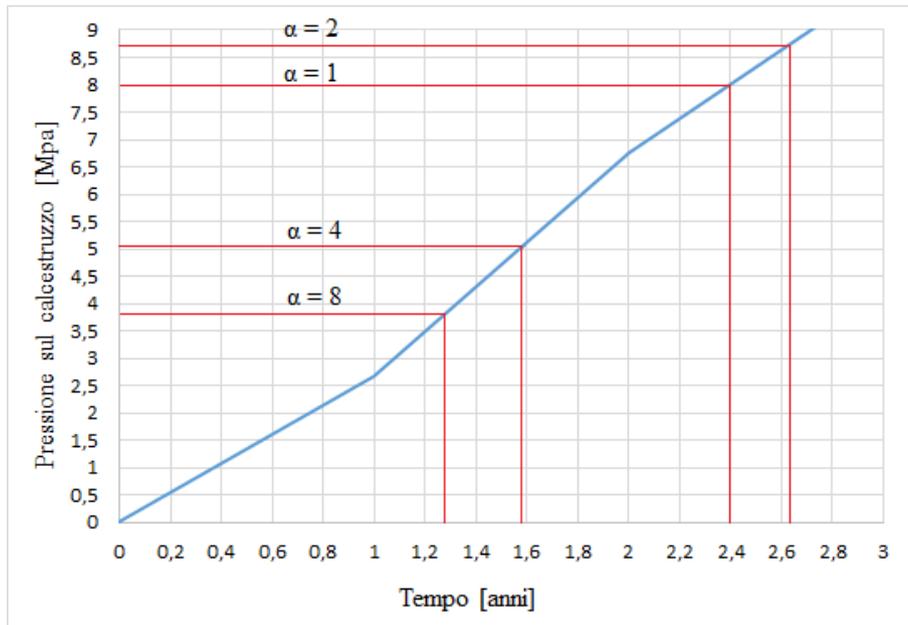


Figura 4.21: Interpolazione per la determinazione del tempo di rottura del calcestruzzo

La seguente tabella mostra un riassunto dei risultati.

Tempo di rottura [anni]			
$\alpha=1$	$\alpha=2$	$\alpha=3$	$\alpha=4$
2,4	2,62	1,58	1,26

Tabella 4.11: Riassunto dei risultati

Il tempo richiesto da P per raggiungere il suo valore critico, P_{cr} , prende il nome di T_2 . Dopo questo punto, la fessura creata continua a crescere da un valore iniziale fino a una profondità di rottura, che verrà determinata nel modello successivo.

4.3.4 Crack Propagation Model

Per determinare il tempo di rottura è stata utilizzata la ricerca eseguita da Chen et. Al [51], in cui viene studiato il comportamento del calcestruzzo in seguito alla rottura. Essa considera la superficie del calcestruzzo come ricoperta da cloruri, esposta ad un ambiente ricco di cloruri nell'aria. Quando viene raggiunto un livello di critico di tale contenuto, inizia il fenomeno di corrosione. Vengono quindi prese in considerazione le stesse ipotesi che sono state fatte precedentemente. Esso studia sia una corrosione sia di tipo uniforme che di tipo non uniforme, tenendo conto della

minore resistenza del calcestruzzo nel caso in cui la corrosione sia non uniforme. Sono stati effettuati tre casi di studio: singola barra esposta ai cloruri solo da una faccia, singola barra esposta ai cloruri da tre facce e barra d'angolo. In questo caso è stato deciso di utilizzare la singola barra esposta ai cloruri da una singola faccia, per meglio rappresentare la condizioni reale. La ricerca ha quindi tracciato delle curve che mettono in relazione la percentuale di armatura corrosa con l'apertura delle fessure, facendo distinzione fra corrosione uniforme e non uniforme, dato un copriferro di 40 mm.

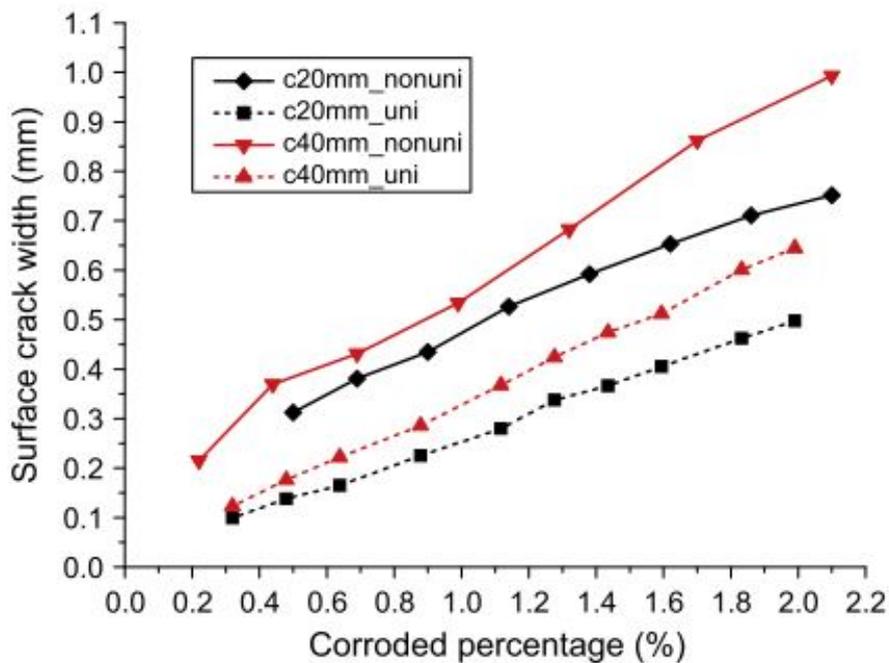


Figura 4.22: Relazione fra percentuale di acciaio consumato e apertura delle fessure

A questo punto, è stata scelta l'apertura delle fessure per ambiente aggressivo. La norma propone un apertura delle fessure pari a 0,2 mm. Il tasso di corrosione, invece, è calcolato come il rapporto fra la porzione di acciaio consumata e l'acciaio iniziale.

In seguito, vengono mostrati i risultati delle analisi. Vengono diagrammati sia i risultati ottenuti con il tasso di corrosione uniforme lungo l'asse della barra, quindi con $\alpha = 1$, sia quelli con tasso di corrosione non uniforme lungo l'asse della barra, quindi con $\alpha = 2, 4$ e 8 . L'ultimo rappresenta la condizione più gravosa, e infatti è la condizione che riduce al minimo la vita utile dell'elemento in calcestruzzo armato.

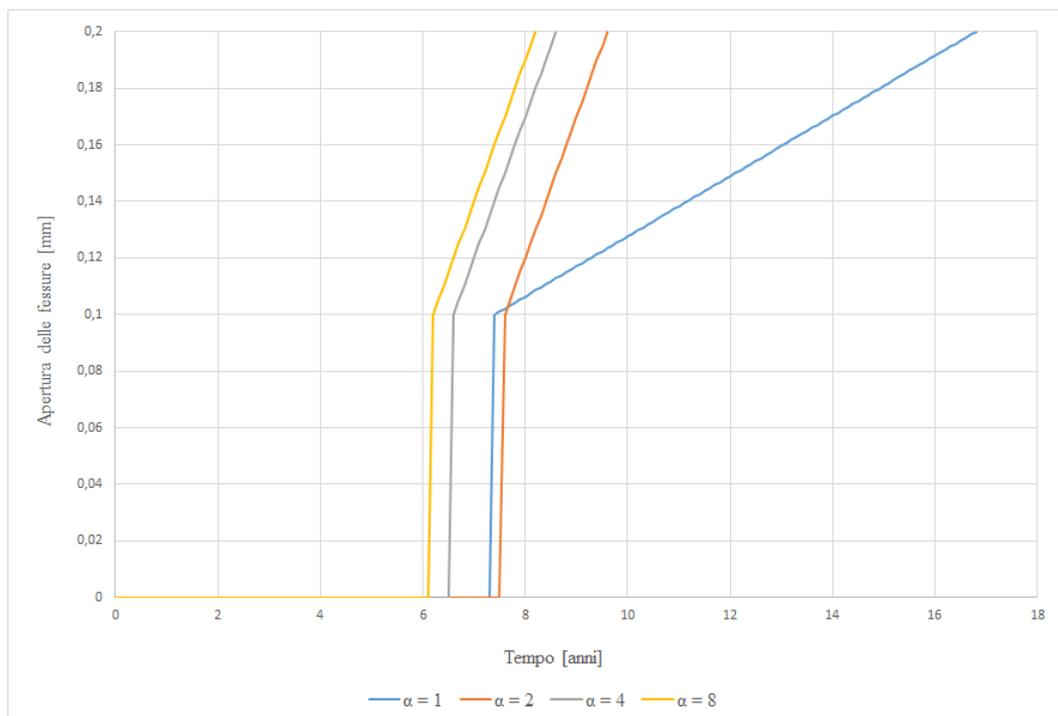


Figura 4.23: Andamento fino a rottura della barra priva di protezioni

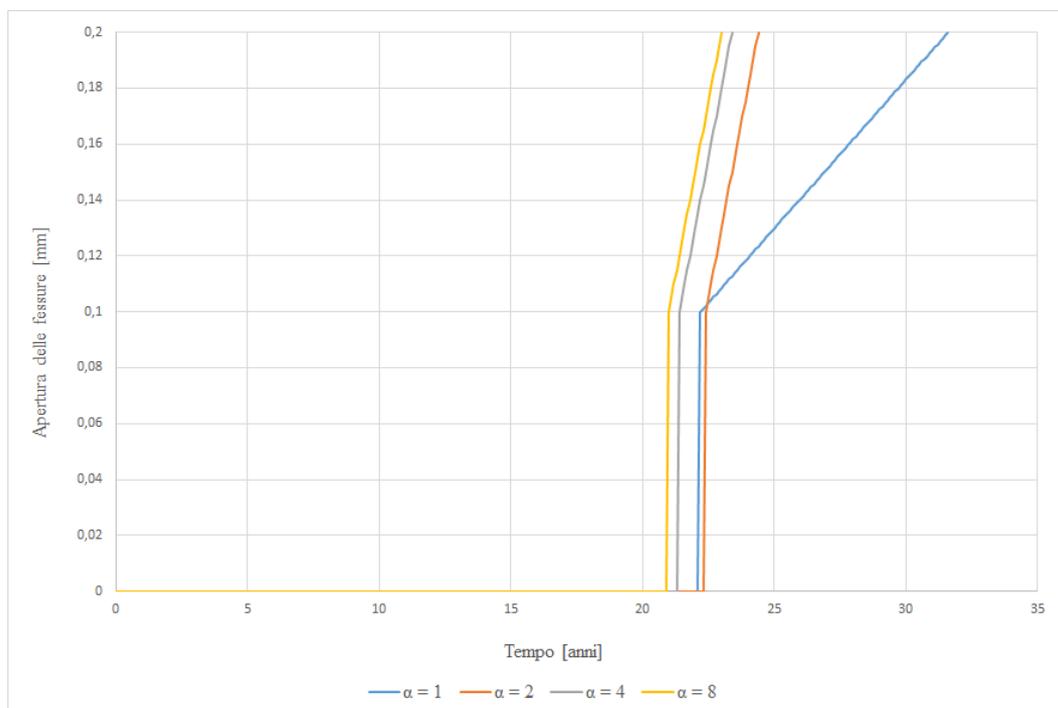


Figura 4.24: Andamento fino a rottura della barra protetta

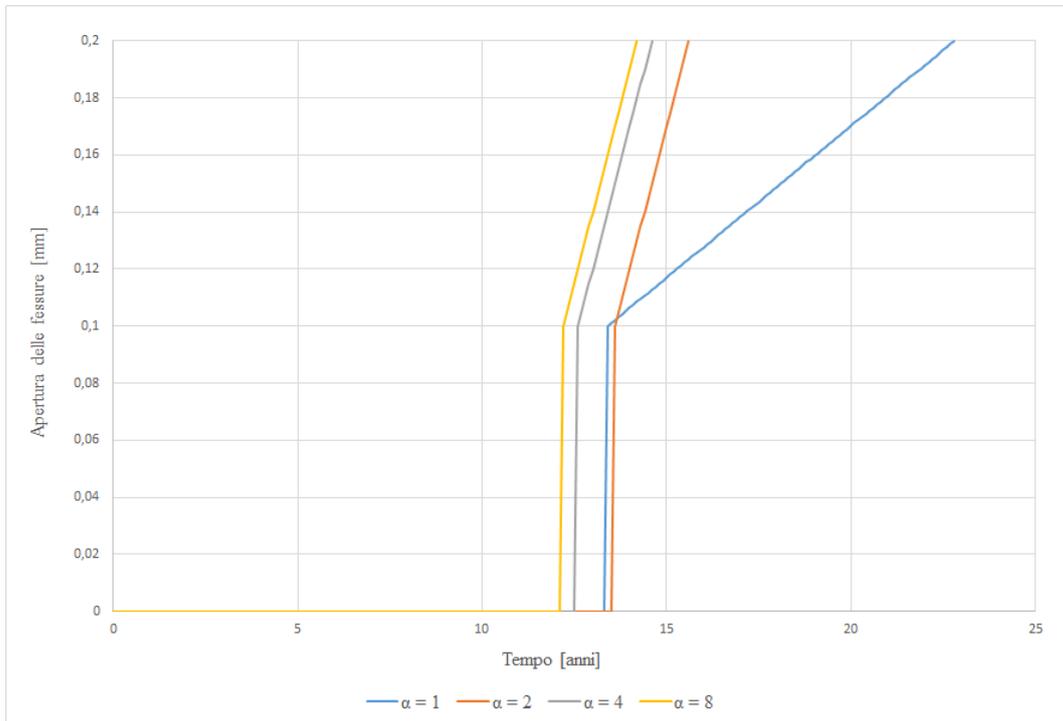


Figura 4.25: Andamento fino a rottura dell'armatura del Dickson Bridge

Come si vede dai risultati, la tipologia di corrosione meno pericolosa è rappresentata da quella uniforme. Essa porta a un'apertura delle fessure a 0,2 mm in circa 9 anni, tempo molto maggiore rispetto a quello delle altre tipologie di corrosioni. Passando ad analizzare gli altri dati, vediamo che il tempo necessario per raggiungere la rottura del calcestruzzo diminuisce molto quando si parla di corrosione non uniforme. L'apertura della fessura raggiunge il valore di 0,2 mm solamente dopo 2 anni. Questo è dovuto al fatto che il tasso di corrosione non uniforme è maggiore rispetto al caso uniforme, inoltre la resistenza del calcestruzzo è minore. Questo ci mostra come la corrosione per pitting sia decisamente quella più pericolosa per la struttura. Con questo modello è stato quindi possibile determinare il tempo necessario per arrivare ad un'apertura delle fessure non accettabile secondo i limiti proposti dalla normativa.

4.4 Risultati

Nella seguente tabella vengono infine mostrati tutti i risultati ottenuti tramite l'applicazione del modello di deterioramento proposto. In particolare, si è deciso di riportare i dati relativi ai tempi T1, T2 e T3, calcolati per l'armatura priva di protezione, l'armatura protetta e per il Dickson Bridge. Vengono mostrati sia i dati

relativi alla corrosione uniforme, quindi per $\alpha=1$, e il caso più gravoso di corrosione non uniforme, $\alpha=8$. Quest'ultimo caso è quello più pericoloso per la struttura, infatti presenta un tempo T3 molto minore rispetto alla corrosione uniforme. Questo a dimostrazione del fatto come la corrosione per pitting sia pericolosa per gli elementi in calcestruzzo armato. Tali dati saranno poi utilizzati per determinare le strategie di manutenzione adeguate. In particolare, sarà mostrato come la scelta di un'adeguata manutenzione influenzi positivamente la vita della struttura, aumentando significativamente il tempo per la rottura del calcestruzzo.

Corrosione Uniforme $\alpha=1$			Corrosione Non uniforme $\alpha=8$		
Barra non protetta			Barra non protetta		
T1	T2	T3	T1	T2	T3
6	8,4	17,4	6	7,2	9,4
Barra protetta			Barra protetta		
T1	T2	T3	T1	T2	T3
20	22,4	31,4	20	21,2	23,4
Dickson Bridge			Dickson Bridge		
T1	T2	T3	T1	T2	T3
12	14,4	23,4	12	13,2	15,4

Tabella 4.12: Risultati finali

Capitolo 5

Manutenzione dell'impalcato

5.1 Introduzione

Lo scopo principale per la creazione di un efficiente modello di deterioramento è quello di valutare l'efficacia delle varie strategie di manutenzione che possono essere applicate alla struttura. Tali procedure possono essere applicate sia a ponti di nuova costruzione, in modo da ritardare il maggior tempo possibile l'inizio del deterioramento, sia a strutture esistenti, per ritardare o inibire l'azione di corrosione. Lo scopo di questo capitolo è quello di mostrare quali possono essere le attività di manutenzione da poter eseguire, in quale periodo temporale è meglio che venga eseguita e quali sono le sue conseguenze. Nel precedentemente capitolo, infatti, è stato studiato un sistema in cui il calcestruzzo è direttamente a contatto con l'ambiente esterno, senza alcun tipo di protezione sulla sua superficie. Nella realtà, sono quasi spesso presenti elementi di protezione, quali una barriera impermeabile, o lo strato di bitume stesso sulla carreggiata. Verrà quindi studiato il comportamento di una membrana impermeabile sul tasso di corrosione dell'impalcato, e la sua capacità di impedire l'ingresso dei cloruri, sia che essa sia danneggiata oppure integra.

5.2 Manutenzione Predittiva

Lo scopo per la creazione di un modello di deterioramento adeguato è rappresentato dalla possibilità di definire al meglio gli interventi di manutenzione da svolgere. Tipicamente in letteratura, le due tipologie di manutenzione maggiormente diffuse sono quella preventiva e quella reattiva. La prima strategia consiste nella riparazione degli elementi ad intervalli regolari per evitare un loro malfunzionamento. Con la seconda, invece, si agisce soltanto dopo la rottura stessa dell'elemento. La strategia di manutenzione che si vuole introdurre in questo capitolo è quella della manutenzione predittiva. La manutenzione predittiva è un tipo di manutenzione preventiva. Essa viene effettuata una volta che vengono rilevati ed elaborati dei

dati tramite modelli matematici allo scopo di individuare il tempo residuo prima del guasto. Le due tipologie di manutenzione, preventiva e predittiva, presentano le seguenti differenze:

- **Manutenzione preventiva:** gli interventi di manutenzione sono eseguiti regolarmente, al fine di ridurre la probabilità che gli elementi della struttura si rompano o che soffrano di problemi di sicurezza. Tale strategia garantisce un'ottima condizione del ponte per tutta la sua vita utile, ma può essere dispendiosa se non realmente necessaria.
- **Manutenzione predittiva:** La manutenzione non è eseguita regolarmente. La manutenzione dipende dalle attuali condizioni degli elementi e viene eseguita soltanto quando necessaria. Tipicamente, tale strategia viene considerata quella meno costosa, perché le manutenzioni vengono eseguite meno frequentemente.

Il problema di dell'approccio predittivo riguarda la necessità di possedere un adeguato modello matematico in grado di rappresentare in maniera accurata il meccanismo di deterioramento scelto. Attraverso un modello matematico possiamo individuare i periodi di maggiore criticità per la struttura, in cui un'attività di manutenzione potrebbe ritardare o bloccare l'imminente problema. Generalmente si opera ricavanti i dati necessari dal sito di studio, i quali vengono elaborati tramite il modello scelto, e come output ricaviamo lo stato di deterioramento dell'impalcato con il passare del tempo. In seguito, vengono scelte le attività di manutenzione da eseguire, e si studia come esse influiscono sul deterioramento dell'impalcato. Lo scopo del capitolo successivo è proprio quello di studiare come le diverse operazioni di manutenzione influiscano sul degrado della struttura, soprattutto in base al periodo temporale in cui esse vengono eseguite.

5.3 Tipologie di manutenzioni

La maggior degli studi in letteratura propongono la classificazione delle attività di manutenzione in funzione del tipo di deterioramento che sta avvenendo sulla struttura e sulla presenza di un elemento di impermeabilizzazione. Lo scopo di questo capitolo è invece quello di mostrare come variano l'efficacia dei vari trattamenti in funzione del periodo in cui essi vengono eseguiti, cioè se prima o dopo l'inizio della fase di corrosione. Generalmente, come accennato nel paragrafo precedente, la manutenzione si distingue in preventiva e reattiva. Poiché il modello proposto presenta invece tre fasi di deterioramento, nel seguente studio viene introdotta una terza fase di manutenzione, chiamata intermedia. Essa si colloca tra il tempo T1 e il tempo T2. Le attività di manutenzione possono quindi essere classificata nelle seguenti tipologie [53]:

- **Manutenzione preventiva:** tale tipologia di manutenzione viene effettuata prima che cominci la corrosione dell'armatura, quindi prima del tempo T1.
- **Manutenzione intermedia:** questa tipologia, invece, viene effettuata quando è già iniziata la fase di corrosione, ma prima che la fase di fessurazione del calcestruzzo abbia inizio. Tale manutenzione ha quindi il compito di ridurre o bloccare il processo di corrosione.
- **Manutenzione reattiva:** l'ultima tipologia di manutenzione viene eseguita dopo l'avvenuta rottura del calcestruzzo. In genere è la tipologia di manutenzione più dispendiosa e profonda, e viene utilizzata in seguito e importanti danni sull'elemento.

Questa suddivisione permette di caratterizzare l'attività di manutenzione in funzione del tempo a cui sono applicate all'impalcato. Lo stesso tipo di manutenzione può essere preventiva in un determinato periodo, ma reattiva in un altro. Per esempio, la riparazione dell'elemento impermeabilizzante rappresenta un intervento preventivo se ancora non è iniziata la fase di corrosione. Viceversa, se l'armatura ha già iniziato a deteriorarsi, allora intervento di manutenzione diventa un'azione intermedia, in grado di ridurre il tasso di deterioramento. Ci sono comunque tipologie di manutenzione che sono efficaci soltanto in uno di questi intervalli temporale. Per esempio, il lavaggio dell'impalcato, al fine di eliminare i cloruri presenti in superficie, è efficace soltanto prima del periodo T1. Se tale azione viene eseguita in seguito all'inizio della corrosione, cioè nella fase in cui i cloruri hanno già iniziato la loro azione, tale intervento avrà un impatto minimo sul tasso di corrosione. Nella seguente tabella sono mostrati diversi interventi di manutenzione che possono essere eseguiti sull'impalcato, mettendo in evidenza la loro efficacia nei vari periodi temporali [53].

	Preventiva	Intermedia	Reattiva
Lavaggio impalcato	SI	NO	NO
Sostituzione memb. impermeabile	SI	SI	SI
Copertura di bitume	SI	NO	NO
Riparazione fessure	NO	NO	SI

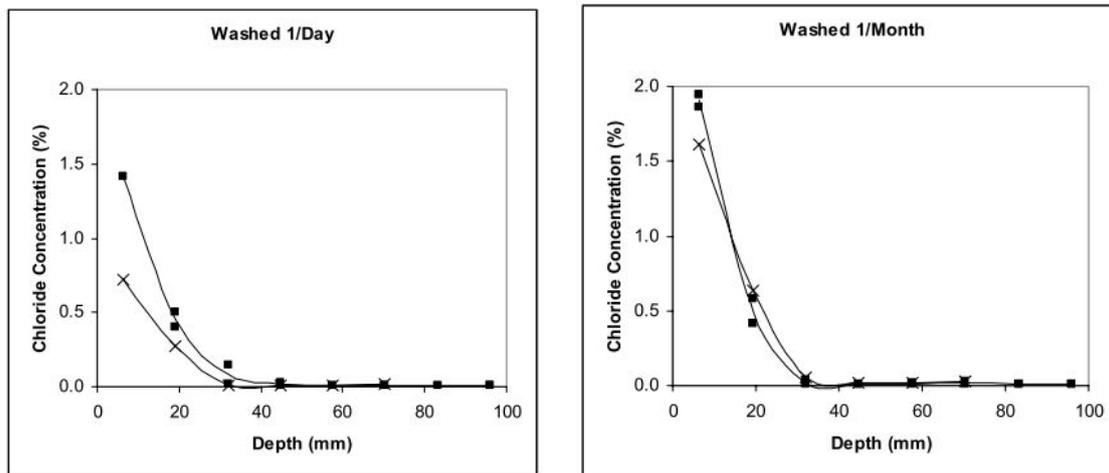
Tabella 5.1: Efficacia degli interventi di manutenzione

Questa tabella serve a far notare quali interventi di manutenzione siano maggiormente efficaci in base al degrado riscontrato. Ovviamente questo non significa che, per esempio, il lavaggio dell'impalcato sia totalmente inutile come attività intermedia, ma che la sua esecuzione ha un impatto molto minore, o trascurabile, rispetto al cambio della membrana impermeabile. In seguito, viene presentate

nel dettaglio tutte le attività di manutenzione, e il loro impatto sulla salute della struttura e sul tasso di corrosione.

5.3.1 Lavaggio dell'impalcato

L'attività di lavaggio e di pulizia è una tipologia di manutenzione che viene spesso utilizzata sia per rimuovere i detriti depositi sulla superficie dell'impalcato, sia per eliminare i sali sparsi per evitare il congelamento della struttura. Tale attività di manutenzione viene quindi utilizzata per ridurre la concentrazione di cloro in superficie, teoricamente aumentando quindi il tempo necessario all'inizio del processo di corrosione. Da evidenze sperimentali, però, è stato dimostrato che la concentrazione di cloruri al di sotto di 2 centimetri resta costante anche dopo il lavaggio della superficie. Tale intervento riesce a rimuovere soltanto i cloruri depositati entro 2 centimetri dalla superficie a contatto con l'atmosfera, eliminando soltanto i cloruri che si sono depositati durante gli ultimi anni di vita del ponte. A dimostrazione di questo, vengono mostrati gli esperimenti svolti dal dipartimento di trasporti in Oregon. Tali esperimenti sono stati svolti al fine di determinare il quantitativo d'acqua che era necessario utilizzare e la frequenza con cui tali lavaggi dovevano essere svolti al fine di ridurre il contenuto di cloruri sull'impalcato. Per tali esperimenti è stato utilizzato il River Bridge, un ponte in calcestruzzo armato situato in Oregon. In seguito, per semplificare la fase di ricerca, gli esperimenti sono stati eseguiti su provini in calcestruzzo, di dimensione 305 x 305 x 178 mm.



(a) Lavaggio una volta al giorno

(b) Lavaggio una volta al mese

Figura 5.1: Dati rilevati

Sono stati eseguiti 4 schemi di lavaggio per i diversi provini: una volta al giorno, una volta alla settimana, una volta al mese e nessun lavaggio. In seguito, verranno

riportati i dati relativi ai lavaggi con frequenza di una volta al giorno e una volta al mese. Questi dati verranno utilizzati per mostrare come il modello di deterioramento proposto sia in grado di predire il tempo di inizio della corrosione in seguito alle attività di lavaggio. I punti quadrati rappresentino il livello di cloruro prima del lavaggio, e le croci rappresentano il livello di cloruro dopo il lavaggio

Come si vede dai grafici, le operazioni di lavaggio riescono a ridurre in maniera efficace la concentrazione di cloruri sulle superficie dell'elemento. A 20 mm di profondità, invece, gli effetti sono molto minori, diventando praticamente nulli oltre tale profondità. In seguito verranno diagrammati gli andamenti della deposizione dei cloruri in superficie utilizzando i valori prima del lavaggio e dopo il lavaggio, mettendo in evidenza come la deposizione dei cloruri sia molto minore, sia con il lavaggio una volta al giorno che una volta al mese.

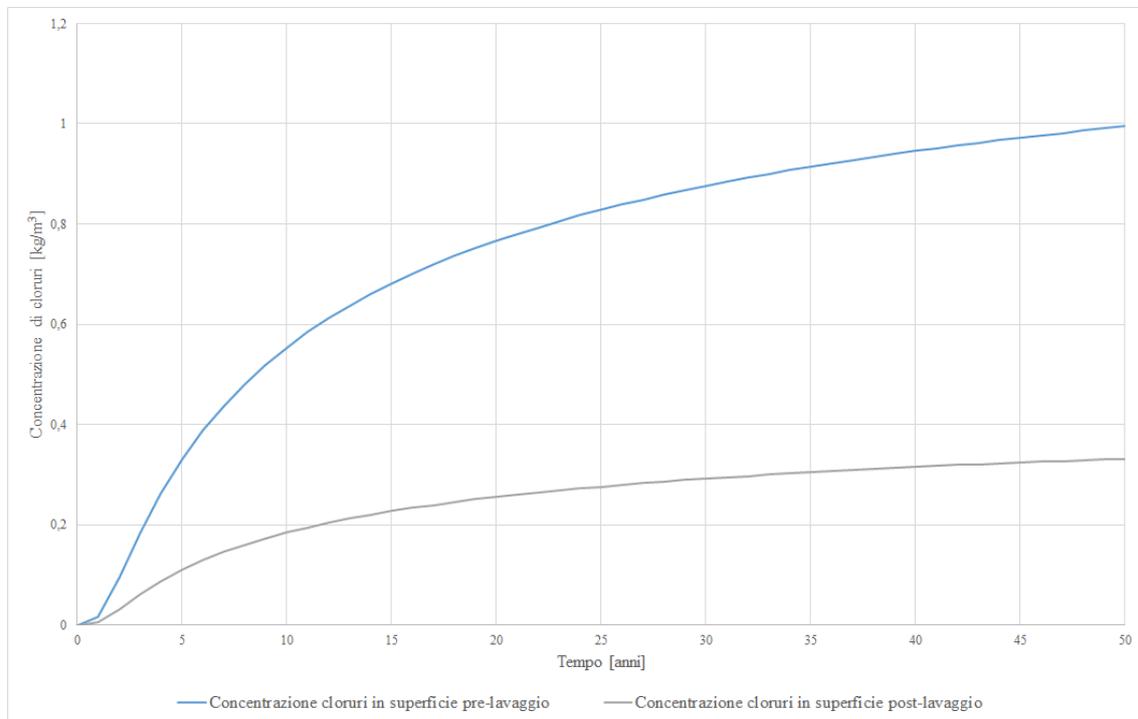


Figura 5.2: Andamento dei cloruri a seguito di un lavaggio eseguito quotidianamente

Come si vede dal grafico, i cloruri crescono molto più rapidamente se non viene eseguito alcun tipo di lavaggio dell'impalcato, mentre nel caso di lavaggio quotidiano la concentrazione in superficie ha un aumento molto più lento. Infatti, la concentrazione in superficie prima del lavaggio sono solamente di $1,5 \text{ kg/m}^3$, che scendono a $0,5 \text{ kg/m}^3$ in seguito all'operazione di lavaggio. Il lavaggio quotidiano permette quindi di mantenere un livello di cloruri mediamente più basso, ritardando in maniera significativa l'inizio del tempo di corrosione dell'armatura.

Nel caso di lavaggio una volta al mese, invece, questa differenza è meno accentuata. Prima di tutto, la concentrazione di cloruri in superficie prelavaggio risulta più alta, con un valore di circa 2 kg/m^3 , mentre il valore in seguito al lavaggio è di $1,5 \text{ kg/m}^3$. Questo mostra come il lavaggio una volta al mese abbia solo un piccolo impatto sull'aumento di vita utile della struttura. Il lavaggio quotidiano, invece, risulta maggiormente utile per mantenere il livello di cloruri sotto controllo. Tale tipologia di manutenzione potrebbe quindi essere utilizzata quando vengono sparsi sull'impalcato una grande quantità di sali per evitare il congelamento, problematica importante nei paesi con climi rigidi.

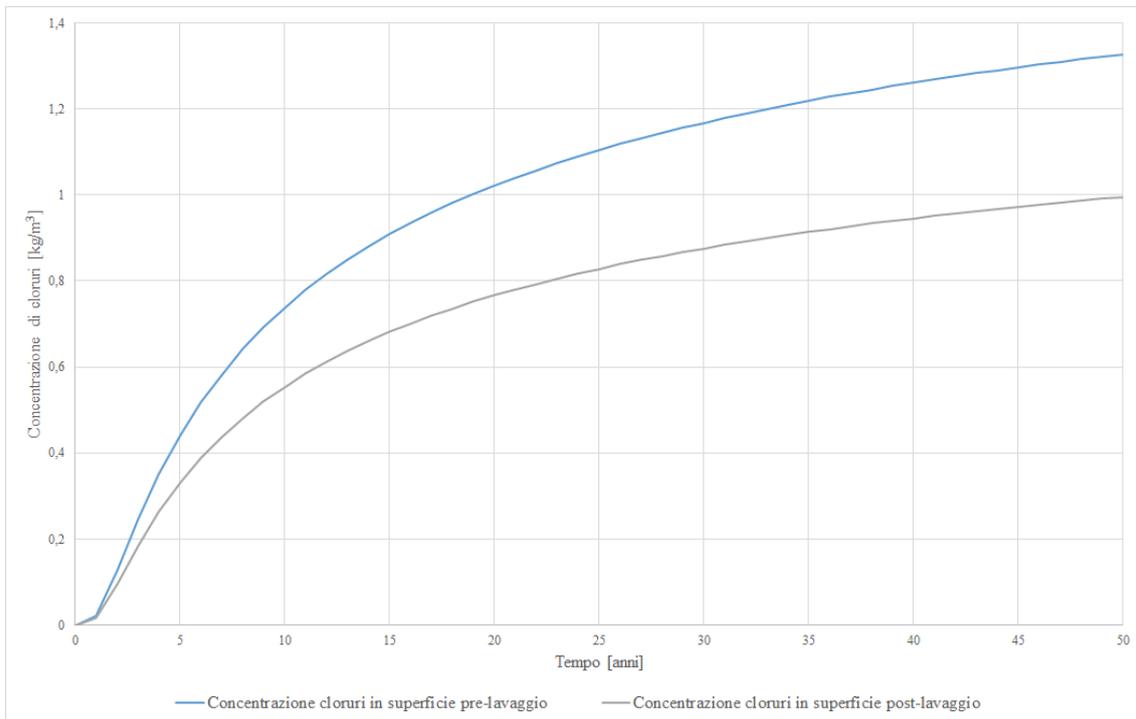


Figura 5.3: Andamento dei cloruri a seguito di un lavaggio eseguito mensilmente

Lo scopo di questa analisi è stata quella di mostrare come il lavaggio dell'impalcato sia un'attività di manutenzione valida per la riduzione di cloruri sulla superficie, e di come il modello di deterioramento proposto sia in grado di tenerne conto al fine di determinare il tempo di inizio della corrosione.

5.3.2 Sostituzione della membrana impermeabile

La membrana impermeabile è generalmente installata durante la costruzione della struttura, ma il suo deterioramento avviene in un periodo di circa 10 anni, in funzione del traffico e delle condizioni ambientali. Per mantenere la sua funzione, essa

deve essere sostituita frequentemente. Tale tipo di intervento può essere considerato preventivo, intermedio o reattivo, in base in che condizione si trova l'impalcato durante il momento della sostituzione. Per essere preventiva, essa deve essere installata durante il periodo T1. Nel grafico è mostrato l'impatto dell'installazione di una membrana durante la costruzione di un ponte. La durata di efficacia di tale membrana viene considerata, per semplicità, pari a 10, essendo lo scopo di questa trattazione mostrare gli effetti che si hanno con l'applicazione di una membrana impermeabile. Nel caso proposto viene effettuata una sola sostituzione a $t = 20$ anni. Il tempo di inizio della corrosione (T1) viene quindi traslato di 20 anni. Come si vede dal grafico, quando viene installata la nuova membrana impermeabile, rimuovendo quella deteriorata, allora la deposizione di cloruri al livello dell'armatura viene arrestata, facendo restare comunque inalterata la quantità di cloruri precedentemente depositati durante il tempo, se non viene eseguito alcun tipo di trattamento.

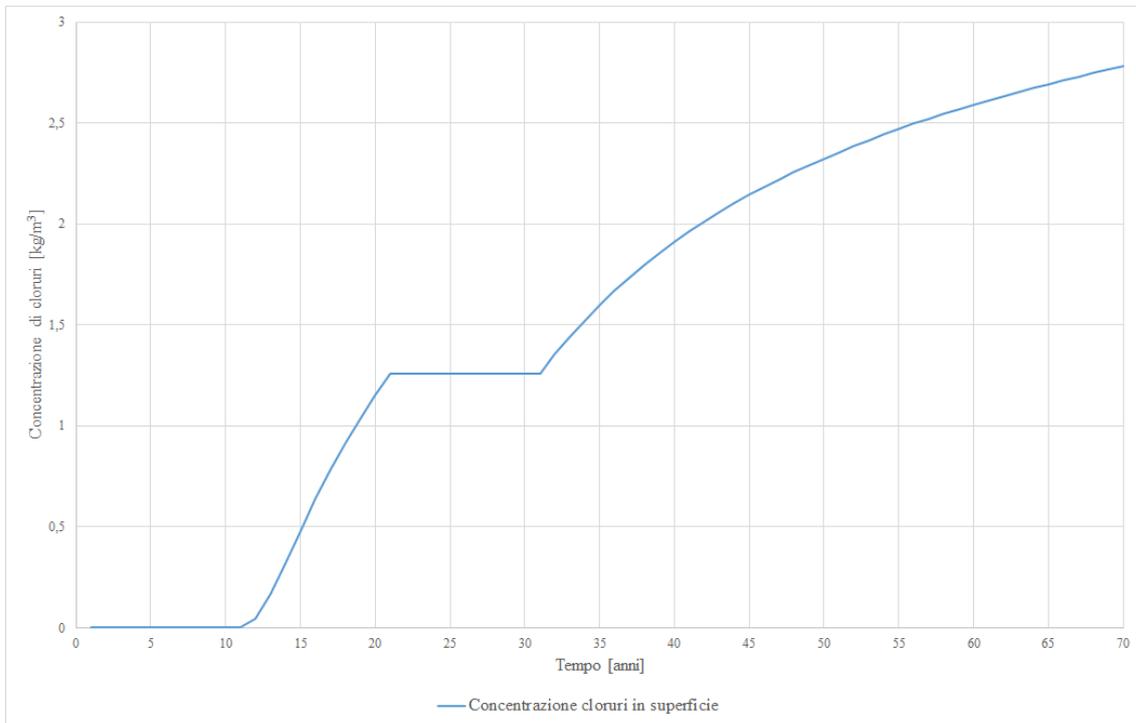


Figura 5.4: Andamento dei cloruri in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa

Questa rappresenta sicuramente l'operazione di manutenzione maggiormente conveniente a livello economico. Infatti, la sostituzione della membrana prima dell'inizio della corrosione permetterà di mantenere l'armatura integra, ritardando in maniera significativa il danneggiamento dell'impalcato.

Se tale membrana è sostituita dopo l'inizio della corrosione, allora il tipo di manutenzione diventa intermedia. Durante questo periodo, la membrana aumenterà la resistenza del calcestruzzo e rallenterà il tasso di corrosione, riducendo l'umidità relativa e la saturazione del calcestruzzo. Tale metodologia viene mostrata nel grafico del tasso di corrosione. Come si vede, essa viene temporaneamente ridotta a zero a causa della bassissima saturazione del calcestruzzo. Ovviamente tale degrado non può fermarsi completamente a causa della presenza di acqua in profondità nel calcestruzzo, però il suo tasso viene ridotto in modo significativo.

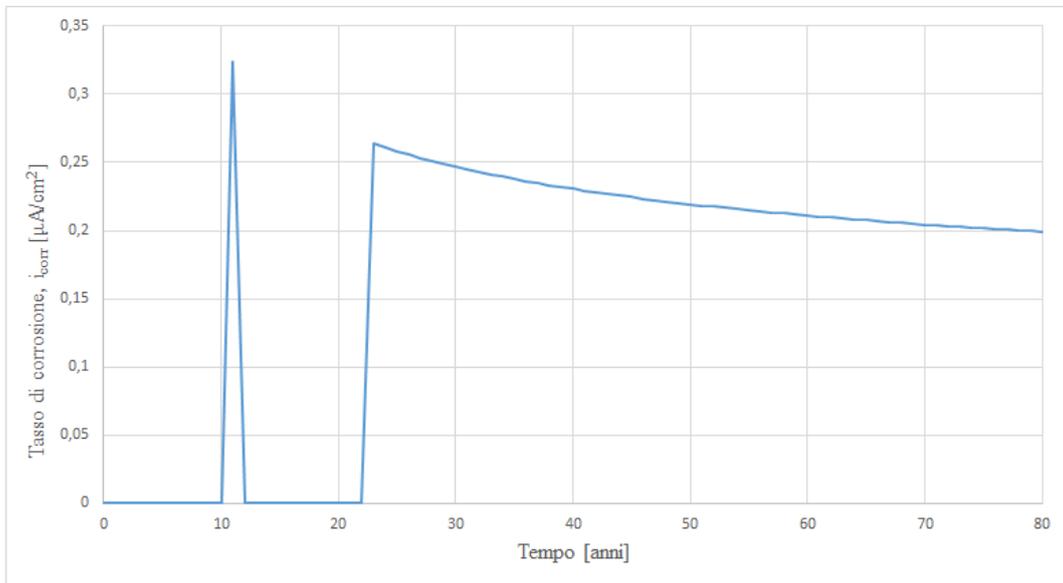


Figura 5.5: Riduzione del tasso di corrosione in seguito ad manutenzione intermedia

Infine, la sostituzione della membrana impermeabile può agire come attività di manutenzione, riducendo il tasso di corrosione e la crescita della fessura dopo la rottura iniziale del calcestruzzo. Il comportamento della membrana in calcestruzzo viene considerato simile a quello degli altri due periodi temporali. Il vero problema della sostituzione della membrana a questo stadio, è rappresentata dalla difficoltà di installazione a causa della presenza di fessure dell'impalcato.

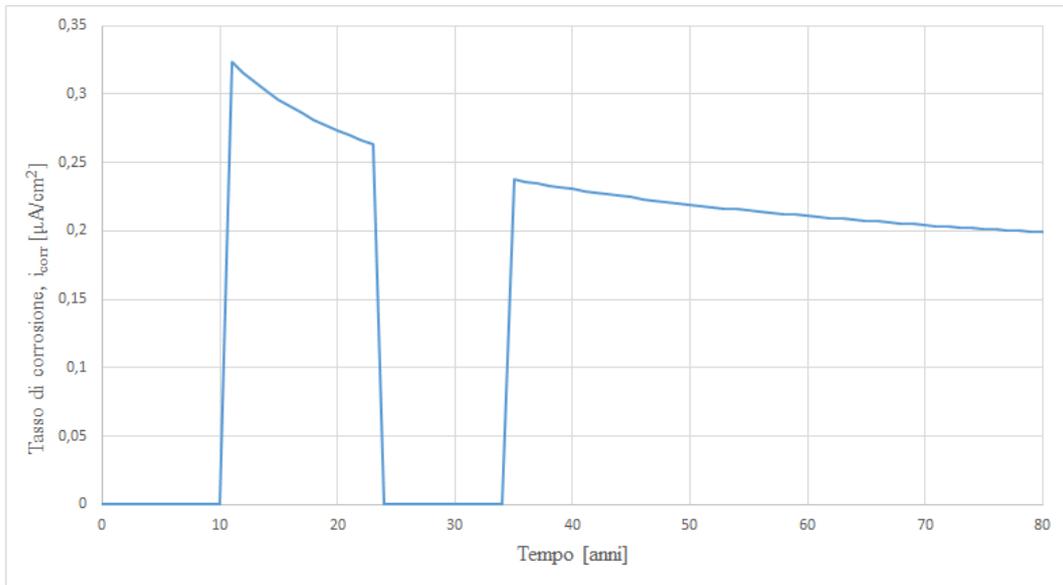


Figura 5.6: Riduzione del tasso di corrosione in seguito ad manutenzione reattiva

Al fine di mostrare i benefici per la sostituzione della membrana impermeabile in diversi periodi temporali, è stata eseguita una simulazione per determinare quali fossero i periodi temporali maggiormente favorevoli per effettuare le operazioni di manutenzione e ottimizzare la vita utile della struttura. Anche in questo caso è stata scelta una durata della membrana impermeabile pari a 10 anni, e sono state eseguite delle sostituzioni di tale membrana ogni 20 anni. Per Tale esempio sono stati usati i dati relativi alla barra protetta, che presenta un tempo di inizio della corrosione poco sopra i 20 anni soggetta ad una corrosione uniforme. Nella seguente tabella sono mostrati i risultati.

Tempi di installazione della membrana impermeabile						
Iniziali	t =0	t=20	t=40	t=60	t=80	Somma
T1	20	30	30	20	20	40
T2	22,4	32,4	32,4	22,4	22,4	55,6
T3	31,4	41,4	41,4	31,4	31,4	76,9

Tabella 5.2: Sostituzione della membrana impermeabile in diversi istanti temporali

Come si vede è stata ipotizzata una sostituzione della membrana in 5 diversi istanti temporali e nel caso tale fosse sostituita in tutti questi periodi. In seguito alla sostituzione della membrana per $t=0$ e $t=20$ abbiamo aumento del tempo T1 pari a 10 anni per entrambi i casi. Tale aumento diventa di 40 anni nel caso tale

sostituzione avvena in entrambi i periodi. A 40 anni inizia quindi la corrosione dell'elemento, e contemporaneamente viene effettuata una nuova sostituzione della membrana, la quale annulla il tasso di corrosione per 10 anni e lo riduce nel periodo seguente, spostando il tempo di rottura del calcestruzzo T2, che passa da 2,4 a 5,6 anni. Per tale motivo, si ottiene un tempo di rottura pari a 55,6 anni. In seguito, viene eseguita un'ulteriore sostituzione della membrana a 60 anni, che segue lo stesso principio spiegato precedentemente. Essa infatti sposta il tempo T3 di 10 anni e diminuisce il tasso di corrosione, portando la rottura finale del calcestruzzo fino a 76,9 anni.

5.3.3 Sostituzione della protezione bituminosa

Nel seguente paragrafo viene mostrato come lo strato bituminoso influisce sul tasso di deterioramento, ritardando il raggiungimento del contenuto di cloruri critico per iniziare la corrosione. Tuttavia, una volta iniziata la corrosione, lo strato bituminoso ha piccolissimi effetti sul tasso di corrosione o sulla formazione delle fessure. Per tale motivo, tale operazione di manutenzione viene considerata un tipo operazione solamente preventiva, essendo trascurabili gli altri contributi.

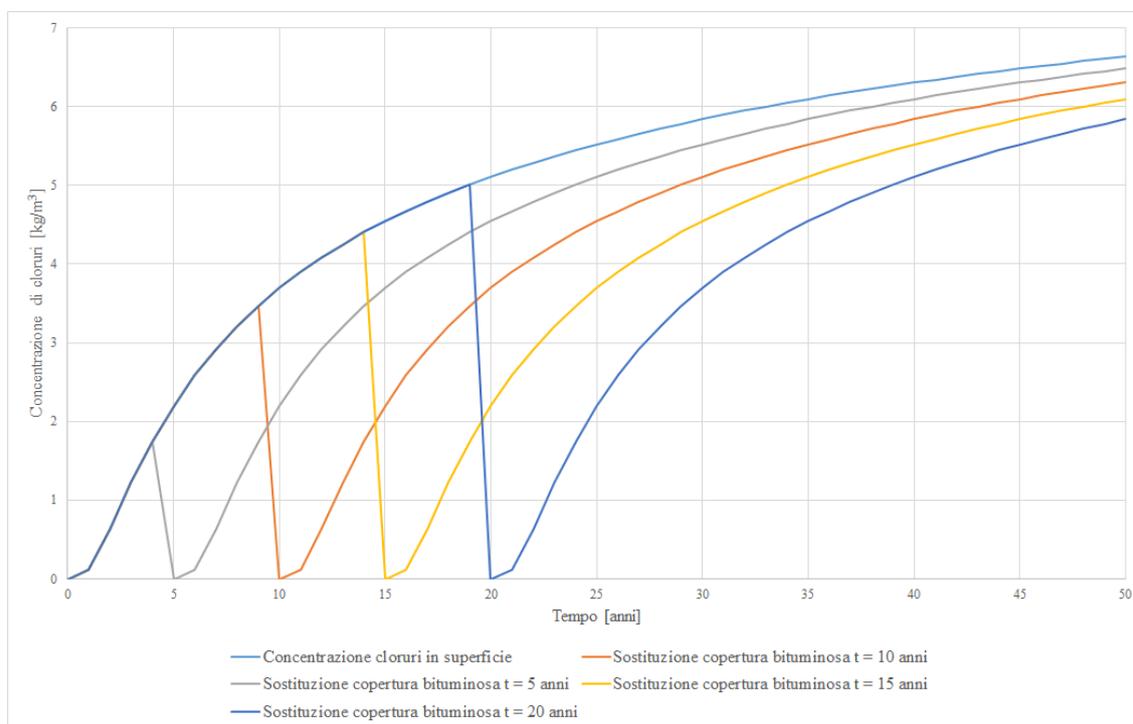


Figura 5.7: Andamento dei cloruri sulla superficie in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa

Se lo strato bituminoso viene installato durante la costruzione dell'impalcato e non sostituito, allora l'andamento è il medesimo di quello descritto nel capitolo precedente, offrendo comunque uno spessore maggiore in grado di proteggere le armature dalla deposizione dei cloruri. Invece, se tale strato viene sostituito durante la vita di servizio della struttura, gli strati di bitume precedenti vengono rimossi e la concentrazione di cloruri scenderebbe a zero. Tale effetto viene mostrato nella figura 5.7, ipotizzando una sostituzione dello strato bituminoso a 10 anni.

Tale grafico mostra la concentrazione di cloruri sulla superficie dello strato bituminoso. Tale valore scende ovviamente a zero in seguito alla rimozione di tale strato. Mentre la concentrazione di cloruri in superficie viene ridotta a zero sulla superficie dello strato di bitume, i cloruri depositati internamente al calcestruzzo non sono invece rimossi. Per tale motivo, la sostituzione dello strato bituminoso non riduce in maniera significativa il contenuto di cloruri al livello della barra, ma il valore che viene raggiunto si mantiene costante per circa 1 anno dopo il periodo di sostituzione di tale strato. Nel seguente grafico viene mostrato cosa succede se si sostituisce lo strato bituminoso. La concentrazione di cloruri rimane al suo massimo valore precedente durante il momento della sostituzione, aumentano di poco la vita utile dell'opera. Nel caso proposto, l'aumento è di circa un anno e mezzo.

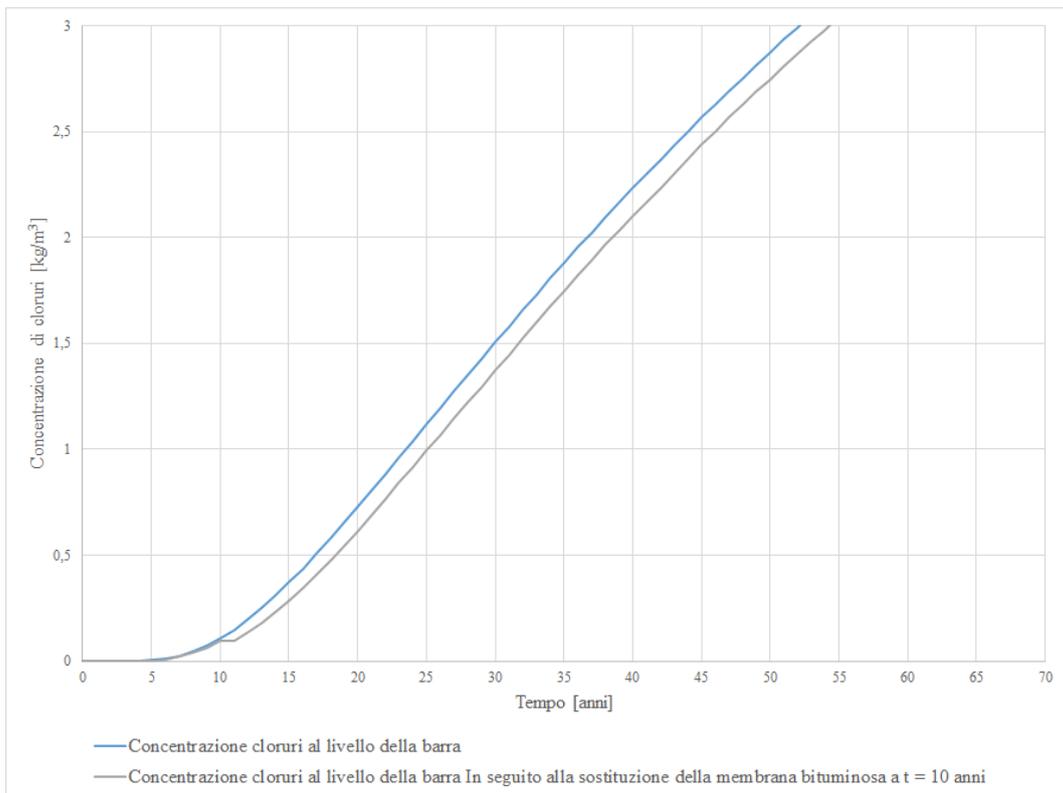


Figura 5.8: Andamento dei cloruri in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa

L'andamento dei cloruri al livello della barra risulta molto ridotto dalla presenza dello strato bituminoso, considerato in questo caso di 150 mm. Esso infatti impedisce l'ingresso dei cloruri all'interno del calcestruzzo, aumentando in maniera significativa il tempo di inizio della corrosione. Tale valore, per una barra priva di protezione con un C_{th} pari $1,2 \text{ kg/m}^3$, diventa di 26 anni, molto maggiore rispetto all'assenza della protezione di bitume. Tale valore è invece pari a 39 nel caso di barra protetta, quindi con un C_{th} pari $2,2 \text{ kg/m}^3$.

In seguito alla sostituzione di tale strato a $t = 10$ anni, abbiamo una leggera traslazione verso destra della curva che rappresenta la concentrazione di cloruri al livello della barra. Il valore T1 aumenta fino a 27,6 anni nel caso di barra non protetta e a 40,6 anni nel caso di barra protetta. Quindi tale operazione di manutenzione provoca soltanto un leggero aumento del tempo T1.

Tuttavia, il vantaggio di tale operazione risulta evidente se viene eseguito in un ciclo di 10 anni. Viene infatti mostrato come la vita utile aumenta di circa 30 anni se tale operazione viene eseguita ciclicamente, rendendo tale intervento decisamente utile se abbinata al cambio della guaina impermeabilizzante.

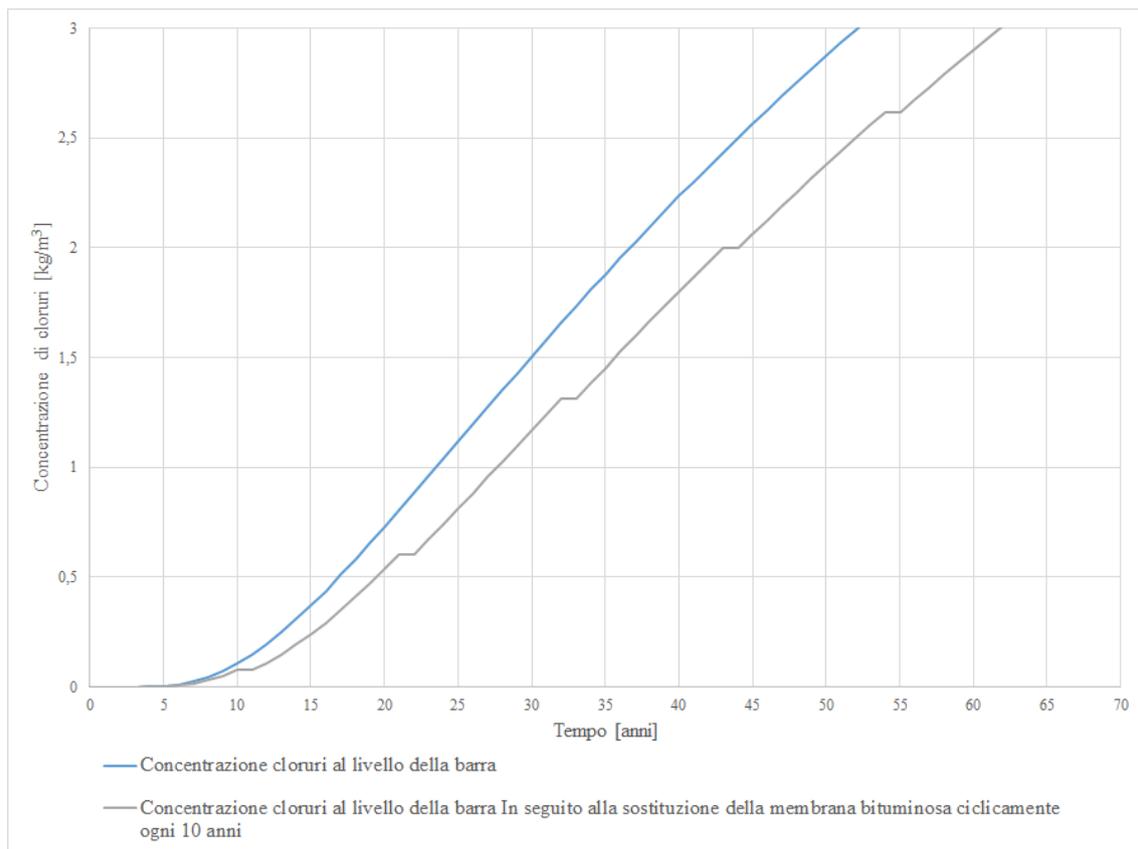


Figura 5.9: Andamento dei cloruri in seguito alla sostituzione della protezione bituminosa

In seguito alla sostituzione ciclica dello strato bituminoso, abbiamo un aumento del tempo T1 di 4,5 anni, il quale passa da 26 a 30,5 anni nel caso di barra non protetta. Mentre, nel caso di barra protetta abbiamo un aumento del tempo T1 da 39 a 47,8 anni.

Come nel precedente caso, è stata eseguita una simulazione per dimostrare i benefici in termini di estensione di vita utile dell'elemento. In questo caso è stata ipotizzata la sostituzione dello strato bituminoso a intervalli di 10 anni, tenendo però conto dello strato iniziale installato a $t = 0$. I risultati mostrano come i maggiori benefici nella sostituzione si hanno quanto più vicini ci si trova all'inizio della corrosione. Effettuando infatti una sostituzione a $t = 40$ anni, abbiamo il maggiore aumento del valore di T1, che passa da 41,6 a 45,2. Se tale operazione di manutenzione con un ciclo di 10 anni abbiamo il valore del tempo T1 che passa da 41,6 a 49,1 anni. Abbiamo quindi i tempi T2 e T3, che passano rispettivamente da 44 a 51,5 anni e da 53 a 60,5 anni. Nonostante possa sembrare un miglioramento trascurabile rispetto al costo necessario, se tale operazione viene associata alla sostituzione della membrana impermeabile, essa aumenterà notevolmente la vita utile della struttura.

Tempi di installazione della membrana bituminosa					
	Nulla	t = 0	t = 0 e 10	t = 0 e 20	t = 0 e 30
T1	20	39	40,6	40,2	41,4
T2	22,4	41,4	43	42,6	43,8
T3	31,4	50,4	52	51,6	52,8
	t = 0 e 40	t = 0 e 50	t = 0 e 60	t = 0 e 70	Somma
T1	42,6	39	39	39	47,8
T2	45	41,4	41,4	41,4	50,2
T3	54	50,4	50,4	50,4	59,2

Tabella 5.3: Sostituzione della membrana bituminosa in diversi istanti temporali

Nel seguente capitolo saranno mostrati gli studi effettuati considerando il contributo di entrambi gli elementi descritti precedentemente. Tale situazione è maggiormente rappresentativa delle condizioni che si possono trovare in situ, e rappresenta anche la soluzione commerciale maggiormente diffusa dalle aziende produttrici di soluzioni per l'impermeabilizzazione.

5.3.4 Sostituzione combinata di guaina impermeabilizzante e protezione bituminosa

Nella seguente sezione verrà trattato il contributo simultaneo che possono avere la sostituzione sia delle membrane impermeabile che della protezione bituminosa, essendo essa maggiormente rappresentativa delle condizioni in situ. Diverse aziende produttrici di sistemi impermeabilizzanti propongono infatti soluzioni basate sulla presenza contemporanea di entrambi gli elementi protettivi. Per il seguente caso di studio, viene considerato la soluzione proposta dall'azienda Sika, mostrata nell'immagine. In tale soluzione è applicato un primer direttamente sulla superficie del calcestruzzo che funge da componente adesiva. In seguito, viene applicata la membrana impermeabilizzante, che viene applicata a spruzzo mediante idonea attrezzatura. Successivamente sono presenti due strati bituminosi, che funzionano da protezione per la membrana impermeabilizzante.

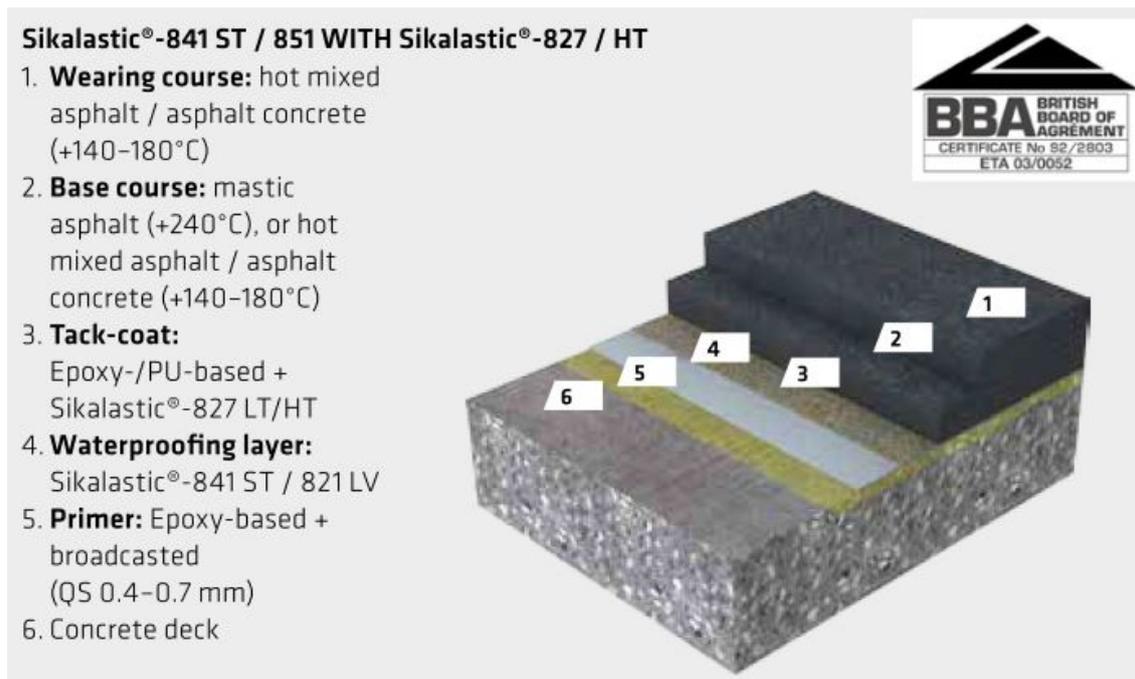


Figura 5.10: Soluzione proposta dall'azienda Sika per la protezione dei ponti in calcestruzzo armato

Per tali analisi sono stati usati i dati relativi alla barra non protetta, quindi con un C_{th} pari $1,2 \text{ kg/m}^3$.

Manutenzione uniforme

La prima combinazione che viene studiata è quella relativa a una manutenzione uniforme, in cui viene eseguita la sostituzione dello strato bituminoso ogni 10 anni (come mostrato nell'esempio precedente) e della membrana impermeabilizzante ogni 20 anni. Tale tipologia di manutenzione risulta semplice e facilmente programmata, e permette di aumentare in modo importante il tempo di rottura del calcestruzzo.

Manutenzione uniforme		
Anno	Memb. impermeabile	Memb. bituminoso
0	•	•
10		•
20	•	•
30		•
40	•	•
50		•
60	•	•
70		•
80	•	•
90		
Vantaggi	Manutenzione semplice e regolare.	
Svantaggi	Manutenzione inefficiente. Alcune manutenzioni non sono necessarie per raggiungere tale livello di vita utile.	

Tabella 5.4: Manutenzione uniforme

In seguito, sono mostrati i tempi T1, T2 e T3, dati dalla seguente attività di manutenzione.

	Nessuna manutenzione	Manutenzione uniforme
T1	6	59,4
T2	8,4	74,8
T3	17,4	93,8

Tabella 5.5: Variazione dei tempi T1, T2 e T3 in seguito alla manutenzione uniforme

Si nota un forte aumento del tempo di inizio per la corrosione, che passa da 6 a 59,4. Il tempo T2 avviene dopo 15,4 anni dal tempo T1, complice il fatto che la sostituzione della membrana impermeabile avviene proprio a 60 anni, la quale blocca il tasso di deterioramento. Abbiamo infine la rottura finale del calcestruzzo a 93,8 anni. Lo schema di manutenzione proposta risulta semplice da programmare, prevedendo una sostituzione ciclica degli elementi. Il problema di questo schema è il fatto che la sostituzione della membrana bituminosa non risulta efficace dopo l'inizio della corrosione. Per tale motivo, essa non necessita di essere sostituita ogni 10 anni, ma potrebbe essere cambiata solamente ogni 20, insieme alla sostituzione della membrana impermeabile.

Manutenzione preventiva

Tale schema di manutenzione, denominata preventiva, si prefigge l'obiettivo di intervenire sulla struttura prima che essa manifesti un guasto. Tale modalità permette quindi di aumentare in maniera importante il tempo di inizio della corrosione, concentrando tutte le operazioni di manutenzione nei primi 50 anni di vita della struttura, ma rendendola maggiormente suscettibile nel restante periodo.

Manutenzione preventiva		
Anno	Memb. impermeabile	Memb. bituminoso
0	•	•
10	•	•
20	•	•
30	•	•
40	•	•
50	•	•
60		
70		
80		
90		
Vantaggi	Il tempo T1 aumenta in maniera significativa.	
Svantaggi	Nessuna manutenzione dopo i 50 anni	

Tabella 5.6: Manutenzione preventiva

Come si vede dallo schema proposto, sia la sostituzione della membrana impermeabile che della membrana bituminosa avvengono ogni 10 anni, massimizzando il più possibile il tempo necessario per l'inizio della corrosione. Tale strategia di manutenzione prevede soltanto degli interventi entro i primi 50 anni. In seguito vengono mostrati di quanto variano i tempi T1, T2 e T3.

	Nessuna manutenzione	Manutenzione preventiva
T1	6	78,3
T2	8,4	80,7
T3	17,4	89,7

Tabella 5.7: Variazione dei tempi T1, T2 e T3 in seguito alla manutenzione preventiva

Osservando i risultati, è possibile notare come, nonostante il tempo T1 sia molto maggiore rispetto alla manutenzione uniforme, la rottura del calcestruzzo avviene comunque poco prima rispetto all'esempio precedente. Il tempo T1 passa infatti da un valore di 6 anni a un valore di 78,3 anni, il massimo valore raggiungibile. Il tempo T3 passa da un valore di 17,4 a 89,7. Nonostante sembri un ottimo risultato, esso è comunque inferiore al valore, ottenuto con la manutenzione uniforme, di 93,8 anni. Questo è dovuto al fatto che, non essendo stata eseguita alcun tipo di manutenzione dopo i 50 anni, non è presente più nessuno elemento in grado di bloccare o ridurre il tasso di deterioramento. Tale soluzione porta quindi al maggiore valore del tempo T1, ma non ottimizza la vita utile della struttura, che risulta comunque inferiore rispetto alla manutenzione uniforme, con un valore di T3 pari a 89,7 anni.

Manutenzione predittiva

Con l'ultimo schema di manutenzione si è cercato di ottimizzare gli interventi, riducendo la sostituzione della membrana impermeabile, che passa dai 10 della manutenzione preventiva a 30 anni, quindi con una frequenza ancora minore rispetto alla manutenzione uniforme. Come descritta precedentemente, tale manutenzione prende il nome di predittiva. Tramite il modello di deterioramento proposto, è stato possibile scegliere gli intervalli di manutenzione che andassero a ottimizzare la vita utile, senza andare però a spendere delle cifre non necessarie per la manutenzione. Per tale motivo, è stato quindi scelto un intervallo di manutenzione della membrana di 30 anni e una sostituzione della copertura bituminosa ogni 10 anni.

Manutenzione predittiva		
Anno	Memb. impermeabile	Memb. bituminoso
0	•	•
10		•
20		•
30	•	•
40		•
50		•
60	•	•
70		
80		
90		
Vantaggi	Maggiore vita utile della struttura a parità di costo di manutenzione. Operazioni ottimizzate.	
Svantaggi	Manutenzione difficile da programmare. E' richiesto un modello matematico adeguato.	

Tabella 5.8: Manutenzione predittiva

Si vedrà come questa scelta porterà ad un tempo T_1 uguale a quello della manutenzione uniforme, nonostante la minore frequenza. La membrana bituminosa, invece, viene sostituita ogni 10 anni, fino all'età di 60 anni. Tale soluzione maggiormente ottimizzata rispetto a quella uniforme. Infatti, nonostante la membrana impermeabile venga sostituita una volta ogni 30 anni, la vita utile dell'elemento risulta solo leggermente intaccata.

Nella seguente tabella sono riportati i dati ricavati.

I risultati ottenuti mostrano un valore del tempo T_1 pari a 59,4 anni, lo stesso ricavato nel caso di manutenzione uniforme. Stesso ragionamento vale per il tempo T_2 , anch'esso pari a 74,8 anni. Questo è dovuto alla sostituzione della membrana a 60 anni, subito dopo il tempo di inizio della corrosione. Tali valori sono stati ottenuti andando a sostituire la barriera impermeabilizzante solamente 3 volte lungo tutto l'arco di vita della struttura. L'unico valore minore è quello di rottura del calcestruzzo, il quale avviene a 83,8 anni, minore sia della manutenzione uniforme

	Nessuna manutenzione	Manutenzione predittiva
T1	6	59,4
T2	8,4	74,8
T3	17,4	83,8

Tabella 5.9: Variazione dei tempi T1, T2 e T3 in seguito alla manutenzione predittiva

che preventiva, ma comunque accettabile. Nel caso si volesse aumentare ulteriormente la vita utile della struttura, si potrebbe predisporre un intervento aggiuntivo prima degli 83 anni.

5.3.5 Riparazione delle fessure

L'ingresso di acqua, cloruri e altre sostanze aggressive all'interno dell'impalcato accelera il deterioramento della struttura. Quello su cui si è concentrata la trattazione ha riguardato l'ingresso di cloruri all'interno del calcestruzzo, i quali portano alla corrosione delle barre di armatura. Il modo per prevenire tale fenomeno viene raggiunto sigillando le fessure sull'impalcato, ritardando i fenomeni di corrosione. Sul mercato sono disponibili diversi prodotti per la sigillatura delle fessure. Tuttavia, il successo di tale operazione di manutenzione dipende da diversi parametri, quali viscosità del sigillante, grado di polimerizzazione, larghezza delle fessure, pressione di iniezione e temperatura. Diversi studi sono stati svolti per studiare come queste caratteristiche influenzano l'efficacia di questa operazione.

Per studiare il comportamento che tale operazione di manutenzione ha sull'impalcato, attraverso il modello proposto, vengono utilizzati i dati ricavati da uno studio eseguito dall'università del Wisconsin. Essi hanno analizzato il comportamento di diversi ponti, nei quali sono state eseguite delle operazioni di sigillatura delle fessure. In particolare, verranno presi in considerazione tre casi: il primo riguarda il ponte con codice 14-119, che non ha subito alcun tipo di trattamento, il secondo, la struttura 14-115 che è stato trattato solamente una volta, e infine il ponte 47-141, che ha subito un trattamento ciclico 1 volta all'anno. Il sigillante utilizzato per tale esperimento è stato descritto come un materiale oligomero di organosilossano a bassa viscosità, che venne applicato con gli intervalli descritti precedentemente. Nella fase precedente all'applicazione è stato eseguito un lavaggio profondo dell'impalcato, al fine di eliminare le impurità in superficie. Attraverso tali dati sono determinati i parametri per la seconda legge di Fick per la diffusione, utilizzato la procedura dei minimi quadrati. È stato possibile utilizzare tali dati per studiare il comportamento del sigillante tramite il modello proposto. In particolare, viene diagrammata la concentrazione di cloruri a diverse profondità in seguito

all'applicazione del sigillante.

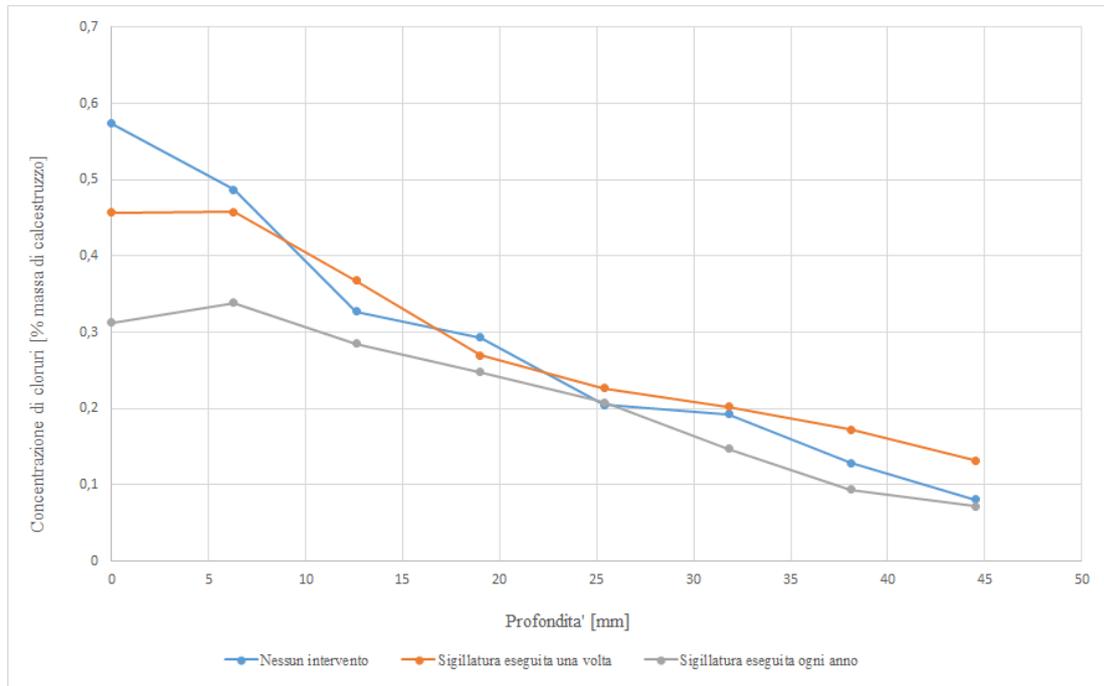


Figura 5.11: Concentrazione di cloruri in funzione della profondita'

Come viene mostrato dal grafico, eseguire un intervento di chiusura delle fessure ha un impatto molto basso se eseguito una sola volta. Viceversa, se l'intervento viene eseguito ciclicamente una volta all'anno, allora abbiamo una riduzione della concentrazione di cloruri all'interno del calcestruzzo. Tale intervento si rispecchia in un aumento della vita utile della struttura di pochi anni. Tale aumento è dovuto ad una diminuzione del tasso di corrosione che colpisce l'armatura. Il tasso di corrosione diminuisce in funzione del coefficiente di diffusione del materiale utilizzato per sigillare le fessure. Minore sarà tale coefficiente di diffusione, maggiore sarà la riduzione del tasso di corrosione. Il modello proposto permette quindi di tenere conto anche di tale tipologia di manutenzione, permettendo di determinare la vita utile della struttura in seguito alla chiusura della fessura.

Capitolo 6

Bridge Management System e caso di studio

6.1 Introduzione

Nel seguente capitolo vengono applicati tutti i concetti precedentemente esposti attraverso l'utilizzo di un bridge management system completo, chiamato BridgeStation. Tale software è sviluppato in collaborazione con la LoBEG (London Bridge Engineering Group), e viene utilizzato in Inghilterra per la gestione della maggior parte delle opere viarie, tra le quali sono compresi ponti semplici a singola campata, viadotti, strutture metropolitane, etc. Per l'utilizzo di tale software sono stati utilizzati i dati ricavati da due viadotti autostradali, rispettivamente con 11 e 19 campate, che verranno descritti nel dettaglio nel capitolo successivo. Tali strutture presentano diversi difetti, tra i quali sono presenti calcestruzzo ammalorato e dilavato, un ampio quadro fessurativo e la presenza di armature fortemente ossidate, a causa della presenza di sali utilizzati per evitare il congelamento. I dati sono stati ricavati tramite il metodo della valutazione numerica, opportunamente convertiti nel sistema di classificazione di BridgeStation e utilizzati per svolgere le analisi. Tali analisi consistono nella determinazione della condizione, sia media che critica, del ponte tramite un indice numerico, e la sua variazione durante le diverse ispezioni svolte. In seguito, sono state eseguite delle analisi denominate "Life cycle planning". Tramite questa funzione del software, è possibile utilizzare i modelli di deterioramento presenti per determinare la condizione della struttura in futuro, selezionando fra diverse strategie di manutenzione disponibili (preventiva o reattiva). Determinato l'andamento della salute delle strutture in funzione del tempo, viene selezionata la strategia di manutenzione adeguata per i problemi rilevati. Infine, tramite il modulo di prioritizzazione, il software stile una lista degli elementi che necessitano di interventi prioritari, tenendo conto della loro importanza, della condizione ambientale e del volume di traffico. Lo scopo di queste analisi è quello di

mostrare come i bridge management system siano in grado di gestire tutte le operazioni di manutenzione che possono essere svolte sulla struttura per tutta la sua vita utile, ottimizzando tali scelte in base al budget disponibile dall'ente gestore. Sfruttando il lifecycle planning è possibile studiare una manutenzione di preventivo, al fine di eseguire gli interventi prima che si presentino importanti riduzioni alla capacità portante della struttura, causando problemi di sicurezza. Permettono inoltre di avere un elenco dettagliato e facilmente accessibile a tutte le strutture dello stock, permettendo di aggiornare i dati delle strutture in tempo reale e in qualunque luogo.

6.2 Caso di studio

Il caso di studio proposto riguarda l'analisi di due viadotti autostradali. Tali viadotti, che nel presente elaborato saranno chiamati Viadotto 1 e Viadotto 2, si sviluppano rispettivamente in 19 campate, per una lunghezza di 772 m, e 11 campate, per una lunghezza di 449 m. La luce nominale delle campate è di 42 m. Il viadotto 1, realizzato fra la fine degli anni 70 e l'inizio degli anni 80, è costituito da travi a cassone in calcestruzzo armato precompresso semplicemente appoggiate su luce teorica di 40,4 m. La soletta superiore è di 25 cm di spessore minimo. La piattaforma stradale è larga 10,25 m ed è affiancata da cordoli di 0,72 e 0,97 m. Le pile hanno sezione rettangolare cava 5,6x2,5 m fino ad un'altezza di 25 m, con pareti di spessore minimo fino a 30 cm. La sezione è 6,8x2,5 m per altezze comprese fra 25 e 40 m. Per altezze superiori ai 40 m, la sezione è rettangolare cava 6,6x3,5m. Le pile hanno altezza variabile da 12,5 a 60 m, compresi i pulvini da 1,75 m e sono fondate su pozzi. Il viadotto 2, invece, realizzato fra la fine degli anni 80 e l'inizio degli anni 90, è costituita da un impalcato continuo a conci con sezione a cassone monocellulare in calcestruzzo armato precompresso. La larghezza della piattaforma stradale è di 11 m affiancata da cordoli di larghezza di 75 cm e 1 m. Le pile con sezione rettangolare cava monocellulare variabile con l'altezza, con pareti di spessore che varia tra 30 e 80 cm, hanno altezze variabili da 10 a 48 m, comprensive di un pulvino alto 2,25 m. Sono tutte fondate su pozzi. Su tali strutture sono stati rilevati diversi problemi relativi a uno stato di ammaloramento avanzato del calcestruzzo, con rimozione integrale del copriferro e con conseguente evidenziazione delle sottostanti armature e del loro stato di conservazione. Tali problemi sono dovuti all'utilizzo costante di sostanze per evitare il congelamento dell'impalcato, altamente dannose per il calcestruzzo. Tali sostanze hanno accelerato i processi di corrosione, rendendo la struttura fortemente insicura. Verranno adesso descritti tutti i problemi rilevati nei vari elementi della struttura:

- Spalle: i corpi spalla di entrambe le vie presentano tracce di percolazione, causata da una non perfetta funzionalità dei giunti trasversali. Sono presenti macchie di umidità, attiva e passiva. Nel viadotto 1 esse mostrano erosione del

calcestruzzo con ferri scoperti. Gli appoggi compositi e i carrelli di entrambi i viadotti presentano uno stato di ossidazione.

- **Pile:** sono stati riscontrati dilavamenti con distacchi di copriferro e barre di armatura fortemente ossidate, in particolare nella parte bassa di ringrosso e lungo i fianchi. Si rilevano anche zone di umidità passiva in prossimità dello spiccato. Il distacco del copriferro ha portato alla messa in evidenza delle armature sottostanti, accelerando esponenzialmente il processo di corrosione. Sono state rilevate anche delle lesioni e ragnatela modeste. Le pile risultano gli elementi maggiormente a rischio di tutta la struttura. La fondazione della pila 1 presenta inoltre un leggero scalzamento.
- **Impalcato:** gli impalcati a cassone del viadotto 1 presentano macchie di umidità, sia attiva che passiva, con un'estensione che varia dal 20% al 50%. Anche in questo caso sono presenti gli stessi problemi rilevati sulle pile, con calcestruzzo ammalorato ed esposizione delle barre. Gli sbalzi in corrispondenza dei giunti, presentano notevoli distacchi del calcestruzzo con barre di armatura ossidate, umidità ed efflorescenza. Erosione del calcestruzzo è presente in corrispondenza dei giunti dei conci ed in prossimità delle caditoie. L'impalcato risulta invece in condizioni migliori per il viadotto 2, presentando gli stessi difetti ma con un'estensione minore.
- **Appoggi:** gli appoggi mobili del viadotto 1 con rulli in acciaio, presentano ossidazione diffusa, e in alcuni casi lievi distacchi della parte metallica. Gli appoggi fissi sono in condizioni simili, presentano ossidazione del meccanismo a piastre contrapposte, dovuta a percolazioni provenienti dal giunto di superficie, che causa appunto distacchi del calcestruzzo sulla sommità della pila. Anche gli appoggi del viadotto 2 presentano uno stato ossidativo.
- **Giunti di dilatazione:** sono di tipo a mattonella nel viadotto 1, e sono stati rilevati forti problemi alla scossalina permeabile. Nel viadotto 2 sono invece a pettine, ed è stati rilevati anche qua problemi alla scossalina permeabili e dei massetti lesionati.

6.3 Programma utilizzato

Per lo studio del caso proposto, è stato utilizzato il software BridgeStation. Sviluppato dalla London Bridges Engineering Group (LoBEG), tale software permette di gestire un ampio inventario di strutture, registrare ispezioni e salvare tutti i file importanti, tra cui esiti delle ispezioni e fotografie, in un unico programma. Esso permette di determinare e valutare le attività, generare automaticamente gli indicatori di condizione, configurare la gestione per un periodo di tempo fino a 60 anni e stabilire le priorità della manutenzione.



Figura 6.1: Logo di BridgeStation

Essendo un sistema Web-based, esso non necessita dell'installazione di alcun tipo di software e può essere facilmente accessibile da qualunque dispositivo dotato di connessione Internet. In seguito, vengono elencati i moduli di cui dispone il programma:

6.3.1 Inventario

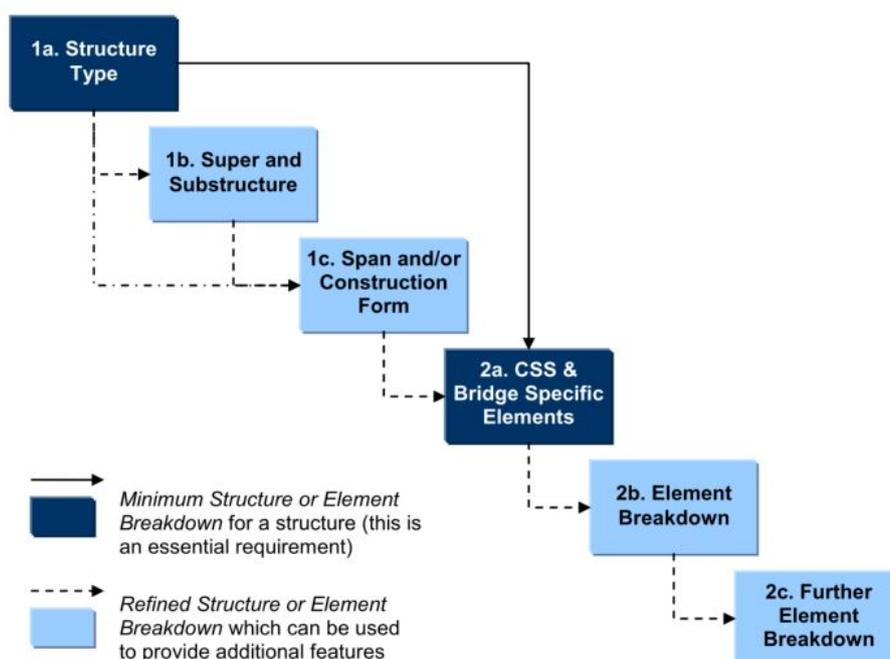


Figura 6.2: Schema delle varie tipologie di suddivisione

Similmente ai programmi precedentemente spiegati, anche BridgeStation possiede un modulo per il salvataggio delle strutture e dei loro elementi. La particolarità di Bridge Station è che permette la suddivisione dell'opera in base alla struttura e al tipo di analisi che deve essere eseguita. Sono possibili tre livelli di suddivisione strutturali: 1a, 1b e 1c. Discorso analogo può essere fatto per lo studio degli elementi. Il programma permette infatti una suddivisione degli elementi maggiormente

raffinata in base alla tipologia strutturale. Anch'esso si suddivide in 3 livelli: 2a, 2b e 2c. Nell'immagine 6.2 sono indicati schematicamente i livelli di suddivisione disponibili [55]:

- Level 1a: è il livello basilare di analisi, e permette lo studio in base alla tipologia di struttura (es. viadotto, passerella pedonale, etc.).
- Level 1b: questo livello di analisi permette la suddivisione permette di distinguere gli elementi che appartengono alla sovrastruttura e quelli che appartengono alla sottostruttura. Il programma permette automaticamente la suddivisione degli elementi.
- Level 1c: l'ultimo livello permette la suddivisione per campate. Tale analisi permette quindi di studiare singolarmente ogni singola campata, ed e' indicata appunto quando deve essere posta particolare attenzione su una singola porzione della struttura.

Structure Type	Recommended Level of Refinement	
	Structure Breakdown	Element Breakdown
Bridge: Vehicular		
Single span	1a	2a
Multi span	1a	2b
Bridge: Pedestrian/cycle		
Single span	1a	2a
Multi span	1a	2b
Cantilever Road Sign	1a	2a
Chamber / Vault / Cellar	1a	2a
Culvert		
Single span	1a	2a
Multi span	1a	2b
High Mast Lighting	1a	2a
Retaining Wall / Structural earthworks - reinforced/strengthened soil/fill structure		
Height ≤ 3m	1a	2a
Height > 3m	1a	2a
Sign / Signal Gantry		
Cantilever	1a	2a
Spanning	1a	2a
Subway: Pipe	1a	2a
Tunnel	1a	2b
Underpass (or subway) :Pedestrian	1a	2a
Underpass: Vehicular	1a	2a
Miscellaneous (including Special Structures)	1a	2a

Tabella 6.1: Livelli di approfondimento consigliati

Ad ogni modo, il livello di approfondimento consigliato è sempre il livello 1a, come indicato nella tabella 6.1. L'uso degli ulteriori livelli di approfondimento (1b e

1c) devono essere giustificato dall'ente gestore. Per quanto riguarda la suddivisione degli elementi, invece, sono disponibili i seguenti gradi di approfondimento:

- Level 2a: suddivisione basilare, in cui viene considerato soltanto un singolo elemento strutturale per ogni tipologia. Analisi indicata soltanto per le strutture più semplici a campata singola.
- Level 2b: livello successivo al 2a, permette, una volta indicato l'elemento strutturale di studio (campata, pila, fondazione, etc.), di suddividerlo ulteriormente nel numero di elementi presenti sulla struttura. Tale divisione è obbligatoria nelle strutture a più campate.

Nella tabella seguente sono indicati i livelli di approfondimenti consigliati dalla LoBEG. Come si vede, per lo studio della struttura viene consigliato di usare sempre il livello 1a. Mentre, per lo studio degli elementi, è richiesto un livello più approfondito per lo studio delle strutture con più campate.

6.3.2 Lifecycle planning

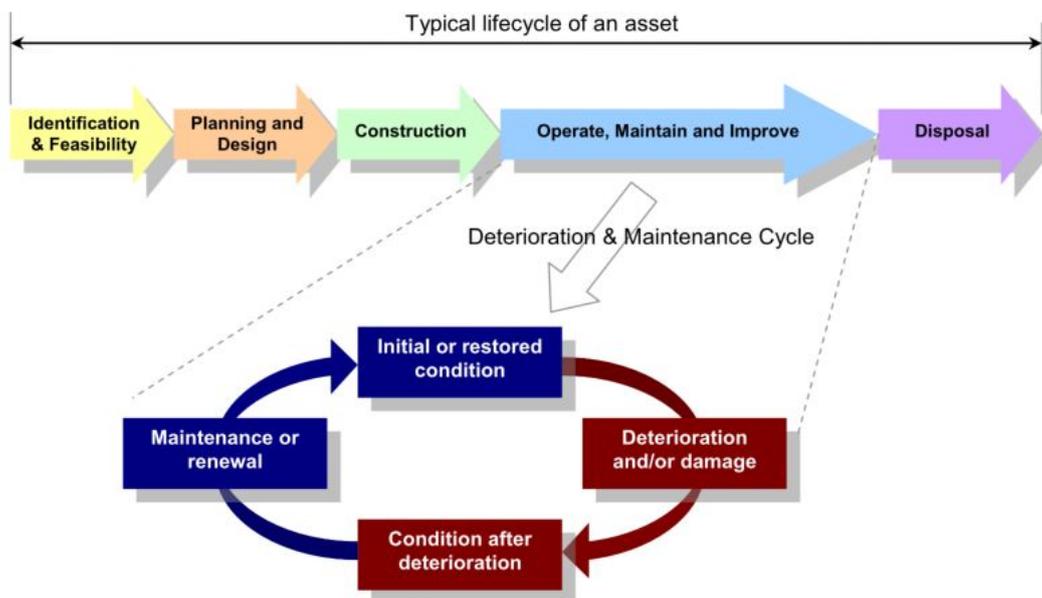


Figura 6.3: Fasi di un Lifecycle Planning

La parte fondamentale della gestione di un'opera consiste nella comprensione di come gli elementi si comportano e si deteriorano durante il suo ciclo di vita. Le fasi della gestione durante la vita di servizio sono mostrate nell'immagine seguente. Tuttavia, le parti più importanti del ciclo di vita di un'opera sono dati dal suo

deterioramento e dalla sua manutenzione. La comprensione di questi problemi consente al gestore della rete di valutare le varie strategie di manutenzione e valutare quella economicamente più conveniente.

L'adozione di un approccio sistematico per affrontare i problemi sopra citati associate alle varie fasi della vita di servizio di una struttura (costruzione, gestione, manutenzione, etc.) al fine di ridurre al minimo i costi di gestione, viene chiamato Lifecycle Planning. Il risultato di tale operazione è una strategia a lungo termine per gestire un bene, o un gruppo di beni, con l'obbiettivo di fornire le prestazioni richieste minimizzando allo stesso tempo di costi di gestione per tutta la vita di servizio dell'opera. Gli elementi che sono generalmente considerati durante lo sviluppo di un lifecycle plan includono [56]:

- I meccanismi di deterioramento attesi e il relativo tasso di deterioramento.
- Vita di servizio dei componenti del bene.
- Il livello di performance richiesto dal bene.
- Le tipologie e i tempi delle attività di manutenzione e il loro impatto sulle condizioni della struttura.
- Il costo atteso per le attività di manutenzione.
- Eventuali rischi per la sicurezza pubblica o per coloro che svolgono i lavori.
- Qualunque tipo di interruzione dei servizi dovuto alle attività di manutenzione.

Integrare le precedenti considerazioni in una pianificazione a lungo termine è difficile soprattutto quando si tratta di beni complessi come ponti e strutture autostradali. Quindi, se l'ente gestore sta cercando di confrontare diverse alternative di lifecycle planning per un ponte o per una rete di ponti, è importante avere un approccio solido e coerente che consente di sviluppare una pianificazione a lungo termine in modo sistematico.

6.3.3 Maintenance Prioritisation

La programmazione della manutenzione è un processo logico attraverso il quale:

- Le informazioni sono sistematicamente analizzate e il tipo di manutenzione è identificata.
- La manutenzione richiesta viene analizzata in modo da identificare dei piano di lavoro adeguati.

- I piani di lavoro vengono preparati.

Una fondamentale componente di un robusto sistema di pianificazione della manutenzione consiste nella fase di prioritizzazione. Questo prende anche il nome di “Value Management” e permette una corretta gestione del budget, indirizzandola verso le strutture che ne hanno maggiore necessità. LoBEG ha sviluppato un processo a due fasi finalizzato alle operazioni di prioritizzazione della manutenzione. Nella seguente immagine vengono presentate schematicamente le varie fasi del processo di prioritizzazione [57].

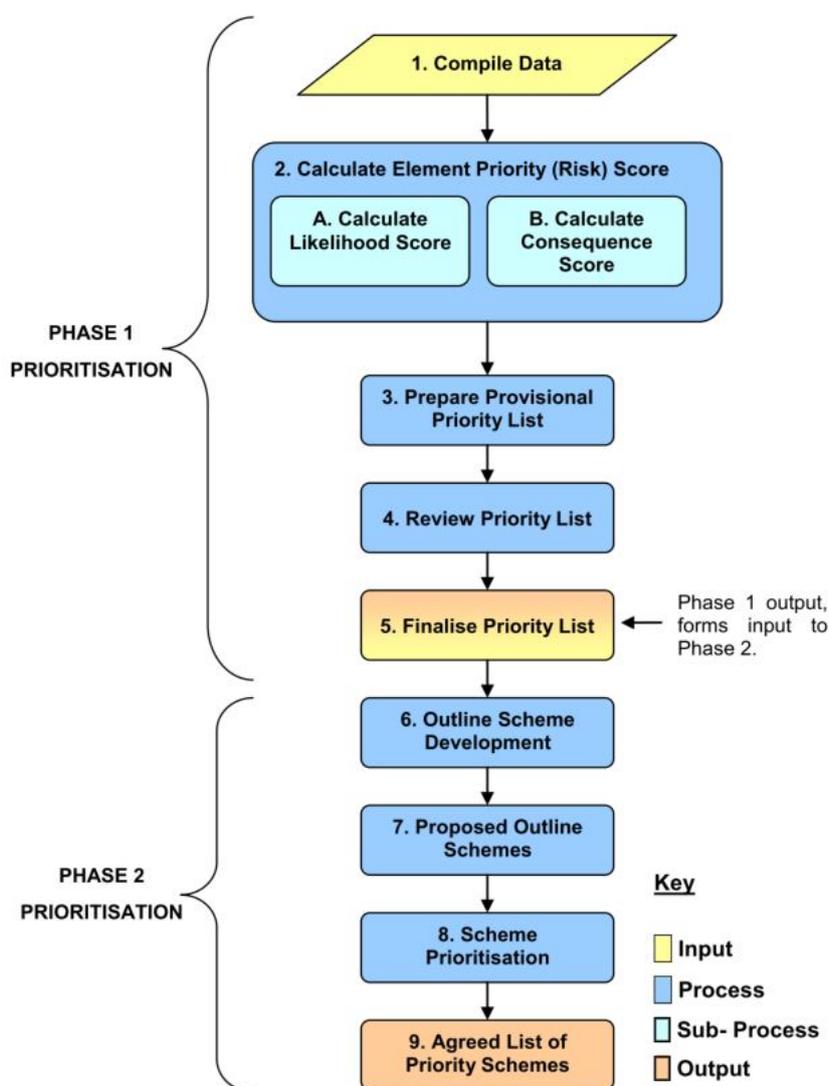


Figura 6.4: Fasi della procedura di prioritizzazione

In seguito vengono descritte brevemente le varie fasi e le sue componenti. Iniziando dalla fase 1 esse si dividono in:

1. **Compile Data:** Analizza i dati e le informazioni che sono necessarie per il processo di prioritizzazione, i quali includono un inventario dettagliato delle varie strutture da analizzare i dati delle ispezioni ricavati dalle precedenti attività di ispezione.
2. **Calculate Element Priority (Risk) Score:** l'inventario e i dati sulle condizioni sono usati per calcolare un punteggio che rappresenta la sua priorità di manutenzione.
3. **Prepare Provisional Priority List:** tale valore viene utilizzato per produrre una lista di priorità che contiene tutti gli elementi, organizzati da quelli con la priorità più alta a quelli con la priorità più bassa.
4. **Review Of the Priority List:** Il gestore della rete deve analizzare la lista di priorità e, dove necessario, modificarla in base alle sue necessità. Questa revisione permette di selezionare le strutture su cui operare a cui allocare il budget disponibile.
5. **Finalise Priority List:** Il risultato finale, dopo la revisione, è la lista delle strutture su cui sviluppare il programma di manutenzione.

I dati della fase 1 sono utilizzati per definire lo schema dei lavori, indicati nella fase 2:

6. **Outline Scheme Development:** dall'ente gestore viene generato uno schema generale dei lavori per le strutture precedentemente definite dalla lista di priorità.
7. **Proposed Outlines Schemes:** vengono scelti uno o più schemi da seguire tra quelli proposti.
8. **Scheme Prioritisation:** gli schemi scelti subiscono la procedura di prioritizzazione utilizzando la LoBEG Strengthening and Capital Maintenance Prioritisation System.
9. **Agreed List of Priority Schemes:** agli schemi scelti vengono associate i finanziamenti adeguati al loro svolgimento.

6.3.4 Risk based approach

Il "Value management" è stato definito precedentemente come un approccio strategico che identifica l'allocazione ottimale delle risorse per la gestione, il funzionamento e il miglioramento dell'infrastruttura autostradale per soddisfare le esigenze dei clienti attuali e futuri. Vi è un crescente interesse per lo sviluppo di metodologie in grado gestire in maniera ottimale un determinato budget. BridgeSystem possiede un modulo chiamato "Risk-Based Asset Management", che, tenendo conto del livello di rischio della struttura, permette agli enti gestori di stabilire le condizioni della struttura, valutare programmi di ispezione e manutenzione, studiare protocolli operativi e stimare la vita utile residua, in funzione della probabilità e conseguenza di un cedimento strutturale. Recentemente, la sicurezza della maggior parte delle strutture autostradali teneva conto soltanto di due fattori:

- Progetto, valutazione e manutenzione in accordo con le norme vigenti o tramite i fattori di sicurezza
- Ispezioni regolari per assicurare che nessun danno accidentale o deterioramento anticipato sarebbe stato possibile

Entrambi questi fattori dovrebbero tenere conto del rischio di cedimento strutturale. Entrambi questi approcci considerano tale rischio soltanto in maniera implicita. Il concetto di rischio deve tenere conto non solo la probabilità di cedimento strutturale, ma anche quali conseguenze che esso può provocare. Tali conseguenze possono riguardare una perdita di profitto, un costo maggiore per la riparazione, possibili incidenti per gli utenti e costi ambientali. Un buon sistema di gestione deve essere in grado di minimizzare il rischio per un determinato budget.

Il rischio viene definito come la probabilità di un cedimento strutturale che potrebbe avere un impatto negativo nella disponibilità e nelle operazioni della struttura. Le soglie di rischio generalmente applicate per la valutazione delle priorità sono visibili figura 6.5.

Il rischio è ricavato in funzione dei seguenti parametri:

$$Risk = f(Probabilità\ dell'\ evento / Conseguenza\ dell'\ evento)$$

Un cedimento strutturale rappresenta un qualsiasi evento in cui una struttura diventa non utilizzabile e non sicura. L'evento più grave è rappresentato da un collasso imprevisto. Pertanto, al fine di quantificare l'attuale rischio della struttura, l'analisi basata sul rischio assume proprio questo come scenario peggiore, cercando di determinarne probabilità e la gravità [58].

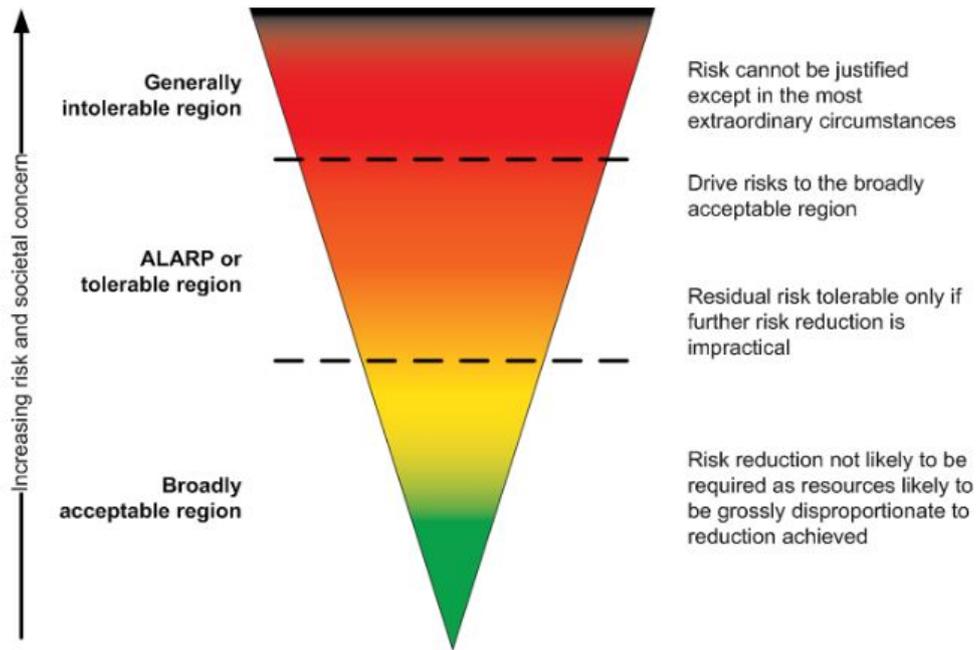
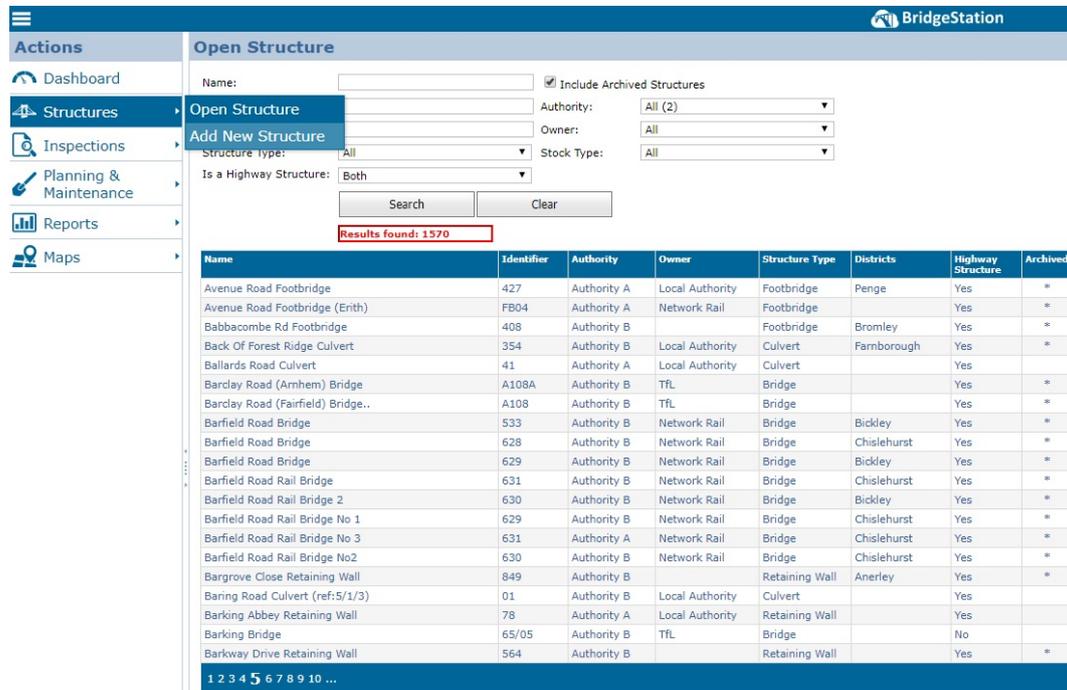


Figura 6.5: Livelli di rischio

6.4 Salvataggio della struttura e compilazione dei dati



The screenshot shows the BridgeStation dashboard with a sidebar on the left containing navigation options: Dashboard, Structures, Inspections, Planning & Maintenance, Reports, and Maps. The main content area is titled 'Open Structure' and includes a search form with the following fields: Name (text input), Authority (dropdown menu with 'All (2)' selected), Owner (dropdown menu with 'All' selected), Stock Type (dropdown menu with 'All' selected), and 'Is a Highway Structure' (dropdown menu with 'Both' selected). There are 'Search' and 'Clear' buttons. Below the search form, a red box indicates 'Results found: 1570'. A table displays the search results with the following columns: Name, Identifier, Authority, Owner, Structure Type, Districts, Highway Structure, and Archived. The table lists various bridge and culvert structures, such as 'Avenue Road Footbridge', 'Barclay Road (Arnhem) Bridge', and 'Barking Bridge', with their respective identifiers and attributes.

Name	Identifier	Authority	Owner	Structure Type	Districts	Highway Structure	Archived
Avenue Road Footbridge	427	Authority A	Local Authority	Footbridge	Penge	Yes	*
Avenue Road Footbridge (Erith)	FB04	Authority A	Network Rail	Footbridge		Yes	*
Babbacombe Rd Footbridge	408	Authority B		Footbridge	Bromley	Yes	*
Back Of Forest Ridge Culvert	354	Authority B	Local Authority	Culvert	Farnborough	Yes	*
Ballards Road Culvert	41	Authority A	Local Authority	Culvert		Yes	
Barclay Road (Arnhem) Bridge	A108A	Authority B	TFL	Bridge		Yes	*
Barclay Road (Fairfield) Bridge..	A108	Authority B	TFL	Bridge		Yes	*
Barfield Road Bridge	533	Authority B	Network Rail	Bridge	Bickley	Yes	*
Barfield Road Bridge	628	Authority B	Network Rail	Bridge	Chislehurst	Yes	*
Barfield Road Bridge	629	Authority B	Network Rail	Bridge	Bickley	Yes	*
Barfield Road Rail Bridge	631	Authority B	Network Rail	Bridge	Chislehurst	Yes	*
Barfield Road Rail Bridge 2	630	Authority B	Network Rail	Bridge	Bickley	Yes	*
Barfield Road Rail Bridge No 1	629	Authority B	Network Rail	Bridge	Chislehurst	Yes	*
Barfield Road Rail Bridge No 3	631	Authority A	Network Rail	Bridge	Chislehurst	Yes	*
Barfield Road Rail Bridge No2	630	Authority B	Network Rail	Bridge	Chislehurst	Yes	*
Bargrove Close Retaining Wall	849	Authority B		Retaining Wall	Anerley	Yes	*
Baring Road Culvert (ref:5/1/3)	01	Authority B	Local Authority	Culvert		Yes	
Barking Abbey Retaining Wall	78	Authority A	Local Authority	Retaining Wall		Yes	
Barking Bridge	65/05	Authority B	TFL	Bridge		No	
Barkway Drive Retaining Wall	564	Authority B		Retaining Wall		Yes	*

Figura 6.6: Dashboard di BridgeStation

Nella figura 6.6 viene mostrata la Dashboard principale del software BridgeStation. Da questa pagina è possibile avere accesso a tutte le funzioni che sono disponibili dal software, visibili sulla colonna a sinistra, ed è possibile vedere tutte le strutture che sono state salvate. Tramite la funzione di ricerca è possibile catalogare le strutture in funzione di diversi parametri, quali autorità, tipologia di struttura, nome, codice di identificazione, etc.

In seguito, verrà descritta la procedura per l'inserimento di una nuova struttura all'interno del database del software. Tale funzione si trova all'interno della dashboard principale, la quale dà accesso a tutte le funzioni del software, che verranno in seguito mostrate. Nella dashboard è possibile vedere tutte le strutture che sono state salvate nel software, permettendo a chiunque di poterle controllare.

Il vantaggio di tale metodologia è la creazione di un database unico, facilmente accessibile da qualunque dispositivo dotato di connessione internet, sia esso pc, tablet o smartphone. L'azienda che sviluppa il software mette a disposizione anche un'applicazione Android/iOS, che può essere utilizzata direttamente in situ tramite smartphone per scattare foto e aggiornare i dati in tempo reale, in modo da avere un riscontro immediato sulle condizioni della struttura.

Nella figura 6.7 sono mostrate tutte le informazioni che è possibile inserire durante della creazione di una nuova struttura.

Structure
Summary
Details
Files
Elements
Inspections
Condition (BCI)
Maintenance
Restrictions & IM
Load Capacity
Incidents/Events
Change Log

Figura 6.7: Informazioni della nuova struttura

In seguito verranno spiegate nel dettaglio tutte le funzioni dei vari task. Verrà posta particolare attenzione sugli elementi che sono stati utilizzati nel caso di studio, spiegando quali sono le loro principali funzionalità e come sono stati utilizzati per lo studio dei viadotti.

6.4.1 Details

In questa sezione è possibile inserire tutti i dettagli riguardanti la struttura. Fra essi sono presenti: posizione, informazioni sulla costruzione (anno, progettista, etc.) e valore dell'opera. E' necessario completare queste informazioni per avere un rapporto dettagliato sulle condizioni ambientali della struttura. Tali informazioni sono successivamente accessibili a chiunque abbia accesso al software, possono quindi essere modificate in tempo reale.

6.4.2 Files

Nella seguente pagine è possibile inserire tutti i file relativi alla struttura. Essi sono divisi per sezioni, e sono comprese tutte le tipologie che possono essere utili per lo studio della struttura. La funzione principale di questa sezione è rappresentata dalla possibilità di poter caricare tutti i dati delle ispezioni svolte tramite il i moduli del

software, e caricare direttamente i dati relativi ai difetti. Tale funzione non è stata utilizzata per il caso di studio, essendo i dati stati ricavati con il metodo della valutazione numerico.



Folder Name	File Count
> Assessment Information	0
Design Information	0
> As-Built Drawings	0
Environmental Information	0
> Health & Safety	0
> Inspections	0
Legal	0
> Maintenance	0
Structure Summary Photograph	0
Elements	0
Events	0
Restrictions	0
Uncategorised	0

Figura 6.8: Documenti che il software permette di caricare

Tali file saranno in seguito facilmente accessibili da chiunque utilizzi il software, e possono essere visionati da chiunque abbia accesso al software.

6.4.3 Elements

Con questa scheda è possibile definire l'insieme degli elementi che compongono la nostra struttura. Deve essere posta particolare attenzione alla creazione della gerarchia degli elementi, perché la sua scelta dipende dal tipo di struttura che deve essere studiata. Il software permette la scelta di tre tipologie di "Structure Breakdown".

Come si vede, è possibile scegliere fra 1a, 1b e 1c (l'opzione 1b+1c non è disponibile nella versione demo del programma, ma viene utilizzata soltanto per particolari studi). Tali tipologie di suddivisione sono già state descritte precedentemente. Per il caso di studio proposto è stata utilizzata la suddivisione 1a, così come suggerito dalla guida ufficiale redatta dalla LoBEG. Tale suddivisione, sebbene sia quella

più semplice proposta dal software, è perfettamente in grado di gestire strutture a campate multiple, permettendo la suddivisione degli elementi tramite il sistema 2b.

Create New Element Inventory: Step 1: Choose Inventory Level		
Structure Breakdown		Element Breakdown
<input type="radio"/>	Structure Type (1a)	CSS Element Type (2a/b)
<input type="radio"/>	Super/Sub Structure (1b)	CSS Element Type (individual elements) (2a/b)
<input type="radio"/>	Span/Construction Form (1c) No. of spans: <input type="text" value="0"/>	CSS Element Type (individual elements) (2a/b)
<input type="radio"/>	1b+1c Super/Sub structure and Span/Construction Form No. of spans: <input type="text" value="0"/>	CSS Element Type (individual elements) (2a/b)
		<input type="button" value="Back"/> <input type="button" value="Next"/>
<small>Note: This section can be used to create a brand new element inventory. If you want to make an edit to an existing consistent element inventory please click the back button and click on the Edit an existing consistent inventory option. By pressing the next button you will delete any existing consistent inventory and replace it with brand new one. This action can not be undone.</small>		

Figura 6.9: Element breakdown

Nella figura 6.10 viene mostrato come si presenta l'interfaccia dedicata all'inserimento degli elementi. Nella sezione "CSS Elements" vengono definiti i vari elementi presenti nella struttura, quali impalcato principale, eventuali sbalzi, fondazioni, spalle, pile, etc. Una volta definito l'elemento che deve essere studiato, è possibile inserire tutti gli elementi di quella tipologia presenti nella struttura. Nel caso di studio, essendo il viadotto mostrato quello con 19 campate, sono stati definiti 19 "Primary deck elements", ognuno per ogni campata della struttura.

(a) Definizione delle varie tipologie di elementi

(b) Suddivisione degli elementi per campata

Figura 6.10: Interfaccia definizione elementi

Devono essere poi compilati i dettagli relativi al tipo di impalcato. In questo caso si tratta di un impalcato a sezione scatolare in calcestruzzo armato precompresso, a cavi pre-tesi. E' necessario definire la distanza dell'elemento dal traffico stradale e, di fondamentale importanza, l'esposizione a cui sono soggetti. Qua è stata scelta un tipo di esposizione di tipo moderata, che nel programma viene definita nel seguente modo:

- *Moderate (normal) weather conditions, e.g. direct rain, moderate humidity or condensation, some freeze-thaw action etc.; and/or*
- *Moderate de-icing salt spray and airborne chlorides; e.g. within 3 to 8m of traffic spray on routes with de-icing salts; and/or*
- *Low to moderate river flow. But elements are not exposed to or buried in aggressive soils.*

Essendo l'impalcato esattamente al di sotto del traffico stradale, sul quale vengono cosparse sostanze per evitare il congelamento della carreggiata, l'elemento è soggetto ad un'esposizione moderata. Come accennato prima, la scelta del tipo di esposizione dell'elemento è fondamentale, essendo il modello di deterioramento di tale software tarato in base all'esposizione a cui è soggetta la struttura. In seguito, nel capitolo dedicato al lifecycle planning, verranno mostrate nel dettaglio tali funzioni.

Lo stesso procedimento è stato svolto per gli altri elementi della struttura. Per il Viadotto 1 sono stati definiti i seguenti elementi:

- 19 "Primary deck elements", che rappresentano gli impalcati principali di ogni campata;
- 19 "Parapet beam or cantilever", cioè gli sbalzi presenti ai lati della carreggiata, essendo la sezione scatolare;
- 18 "Piers", le pile di tutta la struttura. Esse sono a sezione cava, in calcestruzzo armato.
- 20 "Foundations", fra cui sono presenti le 18 fondazioni delle varie pile, e le due fondazioni delle spalle;
- 36 "Bearings", gli appoggi di tutte i vari impalcati. Essendo lo schema statico di ogni campata in semplice appoggio, sono stati definiti due appoggi per ogni campata. Essi sono uno fisso, e uno mobile;
- 18 "Expansion joints", i giunti di dilatazione a mattonella, presenti in ogni campata della struttura;

- 1 “Superstructure drainage”, l’elemento di smaltimento delle acque della sovrastruttura;
- 1 “Substructure drainage”, gli elementi di smaltimento delle acque della sottostruttura;
- 1 “Guardrails”, il guardrail di protezione della carreggiata;

La medesima operazione è stata svolta per il Viadotto 2, il quale presenta però una geometria a travata continua, con solamente due giunti di dilatazione in tutta la struttura. Geometria dell’impalato e delle pile sono invece gli stessi. In seguito sono elencati gli elementi del secondo viadotto:

- 11 “Primary deck elements”, medesimi del viadotto 1, l’unica differenza è data dalla continuità di tali elementi;
- 11 “Parapet beam or cantilever”;
- 10 “Piers”, con la stessa geometria del primo viadotto;
- 12 “Foundations”, fra cui sono presenti le 10 fondazioni delle varie pile, e le due fondazioni delle spalle;
- 10 “Bearings”, gli appoggi di tutte i vari impalcati. Essendo lo schema statico a travata continua, è presente un singolo appoggio per ogni pila;
- 2 “Expansion joints”, i giunti di dilatazione a pettine, presenti all’inizio e alla fine del ponte;
- 1 “Superstructure drainage”, l’elemento di smaltimento delle acque della sovrastruttura;
- 1 “Substructure drainage”, gli elementi di smaltimento delle acque della sottostruttura;
- 1 “Guardrails”, il guardrail di protezione della carreggiata;

6.4.4 Inspections

Tale modulo è sicuramente il più importante, è permette di inserire i dati relativi alle ispezioni che sono state svolte o programmare delle ispezioni future in base al piano di ispezione programmato. Come si vede dall’immagine seguente, nella prima scheda è possibile salvare tutte le ispezioni svolte. Nel caso di studio sono state svolte 3 ispezioni principali, nel 2012, nel 2014 e nel 2016. Viene messo in evidenza la data precisa in cui sono state eseguite, la tipologia di ispezione, l’ispettore o la società che ha svolto l’ispezione e l’indice di condizione della struttura. Tale dato è

di fondamentale importanza perché permette di vedere subito la condizione della struttura, e la com'è variata la sua condizione da un'ispezione all'altra. Nella scheda "Environment Awareness" è possibile inserire la presenza di problemi ambientali rilevati sulla struttura. Fra questi sono presenti l'eventuale presenza di fiumi al di sotto del ponte, la qualità dell'acqua, la presenza di vegetazione sulla struttura, la presenza di nidi d'uccelli, etc. Nell'ultima scheda, invece, è possibile segnalare eventuali la presenza di elementi non accessibili, sia della sovrastruttura che della sottostruttura, o la presenza di veicoli parcheggiati che impediscono la corretta viabilità. Nella figura 6.11 vengono mostrati i risultati relativi alla condizioni della struttura in seguito alle ispezioni svolte, tutte di tipo principale. Esse mostrano sia la condizione media della struttura che quella critica.

Structure Inspections												
Inspections		RBI	Latest Environment Awareness Sheet		Latest Hazard Assessment Sheet							
Add/Schedule Structure Inspection			Add Safety Fence Inspection									
Planned Inspections:												
Actions			Financial Year	Type	Planned Date	Special Instructions						
No planned inspections found.												
Actual Inspections:												
Actions			Financial Year	Type	Planned Date	Inspection Date	Inspector	Sign Off Status	Condition Index		Special Instructions	
									Average	Critical		
			View	2016/17	PI	09/11/2016	09/11/2016	4Emme	Draft	67.75	50.32	
			View	2014/15	PI	04/11/2014	04/11/2014	4Emme	Draft	75.76	50.32	
			View	2012/13	PI	22/11/2012	22/11/2012	4Emme	Draft	78.32	55.48	

Figura 6.11: Ispezioni viadotto 1

In seguito, si passa al salvataggio dei difetti riscontrati durante le ispezioni. Viene quindi creata l'ispezione, viene inserita la sua data e da chi è stata eseguita. Sarà presente una lista degli elementi, precedentemente definita nella scheda "Elements", in cui è possibile inserire tutti i difetti riscontrati. Tali difetti sono contraddisti da un codice, come si vedrà dall'immagine seguente, e da due parametri che rappresenta la severità e l'estensione del difetto. La severità è data da un parametro che varia da 1 a 5, i quali rappresentano rispettivamente un elemento in condizioni nuove, senza alcun tipo di difetto, e un elemento non più in grado di garantire la sua funzione. Per quanto riguarda l'estensione, invece, è presente un parametro che varia da A ad E, che rappresentano rispettivamente un elemento privo di difetti e uno con un'estensione maggiore del 50%. Tali valori sono descritti nel dettaglio nel paragrafo 2.4.3.

No	Element Name	Sev	Ext	Code	Info
1	Primary deck element 1	2	D	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
1	Primary deck element 1	2	D	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
1	Primary deck element 1	3	C	2,1	Code : 2.1 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Spalls Severity 3 : Major localised spalls exposing shear links and main bars with general corrosion
1	Primary deck element 1	2	B	2,2	Code : 2.2 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Cracks Severity 2 : Cracks and crazing in areas of low flexural behaviour (cracks less than 0.3mm)
6	Parapet beam 1	2	D	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
6	Parapet beam 1	2	D	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
6	Parapet beam 1	3	C	2,1	Code : 2.1 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Spalls Severity 3 : Major localised spalls exposing shear links and main bars with general corrosion
6	Parapet beam 1	2	B	2,2	Code : 2.2 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Cracks Severity 2 : Cracks and crazing in areas of low flexural behaviour (cracks less than 0.3mm)
9	Abutment1	2	D	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
9	Abutment1	2	D	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
9	Abutment1	2	B	2,1	Code : 2.1 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Spalls Severity 2 : Minor localised spalls exposing shear links
9	Abutment1	2	B	20,1	Code : 20.1 Material/Element : Aesthetic Issues Defect Type: Possibly affecting long term durability eg. algae, lican, moss, leachate, efflorescence, water staining, general staining, etc Severity 2 : High levels of aesthetic issues not visible to public and/or low levels visible to the public. Not significant to long term durability.
11	Pier1	2	D	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
11	Pier1	2	D	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
11	Pier1	3	D	2,1	Code : 2.1 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Spalls Severity 3 : Major localised spalls exposing shear links and main bars with general corrosion
13	BearingF1	2	B	12,1	Code : 12.1 Material/Element : Bearings Defect Type: Rusting Severity 2 : Minor Rusting, moderate weathering
13	BearingM1	2	B	12,1	Code : 12.1 Material/Element : Bearings Defect Type: Rusting Severity 2 : Minor Rusting, moderate weathering

Figura 6.12: Difetti riscontrati nel Viadotto 1 durante l'ispezione del 2016

Stesso procedimento è stato eseguita per il viadotto 2, in cui sono stati riscontrati simili difetti del primo viadotto. Nonostante il viadotto 1 presentasse una condizione media migliore nell'ispezione del 2012, essa è peggiorata maggiormente con il passare del tempo rispetto al viadotto 2. Questo è dovuto al fatto che i difetti riscontrati erano presenti in misura piu' lieve sulla seconda struttura, mostrando quindi un livello di pericolo minore. Queste differenze saranno maggiormente marcate durante la stesura del lifecycle planning, in cui i difetti si propagano in maniera esponenziale in tutta la struttura. Nella figura 6.13 sono mostrate le condizioni della struttura in relazione alle ispezioni svolte nel 2012, 2014 e 2016.

Actual Inspections:											
Actions			Financial Year	Type	Planned Date	Inspection Date	Inspector	Sign Off Status	Condition Index		Special Instructions
									Average	Critical	
			2016/17	PI	09/11/2016	09/11/2016	4Emme	Draft	73.83	50.32	
			2014/15	PI	04/11/2014	04/11/2014	4Emme	Draft	75.58	58.00	
			2012/13	PI	22/11/2012	22/11/2012	4Emme	Draft	75.58	58.00	

Figura 6.13: Ispezioni viadotto 2

Nella seguente tabelle sono rappresentati i codici dei difetti riscontrati nel viadotto 2, la loro estensione e la loro severita'.

No	Element Name	Sev	Ext	Code	Info
1	Primary deck element 1	2	D	2,2	Code : 2.2 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Cracks Severity 2 : Cracks and crazing in areas of low flexural behaviour (cracks less than 0.3mm)
1	Primary deck element 1	2	B	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
1	Primary deck element 1	2	B	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
6	Parapet beam 1	2	B	2,1	Code : 2.1 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Spalls Severity 2 : Minor localised spalls exposing shear links
6	Parapet beam 1	2	B	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
6	Parapet beam 1	2	B	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
9	Abutment 1	2	B	2,1	Code : 2.1 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Spalls Severity 2 : Minor localised spalls exposing shear links
9	Abutment 1	2	D	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
9	Abutment 1	2	D	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
11	Pier1	2	B	2,1	Code : 2.1 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Spalls Severity 2 : Minor localised spalls exposing shear links
11	Pier1	2	D	2,4	Code : 2.4 Material/Element : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete & Filler Joist Defect Type: Delamination Severity 2 : Early signs of delamination e.g. cracks with rust staining
11	Pier1	2	B	9,1	Code : 9.1 Material/Element : Surfacing Defect Type: Weathering Severity 2 : Minor wear/weathering
13	Bearing1	2	B	12,1	Code : 12.1 Material/Element : Bearings Defect Type: Rusting Severity 2 : Minor Rusting, moderate weathering

Figura 6.14: Difetti riscontrati nel Viadotto 2 durante l'ispezione del 2016

Deve essere posta particolare attenzione nella stesura e nella scelta dei difetti da far processare al software. Tali dati sono gli input principali che il programma deve analizzare per restituire i lifecycle planning.

6.4.5 Maintenance

Con questa funzione è invece possibile andare a caricare tutti i difetti rilevati nelle ispezioni, tramite la voce “Add Defect”. Esso riporta un elenco dettagliato di tutte le condizioni degli elementi in modo da avere una visione completa di quali elementi necessitano di maggiore attenzione. Tramite la voce “Add Planned Preventative Maintenance (PPM)” è possibile fissare un'attività di manutenzione preventiva, programmare in quale periodo si svolgerà e quale sarà il suo costo. Allo stesso modo, è possibile fissare un'operazione di manutenzione ciclica, tramite la funzione “Add Scheduled Routine Maintenance (SRM)”. In questo modo è possibile tenere conto di tutte le manutenzioni che vengono svolte ciclicamente nella struttura, come quelle descritte precedentemente (lavaggio dell'impalcato, sostituzione della membrana impermeabilizzante, etc.).

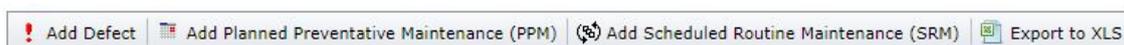


Figura 6.15: Modulo per l'immissione dei dati di manutenzione

Nel caso di studio non è svolta alcuna attività di manutenzione, per cui tale funzione non è stata utilizzata.

6.5 Analisi svolte

Lo studio dei viadotti attraverso il software di gestione dei ponti è avvenuto in 4 fasi:

- **Acquisizione dei dati:** la prima fase dello studio consiste nell'acquisizione dei dati. Essa è avvenuta tramite il metodo della valutazione numerica, che, come spiegato prima, ha permesso di determinare diverse informazioni riguardanti i viadotti. Fra questi sono presenti i dati geografici delle strutture, geometria e stato di degrado. Questi ultimi ricavati interamente con il metodo delle ispezioni visive.
- **Determinazione delle condizioni delle strutture:** tramite il modulo "Condition" fornito dal software BridgeStation, è stato calcolato il valore di condizione PI. Tale valore è ricavato dalla procedura originariamente sviluppata per il calcolo del "Bridge Condition Indicator (BCI)", modificando per trattare diversi tipi di strutture e, quando richiesto, con un maggiore livello di approfondimento.
- **Creazione del lifecycle planning:** attraverso questo modulo e' possibile calcolare l'andamento della condizione della struttura con il passare del tempo. Sono presenti 3 tipologie di lifecycle, le quali si dividono in: Do minimum Strategy, Preventative Strategy e Targeted Strategies. Ad ognuna di esse corrisponde un diverso modo di agire sulla struttura a livello di manutenzione. Vengono quindi confrontati i vari risultati per trovare quello maggiormente conveniente.
- **Prioritizzazione delle attività di manutenzione:** con questa funzione del software è stato possibile determinare la priorità, prima delle varie strutture, e poi di tutti gli elementi. Tale valore di priorità viene calcolato tenendo conto della probabilità che il degrado di tali elementi causi problemi di sicurezza e l'impatto che possono avere sulla struttura.

6.5.1 Performance Measurement

In questo capitolo viene determinato il valore di condizione PI. Tale valore viene valutato utilizzando i dati ricavati dalle ispezioni visive, generali e principali, ed è direttamente proporzionale all'estensione e all'intensità dei difetti presenti. Tale coefficiente, in molte circostanze, rappresenta più di un semplice valore delle condizioni visive della struttura, ma permette di valutare l'interazione tra il degrado dei vari elementi della struttura. La scala di tale valore varia da 0 a 100, dove 0 rappresenta la peggiore condizione possibile per la struttura, mentre 100 rappresenta la migliore condizione possibile. La scala si divide in 5 fasce: Very Good, Good, Fair, Poor e Very Poor. Il punteggio di ogni singola struttura, pesato in base alle varie

caratteristiche di ogni singola struttura, viene utilizzato per valutare il punteggio del gruppo di ponti sotto la giurisdizione dell'ente gestore. Il punteggio del gruppo di ponti viene utilizzato per valutare la condizione di tutta l'infrastruttura studiata. Il primo passo per valutare il coefficiente PI è quello di determinare l'"Element Condition Score (ECS)" per ogni elemento della struttura, tramite i dati ricavati dalle ispezioni. Per fare questo viene usata una scala di intensità del difetto che va da 1 (condizione migliore) a 5 (condizione peggiore), e una scala di estensione che va da A (non significativa) a E (più del 50% dell'area è interessata). Tali dati sono utilizzati per produrre l'ECS.

Extent	Severity				
	1	2	3	4	5
A	1.0				
B		2.0	3.0	4.0	5.0
C		2.1	3.1	4.1	
D		2.3	3.3	4.3	
E		2.7	3.7	4.7	

Tabella 6.2: Valori dell'ECS

Tale valore dell'ECS dovrà essere ridotto in base all'importanza dell'elemento, ottenendo quello che viene chiamato "Element Condition Factor (ECF)". Nella seguente tabella viene mostrato come viene ridotto l'ECS in base all'importanza dell'elemento [59].

Element Importance	Element Condition Factor (ECF)
Very High	$ECF = 0.0$
High	$ECF = 0.3 - [(ECS - 1) \times 0.3 / 4]$
Medium	$ECF = 0.6 - [(ECS - 1) \times 0.6 / 4]$
Low	$ECF = 1.2 - [(ECS - 1) \times 1.2 / 4]$

Tabella 6.3: Espressioni dell'ECF

Determinati questi due coefficienti è possibile determinare l'"Element Condition Index (ECI)", il quale indica quanto il contributo della condizione di un singolo elemento influisce sull'intera struttura. Esso viene calcolato attraverso la seguente formula

$$ECI = ECS - ECF \quad (6.1)$$

Nel seguente grafico è possibile osservare graficamente la relazione che esiste fra l'Element Condition Index e l'Element Condition Score. Per esempio, per elementi di importanza alta, entrambi i coefficienti hanno lo stesso valore, pari a 3. Mentre, per elementi di importanza media, l'ECS è uguale a 3, mentre l'ECI è uguale a 2.7. Questo ci fa capire che un danno agli elementi di importanza molta alta è ugualmente critico anche per tutto il resto della struttura.

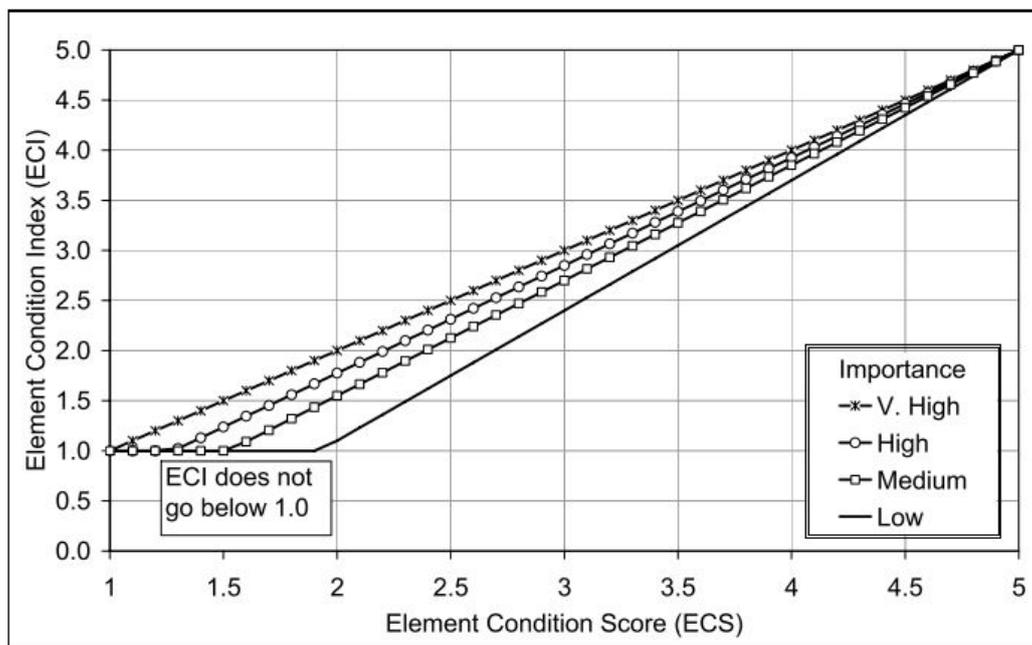


Figura 6.16: Influenza dell'importanza dell'elemento

Come ultimo dato, viene utilizzato l'Element Importance Factor (EIF), utilizzato per pesare l'importanza di ogni singolo elemento nella valutazione della condizione della struttura.

Element Importance	EIF
Very High	2.0
High	1.5
Medium	1.2
Low	1.0

Tabella 6.4: Fattore di importanza

Definiti tutti questi indicatori, è possibile infine calcolare il “Structure Condition Score (SCS)”, un punteggio che rappresenta la condizione della struttura. Di esso è possibile calcolarne due valori, quello medio e quello critico. Il primo rappresenta una media pesata sull’importanza di tutti i valori ECI degli elementi, mentre il valore più basso degli ECI, presi dagli elementi con un’importanza molto alta.

Per calcolare il valore medio si utilizza la seguente formulazione:

$$SCS_{AV} = \frac{\sum_{i=1}^N (ECI_i \times ECF_i)}{\sum_{i=1}^N (EIF_i)} \quad (6.2)$$

Per il valore critico, invece:

$$SCS_{Crit} = \max\{ECI \text{ per elementi con importanza molto alta}\} \quad (6.3)$$

Il problema di questo approccio è la scala del SCS, che varia da 1 (condizione migliore) a 5 (condizione peggiore). Questa scala è considerata un po’ difficile e confusionaria da interpretare. Per questo motivo la LoBEG ha introdotto un nuovo coefficiente, chiamato “Condition PI”, che varia in una scala da 0 (peggiore condizione) a 100 (migliore condizione). È semplicemente una conversione dei coefficienti presentati precedentemente. Anche per esso sono presenti il valore medio e quello critico. Quello medio è calcolato nel seguente modo:

$$Condition PI_{AV} = 100 - 2\{(SCS_{AV})^2 + (6.5 \times SCS_{AV} - 7.5)\} \quad (6.4)$$

Mentre quello critico:

$$Condition PI_{Crit} = 100 - 2\{(SCS_{Crit})^2 + (6.5 \times SCS_{Crit} - 7.5)\} \quad (6.5)$$

Questi valori (medio e critico), dovranno essere convertiti in base alla tipologia strutturale considerata. Infatti, una struttura con molte campate, con una grande quantità di lane, necessita di manutenzione maggiore rispetto a punto a singola campata. Nel caso dei ponti, esso vengono calcolati nel seguente modo:

$$Condition PI_{B-AV} = \frac{\sum_{i=1}^M (Condition PI_{AV-i} \times Deck Area_i)}{\sum_{i=1}^M (Deck Area_i)} \quad (6.6)$$

$$Condition PI_{B-Crit} = \frac{\sum_{i=1}^M (Condition PI_{Crit-i} \times Deck Area_i)}{\sum_{i=1}^M (Deck Area_i)} \quad (6.7)$$

In seguito vengono mostrati i dati calcolati dai casi di studio proposti:

Key	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
	>=90 & <=100	>=80 & <90	>=65 & <80	>=40 & <65	>=0 & <40

Export Data Collapse All Expand All

Element No	Element Description	Importance	PI - 22/11/2012	PI - 04/11/2014	PI - 09/11/2016
BCI Results					
	BCI Average		78.32	75.76	67.75
	BCI Critical		55.48	50.32	50.32

Figura 6.17: Condizione Viadotto 1

Key	Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
	>=90 & <=100	>=80 & <90	>=65 & <80	>=40 & <65	>=0 & <40

Export Data Collapse All Expand All

Element No	Element Description	Importance	PI - 22/11/2012	PI - 04/11/2014	PI - 09/11/2016
BCI Results					
	BCI Average		80.54	80.54	78.79
	BCI Critical		74.52	74.52	74.52

Figura 6.18: Condizione Viadotto 2

Viene quindi mostrata la condizione storica di ogni singolo ponte al momento in cui è stata eseguita l'ispezione. Il software mostra inoltre il peso di ogni singolo elemento, e la loro condizione nei vari anni.

Element No	Element Description	Importance	PI - 22/11/2012	PI - 04/11/2014	PI - 09/11/2016
Group Name: BCI Results					
	BCI Average		78.32	75.76	67.75
	BCI Critical		55.48	50.32	50.32
Group Name: CSS Elements					
1	Primary deck element 1	Very High	2B	2B	3C
6	Parapet beam 1	Very High	2B	3B	3C
8	Foundation1	High	3E	3E*	3E*
9	Abutment1	High	2C	2C	2D
11	Pier1	Very High	3B	3B*	3D
13	BearingF1	High	2B	2B*	2B
13	BearingM1	High	2B	2B*	2B
13	Appoggio Spalla 1	High	2B	2B*	2B
18	Expansion joint 1	High	2D	2D*	2D

Tabella 6.5: Condizione dei vari elementi Viadotto 1

Tali dati sono di fondamentale importanza per capire il livello di rischio posseduto dalla struttura. Essi, inoltre, saranno poi utilizzati per il lifecycle planning, il quale ci permette di capire come si evolve il deterioramento della struttura con il passare del tempo. Per tale motivo è di fondamentale importanza che le ispezioni vengano eseguite con criterio, essendo questi i dati su cui si baseranno tutte le successive analisi.

Dopo aver mostrato il calcolo della condizione di ogni singola struttura, il software permette di determinare la condizione dello stock di ponti studiato. Tale indicatore viene chiamato “Structure Stock Condition PI”, è un indicatore di alto livello e rappresenta la condizione media di uno stock di ponti. Così come l’indicatore per la singola struttura, esiste sia il valore medio (Av) che critico (Crit), e vengono calcolati attraverso i valori sulle condizioni delle varie strutture ricavate precedentemente. Per valore medio si utilizza la seguente formulazione:

$$Stock\ Condition\ PI_{AV} = \frac{\sum((Condition\ PI_{i-Av}) \times (\sum Dim)_i) \times (AVF_i)}{\sum((Dim)_i \times (AVF)_i)} \quad (6.8)$$

Mentre per quello critico:

$$Stock\ Condition\ PI_{Crit} = \frac{\sum((Condition\ PI_{i-Crit}) \times (\sum Dim)_i) \times (AVF_i)}{\sum((Dim)_i \times (AVF)_i)} \quad (6.9)$$

Dove:

$\sum Dim =$ Dimensioni totali di tutte le strutture

$AVF_i =$ Coefficiente che dipende dal tipo di struttura

Il valore AVF dipende dal tipo di struttura considerata. Tale coefficiente è basato sul confronto fra i costi di riparazione per le differenti strutture. Tali valori sono riportati nella seguente tabella:

Structure Type	Acronym	AVF		Units
		Overseeing Authority	Local Authority	
Bridge	AVF_B	0.30	0.20	m ²
Retaining Wall	AVF_{RW}	0.25	0.10	m ²
Small Culvert	AVF_{SC}	0.10	-	m ²
Sign/Signal Gantry	AVF_{SG}	1.0	1.0	m
High Mast	AVF_{HM}	0.03	0.03	m
Tunnel	AVF_T	0.5	0.5	m ²

Tabella 6.6: Valori del coefficiente AVF

In tale modo è possibile calcolare l’andamento di tutto lo stock di ponti, scegliendo il tipo di autorità desiderata.

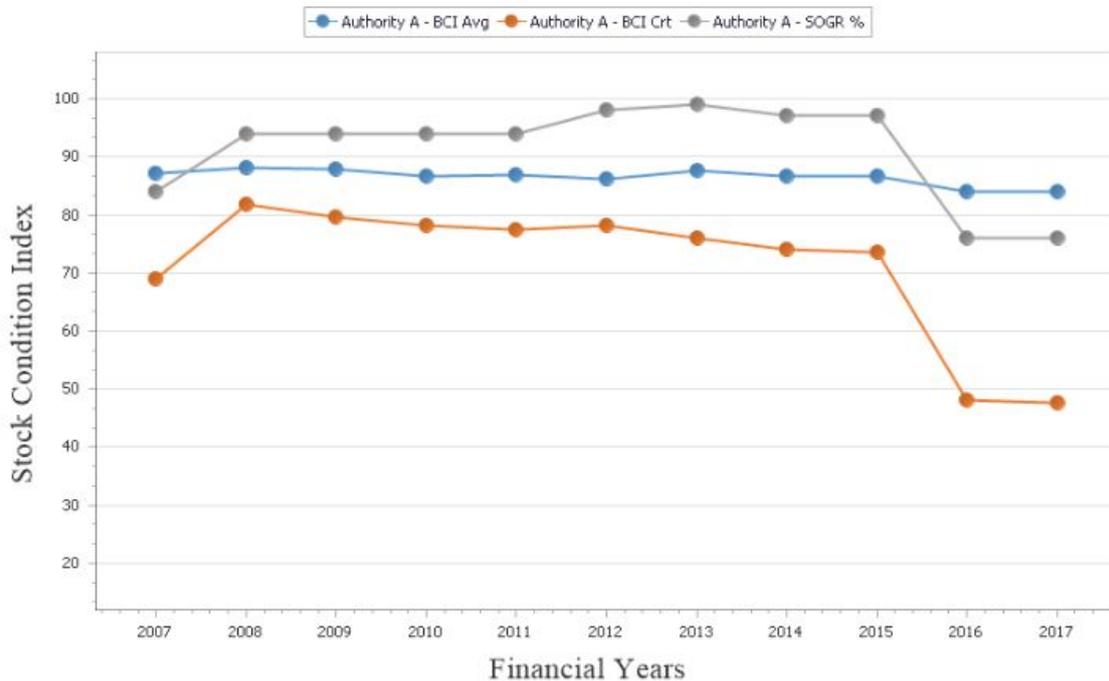


Figura 6.19: Condizione dello Stock di ponti

Tale funzione risulta particolarmente importante per gli enti gestori che hanno la necessità di gestire una grande quantità di strutture. Esse infatti soggette a tante operazioni di manutenzioni, le quali alzano la qualità complessiva di tutta la rete. Lo scopo di un ente è infatti quello di tenere una condizione accettabile di tutto lo stock di ponti, tale da garantire la sicurezza degli utenti. Risulta quindi un indicatore fondamentale per la corretta gestione dei ponti.

6.5.2 Lifecycle Planning

Il lifecycle planning deve essere sviluppato in maniera metodica, trovando e registrando tutte le informazioni necessarie. Tale procedura ha lo scopo di studiare il deterioramento di tutti gli elementi della struttura, al fine di determinare quali di essi necessitano di una manutenzione prioritaria. Tale funzione rappresenta il cuore del bridge management system, ed è assolutamente necessario che venga eseguito in maniera attenta e oculata. Per questo caso di studio, si è deciso di utilizzare il metodo proposto dalla LoBEG, in cui vengono spiegati in maniera dettagliati tutti i passi necessari per eseguire i vari Lifecycle Planning. In seguito, vengono spiegati tutti i passaggi che è necessario seguire [56]:

1. Determinazione delle necessità: stabilire se è necessario effettuare una lifecycle analysis, e quali sono le motivazioni;

2. Definire il tipo di analisi, scopo e parametri: scegliere che tipo di analisi bisogna effettuare, lo scopo di tale analisi, che tipo di scenario deve essere analizzato (Do Minimum, proactive, etc.) e quali sono i parametri di analisi;
3. Completare tutti i dati necessari: determinare tutte le informazioni necessarie per l'analisi. Fra questi sono inclusi i dati relativi a tutte le informazioni sul viadotto, i dati delle ispezioni, il tasso di deterioramento delle componenti e il costo delle attività di manutenzione (se non scelte, saranno utilizzate quelle predefinite dal programma)
4. Tasso di deterioramento senza alcun'azione: effettuare un'analisi del tasso di deterioramento degli elementi non prevista alcun tipo di manutenzione. E' importante conoscere quanta vita utile resta alla struttura, prima di procedere a ulteriori analisi. Tale tipo di analisi prende il nome di "Do Nothing Strategy";
5. Definire il tipo di lifecycle plan: scegliere fra le strategie proposte dal software quale meglio si adatta alle intenzioni dell'ente gestore. In genere vengono sviluppate tutte le tipologie, per poi effettuare un confronto; Selezionare gli interventi: Selezione delle attività di manutenzione che devono essere svolte;
6. Calcolare il costo degli interventi: calcolare il costo associato agli interventi di manutenzione scelti nel punto precedente;
7. Confrontare i vari Lifecycle plan: se sono stati effettuati diversi lifecycle plans, essi devono essere confrontati per selezionare quello migliore;
8. Scegliere il piano preferito: una volta effettuato il confronto, scegliere il lifecycle desiderato, a utilizzarlo per avere informazioni sul budget di gestione, organizzare i piani di lavoro, etc.

Nella seguente immagine viene mostrato lo schema logico che è necessario seguire. Esso si basa su un modello iterativo in cui devono essere eseguiti diversi Lifecycle Planning, al fine di determinare quello maggiormente conveniente a livello economico. Il vincolo fondamentale per questo tipo di studio è infatti la gestione del budget disponibile, che gli enti gestori devono opportunamente dividere in tutti gli elementi della struttura:

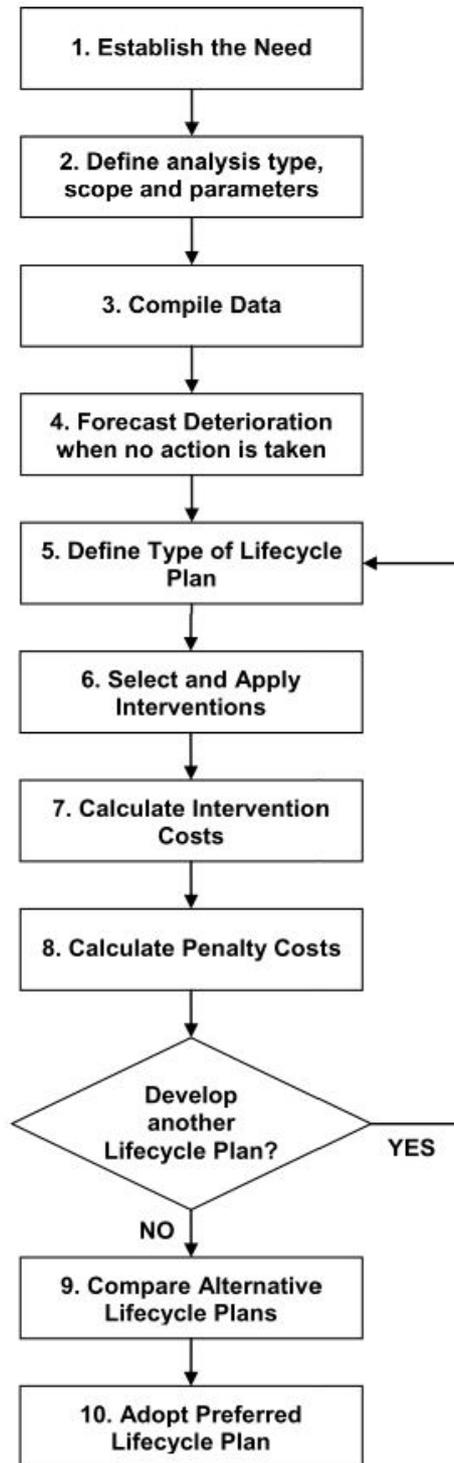


Figura 6.20: Fasi di un Lifecycle planning

Lo scopo di questa analisi è quindi quella di analizzare il deterioramento del ponte con il tempo, sfruttando i modelli di deterioramento di cui il software dispone. Per determinare il deterioramento della struttura dobbiamo tenere conto di diversi, fra cui tipologia di costruzione, eventi di vandalismo, volume di traffico, aggressività dell'ambiente, etc. Il modello di deterioramento utilizzato dal software si basa su due variabili fondamentali:

- Volume di traffico: sono definite tre categorie in base al traffico medio annuale, sia di veicoli normali che commerciali;
- Aggressività dell'ambiente: vengono definite tre tipologie di aggressività ambientale. Esse sono bassa, moderata e aggressiva. Essa influenza in maniera importante il tempo di deterioramento degli elementi della struttura considerata.

Tali valori di deterioramento sono dei valori tabellati, che la LoBEG fornisce direttamente per effettuare dei confronti.

Per il caso di studio proposto, è stato scelto di eseguire tutte le analisi proposte dal software. La prima analisi è data dalla "Do Nothing Strategy", per mostrare quello che succede alle strutture quando non viene eseguito nessun intervento, e viene utilizzata come per sviluppare una corretta "Do Something Strategy". Tale analisi mostra inoltre quando vengono raggiunte delle condizioni non accettabili con il tempo (condizioni 4B o peggiori). Questa analisi può essere utilizzata come base per definire i primi interventi di manutenzione che devono essere eseguiti, controllando quali elementi sono maggiormente soggetti a deterioramento. Eseguita tale analisi, verranno eseguite le seguenti strategie di pianificazione:

- "Do Minimum Strategy": manutenzione minima richiesta per garantire un certo livello di sicurezza durante il periodo di analisi. Essa consiste in interventi non frequenti o irregolari, ma necessari per soddisfare gli obiettivi minimi di sicurezza e di prestazione;
- "Preventative Strategy": Interventi minori, regolari e frequenti, per mantenere la condizione della struttura, rallentando il tasso di deterioramento;
- "Targeted Strategy": esse hanno il compito di minimizzare il costo di gestione della struttura, di diminuire i possibili problemi a livello di rete o di raggiungere un determinato livello di condizione;
- "Unplanned Strategy": in questo caso si simula l'assenza di budget per la manutenzione, ed essa viene eseguita solamente poco prima della rottura dell'elemento;

In seguito vengono mostrate graficamente come l'applicazione di diverse strategie di manutenzione possono avere un effetto molto importante sui tempi di intervento:

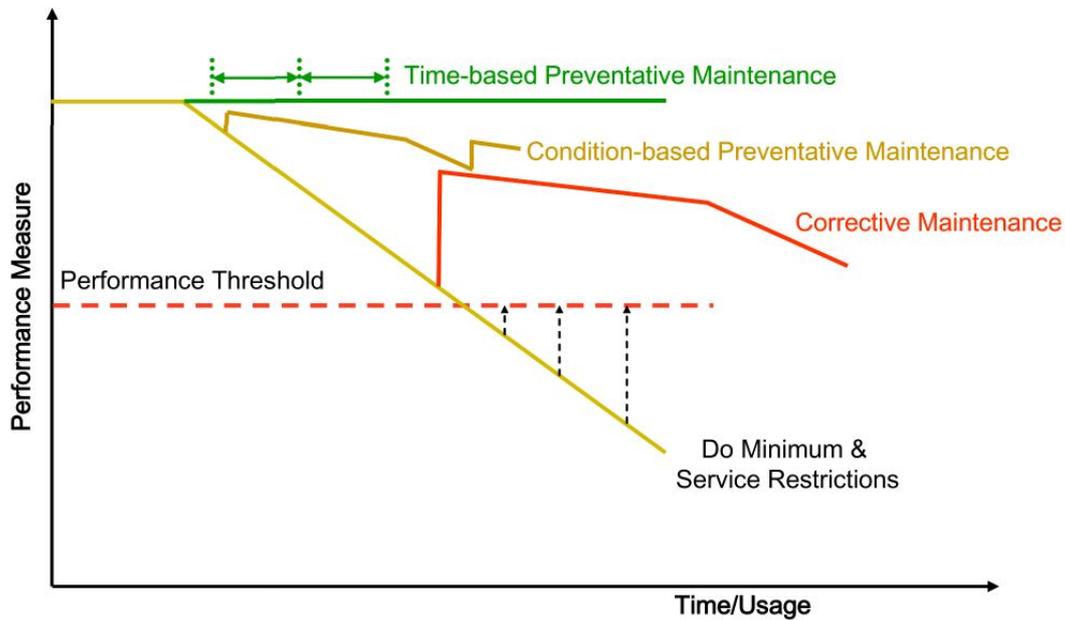


Figura 6.21: Strategie disponibili

Vengono in seguito mostrati i risultati dei viadotti studiati.

Do Nothing Strategy

Nella seguente immagine vengono mostrate le impostazioni che devono essere configurati per far iniziare l'analisi.

SAMPT : Create/Edit Scenario

Back (LCP Admin)

Title: Viadotti Do Nothing Strategy

Notes:

Start Year: 2010/11

Current Status: Re Analysis Required

Define Analysis Parameters (for WGA return, please choose "Unplanned Reactive" strategy)

Strategy: Do Nothing Analysis Period: 50

Structure List Define Available Annual Budget Planned Upgrade and Maintenance Work

#	Authority	Identifier	Structure Type	Structure Name	Number Of Spans	Total Length	Average Width	Critical Head Room	BCI Average	BCI Critical
Edit	Authority A	fab	Bridge	Viadotto 1	19	772.00	2.30	1.50	67.61	50.32
Edit	Authority A	fab	Bridge	Viadotto 2	11	449.00	2.30	1.50	78.79	74.52

Figura 6.22: Impostazione della strategia

Tale strategia viene definita nel seguente modo "Custom strategy to review deterioration over time. No maintenance is added".

È stato prima di tutto scelto l'anno di inizio, che nel caso di studio è 2010/11. Viene scelta la strategia da eseguire e il per quanto tempo deve essere eseguita l'analisi. È stata scesa una durata dell'analisi di 60 anni, che è la massima consentita dal software. La condizione peggiore viene comunque raggiunta molto prima dei 60 anni.

I primi risultati mostrati sono quelli relativi al Viadotto 1. Nel grafico sono mostrati l'andamento del valore medio della condizione della struttura e il valore critico in un tempo di 60 anni per la strategia "Do Nothing". Come si vede dal grafico, la condizioni critica viene raggiunta dopo circa 20 anni di vita della struttura, in cui non viene eseguita alcun tipo di manutenzione. Questo fa notare come la struttura si trovi già' adesso in condizioni critiche, e ha bisogno di manutenzione immediata.



Figura 6.23: Andamento della condizione media e critica del viadotto 1

Una volta determinato l'andamento della condizione della struttura, il software permette di identificare quali elementi si deteriorano prima necessitando, di conseguenza, di un intervento prioritario. Tali dati possono essere visti selezionando il tab "Life cycle plan", il quale mostra la condizione di ogni singolo elemento con il passare del tempo.

CSS Element	Description	Start Cond.	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030		
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3D	3E	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4B	4C	4C	4D	4E	4E	5B		
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3D	3E	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4B	4C	4C	4D	4E	4E	5B		
8 - Foundations	Foundation1	3E	3E	3E	3E	4B	4C																	
9 - Abutments	Abutment1	2D	2D	2D	2E	3B	3B	3B	3B	3B	3B	3C	3C	3D	3D	3D	3D							
11 - Pier/column	Pier1	3D	3D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4D	4E	5B	5B	5C	5C	5D	5D	5E	5E	5E	5E	5E	5E	5E
13 - Bearings	BearingF1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2C	2C	2C	2D	2D	2E	2E									
13 - Bearings	BearingM1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2C	2D	2D	2E	2E									
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2C	2D	2D	2E	2E									
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3D	3E	4B	4D	5B	5C	5D	5E	5E								
CSS Element	Description	Start Cond.	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050	2050	
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	3C	5B	5B	5C	5C	5C	5D	5D	5D	5E													
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	3C	5B	5B	5C	5C	5C	5D	5D	5D	5E													
8 - Foundations	Foundation1	3E	4C	4C	4C	4C	4D	4D	4D	4D	4E													
9 - Abutments	Abutment1	2D	3E	3E	4B	4B	4B	4D	4E	5B	5B	5C	5C	5D	5D	5E								
11 - Pier/column	Pier1	3D	5E																					
13 - Bearings	BearingF1	2B	5C	5D	5E																			
13 - Bearings	BearingM1	2B	5C	5D	5E																			
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	4D	5B	5C	5D	5D	5E																
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	5E																					
CSS Element	Description	Start Cond.	2051	2052	2053	2054	2055	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2070	
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	3C	5E																					
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	3C	5E																					
8 - Foundations	Foundation1	3E	5D	5D	5D	5E																		
9 - Abutments	Abutment1	2D	5E																					
11 - Pier/column	Pier1	3D	5E																					
13 - Bearings	BearingF1	2B	5E																					
13 - Bearings	BearingM1	2B	5E																					
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	5E																					
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	5E																					

Tabella 6.7: Life cycle plan degli elementi del viadotto 1 strategia Do Nothing

Come si vede dalla tabella, gli elementi che rappresentano maggiormente un problema sono rappresentati dalle pile e dai giunti di dilatazione. Entrambi raggiungono una condizione critica (5B) già nel 2020, la quale rappresenta una forte perdita di funzionalità e un'estensione inferiore al 5%. Tale estensione si estende oltre il 50% dell'elemento entro il 2027. Il problema alle pile sono risultati evidenti fin da subito dalle ispezioni visive, le quali presentano dei forti problemi ammaloramento del calcestruzzo con un distacco del copriferro in una percentuale dell'elemento compresa tra il 20 e il 50%. Tali problemi, hanno provocato una profonda ossidazione delle armature, le quali risultano fortemente danneggiate. Nei giunti di dilatazione, invece, è stato rilevato un forte danneggiamento della scossalina permeabile. Essendo questi gli elementi maggiormente a rischio, sono i primi su cui l'ente gestore dovrebbe definire i primi interventi di manutenzione. Intorno al 2030, la condizione critica viene raggiunta dalla travata a cassone monocellulare e dagli sbalzi esterni, nei quali sono stati rilevati gli stessi difetti: macchie d'umidità, calcestruzzo ammalorato, armature ossidate e la presenza di un ampio quadro fessurativo.

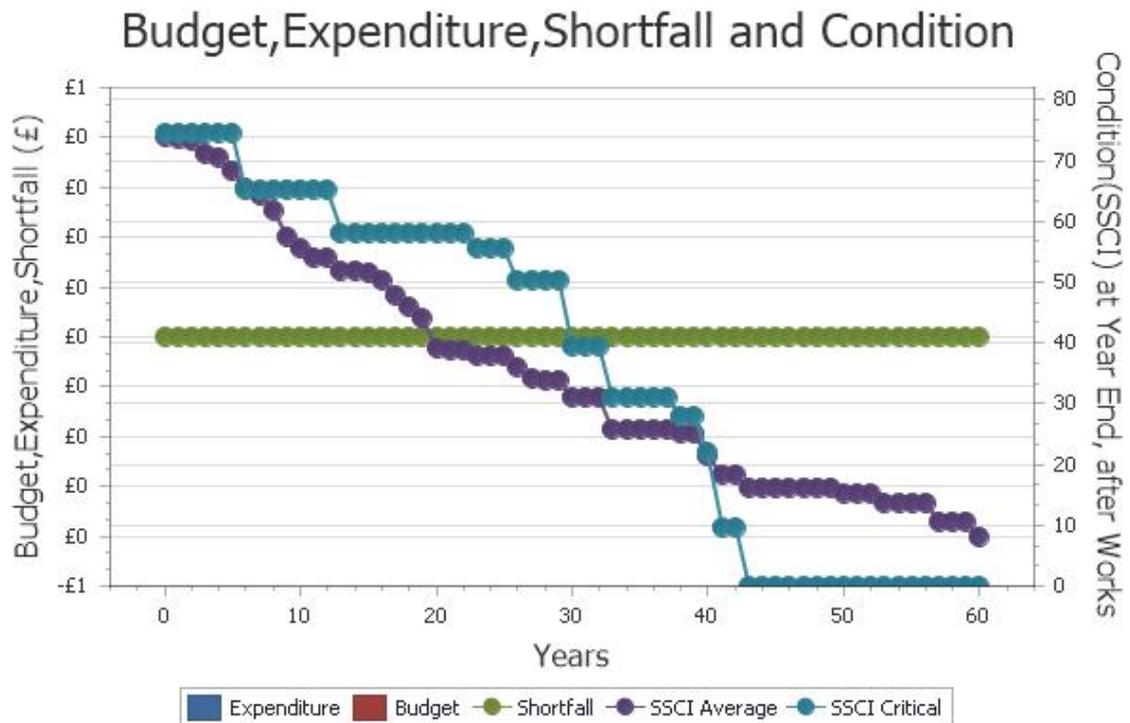


Figura 6.24: Andamento della condizione media e critica del viadotto 2

Gli elementi che meno rappresentano un problema nel breve periodo sono gli appoggi. Nonostante l'ossidazione rilevata in questi elementi, il software suggerisce il raggiungimento della condizione critica intorno al 2045. Dopo tale data, tutti

gli elementi hanno condizione non più sufficiente a garantire la sicurezza, sia della struttura che degli utenti.

Nella figura 6.24 sono invece mostrati i risultati relativi al secondo viadotto. La condizione critica viene raggiunta ben più tardi rispetto al primo viadotto, intorno al 2050. Invece, la condizione media raggiunge il valore di 10 dopo 60 anni, intorno al 2070. Questo fa intuire la presenza di elementi che raggiungono una condizione preoccupante abbastanza presto, i quali necessitano di manutenzione immediata, ma allo stesso tempo la condizione media della struttura resta discreta per un tempo maggiore. Anche in questo caso viene mostrato il life cycle plan della struttura, al fine di mettere in evidenza quali elementi presentano maggiori criticità.

Nel caso del secondo viadotto gli elementi che presentano un danneggiamento maggiore con il passare del tempo sono i giunti di dilatazione a pettine, i quali presentano problemi alla scossalina permeabile e i massetti lesionati. Stesso discorso fatto precedentemente vale per le pile, che presentano gli stessi difetti del primo viadotto.

Una volta eseguita l'analisi con la Do Nothing Strategy, è possibile passare agli altri tipi di analisi che il software propone. La prima analisi che verrà studiata sarà la "Planned Preventative", in cui, come suggerisce il nome, tutti gli elementi vengono trattati una volta che raggiungono una determinata condizione. Nel caso di studio è stata scelta una condizione pari a 3C, in cui si comincia ad avere una leggera perdita di funzionalità dell'elemento, con un'estensione che va dal 5 al 20%.

CSS Element	Description	Start Cond.	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2D	2D	2D	2D	2D	2E									
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B
9 - Abutments	Abutment1	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	2E	3B							
11 - Pier/column	Pier1	3D	3D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4D	4E	5B	5B	5C	5C	5D	5D
13 - Bearings	Bearing1	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2C	2D	2D	2E	2E	2E	3B	3B	3B	3C
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	2E	3B	3B	3D	4B	4B	4D	5B	5C	5E	5E	5E	5E	5E	5E
CSS Element	Description	Start Cond.	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	3B	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3D	3E						
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2D	2D							
9 - Abutments	Abutment1	2D	3C	3C	3D	3D	3E	3E	3E	4B	4B	4B	4D	4E	5B	5B	5C
11 - Pier/column	Pier1	2D	5E														
13 - Bearings	Bearing1	2B	3D	3E	4B	4D	5B	5C	5D	5E							
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	3D	3E	4B	4D	5B	5C	5D	5E							
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	5E														
CSS Element	Description	Start Cond.	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050	2051	2052	2053	2054	2055
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4B	4C	4C	4D	4E	4E	5B	5B	5B
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2D	2D	2E	3B	3B	3B	3B	3B	3B						
9 - Abutments	Abutment1	2D	5C	5D	5D	5E											
11 - Pier/column	Pier1	3D	5C	5D	5D	5E											
13 - Bearings	Bearing1	2B	5E														
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	5E														
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	5E														
CSS Element	Description	Start Cond.	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064	2065	2066	2067	2068	2069	2070
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	5C	5C	5C	5D	5D	5D	5E								
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	3B	3B	3B	3B	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3D	3E	3E	3E	4B
9 - Abutments	Abutment1	2D	5E														
11 - Pier/column	Pier1	3D	5E														
13 - Bearings	Bearing1	2B	5E														
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	5E														
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	5E														

Tabella 6.8: Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Do Nothing

Planned Preventative

La manutenzione preventiva programmata (Planned Preventative Maintenance) permette di ridurre la frequenza della manutenzione reattiva e di mantenere la struttura nella condizione desiderata. La definizione data dall'AASHTO è la seguente: *“Preventive maintenance is a planned strategy of cost-effective treatments to an existing roadway system and its appurtenances that preserves the system, retards future deterioration, and maintains or improves the functional condition of the system (without substantially increasing structural capacity).* Essa viene tipicamente applicata a componenti o strutture che hanno ancora una significativa vita utile. Nel seguente software, la manutenzione deve essere eseguita quando la struttura raggiunge una condizione pari a 3C. Per cui, tale tipo di strategia ha il compito di estendere la vita utile dell'opera, al fine di mantenere la struttura in buone condizioni, ritardare il deterioramento futuro ed evitare grosse spese per la sostituzione/ricostruzione di alcune componenti del ponte.

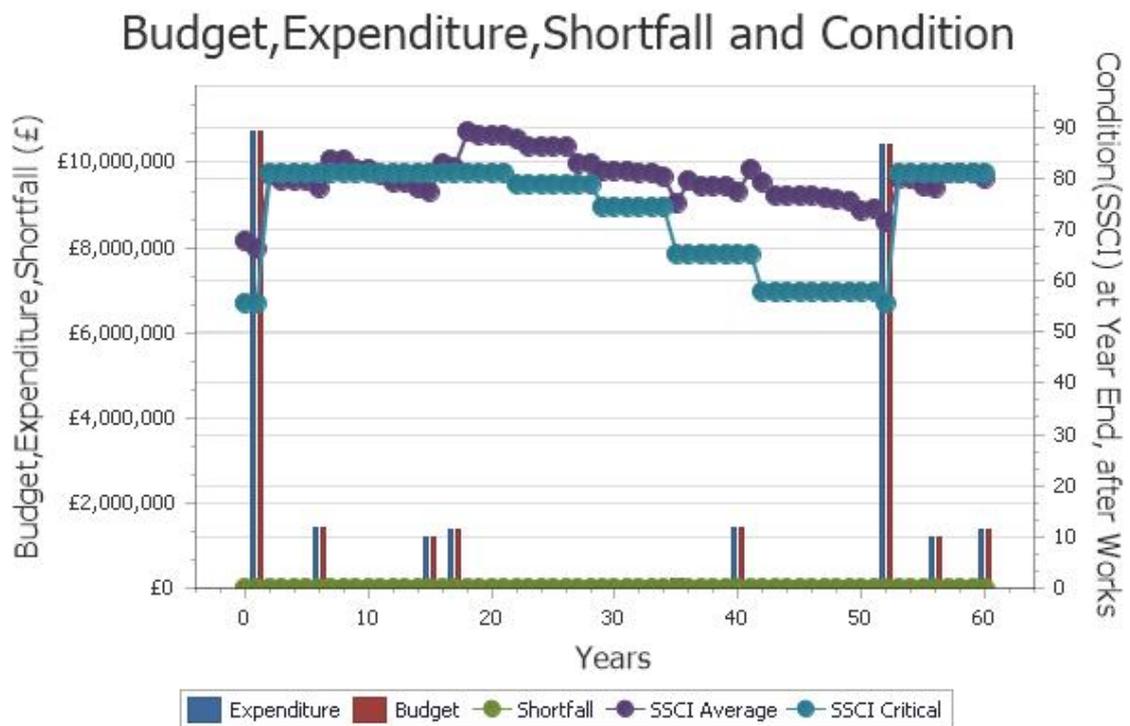


Figura 6.25: Andamento della condizione media e critica del viadotto 1 con la strategia planned preventative

La prima analisi viene eseguita sul primo viadotto 1. L'analisi in questo caso è stata fatta partire dall'anno fiscale 2019/2020, assumendo quindi che il primo intervento di manutenzione avvenga entro il 2020. Gli elementi che necessitano di

manutenzione immediata sono le pile, gli sbalzi dell'impalcato e l'impalcato a cassone stesso. Questi ultimi hanno una condizione iniziale pari a 3C, quindi peggiore rispetto a quella selezionata per l'analisi. Discorso analogo per gli sbalzi della carreggiata, anch'essi nella stessa condizione dell'impalcato. Le pile, invece, partono da una condizione pari a 3D, quindi difetti con la stessa intensità dei precedenti ma con un'estensione maggiore. Il software seleziona in automatico le operazioni di manutenzione da svolgere, avendo una tabella integrata con tutti gli interventi adatti per ogni tipo di difetti. A ogni intervento è associato un costo di riparazione, che può essere eventualmente modificato in base ad eventuali preventivi che le aziende propongono all'ente gestore. Come si vede dalla figura 6.25, abbiamo una spesa molto elevata proprio nel 2020, dovuta alla riparazione degli elementi precedentemente descritti, con una spesa iniziale pari a £10,722,385. Tale spesa iniziale garantisce il passaggio della condizione della struttura da "fair" a "good", quindi con un coefficiente di condizione maggiore a 80.

Gli interventi successivi riguardano i giunti di dilatazione, i quali raggiungono una condizione pari a 3D nel 2025, e in seguito gli appoggi fissi e mobili, rispettivamente nel 2034 e nel 2036. L'intervento eseguito consiste nella sostituzione dei dispositivi d'appoggio. Le spalle invece necessitano di manutenzione nel 2035. Il tasso di deterioramento di ogni elemento viene mostrato nel lifecycle plan, che viene inserito nell'appendice A per non appesantire troppo la trattazione. In seguito, abbiamo il raggiungimento da parte delle pile di una condizione 3C, quindi esse necessitano di un'ulteriore manutenzione, che consiste nella riparazione del calcestruzzo, nell'anno 2054. Ulteriore intervento dovrà essere predisposto per l'impalcato completo, quindi sia della sezione a cassone che degli sbalzi, nell'anno 2071.

Tali interventi permettono al ponte di avere un coefficiente di condizione media mai inferiore a 70 (Fair condition). Tale schema di manutenzione ha un costo finale pari a £37,992,039. Tale costo tiene conto della riparazione di tutti gli elementi della struttura, ed è in grado di garantire la sicurezza della struttura per i prossimi 100 anni circa.

La stessa procedura è stata eseguita per il viadotto 2, in modo da mettere in luce le differenze di analisi fra le due strutture. Tale viadotto parte da una condizione media migliore rispetto a quella del viadotto, per tale motivo il software non predispone degli interventi importanti come nel caso precedente. I primi interventi che vengono predisposti riguardano quelli alle pile, che partono da una condizione pari a 3D. Essi sono comunque gli elementi che soffrono maggiormente il deterioramento, sia nel viadotto 1 che nel viadotto 2. Il costo di tali interventi è pari a £106,851, considerando che le pile in questo caso sono solamente 10. La condizione del ponte resta buona, fino al 2029, in cui viene eseguita la sostituzione degli appoggi. L'intervento di manutenzione più costoso riguarda quello svolto nel 2042, in seguito al raggiungimento della condizione 3C da parte della sezione scatolare, la quale ha un costo di £2,239,024. Rappresenta l'intervento maggiormente costoso,

insieme alla riparazione delle mensole dell'impalcato, la quale avviene nel 2069.

Il costo totale per questo schema di riparazione è pari a £4,866,062, molto minore rispetto a quello preventivato per il viadotto 1. Questo è dovuto al fatto che il viadotto 2 si trova in condizioni mediamente migliori e presenta molti meno elementi da riparare.



Figura 6.26: Andamento della condizione media e critica del viadotto 2 con la strategia planned preventative

Tali analisi ci hanno permesso di determinare le operazioni di manutenzione che è necessario svolgere per mantenere la struttura in una condizione accettabile per tutto l'arco della sua vita. Tale strategia fa in modo che la condizione del ponte risulti sempre buona, evitando pericoli per la sicurezza che possono essere dati dall'improvvisa rottura di un elemento. Tale strategia viene consigliata per strutture di recente costruzione, che non presentano grossi difetti strutturali. Questo è dovuto al fatto che se tale strategia viene eseguita su strutture molto danneggiate, ci sarebbe da affrontare delle grosse spese di riparazione, al fine di riportare la struttura in una condizione accettabile. Tali spese rischiano di essere maggiori della sostituzione stessa dell'elemento.

Planned Do Minimum

Questo schema di manutenzione, chiamato °Planned Do Minimum° ipotizza che gli interventi di riparazione vengano eseguiti quando gli elementi con importanza ‘Very High’ e ‘High’ raggiungono la condizione 4D, la quale viene considerata dal software a rischio di sicurezza. Essa corrisponde a un elemento che presenta difetti pericolosi per la sicurezza, con un’estensione che varia dal 20 al 50%. Essa viene descritta nel seguente modo dal programma: “ ‘Very High’ and ‘High’ importance elements are treated once they reach a predefined condition trigger. Where insufficient budget is available to intervene at the trigger condition, or where elements of other importance reach condition 5B, an appropriate intervention must be applied at 5B”. Poiché in questo caso non è stato definito alcun tipo di budget, viene applicato un intervento a tutti quelli che raggiungono una condizione pari a 4D. Tale strategia viene utilizzata quando si ha a disposizione un budget limitato per la manutenzione, ed esso deve essere applicato maggiormente agli elementi di importanza maggiore. Gli elementi secondari dovrebbero essere trattati soltanto quando raggiungono una condizione pari a 5B.

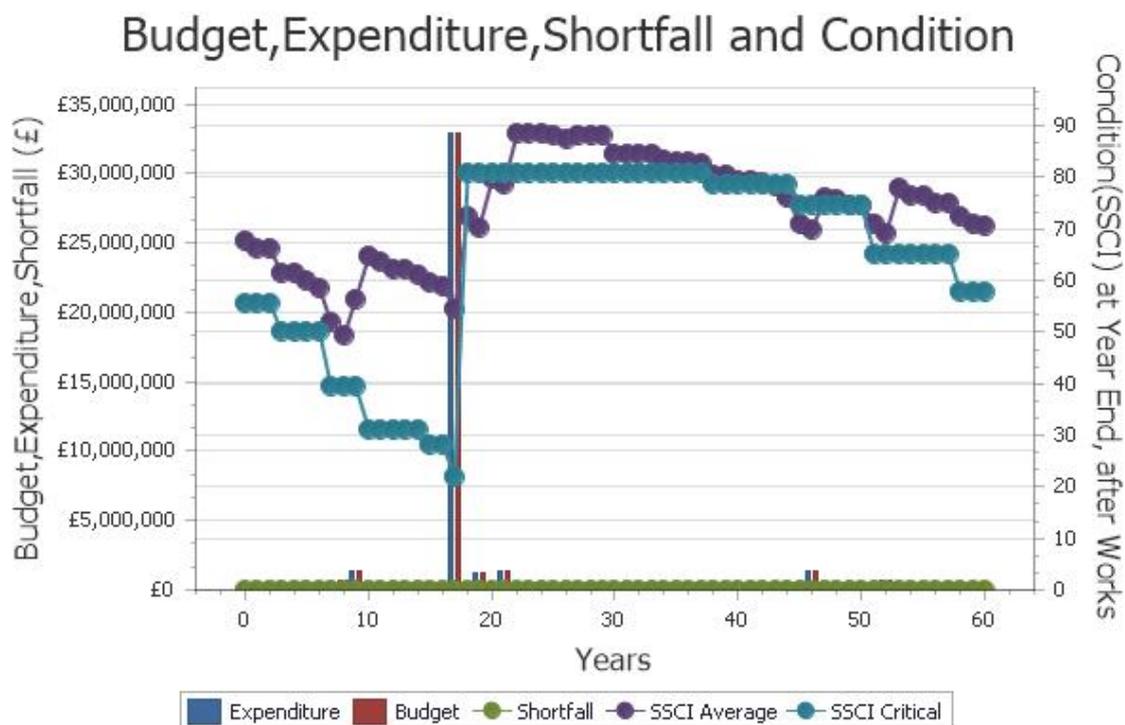


Figura 6.27: Andamento della condizione media e critica del viadotto 1 con la strategia planned do minimum

Il primo grafico mostrata riguarda la condizione del viadotto 1. Da subito e'

possibile notare come la manutenzione importante venga programmata dopo 16 anni dall'inizio dello studio, il quale ricordiamo inizia l'anno fiscale 2019/2020. Viene attesa che la condizione critica della struttura raggiunga un valore vicino a 20, in cui un elemento di importanza alta raggiunge la condizione "Very Poor". La condizione media, invece, si attesta attorno ad un valore compreso fra 50 e 60, cioè la condizione "Poor". I primi elementi che ricevono un intervento restano comunque le pile, le quali raggiungono una condizione pari a 4D nel 2027. La prima manutenzione importante viene eseguita nell'anno 2030, in cui tutto l'impalcato raggiunge la condizione limite, la quale richiede un costo di £32,891,175. Entro 4 anni dalla seguente attività, deve essere eseguita la sostituzione di tutti gli appoggi a causa della corrosione. Discorso analogo per i giunti di dilatazione che vengono sostituiti nel 2027. Come si vede dal grafico, in seguito a questi interventi di manutenzione, la condizione media del ponte resta buona per circa 20 anni. Gli ultimi interventi che vengono previsti sono relativi alla riparazione dei giunti di dilatazione nel 2065 e un nuovo intervento di riparazione delle pile nel 2071. Il costo totale per questo intervento di manutenzione è pari a £39,722,420, decisamente maggiore rispetto alla strategia preventiva. Questo caso di studio ci permette subito di vedere come il costo necessario per la manutenzione sia decisamente maggiore se gli elementi raggiungono uno stato di degrado maggiore.

In seguito, viene mostrato lo studio relativo al viadotto 2. Dal grafico si nota come i primi interventi di manutenzione sono necessari dopo 40 anni dall'inizio dello studio. Questa dimostra come il viadotto 2 si trovi in condizioni relativamente buone, e che rischia di diventare pericoloso dopo un discreto periodo di tempo. I primi interventi di manutenzione riguardano sempre la riparazione delle pile, a causa del calcestruzzo ammalorato e delle armature ossidate. Nel 2038 abbiamo la sostituzione degli appoggi, che passano da una condizione di 4D e 1A, quindi perfettamente nuovi. Il maggiore intervento di manutenzione riguarda la riparazione della sezione scatolare, nel 2059, che ha il costo di £6,984,630. Essa, come negli altri casi di studio, rappresenta la spesa maggiore per la manutenzione. Per tale motivo la scelta di eseguire tale intervento come azione preventiva potrebbe rappresentare la scelta più adeguata. Nel 2071 si mostra necessaria un'ulteriore riparazione delle pile. Tali elementi sono quelli maggiormente soggetti ai fenomeni di corrosione. Il costo finale per questa strategia è pari a £8,017,229, quasi il doppio rispetto alla strategia preventiva.

Gli esempi mostrati mettono in luce come attuare la manutenzione una volta che l'elemento ha raggiunto un forte danneggiamento non è la soluzione economicamente conveniente. Questo è dovuto al fatto che i costi di manutenzione aumentano a causa dell'inadeguata condizione degli elementi. Inoltre la struttura una condizione mediamente inferiore rispetto alla strategia preventiva.



Figura 6.28: Andamento della condizione media e critica del viadotto 2 con la strategia planned do minimum

Unplanned Reactive

Si passa infine allo studio dell'ultima strategia di lifecycle planning che il software propone. Essa prende il nome di Unplanned Reactive e serve a simulare la condizione in cui non è presente budget a disposizione per eseguire gli interventi di manutenzione. Per tale motivo, la manutenzione viene eseguita soltanto quando l'elemento raggiunge la condizione 5B, praticamente prossimo alla rottura. Tale strategia viene definita dal software come: *“Demonstrating the consequences of a zero-budget. It is anticipated that, if no funding is available, the stock condition and value would decline over the evaluation period. However, all elements irrespective of their importance are treated when they reach condition 5B with the appropriate maintenance activity”*.

Il primo grafico riguarda lo studio del viadotto 1. La prima cosa che è possibile notare è il fatto che il primo grosso intervento di manutenzione viene eseguito quando la condizione critica del ponte raggiunge lo zero nel 2038. Il primo intervento di manutenzione riguarda comunque la riparazione delle pile e la sostituzione dei giunti di dilatazione, i quali avvengono entrambi nel 2029, per un costo di £2,182,427. Tramite questo intervento, la condizione media del ponte passa da 34 a 65. Nel 2039, abbiamo il maggiore intervento di manutenzione, il quale consiste

nella riparazione di tutto l'impalcato, compreso delle mensole, e la sostituzione di tutti gli appoggi fissi. Il costo di tale intervento è pari a £38,787,297. Esso presenta un costo decisamente maggiore rispetto alle strategie analizzate precedentemente. Questo è dovuto al fatto che la condizione degli elementi è la peggiore possibile, rendendo necessari dei costi maggiori per gli interventi. Una volta eseguita la manutenzione, la condizione del ponte resta buona, con un valore pari a 80, per 28 anni. Nel 2067 è necessaria una nuova sostituzione dei giunti di dilatazione, mentre nel 2075 è necessaria una nuova riparazione delle pile. L'impalcato, invece, resta in ottime condizioni fino al 2079, in cui raggiunge una condizione pari a 2E.

Tale soluzione risulta quella meno conveniente da un punto di vista economico, avendo gli interventi un costo decisamente maggiore in seguito al raggiungimento della condizione pari a 5B. Questo ci dimostra come eseguire degli interventi quando la condizione della struttura diventa troppo grave, si hanno delle ripercussioni sia a livello di sicurezza che a livello economico. E' stato quindi dimostrato come, a lungo termine, la soluzione di una manutenzione preventiva sia la scelta migliore.

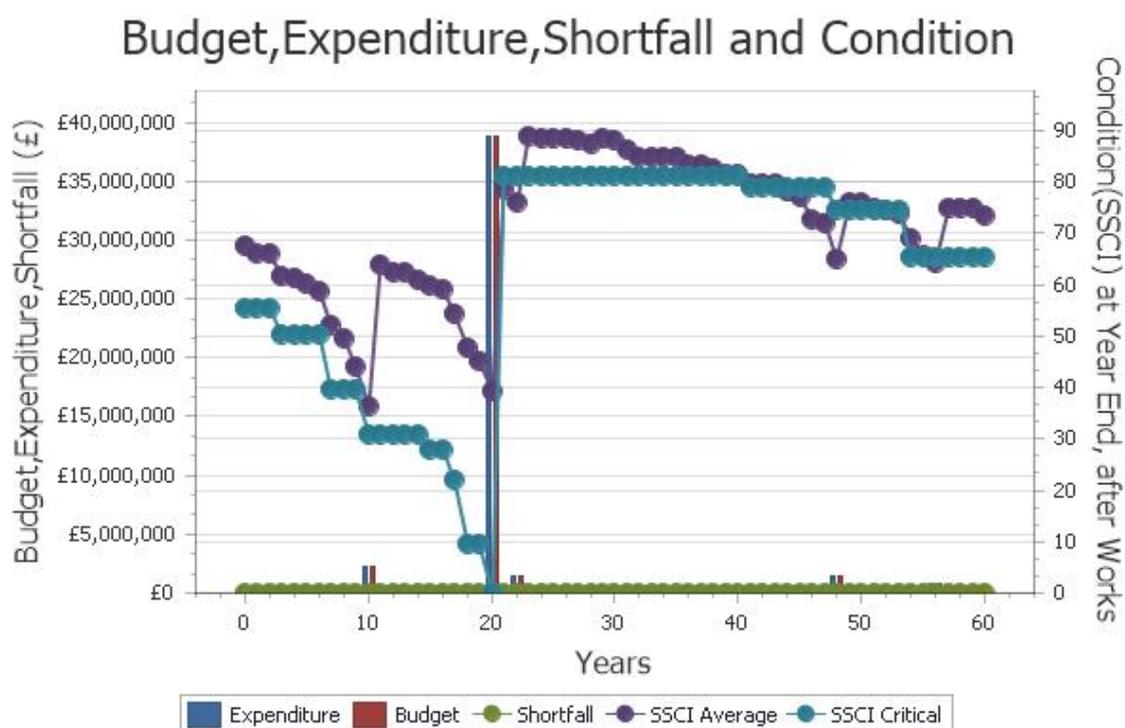


Figura 6.29: Andamento della condizione media e critica del viadotto 1 con la strategia Unplanned Reactive

Nel secondo grafico sono mostrati i risultati relativi al viadotto 2. La prima osservazione che può essere fatta riguarda la condizione critica della struttura. Essa

scende a 0 dopo 43 anni, quindi un periodo decisamente maggiore rispetto al viadotto 1. Il primo intervento che viene eseguito è la sostituzione dei giunti di dilatazione nel 2027. Successivamente, abbiamo la riparazione delle pile, che raggiungono una condizione pari a 5B. Nel 2039 abbiamo la completa sostituzione degli appoggi, che raggiungono una condizione non accettabile a causa dell'ossidazione rilevata. L'intervento maggiormente significativo, anche in questo caso, riguarda la riparazione dell'impalcato a sezione scatolare. Esse raggiungono una condizione pari a 5B nel 2062. Tale intervento ha un costo di £7,977,701. Un ulteriore riparazione delle pile deve essere eseguita nel 2075, ed è l'ultimo intervento necessario.

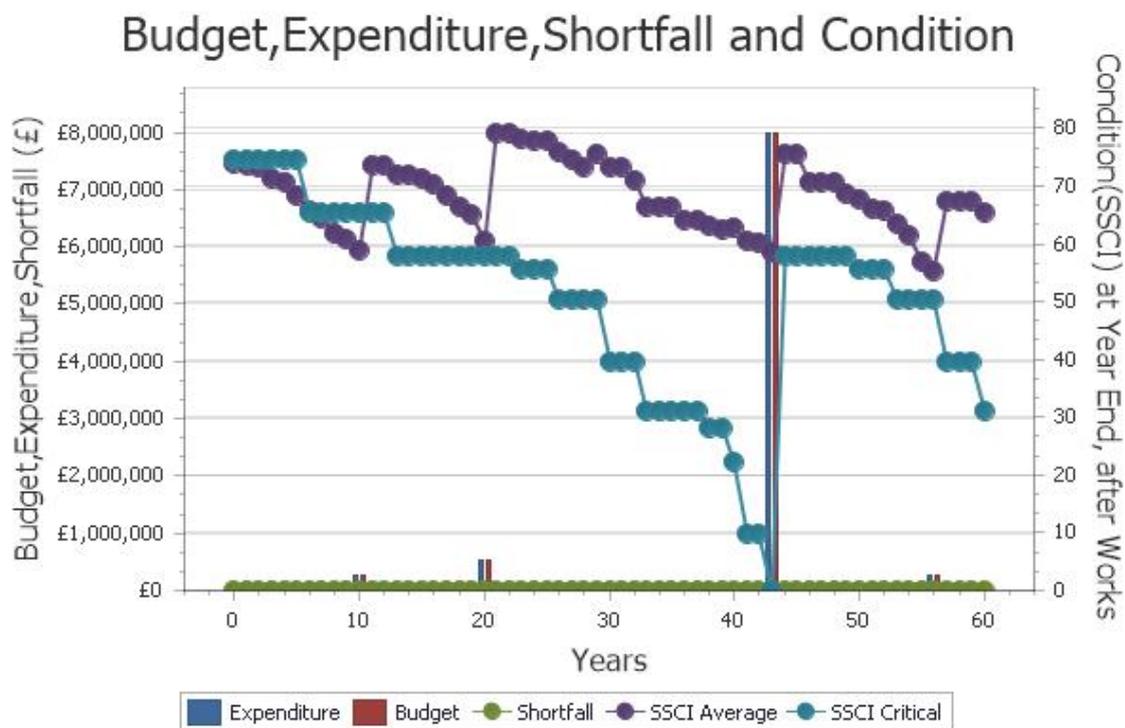


Figura 6.30: Andamento della condizione media e critica del viadotto 2 con la strategia Unplanned Reactive

Osservazioni finali

Lo studio dei diversi lifecycle planning ha permesso di determinare il tasso di deterioramento di ogni singolo elemento della struttura. Lo studio è partito dalla strategia “Do Nothing”, che ci ha permesso di determinare quale tasso di danneggiamento avrebbe avuto la struttura. Essa ci ha permesso di determinare quali elementi sono maggiormente a rischio. Per il viadotto 1 tali elementi sono le pile e l'impalcato a sezione scatolare. Per il viadotto 2, invece, gli elementi maggiormente preoccupanti sono le pile e i giunti di dilatazione. Definiti i problemi e le necessità

delle strutture, si è passato alla programmazione delle attività di manutenzione, studiando diverse strategie di intervento. La prima strategia scelta è quella preventiva, in cui gli elementi vengono riparati quando raggiungono una condizione pari a 3C, cioè quando hanno ancora una discreta vita utile. Tale strategia risulta quella maggiormente conveniente da un punto di vista economico. Questo è dovuto al fatto che gli interventi di manutenzione, se eseguiti quando la struttura non è ancora molto danneggiata, hanno un costo minore. Tale strategia risulta quindi quella maggiormente ottimizzata, sia da un punto di vista economico che da un punto di vista della sicurezza. La seconda invece è stata invece la “Planned Do Minimum”, in cui gli elementi hanno ricevuto una manutenzione una volta raggiunta la condizione pari a 4D. È una strategia intermedia, in cui la manutenzione viene eseguita nel momento in cui la condizione degli elementi inizia a diventare preoccupante. Il costo di questo schema risulta decisamente maggiore rispetto alla soluzione di manutenzione preventiva. L’ultimo schema, chiamato “Unplanned Reactive, rappresenta lo schema di manutenzione reattivo. La manutenzione viene eseguita solamente quando gli elementi raggiungono una condizione prossima alla rottura. Tale schema è quello meno conveniente, sia da un punto di vista della sicurezza che da un punto di vista economico.

In conclusione, si è visto come la manutenzione dell’impalcato principale sia quello che incide maggiormente sul bilancio. Per quanto riguarda il viadotto 1, potrebbe essere eseguita una manutenzione preventiva sull’impalcato, al fine di ridurre al minimo il costo, e applicare una manutenzione di tipo “Do Minimum” per gli altri elementi. Discorso analogo vale per il viadotto 2.

6.5.3 Prioritisation

Come ultima parte dell’analisi, si è deciso di sfruttare le funzioni messe a disposizione da BridgeStation per effettuare un esempio di prioritizzazione. Con tale modulo è infatti possibile creare una lista, prima delle strutture, poi degli elementi, che necessitano di manutenzione prioritaria. Prima viene stilata una lista delle strutture che presentano un punteggio di rischio elevato. In seguito, selezionate le strutture, è necessario definire gli elementi che subiranno i primi interventi. Tramite il calcolo di una serie di coefficienti, viene stilata una lista in ordine di importanza, con tutti gli elementi della struttura. Questa lista viene sottoposta al controllo dell’ente gestore, che ha il compito di confermare che le informazioni fornite siano accettabili. In caso contrario sarà necessario eseguire ulteriore lifecycle plan. In seguito, vengono predisposti i lavori. Questa fase rappresenta la parte finale della gestione di una struttura, essendo essa in grado di definire come organizzare al meglio i lavori di manutenzione, sia da un punto di vista del budget che della sicurezza della struttura.

Structures Prioritisation

La prima fase dell'operazione di prioritizzazione consiste nel calcolo del "Consequence Score" per ogni struttura. Lo scopo di questa prima analisi è infatti quello di definire le strutture che necessitano di manutenzione immediata, o che comunque hanno una priorità maggiore rispetto alle altre. Tale fase è necessaria per selezionare le prime strutture su cui eseguire i lavori. Generalmente gli enti gestori hanno a che fare con stock di ponti con un grande numero di strutture. Attraverso questa funzione è quindi possibile trovare immediatamente le strutture da studiare più nel dettaglio.



Tabella 6.9: Determinazione dei coefficienti

Il calcolo del Consequence Score viene eseguito calcolato diversi coefficienti. Il primo di questi è la "Structure Condition". Come si vede dalla tabella esso dipende dal BCI Scores e dal tipo di materiale della struttura. Nel caso di studio esso è segnato in rosso a causa della condizione critica della struttura. Tale valore varia da 0 a 100, dove 100 rappresenta la condizione peggiore per la struttura, mentre 0 una condizione pari al nuovo. Gli altri coefficienti sono invece i seguenti:

- Substandard Structures: un coefficiente che dipende dal volume di traffico e dal numero di veicoli che transitano sulla struttura contemporaneamente;

- At Risk Supports: esso dipende invece dalla probabilità che avvenga un incidente sulla struttura e dalla capacità della struttura di resistere a tali incidenti;
- Substandard Parapets: dipende dalla tipologia di protezione installata sulla struttura e dalla probabilità che capiti un incidente. Tali valori sono ricavati generalmente da una statistica degli incidenti avvenuti storicamente sulla struttura
- Flooding & Scour: è funzione della probabilità di allagamento;

Tutti questi valori sono di tabellati, e sono ricavati in funzione dei descritti precedentemente. Nel caso di studio proposto, il priority score del Viadotto 1 è pari a 21,09. Invece, per il Viadotto 2, esso è pari a 18,36. Questa è coerente con la condizione della strutture in generale. Il viadotto 1 presenta infatti maggiori difetti rispetto 2, e per questo motivo presenta una priorità maggiore rispetto al secondo viadotto.

Name	Structure Type	Structure Condition	Substandard Structure
Viadotto 1	Bridge	86	7
Viadotto 2	Bridge	79	7
Flooding And Scour	At Risk Support	Substandard Parapets	Final Consequence Score
60	60	30	21,09
60	60	30	18,36

Tabella 6.10: Coefficiente di priorit  Viadotti 1 e 2

Una volta selezionata la struttura, viene eseguito un intervento di prioritizzazione al livello degli elementi. E' infatti necessario andare a definire tutti gli elementi che presentano un grado di priorit  maggiore su cui eseguire gli interventi.

Elements Prioritisation

Una volta selezionate le strutture che presentano il maggiore grado di rischio, si passa alla scelta degli elementi su cui eseguire i primi interventi di manutenzione. Tale procedura viene eseguita attraverso la funzione di prioritizzazione che Bridge-Station mette a disposizione. Il punteggio di ogni singolo elemento viene calcolato due elementi principali: Likelihood score: probabilit  che un difetto causi problemi di sicurezza, funzionalit  o durabilit ; Consequence score: punteggio che identifica l'impatto che hanno sulla struttura i difetti rilevati; Tali punteggi sono valutati in una scala da 0 a 100. Una volta determinati,   possibile calcolare il priority score tramite le seguenti formulazioni.

Se il Likelihood score (L_s) > Consequence Score (C_s), allora:

$$P_s = 0,75L_s + 0,25C_s \quad (6.10)$$

Se il Likelihood score (L_s) = Consequence Score (C_s), allora:

$$P_s = 0,50L_s + 0,50C_s \quad (6.11)$$

Se il Likelihood score (L_s) < Consequence Score (C_s), allora:

$$P_s = 0,50L_s + 0,50C_s \quad (6.12)$$

Nel seguente software tutti gli elementi che hanno una condizione compresa da 1A a 2E, viene assunto un priority score pari a 0. In seguito, viene mostrato come calcolare il Likelihood score e il Consequence score.

Il primo coefficiente che viene calcolato è il Likelihood Score, L_s . Tale coefficiente è direttamente proporzionale alla condizionale dell'elemento al momento dell'analisi. Il coefficiente che rappresenta la condizione è quello determinato durante le ispezioni. Tale valore, chiamato ECS, è stato presentato in precedenza, ed può essere ricavato dalla tabella 6.2. Determinato tale valore, il Likelihood score viene calcolato tramite la seguente formulazione.

$$Likelihoodscore(L_s) = 100 - [115 - 2 \times ECS \times (ECS + 6,5)] \quad (6.13)$$

Il calcolo del Consequence Score C_s , è calcolato attraverso l'uso di tre coefficienti. Tali valori sono tutti tabellati, e possono essere ricavati in base a diversi criteri della struttura:

- Failure score: punteggio basato sul peso che potrebbe avere la rottura dell'elemento. Esso dipende dalla tipologia della struttura, dal tipo di elementi considerato e dalla sua importanza, e dalla grandezza della struttura.
- Structure score: punteggio basato sull'importanza della struttura e sugli ostacoli che vengono superati. Se non vengono identificate le adeguate attività di manutenzione, tale problema potrebbe avere un impatto sugli utenti che utilizzano la struttura. Per tale motivo, tale fattore tiene conto di come presenza di code o deviazioni possa creare problemi agli utenti o alle industrie.
- Aesthetic score: punteggio che tiene conto dei problemi estetici legati all'assenza di manutenzione dell'elemento. Infatti, l'aspetto della struttura può essere seriamente intaccato se non vengono eseguiti degli adeguati lavori di manutenzione in tempi adeguati. Per alcuni ponti, soprattutto per uso cittadino, tale problema potrebbe essere molto rilevante. Tale valore è direttamente proporzionale all'aggressività dell'ambiente.

Il calcolo del Consequence Score avviene tramite la seguente formulazione:

$$\text{Consequence Score}(C_s) = 0,55 \times \text{Failure Score} + 0,35 \times \text{Structure Usage Score} + 0,1 \times \text{Aesthetic Score} \quad (6.14)$$

Name	Structure Type	Element No	Element Name	Importance	Element Condition
Viadotto 1	Bridge	8	Foundation1	High	3E
Viadotto 1	Bridge	11	Pier1	Very High	3D
Viadotto 1	Bridge	1	Primary deck element 1	Very High	3C
Viadotto 1	Bridge	6	Parapet beam 1	Very High	3C
Element Condition Likelihood Modification Score	ECS	Structure Dimension (m)	Base Element Condition Likelihood Score	Element Condition Likelihood Score	Element Condition Risk Score
0,85	3,7	772	60,48	61,33	33,86
1	3,3	772	49,68	50,68	34,43
1	3,1	772	44,52	45,52	31,85
1	3,1	772	44,52	45,52	31,85
Structure Condition Likelihood Score	Substandard Structure Likelihood	Scour Likelihood Score	At Risk Support Likelihood Score	Substandard Parapet Likelihood Score	Structure Consequence Score
86	7	60	60	30	21,09
86	7	60	60	30	21,09
86	7	60	60	30	21,09
86	7	60	60	30	21,09
Final Element Score	Capacity Risk Score	Penalty Risk Score	Condition Priority Score	Capacity Priority Score	Final Priority Score
33,86	13,09	80	27,08	10,47	35
34,43	13,09	80	27,54	10,47	31
31,85	13,09	80	25,48	10,47	25
31,85	13,09	80	25,48	10,47	25

Tabella 6.11: Prioritizzazione degli elementi del Viadotto 1

I primi risultati mostrati sono relativi al Viadotto 1. Come detto prima, vengono considerati soltanto gli elementi che hanno una condizione di partenza almeno pari a 3A. Nel caso del viadotto 1, gli elementi che rispettano questo criterio sono la fondazione della pila 1, la pila, l'impalcato e lo sbalzo. Come si vede dal calcolo dei coefficienti, la fondazione presenta un coefficiente di priorità pari a 35, mentre l'impalcato a 25. Le pile presentano un valore pari a 31. I valori ottenuti sono relativamente bassi, essendo il valore massimo che può essere raggiunto pari a 100 per un elemento in condizioni critiche. Questo è dovuto al fatto che la condizione critica del ponte non dipende da un singolo elementi che presenta delle criticità, ma la somma di tutti questi problemi che crea una situazione critica per l'intero ponte. In ogni caso, è comunque possibile vedere quali elementi possiedono un punteggio

più alto, perché saranno quello sul concentrare le risorse disponibili. Come si vede dalla tabella 6.9, la fondazione della pila 1 è l'elemento con il punteggio più alto, insieme alle pile. Infatti, quando sono state eseguiti i lifecycle planning, erano proprio le pile a ricevere i primi trattamento di manutenzione. Subito, con lo stesso valore di priority score, abbiamo l'impalcato a sezione scatolare e gli sbalzi.

Name	Structure Type	Element No	Element Name	Importance	Element Condition
Viadotto 2	Bridge	11	Pier1	Very High	3D
Element Condition Likelihood Modification Score	ECS	Structure Dimension (m)	Base Element Condition Likelihood Score	Element Condition Likelihood Score	Element Condition Risk Score
1	3,3	449	49,68	50,68	34,43
Structure Condition Likelihood Score	Substandard Structure Likelihood Score	Scour Likelihood Score	At Risk Support Likelihood Score	Substandard Parapet Likelihood Score	Structure Consequence Score
79	7	60	60	30	18,36
Final Element Score	Capacity Risk Score	Penalty Risk Score	Condition Priority Score	Capacity Priority Score	Final Priority Score
34,43	13,09	80	27,54	10,47	27

Tabella 6.12: Prioritizzazione degli elementi del Viadotto 2

I risultati mostrati nella tabella 6.10 riguardano invece il viadotto 2. In questo caso, gli unici elementi che hanno una condizione peggiore a 3A sono le pile, per tale motivo vengono mostrati solo essi. I risultati sono i medesimi di quelli del viadotto 1. Le pile presentano infatti un priority score pari a 27, e sono gli elementi che necessitano di una manutenzione prioritaria.

In conclusione, come dimostrato dalle ispezioni visive, le pile sono gli elementi maggiormente a rischio della struttura, e sono quelli che richiedono i primi interventi di manutenzione.

Conclusioni

L'oggetto di studio della tesi proposta ha riguardato la valutazione delle migliori strategie di manutenzione che fosse possibile eseguire su un ponte in calcestruzzo armato e in quale periodo temporale fosse maggiormente conveniente eseguirle. In particolare, ci si è focalizzati sui vantaggi che la manutenzione predittiva ha sulla vita utile della struttura. Poter definire con buona approssimazione l'istante temporale in cui avviene la rottura dell'elemento permette di studiare che attività di manutenzione è possibile svolgere sulla struttura. Questa è la base della strategia di manutenzione predittiva, in cui la manutenzione viene eseguita prima dell'inizio dei processi di degrado. Questo ha portato alla creazione di un modello di deterioramento adatto a gestire e calcolare come si sarebbe sviluppato il deterioramento delle barre d'acciaio in un elemento in calcestruzzo. Tale modello ha permesso di selezionare le strategie adeguate in funzione del periodo temporale in cui si trova la struttura (T1, T2 o T3). Infine, per gentile concessione della London Bridge Engineering Group (LoBEG), è stato possibile avere accesso ad un software per la gestione dei ponti completo, BridgeStation. Tale software è stato sviluppato per soddisfare le necessità degli enti gestori inglesi, tra cui è presente anche la Transport of London. Attraverso tale software sono stati studiati due Viadotto situati in Italia. Attraverso le sue funzionalità è stato possibile stabilire come si sarebbe deteriorato il ponte con il tempo e definire un piano di manutenzione adeguato.

Si è partiti descrivendo il problema della manutenzione delle opere in Italia. Ci si è focalizzati sulla condizione delle opere nel nostro Paese, dei problemi legati alla mancanza di un adeguato sistema di manutenzione e di un adeguato quadro normativo che stabilisse delle direttive per il controllo dei ponti. Tutti questi elementi, presenti non solo in Italia ma anche in Europa, hanno portato alla creazione del progetto Brime. Tale progetto, a cui hanno partecipato diverse nazioni Europee, è stato creato al fine di stabilire le direttive per la creazione di un Bridge Management System (BMS) in grado di soddisfare tutte le esigenze degli enti gestori.

Nel successivo capitolo sono state descritte le tipologie di ispezione visive che vengono generalmente eseguite per valutare lo stato di degrado della struttura. Tali ispezioni variano in base alla loro frequenza e al grado di approfondimento desiderato, e si distinguono in superficiali, generali e principali. Tramite i dati ricavati da queste ispezioni è possibile definire la condizione di ogni elemento della

struttura, attraverso i punteggi che ogni BMS mette a disposizione. Per rilevare i dati necessari per il caso di studio proposte è stato utilizzato il metodo della valutazione numerica (MVN). Tali dati sono stati in seguito convertiti con il metodo di valutazione utilizzato da BridgeStation.

Sono stati descritti tutti gli elementi principali che compongono un BMS, ponendo particolare attenzione su quelli che sono stati utilizzati attraverso il software BridgeStation. Essi comprendono il Database, per il salvataggio di tutti i dati relativi alla struttura, i modelli di costo per la gestione del budget, i modelli di deterioramento e quelli di ottimizzazione. Tale componenti sono tutti complementari fra loro, e compiono un lavoro sinergico al fine di stabilire l'allocazione del budget da destinare a un elemento, un ponte o a un intero stock di ponti.

Identificato il maggiore problemi dei ponti in calcestruzzo armato, dato dalla corrosione delle armature, è stato definito un modello di deterioramento che fosse utilizzabile dagli enti gestori per stabilire la vita utile della struttura. Per fare questo, ci si è prefissati l'obiettivo di creare un modello matematico che fosse in grado di mostrare a quale livello di degrado si possa trovare un elemento in calcestruzzo armato in un determinato istante temporale, in modo da poter scegliere in maniera adeguata l'intervento di manutenzione migliore. Tutto questo al fine di poter programmare una manutenzione di tipo predittiva sulla struttura, in grado di stabilire quando effettuare l'intervento prima dell'effettiva rottura. Mentre in letteratura sono generalmente presenti modelli che rappresentano la corrosione delle armature in due stadi, in questo modello si è deciso di rappresentare la condizione degli elementi attraverso 3 istanti temporali: T1, T2 e T3. Il primo corrisponde al momento in cui ha inizio effettivamente la corrosione, il secondo in cui abbiamo la formazione della pressione, mentre il terzo che corrisponde alla rottura del calcestruzzo. Tale metodo è stato sviluppato sfruttando tutte le ricerche più recenti presenti in letteratura, in modo da poter rappresentare al meglio il fenomeno di corrosione delle armature.

Lo scopo per sviluppo di tale modello di deterioramento è stato quello di poter scegliere in maniera appropriata la manutenzione da poter svolgere e in quale periodo svolgerla. In particolare, tale modello è stato utilizzato per programmare una manutenzione di tipo predittivo. In tale metodologia di manutenzione vengono misurati diversi parametri, e tramite il modello matematico proposto, è possibile individuare il tempo residuo prima del guasto. Sono stati studiati diversi gli interventi che sono generalmente eseguiti sull'impalcato, fra cui il lavaggio, la sostituzione della membrana impermeabile, la sostituzione dello strato bituminoso e la riparazione delle fessure. In particolare, viene mostrata l'efficacia che tali interventi hanno nei vari istanti temporali. Attraverso il modello di deterioramento è stata determinata la strategia di manutenzione che offrisse un maggiore risparmio da un punto di vista economico, ma che allo stesso tempo garantisse una vita della struttura adeguato. In particolare, per la barra non protetta, partendo con un tempo T1 pari a 6 anni, un tempo T2 pari a 8,4 e un tempo T3 pari a 17,3, attraverso

la sostituzione della membrana impermeabile per 2 volte ogni 30 anni e una sostituzione della protezione bituminosa ogni 10 per i primi 60 anni, è stato possibile allungare i tempi fino, rispettivamente, a 59,4 anni, 74,8 anni e 83,8 anni.

Infine, si sono applicati tutti i concetti descritti nei capitoli precedenti attraverso l'utilizzo di un sistema per la gestione dei ponti completi. Il software utilizzato per tale lavoro è stato BridgeStation, software sviluppato in collaborazione con la "LoBeg" e la "Transport For London". Attraverso tale software sono stati studiati due viadotti situati in Italia, soggetti a un forte stato di corrosione, con calcestruzzo ammalorato e armature esposte fortemente ossidate. Come dati di input sono stati utilizzati quelli ricavati dalle ispezioni principali svolte dall'azienda 4Emme, attraverso il metodo della valutazione numerica. Tali dati sono stati convertiti per essere inseriti nel software attraverso il metodo per la valutazione delle condizioni inglesi. In seguito, sono state svolte tutte le analisi necessarie. Prima di tutto è stata svolta un'analisi prestazionale, in cui sono state determinate le condizioni della struttura, attraverso l'uso di un coefficiente numerico che varia da 0 a 100. Determinate le condizioni della struttura, e la gravità dei difetti rilevati, è stato possibile eseguire il Lifecycle Planning. Tale passaggio rappresenta il cuore dello studio. Attraverso questa funzione è stato possibile studiare il comportamento degli elementi con il passare del tempo. Sfruttando infatti gli algoritmi di degrado presenti, attraverso la strategia "Do Nothing" è stato possibile osservare le condizioni delle strutture nei prossimi 60 anni. Sono state svolte delle analisi sfruttando tutte le strategie di manutenzione che il software propone, rilevando come la manutenzione preventiva sia quella maggiormente conveniente, sia da un punto di vista economico che della sicurezza. Essa permette infatti di diminuire il dispendio economico per tutta la vita utile della struttura, ma di mantenere allo stesso tempo la condizione, sia media che critica, al di sopra di 60. Infine, attraverso il tool di prioritizzazione, sono stati rilevati gli elementi dei due viadotti che necessitavano di manutenzione prioritaria. La possibilità di poter utilizzare un BMS completo ha permesso di mostrare quali funzioni fossero messe a disposizione da questi tipi di software. Essi sono in grado di gestire un grande numero di strutture, studiarne il loro comportamento con il passare del tempo e definire la manutenzione da svolgere in funzione dei vincoli di budget posseduti dall'ente gestore.

Il lavoro svolto ha cercato di dimostrare come i Bridge Management System rappresentino una soluzione concreta per la gestione dei ponti in calcestruzzo armato sul territorio italiano. In particolare, lo sviluppo di un adeguato sistema di deterioramento ha permesso di predire in maniera sufficientemente accurata l'andamento dello stato di corrosione di un elemento in calcestruzzo armato. Tutto questo, al fine di riuscire a programmare in maniera efficace una manutenzione di tipo predittivo. Questa pianificazione ha permesso, allo stesso tempo, un risparmio dal punto di vista economico e un aumento della sicurezza generale delle strutture, eseguendo gli interventi prima dell'effettivo danneggiamento. Infine, lo studio di due viadotti tramite un BMS completo ha permesso di mostrare i vantaggi di tale

gestione della struttura, al fine di prevenire problemi futuri alla sicurezza, sia degli utenti che della struttura stessa.

Bibliografia

- [1] Michael J. Ryall, *Bridge Management*, Great Britain: Elsevier Ltd, London, 2009
- [2] Paola Sapienza, *Un sistema di supporto alle decisioni per la gestione della manutenzione dei ponti di una rete viaria*, Tesi di dottorato di ricerca, Ingegneria delle infrastrutture Viarie, Università di Catania, Italia, 2005
- [3] <https://www.ingenio-web.it/20911-crollo-ponte-morandi-dal-cni-proposte-concrete-per-garantire-la-sicurezza-di-ponti-e-viadotti>
- [4] <https://www.corriere.it/cronache/18agosto14/dieci-ponti-crollati-5-anni-in-caloinvestimenti-manutenzione-8bd5fb56-9fb8-11e8-9437-bcf7bbd7366b.shtml>
- [5] <https://www.idealista.it/news/immobiliare/costruzioni/2018/08/21/127049-ponti-a-rischio-in-italia-ecco-lelenco-aggiornato>
- [6] <https://www.nextquotidiano.it/ponti-a-rischio-italia/>
- [7] <https://www.edilportale.com/normativa/circolare/1967/6736-61a1/ministero-lavori-pubblici-controllo-delle-condizioni-di-stabilit%C3%A0-delle-opere-d-arte-stradali.189.html>
- [8] R. Romagnolo, A. Ascenzi "Priorità di intervento nella manutenzione della rete autostrade ed esempi significativi di lavoro di ripristino eseguiti" La valutazione del degrado dei ponti ed i sistemi di gestione in Europa, Atti del convegno di Messina, 2002
- [9] D. M. del 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni"
- [10] Dr R J Woodward, "*Brime*", Project founded by the European commission under the transport RTD programme, UK, 2001
- [11] Marja-Kaarina Soderqvist, "*Finnish Project Level Bridge Management System*", Finland, 2003
- [12] Jim J. Zhao, Demetrios E. Tonias, "*Bridge Engineering*", design rehabilitation and maintenance of modern highway bridges, McGraw-Hill Education, 2012
- [13] Ministero Infrastrutture e trasporti Strada dei Parchi S.p.A., *Criteri per l'individuazione delle priorità degli interventi di manutenzione ordinaria*, Roma, 2017
- [14] Liao Hsien-ke et al., *Comparison of Bridge Inspection Methodologies and Evaluation Criteria in Taiwan and Foreign Practices*, Ministry of Transportation

- and Communications, Taipei, Taiwan, 2009
- [15] Ryan T., Hartle A., Mann J., and Danovich J., *Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM)*, Volume 1(6). U.S. Federal Highway Admin, Washington, DC 20590, 2012
 - [16] Masahiro S. and Takashi T. *Bridge Inspection Standards in Japan and US. In Proceedings of the 29th US - Japan Bridge Engineering Workshop*. Tsukuba, Japan, 2013
 - [17] <http://www.nzta.govt.nz/assets/resources/bridge-condition-indicator-guide/docs/tm-4008-bridge-condition-indicator-guide.pdf>
 - [18] Ryall, M., "*Bridge Management*", Butterworth-Heinemann, ISBN (0-7506-5077), Oxford, UK, 2001
 - [19] Hudson, R., Carmicheal, R., Hudson, W., and Diaz, M., "*Microcomputer Bridge Management System*". Journal of Transportation Engineering, ASCE, 1992
 - [20] Austroads *Bridge management systems: the state of the art*, AP-R198/02, Austroads, Sydney, NSW, 2002
 - [21] Federal Highway Administration, *Life-cycle cost analysis primer*, FHWA, Washington, DC, USA, 2002
 - [22] National Asset Management Support Group, *International infrastructure management manual IIMM: international edition*, NAMS, Wellington, New Zealand, 2011
 - [23] Abed-Al-Rahim, I. and Johnston, W., "*Bridge Element Deterioration Rates*", Transportation Research Record, 1490, Transportation Research Board, pp.9-18, 1995
 - [24] Busa, G., Cassella, M., Gazadia, W., and Horn, R., "*A National Bridge Deterioration Model*", Report to the U.S. Department of Transportation, Research and special Programs Administration, Transportation Systems Center Kendall Square, Cambridge, MA, 1985
 - [25] Sobanjo, J., "*A Decision Support Methodology for the Rehabilitation and Replacement of Highway Bridges*", Ph.D. Thesis, Texas AM University, 1991
 - [26] Morcoux, G., "*Case-Based Reasoning for Modeling Bridge Deterioration*". Ph.D. thesis, Civil and Environmental Engineering, Concordia University, Canada, 2000
 - [27] Morcoux, G., Lounis, Z., and Mirza, M., "*Identification of Environmental Categories for Markovian Deterioration Models of Bridge Decks*", Journal of Bridge Engineering, ASCE, 8 (6), pp. 363-3611, 2007
 - [28] Thompson, "*Consistency of bridge deterioration rates across agencies*", in Biondini, F Frangopol, DM (eds), Bridge maintenance, safety, management, resilience and sustainability: proceedings of the sixth international IABMAS conference, Stresa, Lake Maggiore, Italy, 8-12 July 2012, CRC Press, Boca Raton, FL, USA, pp. 581- 8, 2012

-
- [29] Jiang, Y. and Sinha, K., “*Bridge Service Life Prediction Model Using the Markov Chain*”, Transportation Research Record, 1223, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 24-30, 1989
- [30] Tokdemir, O.B., Ayvalik, C. and Mohammadi, J., “*Prediction of Highway Bridge Performance by Artificial Neural Networks and Genetic Algorithms*”, Proceeding of the 17th International Symposium on Automation and Robotics in Construction (ISARC), Taipei, Taiwan, 2000
- [31] Thompson, P., Sobanjo, J., and Kerr, R., “*Florida DOT Project-Level Bridge Management Models*”, Journal of Bridge Engineering, ASCE, 8 (6), pp. 345-352 Nov. /Dec, 2003
- [32] Hegazy, T., Elbeltagi, E., and Elbehairy, H., “*Bridge Deck Management System with Integrated Life Cycle Cost Optimization*”, Transportation Research Record, 1866, pp. 44-50, 2004
- [33] Mohamed, H., “*Development of Optimal Strategies for Bridge Management Systems*”. Ph.D. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada, 1995
- [34] Cambridge Systematics, “*Pontis release 5 technical manual*”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA. 2006
- [35] Thompson, P. “*Pontis: The Maturing of Bridge Management Systems in The USA*”, Proceeding of the Second International conference on Bridge Management, Thomas Telford, London, 1993
- [36] Hawk, H., “*BRIDGIT: User-Friendly Approach to Bridge Management*”, Transportation Research Circular, 498, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1999
- [37] Austroads, “*Bridge management systems: the state of the art*”, AP-R198/02, Austroads, Sydney, NSW, 2002
- [38] Parzen, E., “*Stochastic processes*”, Holden Day, San Francisco. 1962
- [39] Lounis, Z. . “*Reliability-based life prediction of aging concrete Bridge Decks*” Life prediction and aging management of concrete structures, D. Naus, ed., RILEM, Paris, 2000
- [40] Madanat, S., Mishalani, R., and Ibrahim, W. H. W. “*Estimation of infrastructure transition probabilities from condition rating data*” J. Infrastruct. Syst., 1995
- [41] Thompson, P. D., and Shepard, R. W. “*Pontis*” Transportation Research Circular. 324, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1994
- [42] Golabi, K., and Shepard, R. “*Pontis: A system for maintenance optimization and improvement of US bridge networks*” Interface (USA), 27, 1997
- [43] Micevski, T., Kuczera, G., and Coombes, P. “*Markov model for storm water pipe deterioration.*” Journal of Infrastructure Systems, ASCE, 2002

-
- [44] Lounis, Z. and Mirza, M. S. "Reliability-based service life prediction of deteriorating concrete structures." Proc. 3rd Int. Conf. on Concrete under Severe Conditions, 2001
- [45] Fazio, R. "The assessment and prediction of reinforcing steel corrosion on the Dickson Bridge", M.Eng. Thesis, McGill University, Montreal, Canada, 1999
- [46] Keßler, S., Angst, U., Zintel, M., and Gehlen, C. "Defects in epoxy-coated reinforcement and their impact on the service life of a concrete structure." 2015
- [47] Balafas, I., & Burgoyne, C. "Modeling the structural effects of rust in concrete cover". J. Eng. Mech., 137(3), 2011
- [48] Liu, Y., & Weyers, R. E. "Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures." ACI Materials Journal, 1998
- [49] Šavija, B., Luković, M., Pacheco, J., & Schlangen, E. "Cracking of the concrete cover due to reinforcement corrosion: A two-dimensional lattice model study." Construction and Building Materials, 2013
- [50] Jang, B., & Oh, B. "Effects of non-uniform corrosion on the cracking and service life of reinforced concrete structures." Cement and Concrete Research, 2010
- [51] Chen, E., & Leung, C. "Finite element modeling of concrete cover cracking due to non-uniform steel corrosion." Engineering Fracture Mechanics, 2015
- [52] Reale T., O'Connor A. "A review and comparative analysis of corrosion-induced time to first crack models" Dept. of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College Dublin, Ireland, 2012
- [53] Kyle Nickless and Rebecca A. "Mechanistic Deterioration Modeling for Bridge Design and Management, Department of Civil and Environmental Engineering, Colorado State University, USA 2017
- [54] London Bridge Engineering Group "BridgeStation user manual, London, UK, 2014
- [55] London Bridge Engineering Group "Creating Consistent Element Inventories for Highway Structures , London, UK, 2011
- [56] London Bridge Engineering Group "Lifecycle Planning for Highway Structures, London, UK, 2011
- [57] London Bridge Engineering Group "Maintenance Prioritisation for Highway Structures , London, UK, 2011
- [58] London Bridge Engineering Group "Risk-based Prioritisation & Value for Money, London, UK, 2018
- [59] ATKINS "Guidance Document for Performance Measurement of Highway Structures , Part B1: Condition Performance Indicator, London, UK, 2007

Appendice A

Lifecycle planning

Nella seguente appendice verranno inserite le tabelle ricavate dallo studio dei vari lifecycle planning, in modo da mostrare il tasso di deterioramento di ogni singolo elemento della struttura nelle varie strategie studiate. Lo scalzamento rilevato sulla fondazione della pila 1 non viene trattato dal software.

CSS Element	Description	Start Cond.	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2D	2D	2D	2D	2D	2E									
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B
9 - Abutments	Abutment1	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	2E	3B							
11 - Pier/column	Pier1	3D	2B	2C													
13 - Bearings	Bearing1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	2E	3B	3B	3D	1A										
CSS Element	Description	Start Cond.	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	3B	3C	2C	2C	2C	2D	2D	2D	2D						
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2D	2D						
9 - Abutments	Abutment1	2D	3C	2B	2C												
11 - Pier/column	Pier1	2D	2C	2C	2C	2D	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	3B	3B	3B	3B
13 - Bearings	Bearing1	2B	1A														
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	1A														
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	1A	1A	1A	1A	1A	1A	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2E	3B	3B
CSS Element	Description	Start Cond.	2050	2051	2052	2053	2054	2055	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2B	2C	2C												
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2D	2D	2E	3B	3B	3B	3B	3B	3B						
9 - Abutments	Abutment1	2D	2C	2C	2C	2D	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	3B	3B	3B	3B
11 - Pier/column	Pier1	3D	3B	3B	3B	3B	3C	2B									
13 - Bearings	Bearing1	2B	1A														
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	1A														
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	3D	1A													
CSS Element	Description	Start Cond.	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2071	2072	2073	2074	2075	2076	2077	2078	2079
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2C	2C	2C	2C	2C	2D	2D	2D	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	3B	3B	3B	3B	3C	2B									
9 - Abutments	Abutment1	2D	3B	3B	3B	3B	3C	2B									
11 - Pier/column	Pier1	3D	2B	2B	2B	2C	2C	2C	2C	2D	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E
13 - Bearings	Bearing1	2B	2B	2C	2D	2E	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C	1A	1A	1A	1A
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2C	2D	2E	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C	1A	1A	1A	1A
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	1A	1A	1A	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2E	3B	3B	3D	1A	1A

Tabella A.2: Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Planned Preventative

CSS Element	Description	Start Cond.	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2D	2D	2D	2D	2D	2E									
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B
9 - Abutments	Abutment1	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	2E	3B							
11 - Pier/column	Pier1	3D	3D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4D	4D	2B	2B	2B	2B	2B	2B
13 - Bearings	Bearing1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	2E	3B	3B	3D	4B	4B	4D	1A							
CSS Element	Description	Start Cond.	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	3B	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3D	3E						
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2D	2D						
9 - Abutments	Abutment1	2D	3C	3D	3D	3D	3E	3E	3E	4B	4B	4B	4D	2B	2B	2B	2B
11 - Pier/column	Pier1	2D	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2C	2C	2D	2D	2D	2D	2E
13 - Bearings	Bearing1	2B	3D	3E	4B	4D	1A										
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	3D	3E	4B	4D	1A										
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	1A														
CSS Element	Description	Start Cond.	2050	2051	2052	2053	2054	2055	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4B	4C	4C	4D	2B	2B	2B	2B	2B
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2D	2D	2E	3B	3B	3B	3B	3B	3B						
9 - Abutments	Abutment1	2D	2B	2C	2C	2C	2C	2D	2D								
11 - Pier/column	Pier1	3D	2E	2E	2E	3B	3C	3C	3D	3D							
13 - Bearings	Bearing1	2B	1A														
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	1A														
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	2E	3B	3B	3D	4B	4B	4D	1A							
CSS Element	Description	Start Cond.	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2071	2072	2073	2074	2075	2076	2077	2078	2079
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2B														
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	3B	3B	3B	3B	3C	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3E	3E	3E	4B
9 - Abutments	Abutment1	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	3B	3C							
11 - Pier/column	Pier1	3D	3D	3E	3E	4B	4B	4B	4D	2B							
13 - Bearings	Bearing1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	1A														

Tabella A.4: Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Planned Do Minimum

CSS Element	Description	Start Cond.	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2D	2D	2D	2D	2D	2E									
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B
9 - Abutments	Abutment1	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	2E	3B							
11 - Pier/column	Pier1	3D	3D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4D	4E	5B	2B	2B	2B	2B	2B
13 - Bearings	Bearing1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3C
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	2E	3B	3B	3D	4B	4B	4D	5B	1A						
CSS Element	Description	Start Cond.	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	3B	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3D	3E						
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2D	2D						
9 - Abutments	Abutment1	2D	3C	3D	3D	3D	3E	3E	3E	4B	4B	4B	4D	4E	5B	2B	2B
11 - Pier/column	Pier1	2D	2B	2C	2C	2C	2C	2D	2D	2D							
13 - Bearings	Bearing1	2B	3D	3E	4B	4D	5B	1A									
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	3D	3E	4B	4D	5B	1A									
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	1A														
CSS Element	Description	Start Cond.	2050	2051	2052	2053	2054	2055	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4B	4C	4C	4D	4E	4E	5B	2B	2B
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	2D	2D	2E	3B	3B	3B	3B	3B	3B						
9 - Abutments	Abutment1	2D	2B	2C	2C	2C	2C										
11 - Pier/column	Pier1	3D	2D	2E	2E	2E	2E	3B	3C	3C							
13 - Bearings	Bearing1	2B	1A														
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	1A														
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	2D	2E	3B	3B	3D	4B	4B	4D	5B	1A	1A	1A	1A	1A	1A
CSS Element	Description	Start Cond.	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2071	2072	2073	2074	2075	2076	2077	2078	2079
1 - Primary deck element	Primary deck elem.	2D	2B														
6 - Parapet beam	Parapet beam 1	2B	3B	3B	3B	3B	3C	3C	3C	3C	3D	3D	3D	3E	3E	3E	4B
9 - Abutments	Abutment1	2D	2D	2D	2D	2E	2E	2E	2E	2E	2E	3B	3B	3B	3B	3B	3B
11 - Pier/column	Pier1	3D	3D	3D	3E	3E	4B	4B	4B	4B	4D	4E	5B	2B	2B	2B	2B
13 - Bearings	Bearing1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B
13 - Bearings	Appoggio Spalla 1	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2B	2C	2D	2D	2E	2E	3B	3B	3B	3B
18 - Expansion joints	Expansion joint 1	2D	1A														

Tabella A.6: Life cycle plan degli elementi del viadotto 2 strategia Unplanned Reactive