

Valutazione del ciclo di vita delle infrastrutture sensibili con selezione degli interventi necessari

Allegato C
Note tecniche

Pubblicazione non in vendita

Nessuna riproduzione, traduzione o adattamento può essere pubblicata senza citarne la fonte

Éupolis Lombardia

Istituto superiore per la ricerca, la statistica e la formazione

via Taramelli 12/F - Milano

www.eupolislombardia.it

Contatti: info@eupolislombardia.it

VALUTAZIONE DEL CICLO DI VITA DELLE
INFRASTRUTTURE SENSIBILI CON SELEZIONE DEGLI
INTERVENTI NECESSARI

Codice: 2012B16

Il documento è prodotto nell'ambito della ricerca (codice 2012B016) affidata a Éupolis Lombardia da Regione Lombardia, Direzione Generale Mobilità e Infrastrutture.

Dirigente responsabile
Alberto Ceriani

Gruppo di lavoro tecnico

Aldo Colombo - Dirigente Unità Organizzativa Infrastrutture viarie e aeroportuali - D.G. Infrastrutture e mobilità.; Paola Vigo, Fiorella Daniele - D.G. Infrastrutture e mobilità. Andrea Zaccone, Carmela Melzi D.G. Protezione Civile.

Gruppo di lavoro

Pier Giorgio Malerba, Luca Sgambi, Gianfranco Becciu, Manuel Quagliaroli, Noemi Basso, Maria Pia Boni, Elsa Garavaglia, Maurizio Lualdi, Politecnico di Milano
Fabio Torta, Espedito Saponaro, Giuseppe Galli, Raffaele Bruno, TRT Trasporti e Territorio; Alberto Ceriani, Lorenzo Penatti, Éupolis Lombardia

Introduzione	7
01 - Nota sugli agenti ammaloranti delle strutture in C.A. e C.A.P.	9
02 - Tabella riassuntiva delle massime accelerazioni sismiche (spettri elastici - periodo di ritorno 50 anni).	31
03 - Nota sugli aspetti idraulici riguardanti gli attraversamenti del Fiume Po e sui sistemi di convogliamento e scarico delle acque.	37
04 - Linee guida per una sistematica attività di ispezione e di manutenzione - generalità.	53

Il documento propone delle note tecniche di approfondimento rispetto all'oggetto di studio, funzionali al completamento delle informazioni fornite dallo studio. In particolare il documento presenta i seguenti approfondimenti:

1. Nota sugli agenti ammaloranti delle strutture in C.A. e C.A.P.
L'approfondimento espone i modelli di base per la valutazione dei tempi di innesco della corrosione per carbonatazione e da cloruri, e illustra i modelli per la valutazione della profondità della corrosione delle armature, della fessurazione da splitting e del relativo distaccamento del copriferro (spalling).
2. Tabella riassuntiva delle massime accelerazioni sismiche (spettri elastici - periodo di ritorno 50 anni).
L'approfondimento focalizza sulla definizione della caratterizzazione sismica dei siti di ubicazione dei ponti oggetto di studio, facendo riferimento alla pericolosità sismica di base, intesa, concettualmente, come il livello di scuotimento che è lecito attendersi in una determinata area.
3. Nota sugli aspetti idraulici riguardanti gli attraversamenti del Fiume Po e sui sistemi di convogliamento e scarico delle acque.
Il terzo approfondimento tratta i fattori idraulici nella verifica di sicurezza di un ponte, aspetti di significativa importanza soprattutto nel caso di attraversamento di un corso d'acqua naturale o di un canale artificiale.
4. Linee guida per una sistematica attività di ispezione e di manutenzione - generalità.
Sottolineando l'importanza delle attività ispettive, il quarto e ultimo contributo propone delle "linee guida" per l'esecuzione di una sistematica attività di ispezione e manutenzione delle opere, la cui soluzione può riflettersi sulla sicurezza delle persone e sulla vita economica della Regione stessa.

01 - NOTA SUGLI AGENTI AMMALORANTI DELLE STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

Introduzione

L'importanza dello studio del degrado strutturale e della vita residua delle strutture, appare oggi di primaria importanza per il lavoro dell'Ingegnere Strutturista. I modelli di degrado strutturale, oggi di riferimento, si basano su decenni di esperienze teoriche e sperimentali e sono raggruppati in molti documenti di letteratura specializzata:

- DuraCrete
- Darts
- MC 90 - Progetto della vita di servizio
- Eurocodice 2

Tutti i modelli si basano su evidenze sperimentali e comprendono numerosi parametri atti a definire l'influenza dell'ambiente sul degrado strutturale. Il MC 90, proprio per governare l'incertezza relativa alla valutazione di questi parametri, dispone che le valutazioni siano eseguite in ambito probabilistico (verifiche di Livello 3). In questa appendice verranno esposti i modelli di base per la valutazione dei tempi di innesco della corrosione per carbonatazione e da cloruri, e verranno illustrati i modelli per la valutazione della profondità della corrosione delle armature, della fessurazione da splitting e del relativo distacco del copriferro (spalling).

1. Degrado strutturale e sicurezza

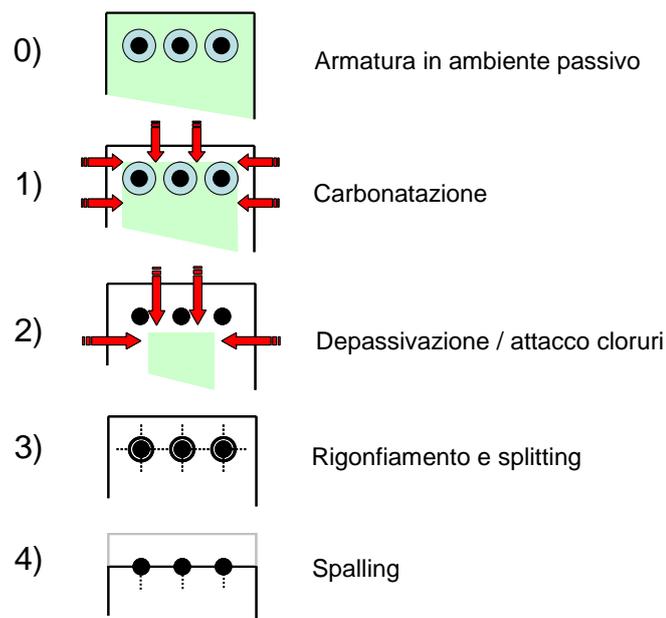
Il processo di degrado è un processo non istantaneo che avviene in passi e secondo delle cause ben precise. In questa appendice si tratterà esclusivamente il degrado dovuto a carbonatazione ed attacco di cloruri che sono i fenomeni di degrado più comuni che si possono riscontrare su ponti esistenti.

La carbonatazione è un processo chimico di trasformazione dell'idrossido di calcio in carbonato di calcio. Di per sé questo fenomeno non è pericoloso per il calcestruzzo non armato, tanto più che la resistenza del conglomerato presenta perfino un leggero incremento, ma lo è per il calcestruzzo armato poiché determina una diminuzione del pH alcalino che proteggeva le armature dall'ossidazione.

La Figura 1 mostra schematicamente l'evoluzione del tempo del degrado strutturale in una sezione di calcestruzzo. Nella fase 0) le armature risultano in ambiente passivo, protette da una pellicola di ossido compatto. Man mano che l'anidride carbonica presente nell'ambiente, penetra all'interno dei pori del calcestruzzo (fase 1), l'idrossido di calcio diminuisce per effetto della carbonatazione e di conseguenza diminuisce il pH. Quando la profondità di carbonatazione ha raggiunto le armature, la pellicola di protezione si indebolisce e l'armatura non risulta più protetta (fase 2). La presenza di cloruri, che si sciolgono facilmente in acqua può inoltre intaccare localmente (anche per pH superiori a 9) la pellicola di protezione, ed innescare una corrosione localizzata (pitting o vaiolatura).

In presenza di umidità ed ossigeno l'armatura, non più protetta dall'ambiente alcalino, si ossida (fase 3). Ciò porta ad una riduzione della sezione resistente dell'armatura e ad un rigonfiamento della stessa dovuto alla presenza dei prodotti di ossidazione. Il rigonfiamento dell'armatura causa sforzi di trazione circonferenziali all'asse dell'armatura con conseguente, dopo un certo valore di rigonfiamento, formazione di fessure radiali (splitting). In questa fase, il momento resistente della sezione decresce con continuità, a causa della diminuzione della sezione resistente delle armature e della resistenza a compressione del calcestruzzo nella zona interessata dalla fessurazione da splitting.

Figura 1 - Evoluzione nel tempo del degrado strutturale (carbonatazione e attacco da cloruri).



Quando le fessure dovute allo splitting si espandono e si uniscono tra loro, può succedere che una parte della sezione di calcestruzzo si distacchi completamente. Questo fenomeno, definito col termine di spalling, è evidenziato dalla fase 4 riprodotta in Figura 1. In questa fase, oltre ad avere una continua diminuzione di resistenza sezionale per il progredire della corrosione delle armature, si verifica anche un'improvvisa diminuzione della sezione di calcestruzzo. Si possono quindi definire due stati limite per quanto riguarda la sicurezza di una struttura in calcestruzzo armato. Uno stato limite di esercizio che viene raggiunto quando l'armatura non si trova più protetta dall'ambiente alcalino (stato limite di depassivazione) e uno stato limite ultimo che viene raggiunto quando la diminuzione di resistenza dovuta alla corrosione, fa sì che le azioni esterne risultino superiori alle azioni resistenti (stato limite di collasso). Ad ogni stato limite deve essere associata una probabilità di fallimento (p_f) a seconda del rischio (classe di esposizione) e dell'importanza della struttura (classe di conseguenza). A seconda della classe di esposizione, la normativa UNI 11104 definisce anche delle specifiche sui materiali, mentre l'Eurocodice 2 impone determinati valori di copriferro. Le norme UNI definiscono sei classi di rischio relativi alla corrosione (Tabella 1).

Tabella 1 - Classi di esposizione ambientale UNI 11104.

Classe	Descrizione
X0	assenza di rischio di corrosione delle armature o di attacco del calcestruzzo
XC	corrosione delle armature indotta da carbonatazione
XD	corrosione delle armature indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare
XS	corrosione da cloruri presenti nell'acqua di mare
XF	degrado del cls provocato da cicli di gelo/disgelo con o senza sali disgelanti
XA	attacco chimico del calcestruzzo

Per la classe X0 (elementi non armati o con armatura non strutturale) la norma non prevede l'adozione di alcun provvedimento relativo alla durabilità per la pratica assenza di degrado cui una struttura non armata è caratterizzata (in assenza di sostanze chimiche o di cicli di gelo-disgelo) in qualsiasi ambiente. In questa esposizione ci si occuperà essenzialmente della corrosione indotta da carbonatazione e da cloruri. Per tali classi di esposizione ambientale, la normativa specifica le sottoclassi riportate in Tabella 2 (classi XC, XD, XS). Per ogni sottoclasse la norma fissa il massimo rapporto acqua/cemento, la minima classe di calcestruzzo da utilizzare e la quantità minima di cemento che deve essere inserito nell'impasto, allo scopo di rendere il conglomerato più compatto e quindi più resistente ai meccanismi di diffusione che sono la causa della corrosione delle armature.

Tabella 2 - Sotto-classi di esposizione ambientale UNI 11104.

Sotto classe	Ambiente	Esempi	Max a/c	Res. Min.	Cem. Min (kg/m ³)
XC1	Asciutto	Interni	0.60	C (25/30)	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Strutture idrauliche Fondazioni e strutture interrato	0.60	C (25/30)	300
XC3	Moderatamente umido	Interni di edifici con umidità relativa moderata/alta Strutture esterne protette dal contatto diretto con la pioggia	0.55	C (28/35)	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Strutture esterne esposte all'acqua piovana	0.50	C (32/40)	340
XD1	Umidità moderata	Strutture esposte a spruzzi con cloruri	0.55	C (28/35)	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Elementi permanentemente immersi in acque con cloruri Piscine, elementi di capannoni industriali	0.50	C (32/40)	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Elementi direttamente o indirettamente esposti ai sali disgelanti Elementi con una faccia immersa e l'altra esposta all'aria Ponti, pavimentazioni e parcheggi	0.45	C (35/45)	360
XS1	Aerosol marino	Strutture site sulla costa o in prossimità	0.50	C (32/40)	340
XS2	Sempre sommerso	Elementi permanentemente immersi in acqua marina	0.45	C (35/45)	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi o ciclicamente asciutte e bagnate (maree)	Elementi direttamente esposti alla battigia Zone soggette agli spruzzi e alle onde Moli, banchine e piazzali portuali, bacini di carenaggio, etc.	0.45	C (35/45)	360

Grande importanza, ai fini della durabilità strutturale, possiede la presenza di un adeguato copriferro. La funzione del copriferro è duplice: favorisce l'adesione tra le barre di armatura e il calcestruzzo, che collabora così, nelle sezioni non fessurate, alla resistenza a trazione della sezione e costituisce la protezione delle armature dall'insorgere dei fenomeni di corrosione. Per questo secondo motivo, in funzione della classe di esposizione l'Eurocodice 2 fornisce i valori minimi di copriferro da adottare per l'acciaio da calcestruzzo armato e da precompressione. La vita utile definita dalle tabelle dell'Eurocodice considera i casi di 50 e 100 anni (Tabella 3).

Tabella 3. Spessore minimo di copriferro in funzione delle varie classi di esposizione (da EC 2).

Acciaio da calcestruzzo armato							
Vita Utile	Classi di esposizione						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
50 Anni	10	15	25	20	35	40	45
100 Anni	20	25	35	40	45	50	55
Acciaio da calcestruzzo armato precompresso							
Vita Utile	Classi di esposizione						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
50 Anni	10	25	35	40	45	50	55
100 Anni	20	35	45	50	55	60	65

Le tabelle evidenziano il copriferro minimo da adottare, il valore nominale, da indicare obbligatoriamente sui grafici di progetto, deve tener conto delle normali tolleranze di cantiere, per cui è dato da:

$$C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \Delta C \quad (1)$$

Dove con ΔC si è indicato la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro. Il valore della tolleranza, è assunto di norma pari a 10 mm, ma se in cantiere si prevedono controlli di qualità che comportano la misura dei copriferri, può assumersi $\Delta C = 5$ mm. Inoltre, nel caso si prevedono particolari controlli di qualità e la possibilità di poter scartare gli elementi strutturali con copriferro non conforme (ad es. nel caso di elementi prefabbricati) può assumersi $\Delta C = 0$.

Per quanto riguarda la verifica alla sicurezza, il MC 90 definisce le tre classi di conseguenze riportati in Tabella 4.

Tabella 4 - Definizione delle classi di conseguenze.

Classi di conseguenza	Descrizione	Esempi
CS3	Gravi conseguenze in termini di perdita di vite umane o conseguenze ambientali o sociali di grave entità	Tribune da stadio, sale concerti, etc.
CS2	Normali conseguenze...	Edifici residenziali e per uffici, etc.
CS1	Basse conseguenze...	Depositi, casolari, etc.

Il criterio per la classificazione delle conseguenze è basato sull'importanza, in termini di conseguenze del collasso, della struttura o dell'elemento strutturale coinvolto. A seconda della classe di conseguenza e della classe di esposizione, il MC 90 fissa le classi di sicurezza mediante un indice di sicurezza γ a cui sono associate probabilità di collasso (p_i) e moltiplicatori di sicurezza (per la verifica del tempo di innesco a carbonatazione, l'unica che il MC 90 formula in modo non probabilistico).

Tabella 5 - Valori minimi raccomandati per l'indice di sicurezza α per la valutazione della vita di servizio.

Classe di esposizione	Descrizione	Classe di sicurezza	SLE	SLU
			Depassivazione	Collasso
XC	Carbonatazione	CS1	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	3.7 ($p_f = 10^{-4}$)
		CS2	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	4.2 ($p_f = 10^{-5}$)
		CS3	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	4.4 ($p_f = 10^{-6}$)
XD	Sali disgelanti	CS1	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	3.7 ($p_f = 10^{-4}$)
		CS2	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	4.2 ($p_f = 10^{-5}$)
		CS3	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	4.4 ($p_f = 10^{-6}$)
XS	Acqua marina	CS1	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	3.7 ($p_f = 10^{-4}$)
		CS2	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	4.2 ($p_f = 10^{-5}$)
		CS3	1.3 ($p_f = 10^{-1}$)	4.4 ($p_f = 10^{-6}$)

I valori riportati in Tabella 4 si riferiscono a condizioni di attacco normale. In ambienti molto aggressivi, un $\alpha = 1.3$ allo stato limite di esercizio potrebbe portare ad un non soddisfacimento della richiesta a stato limite ultimo. La normale conseguenza dell'aver oltrepassato lo stato limite di esercizio (depassivazione) è di rendere più costose le misure di protezione/ripristino. In ogni caso il progetto deve garantire la verifica allo stato limite ultimo.

La corrosione dell'armatura e il deterioramento del calcestruzzo, diminuiranno la sicurezza. Se non si può escludere la corrosione e se un intervento di ispezione/manutenzione/riparazione non può essere eseguito, si dovrà procedere all'inserimento di armatura aggiuntiva (sezione sacrificale) in fase di progetto. Più è alta la sicurezza nei confronti della depassivazione, più bassa sarà la necessità di armatura aggiuntiva.

2. La carbonatazione

L'idratazione del cemento produce un ambiente alcalino (pH circa 12.6) che protegge l'acciaio dalla corrosione. Questa protezione è però destinata a diminuire nel tempo, perché l'anidride carbonica, contenuta nell'atmosfera reagisce con l'idrossido di calcio, dando luogo a carbonato di calcio ed acqua:



Tale reazione produce una diminuzione del pH, e nel momento in cui il pH scende sotto il valore di 11.5, l'armatura di acciaio non è più protetta contro l'ossidazione. Il punto di pH limite (= 11.5) viene definito come punto di depassivazione del calcestruzzo. La reazione di carbonatazione incomincia dall'esterno per spingersi verso l'interno del calcestruzzo. I modelli di degrado forniranno quindi un metodo per valutare il tempo necessario alla reazione chimica (2) per carbonatare tutto il copriferro. Quando il fronte della carbonatazione raggiunge l'armatura, questa non è più protetta (stato limite di depassivazione).

AP.1.3.1 Modelli di progetto alla carbonatazione

Il MC90 esprime la profondità di carbonatazione come:

$$x(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t)} \cdot C_s \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \quad (3)$$

Poiché l'armatura si troverà in un ambiente non più protetto quando la profondità di carbonatazione eguaglia il copriferro, è possibile esprimere la sicurezza alla depassivazione per mezzo della seguente equazione di stato limite:

$$g(a, x(t)) = C - x(t) \quad (4)$$

Se tale equazione risulta inferiore a 0, in un approccio deterministico, si ha la depassivazione. In un approccio probabilistico vanno invece formulate le distribuzioni della variabile C e della variabile x e lo stato limite non risulterà soddisfatto ad un dato tempo t, se la probabilità di avere $x(t) > C$ è superiore alla probabilità di fallimento (p_f) definita in Tabella 5.

La valutazione della profondità di carbonatazione vede la valutazione di vari parametri atti a descrivere l'influenza dell'ambiente circostante sul progredire della carbonatazione. La funzione ambientale k_e viene valutata come:

$$k_e = \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{reale}}{100} \right)^5}{1 - \left(\frac{RH_{rif}}{100} \right)^5} \right)^{2.5} \quad (5)$$

Dove con RH_{reale} è indicata l'umidità relativa dello strato carbonatato (in percentuale). Poiché l'ottenimento di tale valore è molto complesso, è possibile utilizzare i dati di umidità relativa dell'ambiente, ricavabili dalla stazione meteorologica più vicina (valori medi giornalieri). Per l'umidità relativa di riferimento RH_{rif} si utilizza il valore costante di 65 ($T = 20^\circ C$ e $RH = 65\%$ sono i valori di riferimento climatici).

Il parametro k_c considera l'influenza del curing sulla resistenza alla carbonatazione. La maturazione in acqua, in aria con sigillatura tramite isolante ed altri mezzi per prevenire l'essiccamento prematuro della superficie di calcestruzzo, sono considerate misure di curing. Il parametro k_c è stato fissato tramite una regressione e può essere valutato da:

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7} \right)^{b_c} \quad (6)$$

In cui t_c indica il periodo di curing in giorni e b_c appartiene alla distribuzione riportata in Tabella 6.

L'inverso della resistenza alla carbonatazione $R_{ACC,0}^{-1}$ è da determinarsi in laboratorio, attraverso prove di carbonatazione accelerata (metodo di test ACC). Se non sono disponibili dati di prova è possibile reperire alcuni valori di questo coefficiente tramite la Tabella B1-2 del MC 90. I coefficienti k_t ed ε_t servono per trasformare i risultati ottenuti tramite le condizioni di carbonatazione accelerata ($R_{ACC,0}^{-1}$ valutata su calcestruzzo asciutto) nell'inverso della resistenza a carbonatazione naturale ($R_{NAC,0}^{-1}$ valutata su calcestruzzo con $RH = 65\%$) e per correggere alcune in accuratezze tipiche della prova di laboratorio. Tali parametri si basano su studi di regressione da dati sperimentali, e i loro valori sono quantificati in Tabella 6.

Il parametro C_s rappresenta la concentrazione di CO_2 presente nell'aria dovuta alla normale atmosfera ed alle eventuali sorgenti di emissione (da considerare ad es. in caso di tunnel stradali).

Il parametro delle condizioni atmosferiche $W(t)$ considera le condizioni meso-climatiche dovute agli eventi di bagnatura della superficie di calcestruzzo. Esso può valutarsi come:

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^{\frac{(P_{sr} \cdot TdP)^{b_w}}{2}} \quad (7)$$

In cui t_0 è il tempo di riferimento espresso in anni (0.0767), TdP è il tempo di precipitazione, ovvero il numero di giorni piovosi (con una quantità di pioggia superiore ai 2.5 mm) e va valutato in base ai dati della stazione meteorologica più vicina. P_{sr} è un parametro costante che indica la probabilità che la pioggia batta sull'elemento strutturale, vale 0 se l'elemento è interno, 1 se è esterno ed orizzontale, e va valutato in base alla distribuzione media della direzione del vento durante gli eventi di pioggia, se l'elemento è verticale. L'esponente b_w è invece una variabile di modello a cui deve essere data la distribuzione descritta in Tabella 6.

Tabella 6 - Distribuzioni statistiche dei parametri necessari alla valutazione della profondità di corrosione.

Parametro b_c (\square ; \square)		Parametro C_s [kg/m^3] (\square ; \square)		
Distr. Normale	-0.567 ; 0.024	Distr. Normale	0.00082	0.0001
Parametro k_t (\square ; \square)		Parametro b_w (\square ; \square)		
Distr. Normale	1.25 0.35	Distr. Normale	0.446	0.163
Parametro \square_t [(mm^2/a)/($kgCO_2/m^3$)] (\square ; \square)				
Distr. Normale	315.5		48	

Anche alla dimensione del copriferro C , deve essere assegnata una distribuzione di probabilità, in quanto il copriferro effettivo può essere differente dal valore nominale. Il MC 90 propone di assegnare alla distribuzione un valore medio pari al valore nominale del copriferro, ed uno scarto variabile dai 6 mm (se vi sono particolari requisiti di esecuzione) ai 10 mm. Il MC 90 consiglia altresì l'utilizzo di una distribuzione limitata (ad es. la distribuzione beta) in modo da non incorrere in risultati non realistici. Se il valore nominale è piccolo, con una distribuzione normale, o comunque non limitata, sarebbe difatti possibile estrarre a random un valore di copriferro negativo.

3. Diffusione di cloruri

La diffusione è un processo chimico che tende ad uniformare un componente chimico in un mezzo. Le leggi che modellano questi processi sono relazioni matematiche note dalla seconda metà del 1850 quando Adolf Fick formulò le leggi che portano il suo nome. Definite osservando come una massa di sostanza diffondente (sale) si diffonde in una sostanza solvente (acqua) attraverso una determinata interfaccia, tali relazioni

risultano essere di tipo fenomenologico, ovvero formulate solamente in base all'osservazione del fenomeno fisico senza derivazioni da altre leggi note. Successivamente, grazie a numerose campagne sperimentali è stata dimostrata la loro efficacia e le loro limitazioni. I modelli che governano la diffusione dei cloruri all'interno del calcestruzzo, sono basati su queste leggi. Si dà quindi una breve descrizione del fenomeno fisico di diffusione, ricavando le leggi di Fick che lo modellano.

AP1.4.1 La prima legge di Fick

Si definisca il vettore flusso di massa \underline{J} in modo che il modulo di \underline{J} rappresenti la quantità di massa che attraversa un'unità di area (perpendicolare alla direzione del flusso) in un'unità di tempo. In coordinate cartesiane si può scrivere:

$$\underline{J}(x, y, z) = J_x(x, y, z) \cdot \underline{i} + J_y(x, y, z) \cdot \underline{j} + J_z(x, y, z) \cdot \underline{k} \quad (8)$$

Dove \underline{i} , \underline{j} e \underline{k} rappresentano i versori della terna fondamentale. Si considerino ora due punti (nell'intorno di un punto P) in una soluzione, separati da una piccola distanza dx , aventi dei valori differenti di concentrazione C di soluto. Si consideri un'ipotetica superficie tra i punti. Fick osservò che, in condizioni stazionarie, la grandezza del flusso \underline{J} attraverso tale superficie, può essere considerata proporzionale alla variazione (gradiente) della concentrazione della massa di sostanza diffondente. Ovvero, in un mezzo tridimensionale isotropo:

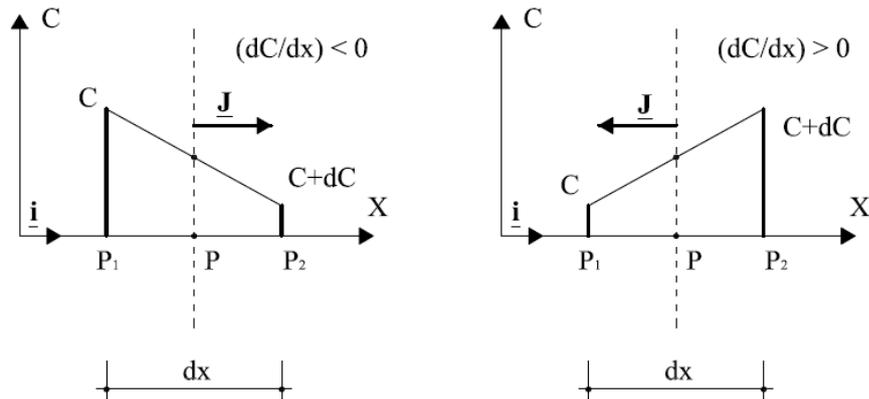
$$J_x(x, y, z) = -D \cdot \frac{\partial C(x, y, z)}{\partial x} \quad (9)$$

$$J_y(x, y, z) = -D \cdot \frac{\partial C(x, y, z)}{\partial y}$$

$$J_z(x, y, z) = -D \cdot \frac{\partial C(x, y, z)}{\partial z}$$

in cui C indica la concentrazione della sostanza diffondente del solvente ed, in genere, si misura in % in massa o in volume (es. volume della sostanza diffondente / volume della soluzione). Il coefficiente di proporzionalità D tra il gradiente di concentrazione e la grandezza del vettore di flusso, prende il nome di coefficiente di diffusione (misura la facilità con cui la diffusione può avvenire nel mezzo). Il segno negativo indica che il verso del vettore di flusso è diretto da zone a più alta concentrazione a zone a più bassa concentrazione (gradiente negativo).

Figura 2 - Direzioni del vettore di flusso in base alle differenti concentrazioni (caso unidimensionale).



Sostituendo le 8 nelle 7 si ricava l'equazione vettoriale, valida per descrivere la diffusione in mezzi isotropi:

$$\underline{J}(x, y, z) = -D \cdot \left[\frac{\partial C(x, y, z)}{\partial x} \cdot \underline{i} + \frac{\partial C(x, y, z)}{\partial y} \cdot \underline{j} + \frac{\partial C(x, y, z)}{\partial z} \cdot \underline{k} \right] \quad (10)$$

Nel seguito, per non appesantire la trattazione matematica, si ometterà di indicare la dipendenza delle funzioni \underline{J} e C dalle coordinate e dal tempo (per la seconda legge di Fick). L'Equazione 10 può essere riscritta, introducendo l'operatore differenziale vettoriale nabla, in forma compatta:

$$\underline{J} = -D \cdot \nabla(C) \quad (11)$$

dove:

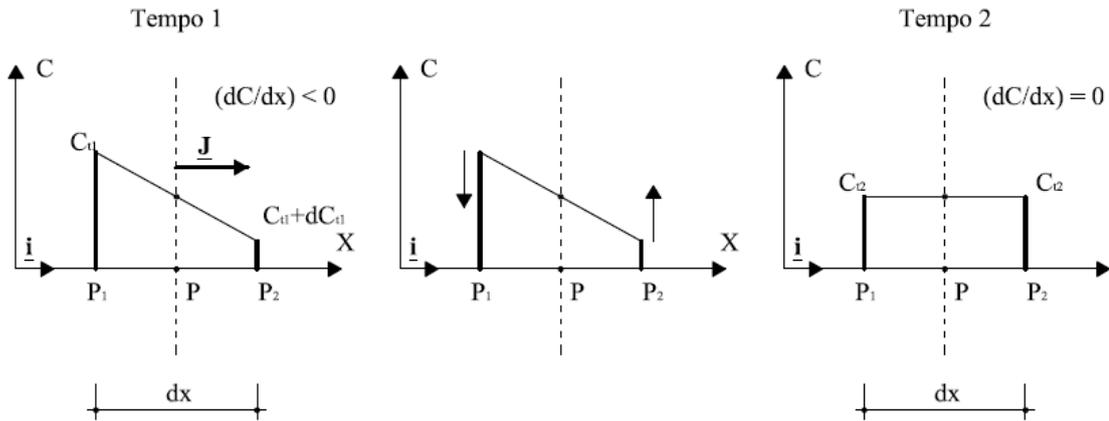
$$\nabla = \left[\frac{\partial}{\partial x} \cdot \underline{i} + \frac{\partial}{\partial y} \cdot \underline{j} + \frac{\partial}{\partial z} \cdot \underline{k} \right] \quad (12)$$

L'Equazione 11 rappresenta la Prima Legge di Fick e governa i processi diffusivi statici (la concentrazione, nei vari punti, è ipotizzata costante nel tempo). Si sottolinea il fatto che l'Equazione 11 è stata scritta in coordinate cartesiane tuttavia, rappresentando un fenomeno fisico, ha valenza con qualsiasi sistema di riferimento (cambierà naturalmente la relazione matematica che esprime il concetto di gradiente). L'Equazione 11 è inoltre stata formulata in assenza di anisotropie, di reazioni chimiche, campi esterni (magnetici, elettrici, etc) che possono influenzare il vettore di flusso.

AP1.4.2 La seconda legge di Fick

In base alla prima legge di Fick, la funzione di concentrazione C varia con continuità nello spazio, ma rimane stazionaria nel tempo. Tale legge non è quindi sufficiente per analizzare in modo completo la maggior parte dei processi diffusivi. È difatti naturale pensare che il flusso di massa \underline{J} possa modificare nel tempo la funzione di concentrazione e quindi anche il suo gradiente. Ad esempio, se si considera un sistema chiuso (senza aggiunta o sottrazione di massa) è normale pensare che nel tempo la funzione di concentrazione evolva verso uno stato costante (Figura 3).

Figura 3 - Evoluzione nel tempo della funzione di concentrazione.



Per considerare l'evoluzione nel tempo della funzione di concentrazione, è necessario introdurre il principio generale di conservazione della massa. Senza considerare processi radioattivi, esaminando la Figura 4 che rappresenta il caso uniassiale, si può definire come accumulo di una sostanza in un volume definito, la differenza tra l'apporto di sostanza causato dal flusso in ingresso nel volume e la sottrazione di sostanza dovuta al flusso in uscita. Tenendo conto che i flussi sono stati definiti per unità di area e di tempo, può scriversi:

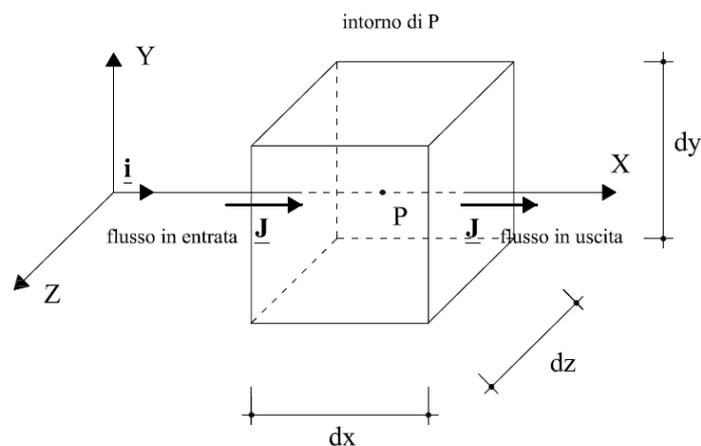
$$\left[J_x \left(P - \frac{dx}{2} \right) - J_x \left(P + \frac{dx}{2} \right) \right] \cdot dy \cdot dz \cdot dt = A_x \quad (13)$$

ovvero, considerando la variazione della funzione J_x approssimabile al primo ordine:

$$\left[J_x - \frac{dJ_x}{dx} \cdot \frac{dx}{2} - \left(J_x + \frac{dJ_x}{dx} \cdot \frac{dx}{2} \right) \right] \cdot dy \cdot dz \cdot dt = A_x \quad (14)$$

$$-\frac{dJ_x}{dx} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt = A_x \quad (15)$$

Figura 4 - Accumulo di sostanza in nel volume intorno a P.



Considerando gli analoghi problemi in direzione Y e Z, si otterranno delle relazioni simili. Considerando quindi il problema in uno spazio a tre dimensioni, l'accumulo totale può essere valutato come somma degli accumuli che si verificano lungo ogni direzione coordinata:

$$-\left(\frac{\partial J_x}{\partial x} + \frac{\partial J_y}{\partial y} + \frac{\partial J_z}{\partial z}\right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt = A_x + A_y + A_z = A_{tot} \quad (16)$$

Per come è stata definita la variabile di concentrazione (rapporto tra il volume di soluto e il volume della soluzione) si può porre, nell'unità di tempo:

$$\frac{A_{tot}}{dx \cdot dy \cdot dz} = \frac{\partial C}{\partial t} \cdot dt \quad (17)$$

e quindi:

$$-\left(\frac{\partial J_x}{\partial x} + \frac{\partial J_y}{\partial y} + \frac{\partial J_z}{\partial z}\right) = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (18)$$

che in forma compatta può scriversi (utilizzando l'operatore di divergenza) come:

$$-\nabla \cdot \underline{J} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (19)$$

Utilizzando ora la prima legge di Fick, l'Equazione 19 diviene:

$$-\nabla \cdot (-D \cdot \nabla(C)) = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (20)$$

che per materiali isotropi può scriversi:

$$D \cdot \nabla^2(C) = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (21)$$

La generalizzazione a materiali non isotropi dell'Equazione 21 è:

$$\nabla \cdot (D_{ij}) \cdot \frac{\partial C}{\partial x_j} \cdot e_j = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (22)$$

dove il coefficiente di diffusività D diventa un tensore doppio simmetrico. I modelli per la propagazione dei cloruri nel calcestruzzo, si basano tuttavia sulla soluzione dell'Equazione 21 specializzata al caso unidimensionale:

$$D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial t^2} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (23)$$

Tale equazione, risolta su di un semispazio infinito, ha come soluzione l'equazione:

$$C(x, t) = C_s \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (24)$$

Dove C_s rappresenta la concentrazione di cloruro in superficie e "erf" indica la funzione errore gaussiana:

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^z e^{-\eta^2} d\eta \quad (25)$$

Stime della precedente equazione sono disponibili in letteratura, ed evitano il calcolo dell'integrale. Una buona approssimazione è ad esempio fornita dalla seguente espressione:

$$\operatorname{erf}(z) = 1 - \frac{1}{\left(1 + 0.278393 \cdot z + 0.230389 \cdot z^2 + 0.000972 \cdot z^3 + 0.078108 \cdot z^4\right)^4} \quad (26)$$

che restituisce la funzione errore con un'approssimazione inferiore al millesimo.

AP1.4.3 Modelli di progetto per la propgazione dei cloruri

La seconda legge di Fick fu inizialmente proposta per la propagazione dei cloruri nel calcestruzzo da Colleparidi nel 1970. Durante gli anni '90 il modello venne migliorato, il MC 90 riporta la valutazione della concentrazione dei cloruri ad una profondità x come:

$$C(x) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{app}}(t) \cdot t}} \right) \right] \quad (27)$$

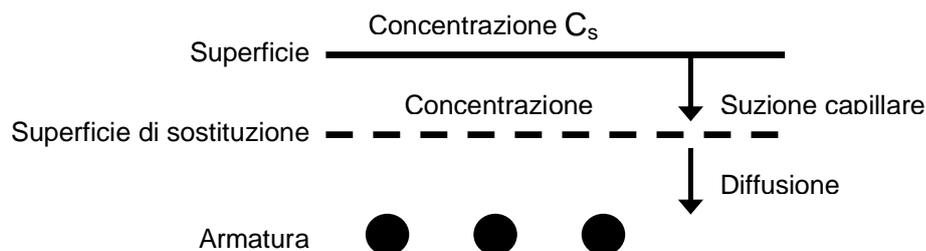
Se si pone $x = a$ (copriferro) si ottiene una funzione concentrazione variabile nel tempo che, quando raggiunge il valore C_{rit} indica il momento in cui i cloruri hanno raggiunto una concentrazione tale da rompere l'ossido protettivo dell'armatura e permetterne l'ossidazione. Nell'Equazione 27, $\square x$ indica la profondità della superficie di sostituzione. Nel primo strato di superficie, in presenza di spruzzi, non può difatti ritenersi valida la legge di Fick per via di altri meccanismi di trasporto (suzione capillare) molto più veloci. Tale profondità può essere assunta tra i 6 e gli 11 mm per i calcestruzzi entro 1.5 m dal livello stradale. C_0 è il contenuto iniziale di cloruri del calcestruzzo [% peso/cemento], $C_{s,\Delta x}$ indica il contenuto di cloruri sulla superficie di sostituzione. I valori di tali concentrazioni sono reperibili sul MC 90 per alcune tipologie ambientali, per la valutazione di C_0 risultano necessarie le analisi sui materiali da costruzione. Data la grande casistica di situazioni ambientali esposta sul MC 90, si evita di riprodurli su questo testo dando, nell'esempio, alcuni valori di riferimento.

Il coefficiente apparente di diffusione $D_{\text{app}}(t)$ è valutato come:

$$D_{\text{app}}(t) = k_e \cdot D_{\text{RCM},0} \cdot k_t \cdot A(t) \quad (28)$$

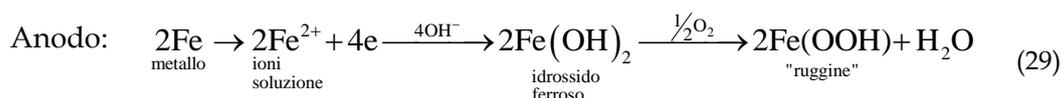
In cui $D_{\text{RCM},0}$ è il coefficiente di migrazione dei cloruri, k_e una variabile di trasferimento ambientale, k_t un parametro di trasferimento e $A(t)$ una funzione che considera l'invecchiamento. Questi parametri sono descritti nel MC 90. La concentrazione critica, alla quale si ha l'innesco di corrosione delle armatura, in % peso/cemento definita dal MC 90 risulta essere una distribuzione con valore medio 0.6.

Figura 5 - Esempificazione del concetto di superficie di diffusione.



4. Corrosione delle armature

Un acciaio si ossida con una velocità che dipende dal pH dell'acqua con cui è a contatto, secondo lo schema delle seguenti relazioni elettrochimiche in zona anodica e catodica:



In ambiente alcalino (pH intorno a 12) l'acciaio risulta coperto da una pellicola di ossido ($\text{Fe}(\text{OOH})$) molto compatta che lo protegge da un'ulteriore ossidazione. Se però l'ambiente diviene meno basico l'acciaio non è più protetto e può essere ossidato dall'ossigeno dell'aria, purché il calcestruzzo sia umido.

AP1.5.1 Modelli di progetto per la corrosione

In letteratura sono disponibili modellazioni che forniscono l'evoluzione nel tempo della corrosione delle armature. Lo spessore $x(t)$ dello strato interessato dalle reazioni di ossidazioni può essere stimato con la relazione:

$$x(t) = V \cdot w_t \cdot (t - t_i) \quad (31)$$

in cui t_i è il tempo di innesco della corrosione e w_t è un parametro che sintetizza il tempo relativo di esposizione alla corrosione. Tale parametro indica in quale percentuale durante l'anno, le condizioni atmosferiche sono tali da favorire la corrosione. È un parametro di non facile valutazione ed assume i valori medi riportati in Tabella 7. Il parametro V indica invece la velocità di corrosione, e può essere determinata come:

$$V = \frac{m_0}{\rho} \cdot \alpha \cdot F_{cl} \quad (32)$$

In cui m_0 è una costante che vale 882 ($\mu\text{m} \cdot \text{m}/\text{anno}$), α è un parametro chiamato fattore di pitting i cui valori medi sono riportati in Tabella 7 ed F_{cl} è un fattore che governa la velocità di corrosione ed i cui valori caratteristici sono riportati sempre in Tabella 7. ρ indica la resistività elettrica (l'attitudine di un materiale a opporre resistenza al passaggio delle cariche elettriche) del calcestruzzo, che può essere valutata come:

$$\rho = \rho_0 \cdot \left(\frac{t_{hydr}}{t_0} \right)^{n_{res}} \cdot K_{c,res} \cdot K_{T,res} \cdot K_{RH,res} \cdot K_{cl,res} \quad (33)$$

In cui ρ_0 è il potenziale di resistività elettrolitica (valore medio di 352 μm), t_0 l'età del calcestruzzo al test di accettazione (usualmente 28 giorni), t_{hydr} l'età del calcestruzzo (massimo 1 anno), n_{res} un esponente che relaziona la resistività del calcestruzzo con la sua età (valore medio 0.54), $K_{c,res}$ un fattore di curing (usualmente pari ad 1), $K_{RH,res}$ un fattore di dipendenza dall'umidità dell'ambiente, $K_{cl,res}$ un fattore di dipendenza dalla quantità di cloruri. $K_{T,res}$ è il fattore che lega la resistività alla temperatura, che può essere valutato come:

$$K_{T,res} = \frac{1}{1 + K \cdot (T - 20)} \quad (34)$$

In cui T è la temperatura e K il fattore di temperatura stimabile dalla Tabella 7 insieme agli altri parametri precedentemente definiti. Utilizzando le Equazioni 30 - 33 è possibile definire la penetrazione della corrosione come:

$$x(t) = \frac{m_0 \cdot \alpha \cdot F_{cl} \cdot w_t \cdot (t - t_1)}{\rho_0 \cdot \left(\frac{t_{hydr}}{t_0} \right)^{n_{res}} \cdot K_{c,res} \cdot \frac{1}{1 + K \cdot (T - 20)} \cdot K_{RH,res} \cdot K_{cl,res}} \quad (35)$$

Si noti, la relazione che lega il tempo alla profondità di corrosione è una relazione lineare. I coefficienti introdotti nella pagina precedente sono necessari per la determinazione dell'inclinazione della linea, la variabile t_1 è invece necessaria per determinare il punto di intercetta con l'asse temporale.

Tabella 7 - Valori medi (m) o caratteristici (k) delle distribuzioni statistiche dei parametri necessari alla valutazione della corrosione da cloruro

Variabile w_t		Variabile K	
Condizione	Valore (μ)	Condizione	Valore (k)
Secco	0.00	Temperatura sotto i 20°C	0.025 °C ⁻¹
Riparata, umidità moderata	0.50	Temperatura sopra i 20°C	0.073 °C ⁻¹
Esposta	0.75		
bagnato	1.00		
		Variabile $K_{RH,res}$	
		Condizione	Valore (k)
		Esposta	14.4
		50% RH	7.58
		65% RH	6.45
		80% RH	3.18
		90% RH	1.08
		Sommersa	1.00
Variabile F_{cl}			

Condizione	Valore (k)		
Bassa presenza di cloruri	1.00		Variabile $K_{cl,res}$
Alta presenza di cloruri	2.63	Condizione	Valore (k)
		Bassa presenza di cloruri	1.00
		Alta presenza di cloruri	0.72

Conoscendo la profondità di penetrazione è possibile ora stimare le riduzioni di area relative all'armatura inferiore e all'armatura di precompressione come:

$$A_s(t) = \pi \cdot \left(\frac{\Phi}{2} - x(t) \right) \quad (36)$$

Dove con $x(t)$ si è indicata la funzione temporale che indica la profondità della corrosione sulle barre.

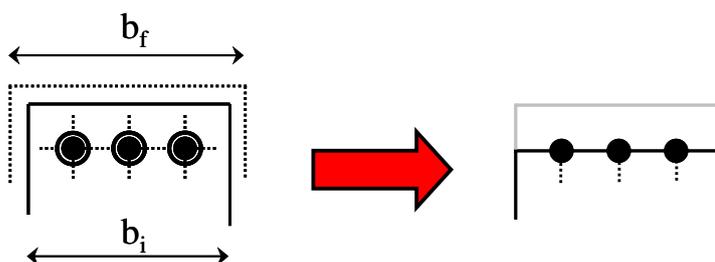
5. Splitting e spalling

Il fenomeno dello splitting e dello spalling è di fondamentale importanza per le armature in zona compressa. La fessurazione da splitting causa infatti una diminuzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, mentre lo spalling determina una diminuzione della sezione resistente.

AP1.6.1 Modelli di progetto per lo splitting e lo spalling

Il rigonfiamento delle barre di armature causato dalla corrosione (deposito degli ossidi sulla superficie della barra), porta alla formazione di fessure longitudinale attorno alle stesse (splitting) come schematicamente mostrato in Figura 6.

Figura 6 - Fessurazione da splitting e successivo spalling.



E' possibile esprimere la deformazione trasversale di rigonfiamento della sezione come:

$$\varepsilon_t = \frac{b_f - b_i}{b_i} \quad (37)$$

L'incremento della dimensione della base si può esprimere in funzione dell'apertura media di fessura dovuto allo splitting da corrosione ($w(t)$ indica l'apertura media di fessura per ogni barra di armatura), come:

$$b_f - b_i = n_{\text{bar}} \cdot w(t) \quad (38)$$

da cui:

$$\varepsilon_t = \frac{n_{\text{bar}} \cdot w(t)}{b_f - b_i} \quad (39)$$

L'apertura media di fessura per ogni barra può essere stimato come:

$$w = \begin{cases} 0 & x \leq x_0 \\ w_0 + \beta \cdot (x(t) - x_0) & x > x_0 \end{cases} \quad (40)$$

in cui $w_0 = 0.05$ mm rappresenta l'apertura di una fessurazione intrinseca da splitting iniziale, β è un parametro costante che può essere assunto come 0.009 mm/m, $x(t)$ è la profondità della corrosione, valutata come descritto nel paragrafo precedente e x_0 rappresenta la profondità di corrosione necessaria a produrre la prima fessura da splitting, può essere stimato come:

$$x_0 = a_1 + a_2 \cdot \frac{c}{\Phi} + a_3 \cdot f_{c,\text{sp}} \quad (41)$$

In cui c è il valore caratteristico del copriferro, Φ il diametro della barra più grande nel gruppo considerato, $a_1 = 74.4$ mm, $a_2 = 7.3$ mm, $a_3 = -17.4$ mm²/N sono dei parametri determinati per via sperimentale e $f_{c,\text{sp}}$ è la resistenza caratteristica di trazione allo splitting, valutabile come:

$$f_{c,\text{sp}} = \frac{f_{\text{ct},0.95}}{0.9} \quad (42)$$

La resistenza a compressione subisce un decremento per la presenza delle trazioni e delle fessure trasversali, la stima può essere eseguita tramite:

$$f_c^* = \frac{f_c}{\left(1 + 0.1 \cdot \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{c0}}\right)} \quad (43)$$

In cui ε_{c0} rappresenta la deformazione corrispondente al picco delle tensioni di compressione e si può valutare come [MPa]:

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{70}\right) \quad (44)$$

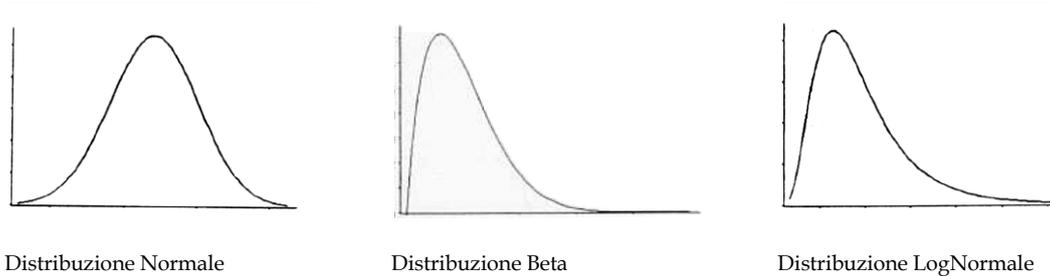
Quando l'apertura delle fessure da splitting raggiunge $w(t) = 1$ mm è ragionevole supporre che il copriferro non sia più in grado di resistere alle tensioni e che si abbia il distacco dello stesso. Si ha quindi una riduzione improvvisa della sezione che può portare ad una riduzione anche notevole della capacità resistente.

6. Cenni alle analisi probabilistiche

Poiché i parametri da stimare e le incertezze coinvolte sono notevoli, il MC 90 prescrive per la valutazione del degrado strutturale un approccio di Livello 3 (completamente probabilistico).

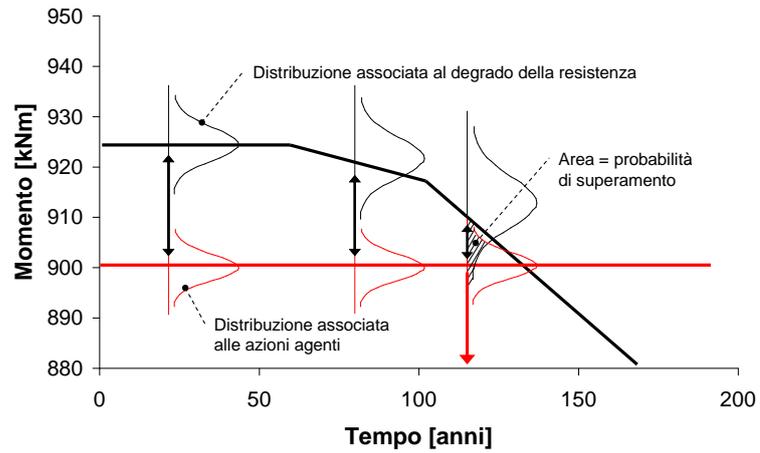
Il problema può essere affrontato tramite una simulazione Monte Carlo, ove a tutte le variabili di ingresso non deterministiche, vengono associate delle relative distribuzioni di proprietà. Da queste distribuzioni vengono estratti, in modo casuale, N campioni (un numero ragionevole di N può essere anche maggiore di 100000) e per ogni campione eseguita la relativa valutazione.

Figura 7 - Esempi di distribuzioni associabili alle variabili di degrado.



Le distribuzioni più utilizzate sono la normale, la beta e la lognormale (riportate come esempio in Figura 7). In particolare, la distribuzione beta, essendo limitata, può essere convenientemente utilizzata per rappresentare l'aleatorietà di parametri fisici che non possono avere valori superiori od inferiori di un determinato limite (es. il copriferro non può essere negativo). Per ogni campione viene quindi eseguita la valutazione del degrado e per ogni istante, si possono quindi ricostruire delle curve di distribuzione di probabilità per le variabili in uscita. Si ottiene una situazione simile a quella rappresentata in Figura 8 dove anche alle azioni derivanti dai carichi esterni, è stata assegnata una distribuzione di probabilità. La sicurezza può essere valutata in ambito probabilistico valutando l'area di sovrapposizione delle due curve ad ogni istante (difatti la zona di sovrapposizione vede le azioni esterne maggiori della resistenza). Tale area rappresenta la probabilità di collasso e andrà confrontata con i valori riportati in Tabella 5.

Figura 8 - Approccio di tipo stocastico al problema del degrado.



Un'ultima considerazione riguardo alle curve di Figura 8. Poiché il periodo di innesco deve essere valutato anch'esso in ambito probabilistico, la curva a tratto continuo passante per i valori medi delle distribuzioni associate al degrado non si presenterà come quella disegnata in quanto i punti angolosi avranno anch'essi una disposizione aleatoria nel tempo.

Bibliografia

- Alunno Rossetti, V. 1999. *Il calcestruzzo. Materiali e tecnologia*. Milano: MacGraw-Hill.
- Ardigò, C., Biondini, F. & Malerba P.G. 2002. A cellular automata finite beam element for damage evaluation and durability analysis of concrete structures. *Proc. of 2nd Int. Conf. on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'02)*, Busan (Pusan), Korea, 21-23 August, 2002.
- Bertolini, L. & Pedferri P. 2000. *La durabilità del calcestruzzo armato*. Milano: MacGraw-Hill.
- Bertolini, L. 2006. *Materiali da costruzione / Struttura, proprietà e tecnologie di produzione vol. 1*. Milano: Citta Studi.
- Bertolini, L. 2006. *Materiali da costruzioni / Degrado, prevenzione, diagnosi, restauro vol. 2*. Milano: Citta Studi.
- Biondini, F., Bontempi, F., Frangopol, M.D. & Malerba P.G. 2002. Durability analysis and lifetime assessment of concrete structures subjected to the environmental attack of aggressive agents. *Proc. of 6th International Conference on Short & Medium Span Bridges*, Vancouver, Canada.
- Biondini, F., Bontempi, F., Frangopol, M.D. & Malerba P.G. 2004. Cellular Automata Approach to Durability Analysis of Concrete Structures in Aggressive Environments. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, November 2004, pp. 1724-1737.
- Biondini, F., Bontempi, F., Frangopol, M.D. & Malerba P.G. Probabilistic Service Life Assessment and Maintenance Planning of Concrete Structures. *ASCE J. of Structural Engineering*, 132(5), 810-825, 2006.
- Biondini, F., Frangopol, M.D. & Malerba P.G. Uncertainty Effects on Lifetime Structural Performance of Cable-Stayed Bridges. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23(4), 509-522, 2008.
- Burlamacchi, L. 1994. *Capire il calcestruzzo*. Milano: Hoepli.
- CEB Bulletin 224, 1995. *Model Uncertainties*. Report from CEB Task Group 1.2 July 1995.
- CEB Bulletin 238, 1997. *New approach to durability design. An example for carbonation induced corrosion*. May 1997.
- CEB-FIP Model Code 1990
- Colleparidi, M. 1991. *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*. Terza edizione, Milano: Hoepli.
- Colleparidi, M., Marcialis, A. & Turriziani, R. 1970. The kinetics of chloride ions penetration in concrete. *Il cemento*, Vol. 67 pp. 157-164.
- DARTS 2004. *Durable and reliable tunnel structures: data*. European Commission, Growths 2000, Contract G1RD-CT-2000-00467, Project GrD1-25633.
- DARTS 2004. *Durable and reliable tunnel structures: deterioration modelling*. European Commission, Growths 2000, Contract G1RD-CT-2000-00467, Project GrD1-25633.
- DuraCrete 1998. *Modelling of degradation*. The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347.
- DuraCrete 1999. *Chlorides, corrosion, cracks and collapse*. The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347 Task 6.1, March 1999.
- DuraCrete 1999. *Probabilistic methods for durability design*. The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347/R0.
- DuraCrete 2000a. *Statistical quantification of the variables in the limit state functions*. The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347/R9.
- Enright, M.P. & Frangopol, D.M. 1998. Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion, *Engineering Structures* 20(11) pp. 960-971.

- Garavaglia E., Basso N. & Sgambi L. 2012. The Markovian approach for probabilistic life-cycle assessment of existing structures", *Applied Mathematics* 3, 2080-2088.
- Glicksman M.E. 2000. *Diffusion in Solids*, John Wiley and Sons.
- Maage, M., Helland, S., Poulsen, E., Vennesland, Ø. & Carlsen J.E. 1996. Service life prediction of existing concrete structures exposed to marine environment. *ACI Materials Journal*, Vol. 93, No. 6.
- Mangat, P.S. & Molloy, B.T. 1994. Prediction of long term chloride concentration in concrete. *ACI Materials and Structures* Vol. 27, pp. 338-346.
- Marano, G.C., Sgobba, S., Marti C. & Payá J. Vita utile di strutture in calcestruzzo armato in presenza di cloruri: comparazione tra il modello standard e quello con coefficiente di diffusione variabile nel tempo. *In Concreto* Vol. 83 pp. 76-93. ATECAP.
- Polder, R.B. & Rooji, M.R. 2005. Durability of marine concrete structures - field investigations and modelling. *HERON*, Vol. 50(3), pp. 133-143.
- Sgambi L, Malerba P.G., Gotti G., Ielmini D. 2012. The influence of degradation phenomena on collapse modes in prestressed concrete beams, *Int. J. of Lifecycle Performance Engineering* Vol.1.

02 - TABELLA RIASSUNTIVA DELLE MASSIME ACCELERAZIONI SISMICHE (spettri elastici - periodo di ritorno 50 anni).

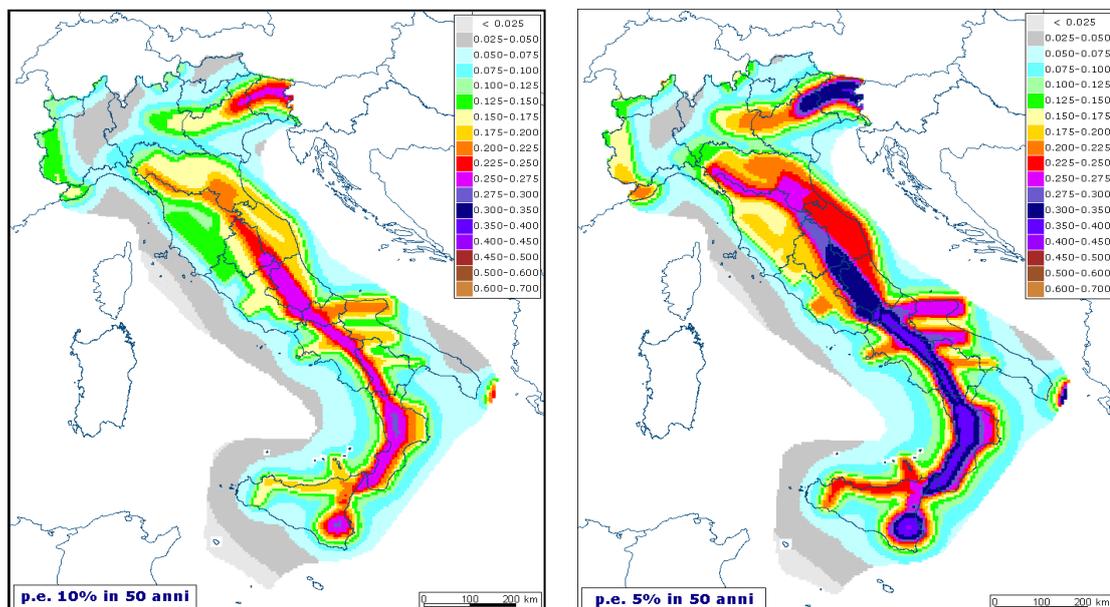
1. Pericolosità sismica di base e azioni sismiche

Per definire la caratterizzazione sismica dei siti di ubicazione dei ponti oggetto di studio, si fa riferimento alla pericolosità sismica di base, intesa, concettualmente, come il livello di scuotimento che è lecito attendersi in una determinata area.

Attualmente, la pericolosità sismica di riferimento, a livello nazionale, è fornita dai risultati del progetto S_1 INGV-DPC (<http://esse1.mi.ingv.it/>). Il parametro di pericolosità adottato è l'accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su suolo di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (a_g) relativa a diversi periodi di ritorno (T_R) o, analogamente, per diverse probabilità di superamento in 50 anni. I valori di a_g sono stati calcolati per tutti i punti di un reticolo che copre l'intero territorio nazionale. In Fig 1a e 1b si riportano due esempi di mappe di pericolosità, relative ai periodi di ritorno $T_R=475$ anni e $T_R=975$ anni.

Si ricorda inoltre che la mappa di pericolosità relativa al periodo di ritorno $T_R=475$ anni è stata definita come mappa di riferimento per la classificazione sismica con l'OPCM 3519/06.

Figura 1 - Mappe di pericolosità, a_g (g), relative ai periodi di ritorno di 475 anni (sinistra) e 975 anni (destra).



Le norme tecniche per le costruzioni (NTC08, D.M. 14 gennaio 2008) nella definizione delle azioni sismiche da adottare nella progettazione e verifica delle strutture, fanno

riferimento alla pericolosità di base in termini di a_g (così come descritta sopra) ed inoltre stabiliscono le forme spettrali (spettro di risposta elastico in accelerazione) $S_e(T)$ per ogni punto del reticolo. Si evidenzia quindi come le azioni sismiche debbano essere calcolate nel sito di ubicazione della struttura e non più in base alla classificazione sismica.

Le azioni sismiche da adottare per ogni struttura dipendono: dallo stato limite considerato (SLO, SLD, SLV, SLC), dalla tipologia di struttura (Tipo 1,2,3) e dalla classe d'uso della stessa (C_U I, II, III, IV). Infatti, in base a tali fattori, i valori di a_g e delle ordinate spettrali devono essere calcolati relativamente a specifiche probabilità di eccedenza P_{VR} , in definiti periodi di riferimento V_R , il che corrisponde a diversi periodi di ritorno.

Nell'allegato B alle NTC08 è riportata la tabella dei valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_C , per tutti i punti del reticolo per 9 periodi di ritorno, per calcolare i valori dei parametri relativamente ad altri periodi di ritorno, corrispondenti ad altri casi previsti dalle NTC08, si deve invece seguire la procedura indicata nell'allegato A (dove è inoltre illustrato in modo più completo il concetto di pericolosità adottato).

Per ogni ponte in oggetto di studio vengono presentati l'andamento dei parametri a_g , F_0 , T^*_C , e gli spettri di risposta elastici per i 9 periodi di ritorno presenti nell'allegato B alle NTC08, valutati in base alle coordinate geografiche del ponte.

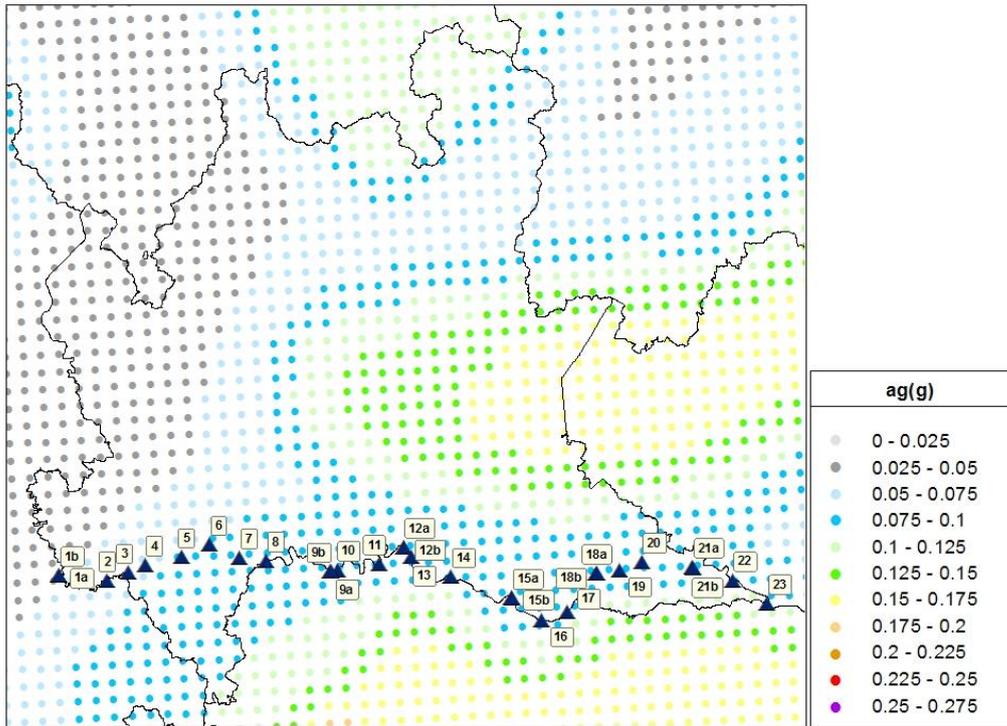
Si è quindi redatta una tabella, per tutti i ponti, con le a_g e le pseudo-accelerazioni massime dello spettro, relativamente al periodo di ritorno $T_R=101$ anni, valore derivato dall'adozione delle seguenti scelte:

- tipo di costruzione 3 (grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica) cui corrisponde una Vita nominale: $V_N=100$ anni. La scelta è però di ridurla a 50 per un miglior rapporto costi/benefici dei futuri interventi, considerata anche l'attuale età delle strutture.
- classe d'uso IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...] Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico) cui corrisponde $C_U=2$. Il valore del periodo di riferimento è quindi $V_R=V_N*C_U=100$.
- lo stato limite scelto è SLD cui corrisponde la probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R , $P_{VR}=63\%$. Il relativo periodo di ritorno è quindi $T_R=101$ anni.

2. Pericolosità di base nei siti di ubicazione dei ponti

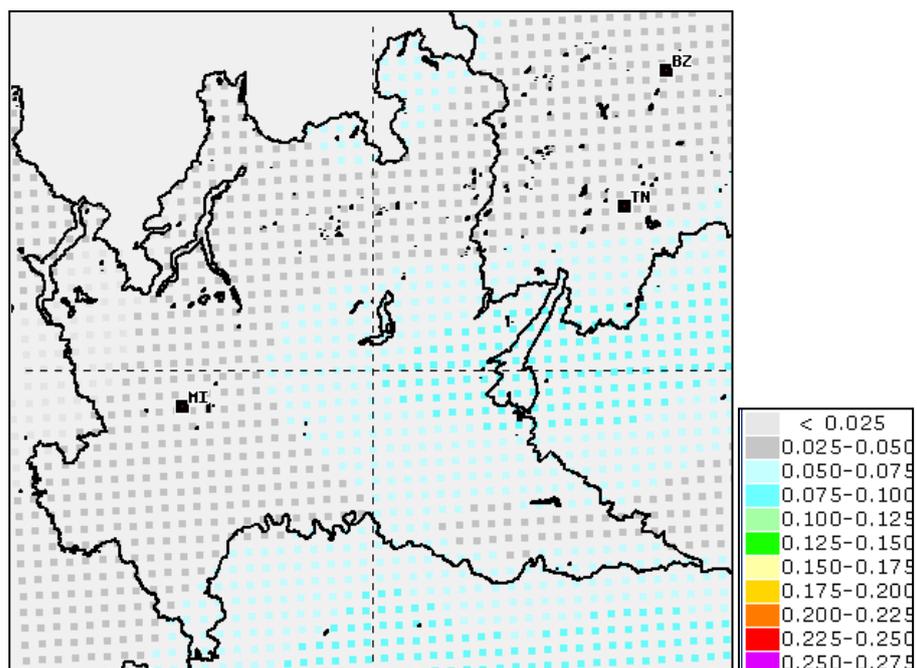
I ponti sul fiume Po oggetto di studio, si trovano, per la maggior parte in aree caratterizzate da una sismicità medio bassa, com'è possibile evincere anche dalla mappa di pericolosità di riferimento avente un periodo di ritorno di 475 anni (Figura 2). I valori leggermente più elevati sono da identificabili nella zona del mantovano.

Figura 2 - Accelerazione massima del suolo con $T_R=475$ anni.



Per quanto riguarda le azioni di riferimento bisogna osservare i valori relativi al periodo di ritorno $T_R=101$ anni (figura 3, mappa nella quale non sono presenti i ponti, la cui posizione si può dedurre dalla figura 2.) dove si può evincere che valori massimi di a_g sono intorno a 0.05 g, così come riportato nella tabella riassuntiva.

Figura 3 - Accelerazione massima del suolo con $T_R=101$ anni.



Convenzione INGV-DPC 2004 - 2006, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi, Coordinatore: Carlo Meletti (INGV), sito <http://esse1.mi.ingv.it/>

ID Ponte	Denominazione	$a_g(g)$ $T_r=101\text{anni}$	Pseudo-accelerazione massima dallo spettro (g) T_r =101anni
1a	Valenza ferroviario	0.030	0.076
1b	Valenza stradale	0.030	0.076
2	Pieve del Cairo	0.035	0.088
3	Cornale	0.036	0.092
4	Autostradale A7	0.037	0.094
5	Bressana strad-ferrov	0.040	0.102
6	Becca	0.041	0.105
7	Spessa	0.046	0.114
8	Pieve Porto Morone	0.048	0.119
9a	Piacenza stradale	0.051	0.130
9b	Piacenza ferroviario	0.051	0.130
10	Autostradale A1	0.051	0.131
11	San Nazzaro	0.051	0.132
12a	Cremona ferroviario	0.050	0.129
12b	Cremona stradale	0.050	0.129
13	Autostrada A21	0.051	0.132
14	San Daniele	0.053	0.137
15a	Casalmaggiore ferroviario	0.052	0.136
15b	Casalmaggiore stradale	0.052	0.136
16	Viadana	0.055	0.143
17	Guastalla	0.054	0.140
18a	Borgoforte ferroviario	0.049	0.128
18b	Borgoforte stradale	0.049	0.128
19	Autostradale A22	0.049	0.128
20	San Benedetto Po	0.049	0.127
21a	Ostiglia stradale	0.048	0.126
21b	Ostiglia ferroviario	0.049	0.126
22	Sermide	0.049	0.128
23	Ficarolo	0.056	0.141

ID Ponte	Denominazione	Tipologia	Ente di competenza	Anno di costruzione
1a	Valenza ferr.	Muratura / Calcestruzzo	R.F.I.	1858 / 1946
1b	Valenza strad.	Muratura / Calcestruzzo		1898 / 1946
2	Pieve del Cairo	Calcestruzzo		1968
3	Cornale	Acciaio		1916 (S)
4	Sull' A7			1960 (tratta aut.)
5	Bressana	Acciaio		1866 / 1949
6	Becca	Acciaio		1912
7	Spessa	Calcestruzzo		1973
8	Pieve Porto Morone	Calcestruzzo		1961
9a	Piacenza stradale	Acciaio		1908 / 1947 / 2010
9b	Piacenza ferroviario	Acciaio	R.F.I.	1931 (S) / 1949
10	Sull' A1			1959
11	San Nazzaro	Calcestruzzo		1970
12a	Cremona ferr.	Acciaio	R.F.I.	1892 / ()
12b	Cremona strad.	Acciaio	Pr. Piacenza	1890 (S) / 1946
13	Sull' A21			1968
14	San Daniele	Calcestruzzo	Pr. Parma	1976
15a	Casalmaggiore ferr.	Acciaio	R.F.I.	1887 (S) / (? Ric.)
15b	Casalmaggiore strad.	Calcestruzzo	Pr. Cremona	1955
16	Viadana	Calcestruzzo		1965
17	Guastalla	Calcestruzzo	Pr. Mantova	1965
18a	Borgoforte ferr.	Acciaio	R.F.I.	1873
18b	Borgoforte strad.	Calcestruzzo	Pr. Mantova	1963
19	Sull' A22			1971 (tratta aut.)
20	San Benedetto	Calcestruzzo	Pr. Mantova	1964
21a	Ostiglia strad.	Acciaio	Pr. Mantova	1929 / 1949
21b	Ostiglia ferr.	Acciaio	R.F.I.	1911 / (dism? 2008 Ric.)
22	Sermide	Calcestruzzo	Pr. Mantova	1971
23	Ficarolo	Calcestruzzo		1970

In nero le date di costruzione delle opere comunicate dagli enti gestori tramite le schede. In blu quelle presunte in mancanza della compilazione delle schede.

03 - NOTA SUGLI ASPETTI IDRAULICI RIGUARDANTI GLI ATTRAVERSAMENTI DEL FIUME PO E SUI SISTEMI DI CONVOGLIAMENTO E DI SCARICO

Introduzione

Nella verifica di sicurezza di un ponte, i fattori idraulici assumono un'importanza significativa soprattutto nel caso di attraversamento di un corso d'acqua naturale o di un canale artificiale. In questi casi, infatti, le interazioni tra la corrente e le strutture portanti in elevazione devono essere attentamente valutate non solo in termini di sollecitazioni indotte massime, ma anche considerando i possibili scenari evolutivi nel tempo delle condizioni al contorno.

Tuttavia, non vanno sottovalutati gli effetti, potenzialmente critici per qualsiasi tipo di ponte, legati allo smaltimento delle acque meteoriche dall'impalcato. Lo smaltimento non corretto di questo tipo di acque, infatti, può comportare non solo la ridotta sicurezza del transito dei veicoli o dei convogli ferroviari, ma anche il danneggiamento e quindi l'indebolimento di elementi strutturali con diminuzione della sicurezza statica dell'opera.

Entrambi gli aspetti sono quindi oggetto di indicazioni specifiche nelle vigenti normative di settore, a partire da quelle generali sulle costruzioni, ma anche di quelle che regolano la sicurezza idraulica del territorio. Le principali norme a cui ci si riferirà in questo capitolo del rapporto sono quindi le seguenti:

- D.M. 14/01/2008, *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*.
- *Direttiva 4 dell'AdBPO, "Compatibilità Idraulica delle Infrastrutture" aggiornata al 5/04/2006.*
- C.N.R., *Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e Viadotti, 1988.*

1. Compatibilità idraulica dei ponti

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni introdotte dal D.M. 14/01/2008 trattano della compatibilità idraulica dei ponti al paragrafo 5.1.2.4:"

"Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.”

Come si nota, le indicazioni contenute in tale normativa sono abbastanza generiche, tranne che per quanto riguarda la luce minima tra pile contigue in alveo (40 metri, misurati lungo la sezione ortogonale al filone principale della corrente) e il tempo di ritorno minimo della piena di progetto (200 anni). Nelle istruzioni per l'applicazione delle Norme, emanate con una circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti 2 febbraio 2009, si danno indicazioni più precise sui franchi di progetto tra livello dell'acqua e impalcato. Nell'art. C5.1.2.4, che tratta della compatibilità idraulica dei ponti, si prescrive:

“A titolo di indicazione, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 - 2,00 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a 6 - 7 m quando si possa temere il transito d'alberi di alto fusto, con l'avvertenza di prevedere valori maggiori per ponti con luci maggiori di 40 m o per ponti posti su torrenti esposti a sovralti d'alveo per deposito di materiali lapidei provenienti da monte o dai versanti.

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco previsto deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.”

In generale si osserva che in queste Norme l'attenzione è rivolta prevalentemente alla stabilità del ponte, trascurando gli effetti che questo esercita sul corso d'acqua e sul territorio ad esso circostante. Questi effetti sono importanti non solo perché influiscono sull'evolversi delle condizioni di flusso della corrente idrica e quindi delle conseguenti sollecitazioni sulle strutture del ponte, ma anche sul rischio di riduzione della sua accessibilità.

Diverso è ovviamente il punto di vista delle norme sulla sicurezza idraulica del territorio, che pongono l'attenzione sull'interazione reciproca tra infrastrutture e corso d'acqua. Nel caso del fiume Po, gli "interventi per la realizzazione di opere pubbliche o di interesse pubblico" che ricadono all'interno delle Fasce A e B sono disciplinati in generale dall'art. 38 delle Norme di attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) che recita:

“1. Fatto salvo quanto previsto agli artt. 29 e 30, all'interno delle Fasce A e B è consentita la realizzazione di opere pubbliche o di interesse pubblico, riferite a servizi essenziali non altrimenti localizzabili, a condizione che non modificano i fenomeni idraulici naturali e le caratteristiche di particolare rilevanza naturale dell'ecosistema fluviale che possono aver luogo nelle fasce, che non costituiscano significativo ostacolo al deflusso e non limitino in modo significativo la capacità di invaso, e che non concorrano ad incrementare il carico insediativo. A tal fine i progetti devono essere corredati da uno studio di compatibilità, che documenti l'assenza dei suddetti fenomeni e delle eventuali modifiche alle suddette caratteristiche, da sottoporre all'Autorità competente, così come individuata dalla direttiva di cui al comma successivo, per l'espressione di parere rispetto la pianificazione di bacino.

2. L'Autorità di bacino emana ed aggiorna direttive concernenti i criteri, gli indirizzi e le prescrizioni tecniche relative alla predisposizione degli studi di compatibilità e alla individuazione degli interventi a maggiore criticità in termini d'impatto sull'assetto della rete idrografica. Per questi ultimi il parere di cui al comma 1 sarà espresso dalla stessa Autorità di bacino.

3. Le nuove opere di attraversamento, stradale o ferroviario, e comunque delle infrastrutture a rete, devono essere progettate nel rispetto dei criteri e delle prescrizioni tecniche per la verifica idraulica di cui ad apposita direttiva emanata dall'Autorità di bacino."

La Direttiva citata nel comma 2 è la n.4 ed è stata emanata nel suo ultimo aggiornamento il 05/04/2006 e definisce i criteri generali per la compatibilità di tutte le opere che si inseriscono all'interno delle Fasce A e B e le relative procedure di valutazione.

Nel caso delle opere di attraversamento, stradale o ferroviario, e comunque delle infrastrutture a rete, tale Direttiva prevede, oltre a quelli generali definiti per tutte le infrastrutture, specifici criteri e prescrizioni di compatibilità in relazione alle particolari caratteristiche delle stesse. La Direttiva a tale proposito si riferisce esplicitamente anche a quanto previsto dal D.M. dei LL.PP. 4 maggio 1990 sull'"Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" e dalla Circolare dello stesso Ministero n. 34233 del 25/2/1991.

I criteri di compatibilità idraulica previsti per i ponti e i viadotti dalla Direttiva dell'AdBPo riguardano in particolare i seguenti aspetti:

- Portate di piena di progetto;
- Effetti idraulici del ponte;
- Franchi di progetto;
- Posizionamento del ponte rispetto all'alveo attivo;
- Sicurezza del ponte e delle opere collegate.

1.1 Portate di piena di progetto

Le portate di piena di progetto fissata dall'AdBPo per valutare la compatibilità idraulica degli attraversamenti fluviali devono avere un tempo di ritorno non inferiore a quello utilizzato per la definizione della fascia B. Quindi non inferiore ai 200 anni.

Nel caso di corsi d'acqua per i quali le fasce fluviali non sono state definite sono ammessi tempi di ritorno inferiori, purchè pari ad almeno 100 anni. Anche in questi casi, però, è comunque necessario valutare gli effetti idraulici dell'opera e dimostrare che essa non causi un aggravamento del rischio idraulico sul territorio circostante per la portata di piena di 200 anni di tempo di ritorno.

La stima delle portate per questi tempi di ritorno è stata effettuata dall'AdBPo per le diverse sezioni fluviali significative del Po.

E' bene osservare, tuttavia, che gli effetti di tali portate in termini di livelli idrici variano nel tempo con il mutare sia dell'assetto morfologico del corso d'acqua, sia delle condizioni di manutenzione delle sue aree golenali. E' quindi opportuno che il livello di rischio reale associato a tali portate sia valutato sia in termini di valore attuale, sia in termini di evoluzione potenziale nel tempo. Proprio per tenere conto delle incertezze di stima delle portate di piena, la Direttiva suggerisce di considerare, a scopo cautelativo, portate con tempo di ritorno superiori ai 200 anni per opere di importanza rilevante.

1.2 *Franchi di progetto*

La Direttiva prescrive che i franchi di progetto, cioè le distanze tra il livello massimo dell'acqua durante la piena di progetto e l'intradosso dell'impalcato del ponte, siano non inferiori a metà dell'altezza cinetica e comunque non inferiori a 1.0 metro. Questi valori minimi devono essere verificati per almeno 2/3 della luce nel caso di intradosso non rettilineo e comunque per almeno 40 metri nel caso di luci superiori a tale valore. E' opportuno comunque valutare la riduzione di tali franchi per portate superiori a quelle di progetto.

Inoltre, si prescrive che l'intradosso sia superiore alla sommità arginale nel caso di corsi d'acqua arginati (come il fiume Po) e al piano campagna circostante in quelli non arginati.

Questi valori minimi devono essere applicati anche alla sommità dei rilevati di accesso al ponte. Inoltre, la Direttiva consiglia di mantenere un dislivello tra quota di intradosso impalcato e fondo alveo non inferiore a 6-7 metri quando si possa temere il transito di alberi di alto fusto, da aumentare opportunamente nel caso di ponti con luci inferiori ai 30 m o posti su torrenti su cui sono possibili sovralti del fondo alveo per fenomeni di deposito dei sedimenti fluviali.

1.3 *Effetti idraulici*

Come ribadito citato art. 38 delle Norme di attuazione del PAI, l'opera di attraversamento non deve avere un impatto significativo sull'ecosistema fluviale, né modificare i fenomeni idraulici naturali. In particolare questo significa che l'opera non deve, da un lato, indurre modificazioni morfologiche dell'alveo, dall'altro, limitare le sue capacità di deflusso e di invaso delle acque.

In altre parole, l'opera non deve aumentare il rischio idraulico, cioè di allagamento, dei territori circostanti per effetto di una ridotta capacità dell'alveo di convogliare e laminare le portate di piena. Tale rischio è ovviamente legato alle variazioni potenzialmente indotte sul profilo di rigurgito in condizioni di piena, che devono quindi essere compatibili con l'assetto delle opere di difesa (arginature) e comunque non devono ridurre i franchi minimi di sicurezza.

1.4 *Posizionamento del ponte rispetto all'alveo attivo*

Gli effetti idraulici dell'opera sono ovviamente legati al tipo, posizione e orientamento di pile e spalle del ponte. In generale è fortemente consigliato di evitare la presenza in alveo di pile e spalle e che il loro orientamento sia comunque parallelo al filone principale della corrente. Se non fosse possibile evitare, per ragioni strutturali, il posizionamento di pile in alveo, cioè dovrebbe essere fatto preferibilmente nelle aree golenali o comunque nelle aree dove l'altezza dell'acqua sia minore, evitando la parte idraulicamente più attiva dell'alveo e in particolare l'alveo inciso.

Nello specifico, la Direttiva prescrive il rispetto delle seguenti condizioni:

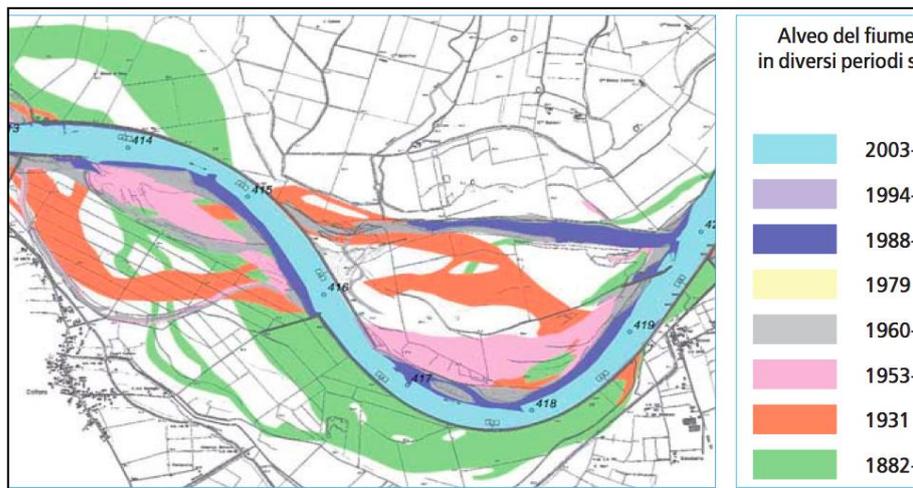
1. per i corsi d'acqua arginati la spalla del ponte deve essere sul lato campagna, a una distanza minima di 10 m dal piede dell'argine maestro; lo stesso limite vale per il caso siano presenti pile sul lato campagna; sul lato fiume la posizione delle pile deve essere al di fuori del petto dell'argine; in via eccezionale la pila può interessare il corpo arginale, purché non intacchi il nucleo centrale dell'argine stesso e sia integrata con opportuni accorgimenti di difesa e di rivestimento;
2. per i corsi d'acqua non arginati le pile e le spalle devono essere poste al di fuori delle sponde incise dell'alveo; in via eccezionale la pila può interessare la

- sponda, purché sia integrata con opportuni accorgimenti di difesa e di rivestimento;
3. nei casi in cui il ponte sia inserito in un tratto di corso d'acqua interessato da altre opere di attraversamento poste in adiacenza, a monte o a valle, è necessario che le pile in alveo (ed eventualmente le spalle) siano allineate con quelle esistenti in modo che le pile presenti, considerate congiuntamente, non riducano la luce effettiva disponibile, anche ai fini del rischio di ostruzione da parte del materiale trasportato in piena;
 4. la struttura deve consentire il mantenimento della continuità della pista di servizio in fregio la corso d'acqua ovvero sul rilevato arginale.

La forma delle pile deve essere scelta in modo che esse costituiscano il minor ostacolo possibile al deflusso, limitando la turbolenza e i fenomeni erosivi ad essa associati. E' quindi da preferire la forma circolare o a ogiva.

Per quanto riguarda la posizione di pile e spalle rispetto al filone principale della corrente, si osserva che la naturale dinamica morfologica dei corsi d'acqua può portare in alcuni casi a variazioni significative nel tempo sia della posizione sia dell'orientamento di tale filone. Nella Figura 1 è riportato un esempio di tale evoluzione per un tratto del fiume Po.

Figura 1 - Esempificazione dell'evoluzione morfologica del Fiume Po

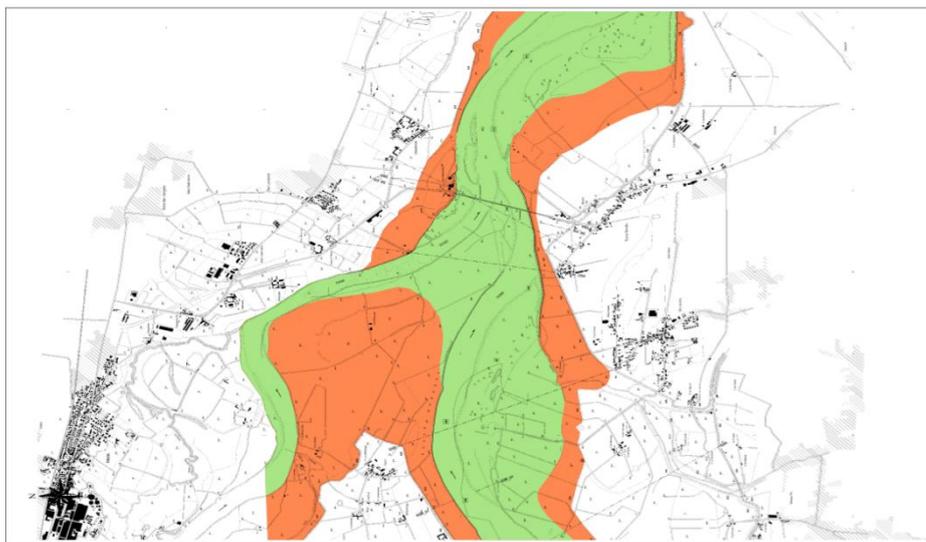


Fonte: da AdBPo, Diabasis, 2009.

E' bene osservare che tale dinamica è influenzata anche da interventi di sistemazione fluviale, da opere di difesa e consolidamento di sponde oltre che da nuove opere e attraversamenti realizzati in alveo sia nel tratto fluviale sia negli affluenti a monte del tratto in esame. E' quindi da un alto è necessario in fase di progetto di un attraversamento fluviale considerare gli effetti di eventuali interventi di sistemazione idraulica, dall'altro è opportuno procedere ad un monitoraggio continuo dell'evolversi delle condizioni morfologiche, non solo dopo eventi di piena significativi, ma anche dopo interventi antropici significativi nel bacino idrografico a monte.

L'AdBPo ha effettuato uno studio sulle fasce di mobilità del fiume Po che consente una prima valutazione dei possibili scenari evolutivi. Nella Figura 2 è riportato un esempio estratto dalla cartografia predisposta dall'AdBPo.

Figura 2 - Fasce di mobilità del Fiume Po alla confluenza con il fiume Ticino



Fonte: da AdBPo, 2008.

1.5 Sicurezza del ponte e delle opere collegate

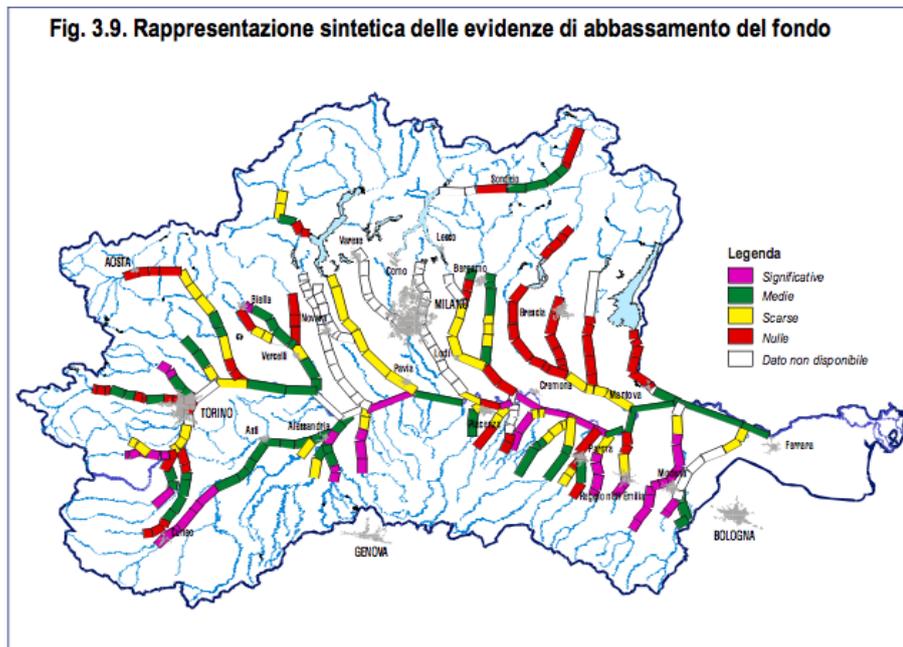
Questo aspetto è analizzato in relazione alle sollecitazioni o alle condizioni al contorno derivanti dagli effetti della corrente e che possono avere conseguenze sulla stabilità strutturale dell'opera. In particolare si richiede di effettuare verifiche di stabilità strutturale rispetto a:

1. scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile e delle spalle;
2. urti e abrasioni provocate dalla corrente sulle pile in alveo;
3. scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente;
4. spinta idrodinamica per effetto del sovrizzo idrico indotto dalla struttura; ove opportuno la valutazione di tale spinta deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte per effetto di ostruzione delle luci.

Per quanto riguarda i fenomeni di potenziale scalzamento di pile e spalle, essi possono derivare sia da condizioni locali legate alla turbolenza, sia da fenomeni evolutivi della morfologia fluviale nel tratto fluviale interessato dall'opera. Mentre i primi sono ovviamente influenzati dalla tipologia, posizione e orientamento rispetto alla corrente di pile e spalle (vedasi precedente paragrafo 1.4), i secondi dipendono in larga parte dalle condizioni di equilibrio dinamico tra i fenomeni di trasporto, erosione e deposito dei sedimenti fluviali nel tratto e fluviale e nel bacino imbrifero di monte.

Già nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del fiume Po l'AdBPo aveva messo in risalto la presenza di fenomeni erosivi che portavano ad abbassamenti del fondo alveo in alcuni tratti della rete idrografica del fiume Po (Figura 3).

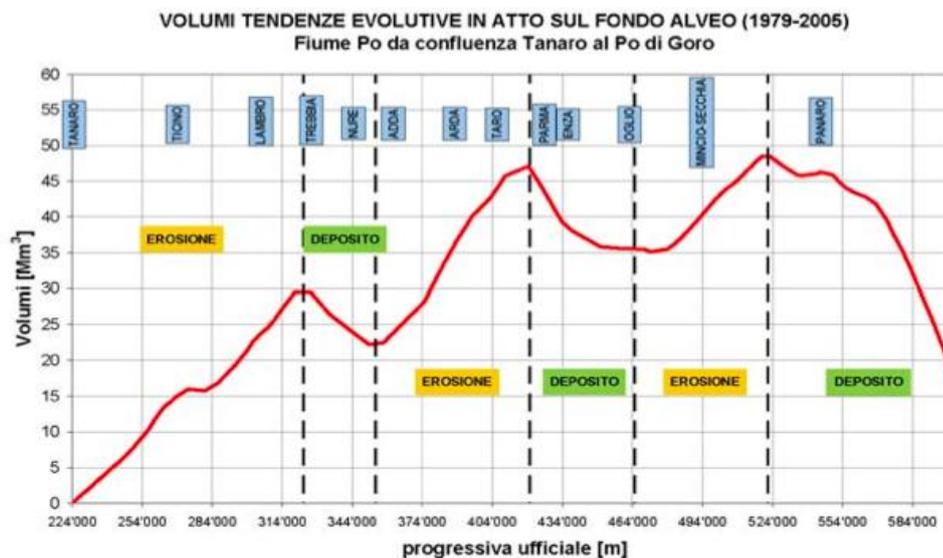
Figura 3 - Rappresentazione sintetica delle evidenze di abbassamento del fondo lungo il reticolo idrografico del fiume Po



Fonte: Progetto di piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, *AdBPo*, 1999.

Studi successivi hanno confermato tale tendenza all'erosione in alcuni tratti, alternata a condizioni di deposito in altri tratti, con anche una quantificazione dei volumi di sedimento interessati. In Figura 4 è riportato una recente rappresentazione sintetica di tali tendenze con una stima dei volumi associati (Colombo e Filippi, 2010). Come si può notare, nel tratto lombardo dell'alveo principale del fiume Po la tendenza ad avere fenomeni erosivi è particolarmente evidente in corrispondenza della confluenza dei grandi corsi d'acqua alpini, Ticino, Adda e Mincio.

Figura 4 - Volumi e tendenze evolutive in atto sul fondo alveo nel periodo 1979 - 2006 nel fiume Po tra la confluenza con il fiume Tanaro e il Po di Goro



Fonte: Colombo e Filippi, 2010.

Le fondazioni delle pile e delle spalle devono essere dimensionate in modo da garantire la stabilità dell'opera anche con il massimo scalzamento prevedibile (scalzamento diretto ed eventuale abbassamento del fondo alveo), senza la necessità di opere idrauliche aggiuntive.

Analoga attenzione deve essere rivolta ai possibili scalzamenti ed erosioni sia dei rilevati d'accesso, sia di quelli arginali. Se tali fenomeni sono osservati o sono prevedibili, è necessario intervenire con opere di protezione e consolidamento mediante scogliere, rivestimenti e/o diaframature dei paramenti lato fiume o comunque a contatto con la corrente.

Per quanto riguarda l'effetto di urti e abrasioni provocate dal materiale solido e flottante trasportato dalla corrente sulle pile e sulle spalle, soprattutto nei casi in cui essa abbia elevate velocità, è necessario che esse siano adeguatamente protette.

2. Valutazione della vulnerabilità idraulica dei ponti

Un'indagine su un campione di circa 400 ponti lesionati da eventi di piena in Italia ha permesso di riconoscere tra le cause più frequenti di danneggiamento l'effetto della spinta idraulica su pile e impalcato in primo luogo e l'erosione su fondazioni delle pile e spalle in secondo luogo. Si è poi osservato un numero molto rilevante di casi in cui l'erosione ha danneggiato significativamente il rilevato d'accesso (Ballio et al., 1998; Brath e Montanari, 2000 e 2000a).

Alla luce di questi risultati appare evidente che i criteri progettuali prescritti dall'AdBPo per la compatibilità idraulica sono orientati proprio a limitare la vulnerabilità su questi aspetti. Gli scostamenti da tali criteri costituiscono quindi elementi di rischio per la stabilità del ponte. Una valutazione precisa degli effetti di tali scostamenti richiedono un'analisi dettagliata sia delle condizioni di funzionamento strutturale nelle diverse ipotesi di sollecitazione idraulica, sia dei diversi scenari

evolutivi dell'alveo in condizione di piena. Questa analisi è generalmente lunga e complessa, anche per l'incertezza sulla stima di alcuni parametri idraulici.

Tuttavia è possibile effettuare una valutazione preliminare della vulnerabilità idraulica di un ponte ricorrendo a metodi euristici semplificati. Uno di questi è quello sviluppato negli U.S.A. dall'USGS dei distretti del Tennessee e del Maryland - Delaware - DC, noto nella letteratura internazionale come Maryland Index (Simon et al., 1989, Doheny, 1996).

Questo indice è principalmente orientato a valutare la vulnerabilità dei ponti ai processi erosivi indotti dalla corrente e si basa su una serie di parametri geometrici e funzionali di facile valutazione ai quali è attribuito un punteggio variabile a seconda del valore associato nel caso specifico (Tabella 1). La somma dei vari punteggi fornisce un punteggio complessivo che segnala una crescente vulnerabilità idraulica del ponte al suo diminuire (Scionti, 2001).

Tabella 1 - Valori dei parametri per la valutazione predittiva della vulnerabilità idraulica dei ponti con il Maryland Index (Scionti, 2001).

Parametro	Valore	Punteggio
Materiale d'alveo	Calcestruzzo	5
	Roccia	5
	Massi e ciottoli	4.5
	Ghiaia e ciottoli	4.25
	Ghiaia	4
	Sabbia	3
	Misto alluvionale	2
	Limo e argilla	1
Riduzione della larghezza d'alveo al ponte	0 - 5 %	5
	6 - 25 %	4
	26 - 50 %	3
	51 - 75 %	2
	76 - 100 %	1
Maturità dell'alveo	I	5
	II	4
	III	2
	IV	1
	V	3
	VI	5
Protezioni d'alveo	SI	4
	NO	3
	1 sponda protetta	2
	2 sponde protette	1
Numero di pile in alveo	0	3
	1 - 2	2
	> 2	1
Numero di pile in alveo inclinate rispetto alla direzione della corrente	0	3
	1 - 2	2
	> 2	1
Angolo di incidenza massimo della corrente rispetto alle pile	0° - 5°	5
	6° - 15°	4
	16° - 25°	3
	26° - 40°	2
	41° - 60°	1
	> 60°	0
Collocazione di ciascuna pila (2 valori)	Esterne all'alveo di piena	3
	Esterne all'alveo di magra	2
	Interferenti con il deflusso di magra	1
Angolo d'incidenza della corrente	0° - 5°	5

rispetto alle spalle (2 valori, uno per la spalla DX e uno per la spalla SX)	6° - 15°	4
	16° - 25°	3
	26° - 40°	2
	41° - 60°	1
	> 60°	0
Tipo di materiale della spalla DX (2 valori, uno relativo a monte e l'altro a valle)	Calcestruzzo	3
	Roccia	3
	Massi e ciottoli	2.5
	Ghiaia e ciottoli	2
	Limo e argilla	1.5
Tipo di materiale della spalla SX (2 valori, uno relativo a monte e l'altro a valle)	Sabbia	1
	Calcestruzzo	3
	Roccia	3
	Massi e ciottoli	2.5
	Ghiaia e ciottoli	2
Erosione sulla spalla DX (2 valori, uno relativo a monte e l'altro a valle)	Limo e argilla	1.5
	Sabbia	1
	Assente	3
	Contenuta	2
	Accentuata	1.5
Erosione sulla spalla SX (2 valori, uno relativo a monte e l'altro a valle)	Molto accentuata	1
	Assente	3
	Contenuta	2
	Accentuata	1.5
	Molto accentuata	1
Percentuale di copertura vegetale sulla sponda DX (2 valori, uno relativo a monte e l'altro a valle)	76 - 100 %	3
	51 - 75 %	2.5
	26 - 50 %	2
	6 - 25 %	1.5
	0 - 25 %	1
Percentuale di copertura vegetale sulla sponda SX (2 valori, uno relativo a monte e l'altro a valle)	76 - 100 %	3
	51 - 75 %	2.5
	26 - 50 %	2
	6 - 25 %	1.5
	0 - 25 %	1
Angolo d'incidenza della corrente rispetto alle sponde	0° - 10°	4
	11° - 25°	3.5
	26° - 40°	3
	41° - 60°	2
	61° - 90°	1
Percentuale di area delle luci del ponte ostruita da detriti solidi	0 - 5 %	5
	6 - 25 %	4
	26 - 50 %	3
	51 - 75 %	2
	76 - 100 %	1
Presenza di erosioni marcate in corrispondenza delle pile	Presenti	1
	Non presenti	4
Distanza di eventuali curve dell'alveo a monte del ponte	> 30 m	4
	16 - 30 m	3
	8 - 15 m	2
	0 - 7 m	1

L'indice è compreso tra 24 e 104. Una classificazione empirica della vulnerabilità può essere fatta sulla base delle seguenti classi di valori:

Tabella 2 - Classi di valori per la valutazione speditiva della vulnerabilità idraulica dei ponti con il Maryland Index.

Vulnerabilità	Maryland Index
Molto alta	24 - 45
Alta	46 - 65
Media	66 - 75
Bassa	76 - 90
Molto bassa	91 - 104

3. Smaltimento delle acque meteoriche

Lo smaltimento delle acque piovane dall'impalcato dei ponti è spesso un problema considerato secondario, sottovalutando i danni agli elementi strutturali che possono derivare da un approccio non corretto. In generale questo smaltimento avviene con modalità analoghe a quelle per tutte le altre superfici stradali, cioè con un sistema di raccolta (caditoie e/o cunette laterali), una rete di convogliamento (tubazioni a pelo libero) e un sistema di scarico (tubi e/o dispersori). Relativamente alla gestione delle acque meteoriche il D.M. 14 gennaio 2008, che detta le *Norme tecniche per le costruzioni*, precisa al paragrafo 5.1.7:

"5.1.7 OPERE ACCESSORIE

Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere eseguiti con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.

5.1.7.1 Impermeabilizzazione

Le opere di impermeabilizzazione devono essere tali da evitare che infiltrazioni d'acqua possano arrecare danno alle strutture portanti.

5.1.7.2 Pavimentazioni

La pavimentazione stradale deve essere tale da sottrarre all'usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e gli strati di impermeabilizzazione che proteggono le strutture portanti.

5.1.7.3 Giunti

In corrispondenza delle interruzioni strutturali si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modalità del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti.

In corrispondenza dei giunti si deve impedire la percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso i giunti stessi. Nel caso di giunti che consentano il passaggio delle acque, queste devono confluire in appositi dispositivi di raccolta, collocati immediatamente sotto il giunto, e devono essere convogliate a scaricarsi senza possibilità di ristagni o dilavamenti che interessino le strutture.

5.1.7.4 Smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato

Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte. A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione.

5.1.7.5 Dispositivi per l'ispezionabilità e la manutenzione delle opere

In sede di progettazione e di esecuzione devono essere previste opere di camminamento (piattaforme, scale, passi d'uomo, ecc.) commisurate all'importanza del ponte e tali da consentire l'accesso alle parti più importanti sia ai fini ispettivi, sia ai fini manutentivi. Le zone nell'intorno di parti destinate alla sostituzione periodica, quali ad esempio gli appoggi, devono essere corredate di punti di forza, chiaramente individuabili e tali da consentire le operazioni di sollevamento e di vincolamento provvisorio.

5.1.7.6 Vani per condotte e cavidotti

La struttura del ponte dovrà comunque prevedere la possibilità di passaggio di cavi e di una condotta di acquedotto; le dimensioni dei vani dovranno essere rapportate alle prevedibili esigenze da valutare con riferimento a quanto presente in prossimità del ponte.”

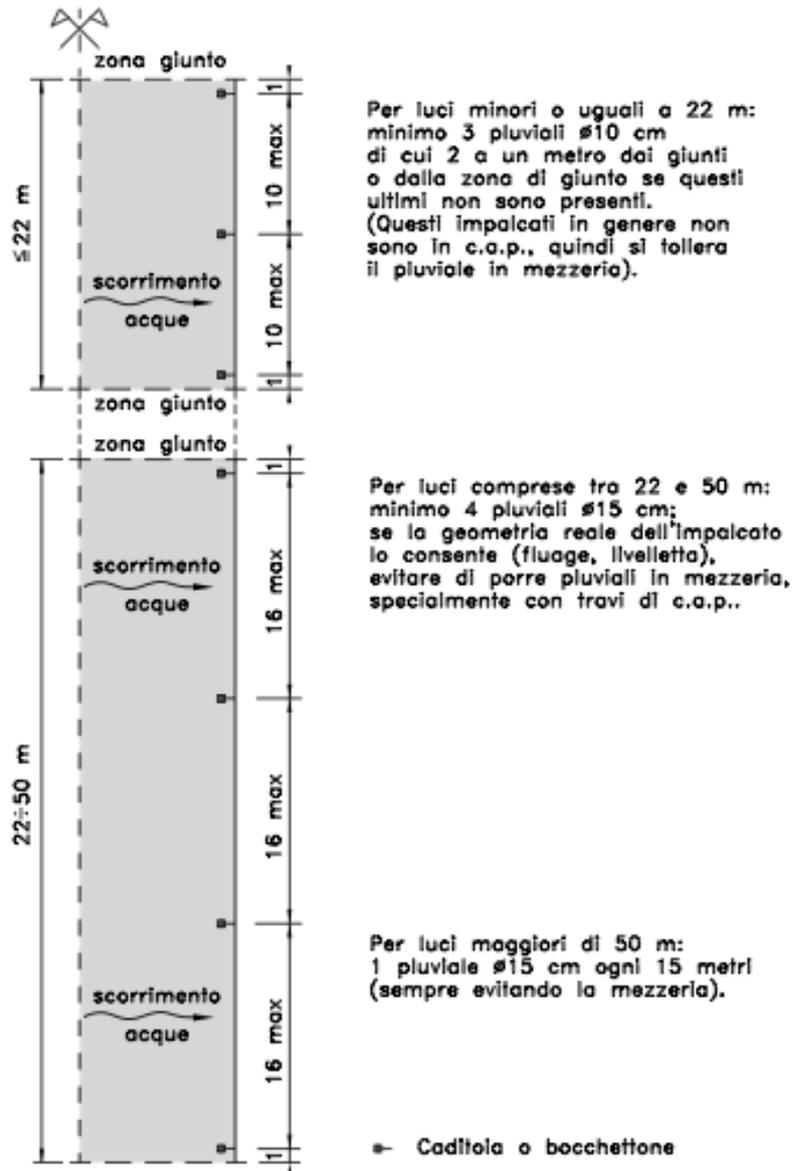
Si tratta quindi di prescrizioni generali, che non trovano una specificazione neanche nelle Istruzioni, emanate con una circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti 2 febbraio 2009 (vedi art. C5.1.2.4. sulla compatibilità idraulica dei ponti).

Per avere indicazioni più precise è quindi opportuno riferirsi alle “Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e Viadotti” predisposte dal C.N.R. nel 1988. In tali istruzioni si definiscono i criteri ottimali per la distribuzione delle caditoie e il dimensionamento delle condotte di convogliamento e di scarico. Nella Figura 5 è riportato lo schema riassuntivo delle indicazioni sulle caditoie.

In sintesi si suggerisce di porre le caditoie ad una distanza massima compresa tra i 10 e i 15 metri, con tubazioni di scarico di diametro minimo di $\Phi = 100$ mm per luci fino a 22 metri e a $\Phi = 150$ mm per luci maggiori.

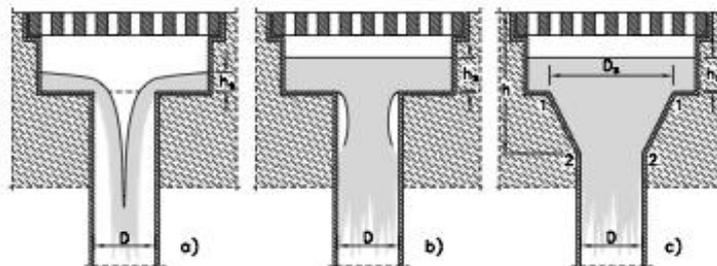
A questo proposito vale la pena notare che l'adozione di imbocchi alla caditoia di tipo svasato (cosiddetto bocchettone messicano, vedi sezione c) in Figura 6) consente di incrementare, a parità di diametro del tubo discendente, le portate smaltite (Da Deppo, 1999).

Figura 5 - Criteri per la distribuzione delle caditoie di raccolta delle acque meteoriche dall'impalcato di un ponte, secondo le indicazioni del C.N.R.



Fonte: Deppo, 1999.

Figura 6 - Schema del moto all'imbocco di un bocchettone sotto una caditoia



Fonte: Deppo, 1999.

Bibliografia

- Autorità di Bacino del Fiume PO (2006) - Direttiva n. 4 "Compatibilità Idraulica delle Infrastrutture", aggiornamento del 5/04/2006.
- Ballio F., Bianchi A., Franzetti S., De Falco, F., Mancini, M. (1998) - Vulnerabilità idraulica di ponti fluviali, Atti del XXVI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Volume III, Catania, pp. 69-79.
- Brath A., Montanari A. (2000) - Vulnerabilità idraulica dei ponti, L'Acqua, Volume 3, pp. 45-60.
- Brath A., Montanari A. (2000a) - Valutazione della vulnerabilità idraulica degli attraversamenti fluviali, in Maione U., Brath A. e Mignosa P. (eds.), "Sistemazione dei corsi d'acqua", Atti del Corso di Aggiornamento, Politecnico di Milano, 4-8 ottobre 1999, BIOS Editrice, pp. 367-412.
- Colombo A., Filippi F. (2010) - *La conoscenza delle forme e dei processi fluviali per la gestione dell'assetto morfologico del fiume Po*. *Biologia Ambientale*, 24 (1): 331-348, 2010. Atti XVIII congresso S.It.E., Parma 1-3 settembre 2008, sessione speciale "Aggiornamento delle conoscenze sul bacino idrografico Padano", a cura di P. Viaroli, F. Puma e I. Ferrari.
- Consiglio Nazionale delle Ricerche (1998) - Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e Viadotti.
- Doheny E.J. (1996) - A modified index for assessment of potential scour at bridges over waterways, United States Geological Survey, Open-File Report n° 96-554, Reston, USA.
- Ministero delle Infrastrutture (2008) - D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2009) - Circolare 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Scionti F. (2001) - Vulnerabilità idraulica degli attraversamenti fluviali, Tesi di Specializzazione, Scuola di Specializzazione in Ingegneria Ambientale, Università degli Studi "Mediterranea" di Reggio Calabria
- Simon A., Outlaw G.S., Thomas R. (1989) - Evaluation, modeling and mapping of potential bridge-scour, in West Tennessee National Bridge Scour Symposium, 17-19 ottobre, Federal Highway Administration, McLean, USA.

04 - LINEE GUIDA PER UNA SISTEMATICA ATTIVITA' DI ISPEZIONE E DI MANUTENZIONE - GENERALITA'

Finalità

Scopo principale delle attività ispettive è l'esame dello stato generale delle opere e l'individuazione di eventuali imperiose urgenze, la cui mancata soluzione si rifletta sulla sicurezza delle persone e sulla vita economica della Regione stessa.

Obiettivo comune delle Ispezioni è quello di esprimersi tramite documentati rapporti di ispezione sul permanere di un adeguato grado di sicurezza di un ponte, ovvero di segnalare eventuali criticità, al fine di attivare tempestivamente le azioni necessarie. Tali azioni possono consistere in ulteriori approfondimenti e/o nella definizione e nell'esecuzione dei necessari lavori di rinforzo o di riparazione.

Ruoli

La definizione di attività di ispezione va specializzata in rapporto al ruolo dell'Ente che la gestisce. Nel caso in esame, l'Ufficio Tecnico della Regione, gli Uffici Tecnici delle Province, gli Uffici Tecnici di RFI (Ferrovie), ANAS e Autostrade hanno, in virtù delle loro diverse attribuzioni, attenzioni diverse.

L'Ufficio Tecnico della Regione, a più ampia competenza, è interessato ad avere un quadro complessivo e aggiornato in termini di catalogazione dei ponti (ubicazione, anno di costruzione, principali caratteristiche, cronologia ispezioni e interventi, prestazioni sismiche e criticità di rilievo, che possono segnalare una prossima interruzione e/o la necessità di fondi ad hoc).

Gli altri Ufficio Tecnici hanno invece interessi focalizzati sulle singole opere, che li deve mettere in condizione di garantire o meno i transiti in piena sicurezza.

Uffici che effettuano le Ispezioni

Un altro aspetto riguarda la definizione del soggetto che deve procedere alle ispezioni. Tale soggetto, per competenza, conoscenza dei luoghi e della storia pregressa, sono gli Uffici Tecnici di competenza. Questi però (soprattutto le Province), devono essere messi in condizione di svolgere tale attività con personale e con mezzi adeguati.

Va ricordato che quasi tutti gli Uffici Tecnici hanno un'ampia e spesso molto ben documentata attività ispettiva. Un problema frequente è quello dell'ordinamento e della condivisione dei dati.

Archiviazione delle Informazioni

Un ultimo aspetto riguarda la definizione di archivio, che dovrà essere sia informatico, sia cartaceo e redatto in modo omogeneo secondo protocolli condivisi tra tutti gli Uffici Tecnici. Anche in questo caso si dà per scontato che ciascun Ufficio Tecnico abbia un sistema di archiviazione costantemente aggiornato. Alla Regione interesserà un archivio più snello, completo nella catalogazione, ma sintetico nelle informazioni.

Per quanto riguarda la Regione, tale quadro si completa se alimentato anche da brevi informative provenienti da:

- AIPO, per ciò riguarda indagini (batimetrie), oppure lavori nell'intorno dei ponti.

- Protezione Civile per quanto riguarda informazioni e studi sull'idoneità, su lavori di adeguamento o di miglioramento o sulla vulnerabilità sismica dei ponti.

Livelli di Ispezione

In quanto segue si definiscono tre livelli di ispezione:

- ispezioni periodiche di routine
- ispezioni mirate
- ispezioni speciali

indicando per ciascuno la finalità, la periodicità, il personale da impiegare.

Ispezioni periodiche di routine (Livello 1)

Natura dell'Ispezione

Il primo livello (Ispezioni periodiche di routine) ha come carattere principale la sistematica periodicità. Che vi sia o meno necessità, ogni ponte ha un controllo a scadenze regolari e ripetute nel tempo. L'analisi storica è fondamentale per verificare la persistenza dei caratteri di sicurezza, ovvero per cogliere e seguire l'evoluzione di stati di danneggiamento rispetto alle visite ispettive precedenti.

Personale addetto

Quando l'attività ispettiva è a regime, la squadra per l'ispezione è composta da un Tecnico diplomato, da un assistente e da un operaio per il supporto logistico.

Esito

L'esito dell'Ispezione si concretizza in un "Rapporto di Ispezione" molto sintetico.

Frequenza

Annuale

Attività

Le ispezioni consistono in un attento esame visivo di tutta l'opera, e si concretizzano in:

- controllo dei sistemi di convogliamento e deflusso delle acque di piattaforma;
- rilievo di fenomeni superficiali per verificare l'insorgere di nuovi stati di danneggiamento;
- controllo dell'evoluzione di stati di danneggiamento già precedentemente rilevati;
- controlli della verticalità e orizzontali con strumentazioni speditive (fili a piombo, tracce laser);
- prove di percussione con per sondare distacchi di placche superficiali;

prove sclerometriche per la determinazione della resistenza del calcestruzzo

- individuazione di stati fessurativi, eventuale apposizione di spie;
- controllo dei giunti e degli apparecchi di appoggio.

In caso di gravi anomalie se ne segnala immediatamente la presenza ai responsabili della viabilità e si attiva il livello di ispezione successivo.

Ispezioni Mirate (Livello 2).

Natura dell'Ispezione

L'Ispezione Mirata ha come scopo un esame approfondito dei principali componenti statici del ponte, con esame ravvicinato ed eventuali prove strumentali dei seguenti elementi strutturali e dei seguenti dispositivi:

- fondazioni;
- pile, spalle, muri di sostegno dei tratti di raccordo;
- solette e travi degli impalcati;
- stato dei copriferri, stato delle armature ordinarie, stato dei cavi di precompressione;
- appoggi e giunti;
- sistemi di convogliamento e deflusso delle acque di piattaforma;
- marciapiedi, parapetti.

Personale addetto e mezzi

La squadra per l'ispezione è composta dagli stessi membri della squadra impegnata nelle ispezioni di routine, supportata da Tecnici con qualificazioni specifiche per i diversi esami da svolgere. Per queste ispezioni si rende necessario un buon supporto logistico, soprattutto per consentire l'accesso alle zone del ponte più difficili da raggiungere.

Esito

L'esito dell'Ispezione si concretizza in un "Rapporto di Ispezione Principale", composto da una sintetica relazione generale, che descrive le attività svolte e i risultati ottenuti, e da allegati che contengono gli esiti delle prove strumentali.

Frequenza

Indipendentemente dallo stato del ponte, questo tipo di ispezione deve essere effettuato ogni cinque anni. L'ispezione quinquennale ricomprende l'ispezione annuale.

Si procederà comunque ad un'Ispezione Mirata tutte le volte che le Ispezioni Annuali mostrino anomalie rilevanti.

Attività

Le ispezioni Mirate sviluppano le stesse attività delle Ispezioni di Routine, partendo comunque da un attento esame visivo di tutta l'opera. In più prevedono:

- controllo topografico della livelletta stradale;
- controllo della verticalità con rilievi di precisione;
- ispezione degli elementi strutturali non accessibili alle prove di Livello 1
- ispezione degli apparecchi di appoggio;
- campagne sclerometriche più ampie
- prelievo di campioni per prove chimiche (carbonatazione e cloruri);
- rilievo di stati corrosivi;
- rilievo di variazione di stati fessurativi e/o di dislocazioni (spostamenti relativi tra elementi strutturali del ponte) precedentemente individuati e strumentati;
- eventuali prove di carico statico, con misura di frecce e deformazioni e confronto con la risposta deformativa riscontrata in ispezioni precedenti;

- eventuali prove dinamiche;

Anche in questo caso, in presenza di gravi anomalie se ne segnala immediatamente la presenza ai responsabili della viabilità e si attiva il livello di ispezione successivo.

Ispezioni Speciali (Livello 3).

Natura dell'Ispezione

L'Ispezione Speciale è mirata ad approfondire particolari criticità.

Per sua natura non ha carattere periodico.

Si avvale del supporto della squadra impegnata per le ispezioni di routine e del contributo di specialisti attivati ad hoc.

Scopo delle Ispezioni Speciali è di verificare in modo approfondito con rilievi, prove sperimentali in situ, prove di laboratorio prove di carico speciali, analisi strutturali e verifiche la sicurezza o meno del ponte, al fine di supportare decisioni riguardanti:

L'interruzione dei transiti

L'esecuzione di rilevanti e urgenti interventi di rinforzo/riparazione;

Esito

In ogni caso le prove di Classe 3 si concluderanno con la presentazione di tutto il materiale utile sia ai fini di una eventuale demolizione, sia ai fini del progetto di ripristino.

Attività

A titolo esemplificativo, le ispezioni Mirate possono prevedere come ulteriori prove specialistiche:

- batimetrie di precisione
- indagini subacquee e rilievi con telecamere, fotocamere, schizzi dello stato delle fondazioni sommerse;
- ecografie sui pali di fondazione per controllo di integrità e/o misura della lunghezza del palo;
- impiego di endoscopi e telecamere per l'esame di elementi poco accessibili e/o di cavità interne;
- prove a ultrasuoni e/o reflattometriche per esame dello stato di integrità dei cavi di precompressione;

misura dei campi di potenziale per rilievo di zone con stati corrosivi incipienti o in atto

- controllo di saldature mediante ultrasuoni;
- posa di riscontri fissi (borchie o mire topografiche);
- sistemi di monitoraggio con acquisizione continua dei dati;
- posa di sistemi di monitoraggio con acquisizione continua dei dati;
- rilievo condizioni climatiche, ambientali e di livello e velocità di correnti fluviali.

Prerequisiti

L'attivazione di un sistema di ispezione organico, sistematico e condiviso richiede determinati requisiti. Si elencano i principali:

- disponibilità a condividere e a comunicare tempestivamente le informazioni essenziali a tutti i livelli di Autorità e/o Enti e Società di Gestione potenzialmente interessati;
- definizione del sistema di archiviazione informatico e cartaceo, redatto in modo omogeneo, secondo protocolli condivisi tra tutti gli Uffici Tecnici;
- adeguata preparazione del personale di impiegare nelle ispezioni, mediante corsi ad hoc;

disponibilità ad organizzare incontri periodici tra gli ispettori, per riferire brevemente delle attività svolte, ma soprattutto per verificare l'omogeneità dei criteri di giudizio adottati e confrontare i comportamenti e le decisioni assunte in condizioni di criticità assimilabili tra loro.

