

L'analisi degli aspetti più salienti relativi alla durabilità e alla vita residua delle opere esistenti unitamente alla necessità, relativamente al comportamento strutturale, di nuovi o aggiornati idonei modelli fisici al fine di programmare una razionale manutenzione

DURABILITÀ E SICUREZZA RESIDUA DELLE OPERE IN C.A. E C.A.P.

Diego Lorenzo Allaix*
Giuseppe Mancini**
Francesco Tondolo*

L'esame retrospettivo del comportamento in esercizio delle opere in calcestruzzo armato e precompresso costruite negli ultimi decenni evidenzia chiaramente problemi di durabilità delle stesse, che hanno richiesto nel tempo interventi di manutenzione straordinaria sensibilmente onerosi e talora la completa messa fuori servizio, in anticipo rispetto alla vita utile di progetto; tale fenomenologia si è riscontrata in particolare, ma non in modo esclusivo, nelle strutture molto esposte agli agenti aggressivi, quali i ponti.

La presa di coscienza della necessità di fornire durabilità alle opere di nuova costruzione ha comportato un forte incremento degli studi di settore negli ultimi 35 anni, i cui risultati hanno via via permeato le nuove generazioni di codici strutturali, quali il Model Code 90 CEB-FIP [1], la prima e la seconda versione degli Eurocodici sulle opere in calcestruzzo [2-5], le Norme europee sul materiale "calcestruzzo" [6] e le Norme nazionali [7]. Un inquadramento del tutto generale, anche in termini probabilistici, è stato poi raggiunto nel Model Code for Service Life Design [8] che costituirà certamente la base di riferimento per i futuri codici più referenziati.

Nel seguito vengono analizzati gli aspetti più salienti relativi alla durabilità e alla vita residua delle opere esistenti, evidenziando la necessità, per taluni aspetti del comportamento strutturale, di nuovi o aggiornati modelli fisici, idonei a descrivere la risposta meccanica delle strutture soggette ad aggressioni di natura ambientale, onde consentire di valutarne la sicurezza attuale e l'attesa futura evoluzione: ciò potrà permettere ai proprietari delle opere di programmare una razionale attività di manutenzione, stabilendo dei criteri di priorità basati su un fondamento scientifico.

Il comportamento nel tempo delle strutture in c.a.

È ben noto che nel dimensionamento delle strutture in calcestruzzo armato e precompresso occorre prendere in considerazione una quarta dimensione: il tempo. Peraltro, tale variabile riveste un ruolo sostanziale anche nei casi in cui non sono da attendersi fenomeni di degrado del materiale, a causa del particolare comportamento reologico del calcestruzzo.



In ogni caso, ci si deve attendere una evoluzione della sicurezza strutturale nel tempo, nei riguardi dei diversi stati limite da considerare; conseguentemente la durata di vita prevista assume un ruolo fondamentale nella definizione dei livelli prestazionali posti alla base del progetto.

In termini del tutto generali si può affermare che la variazione della sicurezza strutturale nel tempo è determinata dalla variabilità delle azioni e delle resistenze; tale concetto è esemplificato nella ben nota rappresentazione grafica del modello matematico per la valutazione della durata di vita, proposta dall'ISO [9] e riportato in Figura 2.

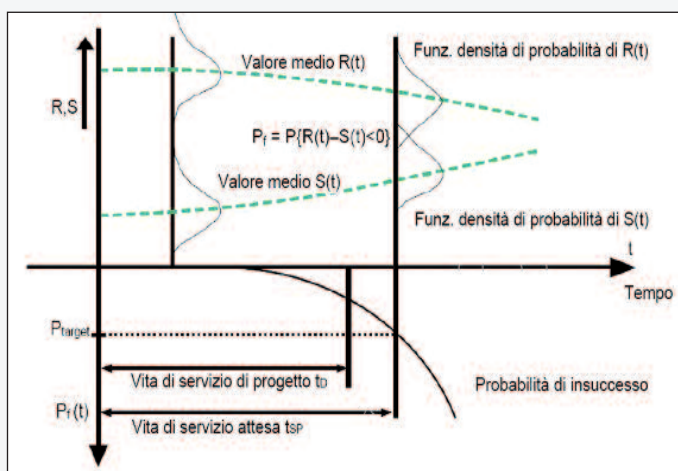


Figura 2 - L'evoluzione nel tempo della sicurezza strutturale

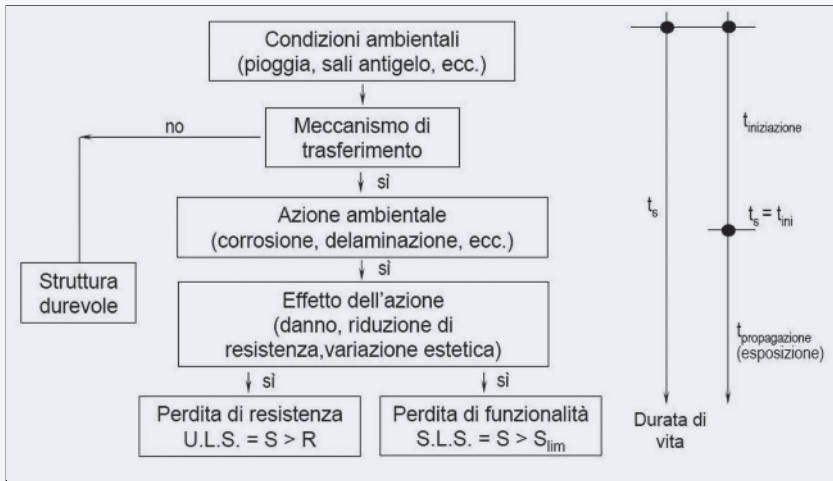


Figura 3 - L'influenza delle azioni ambientali sulla durata di vita

E' evidente che, per effetto della contemporanea riduzione delle resistenze e dell'incremento delle azioni, in un certo istante della vita della struttura la probabilità di insuccesso per uno o più stati limite potrà superare il valore di progetto e quindi l'opera non sarà più in grado di soddisfare i requisiti prestazionali richiesti. Dal lato resistenze, il percorso progettuale di dimensionamento nei riguardi della durata di vita prevista può essere schematicamente rappresentato secondo il flow-chart di Figura 3, anch'esso proveniente dai documenti ISO [9]. In pratica, una volta definite le condizioni ambientali in cui dovrà operare la struttura e riconosciuta la possibilità di innescarsi di un meccanismo di trasferimento al suo interno, occorre identificare l'azione ambientale (corrosione, delaminazione, ecc.) e valutarne gli effetti sulla struttura (danno, riduzione di resistenza, variazione estetica); quindi la durata di vita sarà individuata dal verificarsi di almeno una delle due seguenti disuguaglianze, relative rispettivamente allo stato limite ultimo (ULS) e a quello di esercizio (SLS):

$$ULS = S > R \quad SLS = S > S_{lim} \quad (1)$$

I concetti generali sopra riportati verranno ora applicati a un caso specifico, che riveste un ruolo significativo per la particolare aggressività dell'ambiente in cui vengono a operare le strutture: i ponti autostradali.

La modellazione del traffico pesante per la valutazione di sicurezza dei ponti autostradali

La valutazione della sicurezza di ponti e viadotti esistenti è un argomento di grande interesse ai fini della gestione delle infrastrutture stradali di trasporto. Una struttura esistente potrebbe non soddisfare i requisiti prestazionali di progetto a causa di processi di deterioramento e danneggiamento oppure a causa dell'inadeguatezza attuale delle regole di progettazione utilizzate al tempo della costruzione, sia sul lato delle azioni che su quello delle resistenze.

Se tale condizione si verifica, occorre individuare opportuni interventi di risanamento, quali ad esempio il rinforzo o la sostituzione di una parte o dell'intera struttura oppure la limitazione del traffico pesante. La scelta del tipo di intervento viene effettuata sulla base dell'applicazione dei modelli di carico contenuti nei codici di progettazione odierni; è però ragionevole ritenere che tali modelli di carico siano conservativi per diversi motivi:

- ◆ i modelli di carico sono calibrati in modo da coprire tutti i possibili scenari di traffico che si potrebbero verificare durante la vita di progetto della struttura;

- ◆ i modelli devono essere validi per ponti di tipologia, schema statico e luce diversi;
- ◆ i modelli devono includere una stima dell'incertezza derivante, ad esempio, dalla ridotta dimensione dei dati di traffico a disposizione, dalla variabilità dei carichi sia nel tempo sia nello spazio.

Peraltro, la corretta individuazione delle priorità di intervento lungo un'arteria autostradale richiede delle metodologie affidabili e efficaci. In questo ambito, le metodologie più raffinate si basano su modelli probabilistici aggiornati delle azioni e delle resistenze.

Il traffico veicolare è, in generale, l'azione variabile più significativa tra quelle applicate ai ponti, nei confronti degli stati limite ultimi; di conseguenza, i modelli di carico ricoprono un ruolo fondamentale nella valutazione della sicurezza di una struttura esistente. Il traffico pesante ricopre un ruolo decisivo nella formulazione di tali

modelli. L'incremento del volume di traffico e dei carichi trasmessi alle infrastrutture stradali, nonché la presenza di veicoli carichi oltre i limiti di legge sono quindi valide motivazioni per intraprendere studi sui carichi del traffico e sui loro effetti su ponti e viadotti.

Al fine di stabilire la priorità di intervento lungo un'arteria o una sua tratta, è quindi opportuno realizzare due specifici modelli sulla base di registrazioni dei dati di traffico:

- ◆ il modello dei carichi dei veicoli;
- ◆ il modello del flusso di traffico.

Il primo modello riguarda le proprietà statiche e dinamiche del singolo veicolo da cui dipendono le tensioni e le deformazioni nella struttura. Il secondo modello descrive le caratteristiche generali del flusso dei veicoli, quali l'intensità dei passaggi, la velocità dei veicoli e la loro distanza relativa.

Mediante opportune procedure è possibile descrivere queste grandezze tramite funzioni di distribuzione di probabilità. Una descrizione dettagliata della metodologia applicata nei Paesi Bassi su un database di circa 1.300.000 dati di traffico è contenuta in [10].

La modellazione della resistenza disponibile in presenza di degrado

Nelle strutture in calcestruzzo armato, tra i fenomeni di degrado più comuni possono essere elencati in ordine di crescente aggressività: la corrosione delle barre di armatura indotta da carbonatazione del calcestruzzo di ricoprimento, la corrosione indotta dalla presenza di cloruri, l'effetto di azioni ripetute di gelo e disgelo in assenza di cloruri o con la loro eventuale presenza. Per ciascuna di queste condizioni ambientali, in funzione del grado di danneggiamento raggiunto, è necessario poter modellare il comportamento strutturale; tutto ciò al fine di poter verificare le condizioni di resistenza residue presenti nella struttura nei confronti dei vari stati limite.

In via preliminare, è di primaria importanza effettuare una campionatura in situ sufficientemente estesa per qualificare e quantificare il livello di aggressione, individuando lo stato in cui si trova l'elemento strutturale o l'intero manufatto. Successivamente è necessario monitorare l'eventuale evoluzione nel tempo del fenomeno di degrado, in modo da pervenire a una stima realistica delle condizioni future in cui verrà a trovarsi l'opera. Con riferimento alla condizione attuale e in base alle osservazioni effettuate, si può quindi determinare il livello di danno e lo stato limite di riferimento che verrà raggiunto nel tempo.

Nel caso di corrosione da carbonatazione, si possono distinguere diversi stadi del degrado, quali la depassivazione dell'armatura dovuta

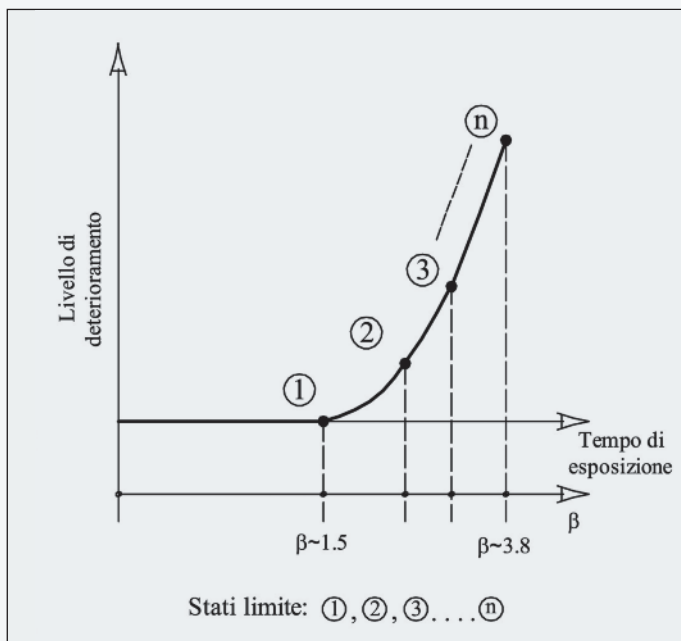
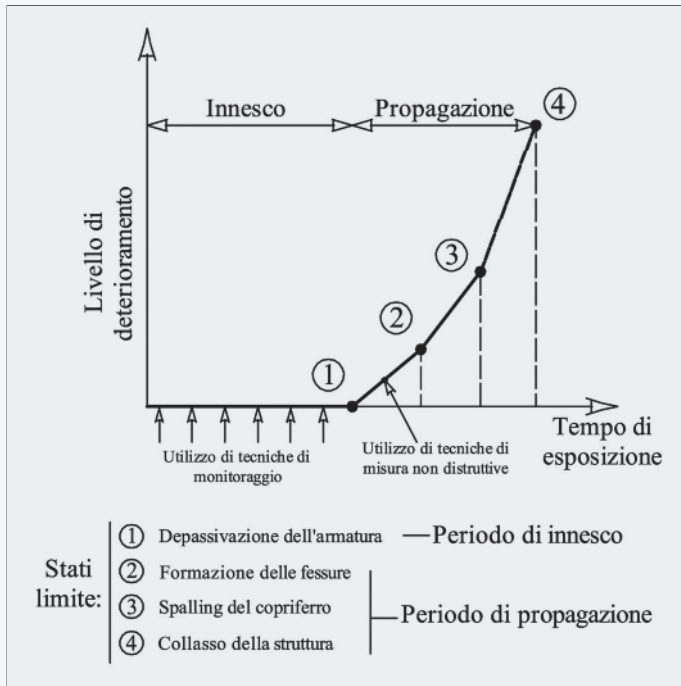


Figure 4A e 4B - Il livello di deterioramento in funzione del A) tempo di esposizione; B) valore dell'indice di sicurezza

alla carbonatazione, la fessurazione superficiale del copriferro dovuta all'espansione degli ossidi che si formano sulla superficie delle barre interne al conglomerato e lo spalling completo del ricoprimento. Il conseguente superamento dello stato limite ultimo può essere dovuto a incipiente collasso per eccessiva riduzione di sezione resistente delle barre di armatura oppure può essere causato dalla perdita di aderenza tra acciaio e calcestruzzo in zone dove tale fenomeno risulta essenziale ai fini dello sviluppo dei meccanismi resistenti. La verifica nei confronti degli stati limite precedentemente elencati può essere condotta mediante metodi completamente probabilistici oppure semi-probabilistici. In ogni caso, in funzione dell'evoluzione del fenomeno di degrado nel tempo è possibile, per ciascuno stato, stimare la durata di vita residua sia in termini di raggiungimento di un valore limite della probabilità di insuccesso sia di valori limite dei coefficienti di sicurezza da garantire, rispettivamente

per i due metodi sopra citati. E' quindi allora possibile programmare gli interventi di risanamento in funzione della sicurezza residua e del livello di rischio accettabile. Con questa procedura si possono dunque individuare dei criteri di priorità in base ai quali programmare gli interventi di ripristino per le opere di un'arteria o per un loro insieme significativo.

Nella Figure 4A e 4B sono schematicamente rappresentate le varie fasi di evoluzione del danno in funzione del tempo e i relativi valori dell'indice β di misura della sicurezza. Durante la vita della struttura si individuano due fasi distinte: un periodo di innesco e un periodo di propagazione. Il passaggio tra le due fasi è determinato dal raggiungimento del primo stato limite quale, ad esempio, la depassivazione del copriferro nel caso di carbonatazione oppure il raggiungimento di un valore di soglia della concentrazione dei cloruri nel conglomerato, in vicinanza delle armature, tale da innescare la corrosione. Il monitoraggio della struttura, nelle zone maggiormente sensibili, contribuisce a definire la velocità di avanzamento durante la prima fase. Successivamente, durante il periodo di propagazione si assiste al raggiungimento e superamento di ulteriori stati limite come conseguenza di un livello di danneggiamento crescente.

In entrambe le fasi è possibile utilizzare metodologie di diagnostica non distruttive per la quantificazione del livello di degrado. Si osservi che, poiché la struttura che raggiunge gli stati di fessurazione e spalling risulta sempre più esposta agli agenti esterni, si ingenera un aumento di pendenza della curva che esprime il livello di deterioramento. Corrispondentemente, si può associare a ogni stato limite, e dunque a ogni valore del coefficiente di sicurezza β quale proposto nei codici di progetto, il relativo livello di degrado. Pertanto valori di β pari a 1,5÷2,0 vengono utilizzati per le verifiche in condizioni di basso deterioramento al fine di garantire il rispetto di stati limite di esercizio; si dovranno invece garantire livelli di β più alti per le verifiche a SLU, quando il deterioramento sarà tale da poter influire in modo sostanziale la capacità portante della struttura. Per la valutazione della sicurezza delle strutture degradate è necessario modellare correttamente i meccanismi resistenti reali che risultano essere influenzati dagli effetti del danneggiamento. Nel caso di corrosione delle armature prodotta dalla carbonatazione del calcestruzzo di ricoprimento o dalla presenza di cloruri, insorgono i seguenti effetti: riduzione della sezione resistente per effetto della trasformazione del materiale ferroso originario in ossidi incoerenti; modifica delle caratteristiche meccaniche dell'armatura in termini di tensione di snervamento e ultima e di deformazione plastica ultima, causata dalla dispersione spaziale del fenomeno corrosivo; riduzione della resistenza in compressione del calcestruzzo per effetto delle tensioni di trazione trasversale indotte dall'incremento di volume, provocato dall'espansione degli ossidi; variazione dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo per interposizione degli ossidi granulari espansivi. La riduzione di diametro è un parametro direttamente osservabile sui manufatti e può essere modellato, specie se la corrosione avviene per causa della carbonatazione, ipotizzando una riduzione omogenea di sezione. Nel caso in cui la riduzione di diametro presenti variabilità sostanziali si può pensare di utilizzare un fattore moltiplicativo che dipende dal tipo di attacco corrosivo quale espresso nella seguente equazione [11]:

$$\phi_t = \phi_0 - \alpha \cdot P_x$$

dove:

Φ_t = dimensione finale del diametro;

Φ_0 = dimensione iniziale del diametro;

P_x = profondità dell'attacco corrosivo;

α = coefficiente che, per corrosione omogenea, è pari a 2, ma può raggiungere un valore di 10 per corrosione da cloruri con evidenti fenomeni di pitting.



Le caratteristiche di resistenza dell'acciaio corroso possono essere descritte con leggi empiriche in funzione del tipo di aggressione subita. Se si suppone di schematizzare il comportamento del materiale come lineare perfettamente plastico, i parametri fondamentali che descrivono le leggi costitutive quali: la tensione di snervamento, la resistenza ultima e la deformazione a rottura vengono modificati in funzione della percentuale di corrosione secondo le seguenti espressioni [12]:

$$f_i = (1.0 - \alpha_i \cdot Q_{corr}) \cdot f_{i,0}$$

$$\varepsilon_u = (1.0 - \alpha_1 \cdot Q_{corr}) \cdot \varepsilon_0$$

$$i = y, u$$

dove:

$f_{y/u}$ = tensione di snervamento/ultima;

ε_u = deformazione ultima;

$f_{y/u,0}$ = tensione di snervamento/ultima iniziale;

ε_0 = deformazione ultima iniziale;

Q_{corr} = percentuale di corrosione;

α = coefficiente che dipende dal tipo di corrosione (naturale o artificiale).

La resistenza del calcestruzzo compresso, in presenza di barre di armatura corrose che attraversano la sezione, viene a essere modificata in quanto la fessurazione generata dall'espansione dei prodotti della corrosione determina una riduzione della resistenza nella direzione ortogonale a quella di prevalente compressione; si perviene quindi a un abbattimento dell'intera curva tensioni-deformazioni [13]. Operativamente, si valuta l'ampiezza di fessura superficiale provocata dalla corrosione delle barre poste in prossimità della superficie dell'elemento strutturale in accordo a [14]:

$$W_{cr} = \sum_i w_{i,corr} = 2 \cdot \pi \cdot X$$

dove:

W_{cr} = dimensione complessiva della fessura a livello superficiale provocata dalla corrosione di una barra;

$w_{i,corr}$ = dimensione della singola fessura provocata dalla corrosione di una barra;

X = profondità dell'attacco corrosivo.

Si calcola dunque la deformazione trasversale indotta dalla fessurazione come rapporto tra la dimensione trasversale finale rapportata a quella iniziale della sezione (Figura 5):

$$\varepsilon_1 = \frac{(b_f - b_0)}{b_0} = \frac{(n_{bars} \cdot W_{cr})}{b_0}$$

dove:

ε_1 = deformazione trasversale;

b_f = dimensione trasversale finale della sezione;

b_0 = dimensione trasversale iniziale della sezione;

n_{bars} = numero di barre che attraversano la sezione.

Utilizzando la legge di Vecchio e Collins [15] per la modifica della resistenza a compressione cilindrica f_c del calcestruzzo in stato biassiale, si può infine valutare la tensione di compressione residua f'_c :

$$f'_c = \frac{f_c}{\left(1 + k \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c0}}\right)}$$

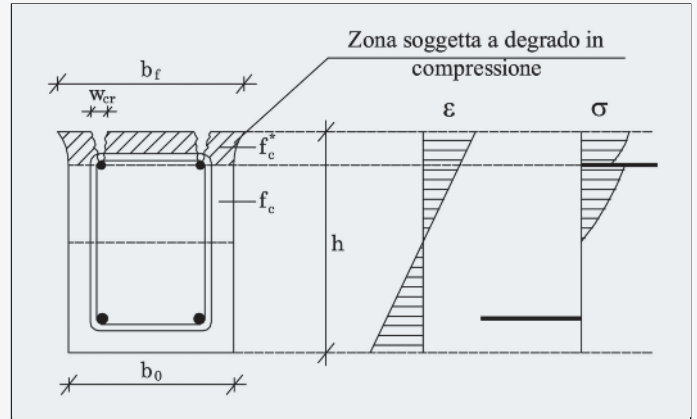


Figura 5 - Il calcestruzzo degradato in compressione

dove:

k = coefficiente pari a 0,1;

ε_{c0} = deformazione di picco.

La legge di aderenza tra acciaio e calcestruzzo viene modificata sostanzialmente dall'interposizione di ossido tra i due materiali. In particolare si assiste a una fase iniziale in cui, per effetto della pressione trasversale prodotta dagli ossidi, i quali hanno un coefficiente di espansione volumetrico che va da 2 a 6, si genera un incremento dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo. Quando la pressione è tale da determinare la fessurazione superficiale, si assiste a una progressiva riduzione dell'aderenza tra i due materiali. Per studiare tale fenomeno, si è analizzato numericamente l'effetto su di un tirante in calcestruzzo armato soggetto a uno sforzo di trazione applicato direttamente alla barra di armatura [16]. Nel modello viene utilizzata la legge di aderenza suggerita dal Model Code [1]. Dall'analisi riportata in Figura 6A, si evidenzia una simmetria delle tensioni nei due materiali e una antimetria per ciò che riguarda gli scorrimenti e le tensioni di aderenza.

Tale modello può simulare la zona tesa di una trave soggetta a momento costante. Invece, nel caso in cui sia presente una variazione di sforzo lungo il tirante (Figure 6B e 6C), tale da simulare la zona tesa di una trave in c.a. in presenza di un momento flettente variabile, si può notare come il punto a scorrimento nullo non sia più collocato nella mezzeria del tirante, ma si sposti verso l'estremo in cui agisce il carico di trazione minore.

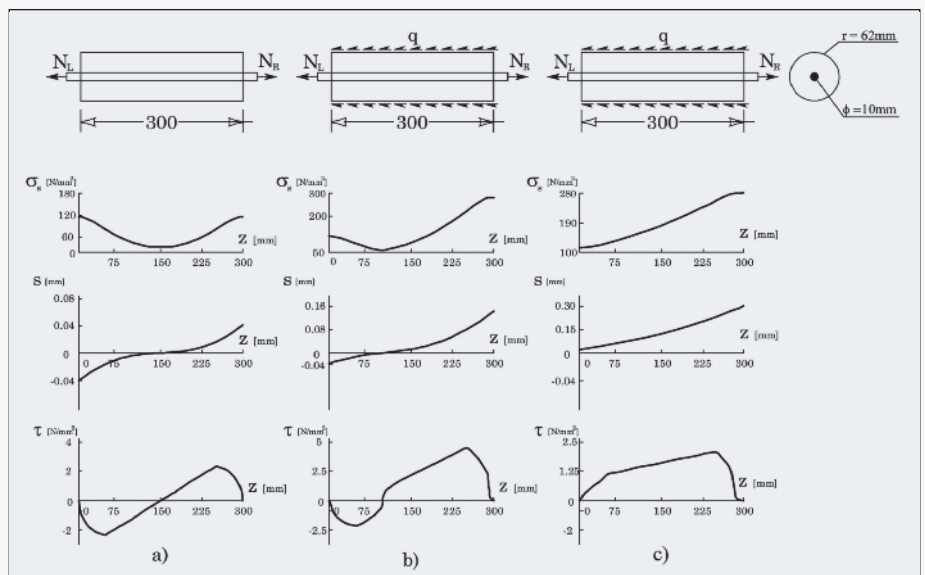


Figure 6A, 6B e 6C - Un esempio di tirante soggetto a sforzo di trazione $N = 9.200 \text{ N}$: A) $q = 0$; B) $q = 43 \text{ N/mm}$; C) $q = 43 \text{ N/mm}$ e aderenza ridotta al 30%; $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$

Quando per effetto della corrosione, l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo si riduce, il punto a scorrimento nullo può risultare esterno alla lunghezza complessiva del tirante e quindi le tensioni di aderenza assumono tutto lo stesso segno. Si evidenzia come in questo caso si manifesti uno spostamento relativo d'insieme tra armatura e calcestruzzo; pertanto la compatibilità delle deformazioni tra i due materiali dovrà essere imposta agli estremi dei blocchi in cui è carente l'aderenza anziché sezione per sezione.

A titolo esemplificativo in Figura 7 è riportato il comportamento meccanico di una zona di struttura analizzata sia in condizione di armatura aderente che completamente disconnessa dal calcestruzzo. Si evidenzia come nel caso di armatura non aderente ci sia una variazione dell'altezza dell'asse neutro e una differente distribuzione delle deformazioni nel calcestruzzo compresso.

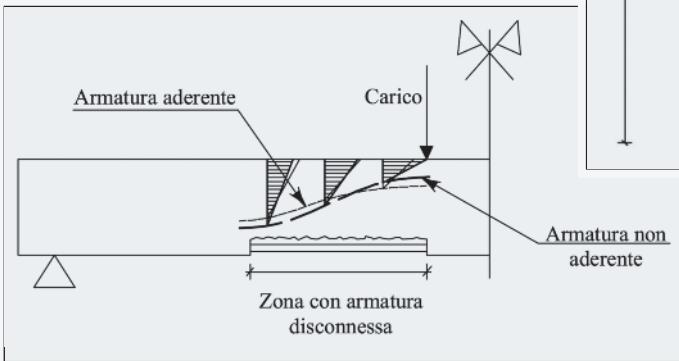


Figura 7 - Il comportamento strutturale con e senza aderenza lungo un tratto di trave a momento variabile

In particolare, in prossimità delle zone in cui agiscono i momenti flettenti più elevati, si assiste a una deformazione in compressione massima del calcestruzzo notevolmente più pronunciata di quanto atteso in caso di perfetta aderenza. La tensione di trazione nell'armatura rimane infatti costante lungo il tratto considerato. In Figura 8 sono rappresentate in dettaglio, per un generico livello di carico, le tensioni che si sviluppano nell'armatura tesa e le deformazioni al lembo compresso del calcestruzzo, nei due schemi di armatura aderente e non aderente. Lo stesso modello può essere utilizzato per valutare la riduzione di capacità portante in colonne in calcestruzzo soggette a presso-

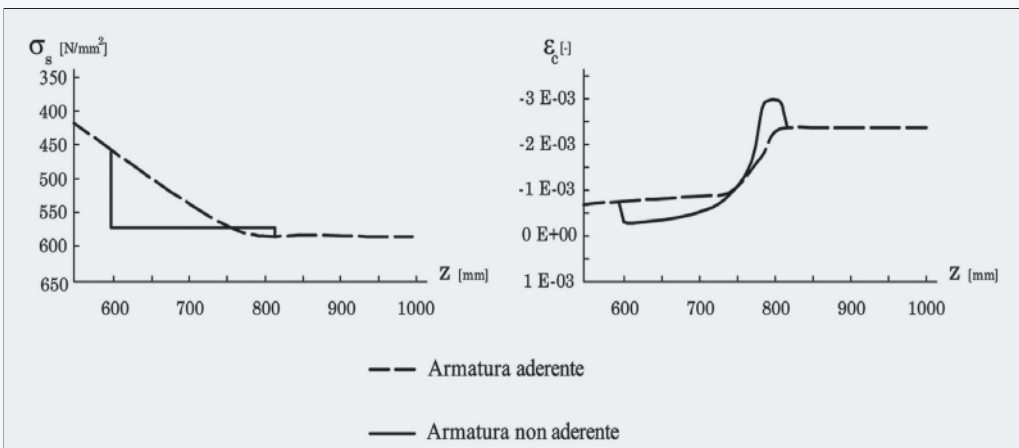


Figura 8 - A) Le tensioni nell'armatura; B) le deformazioni al lembo compresso in una zona con e senza aderenza lungo un tratto di trave a momento variabile

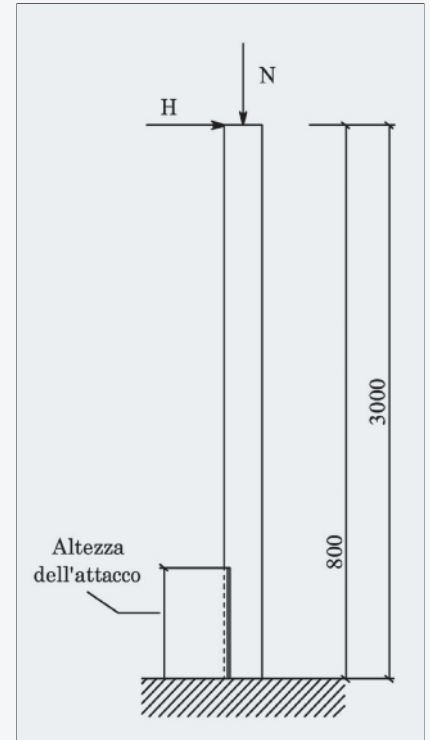
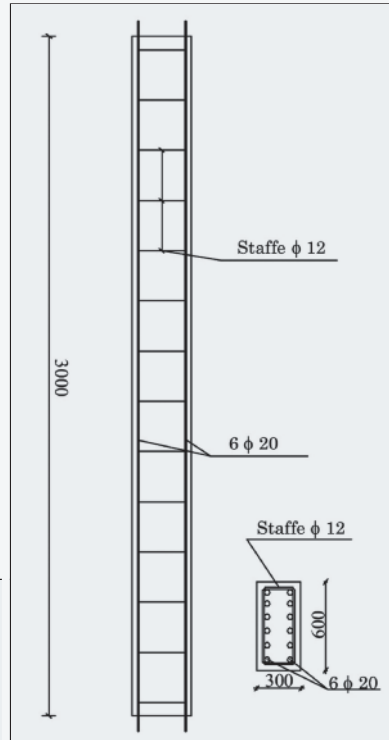


Figure 9A e 9B - Una colonna in c.a. soggetta a carichi con armatura non aderente alla base

Acciaio		Calcestruzzo
Diametro [mm]	f_{yk} [MPa]	f_{ck} [MPa]
20	430	30

flessione, quando alla base, per effetto della corrosione e di ulteriori fenomeni di degrado, una parte dell'armatura tesa risulti disconnessa; questo caso corrisponde al-

la condizione delle pile dei sovrappassi autostradali poste in prossimità della carreggiata e quindi soggette a spruzzi di acqua satura di sali antigelo [17].

In tale contesto, ipotizzando differenti estensioni della zona soggetta a corrosione con perdita totale dell'aderenza (Figura 9), si possono valutare le deformazioni nel calcestruzzo compresso, nell'acciaio teso e le curvature locali per valori crescenti di carico orizzontale H, mantenendo costante il livello di carico verticale N. In Figura 10 sono riportate le simulazioni numeriche relative a questo caso ipotizzando zone

di armatura non aderente estese per 40, 50 e 60 cm dalla base.

Si può osservare come, per garantire la compatibilità delle deformazioni sulla sezione di base, la curvatura del piano di deformazione del calcestruzzo sia molto più pronunciata rispetto al risultato atteso con armatura perfettamente aderente. Ipotizzando delle leggi convenzionali per acciaio e calcestruzzo e limitando la deformazione del calcestruzzo compresso a $3,5 \cdot 10^{-3}$, si può tracciare la curva che rappresenta il carico ultimo dell'elemento strutturale in funzione del-

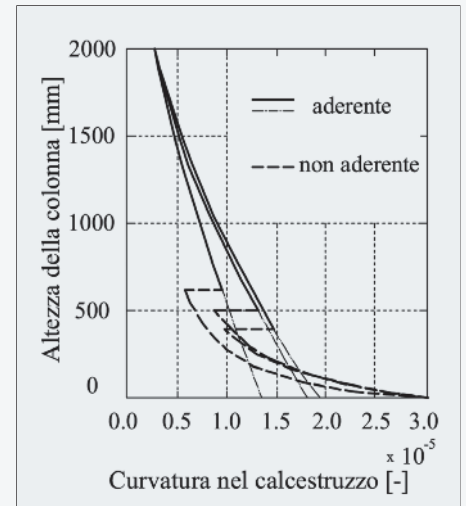
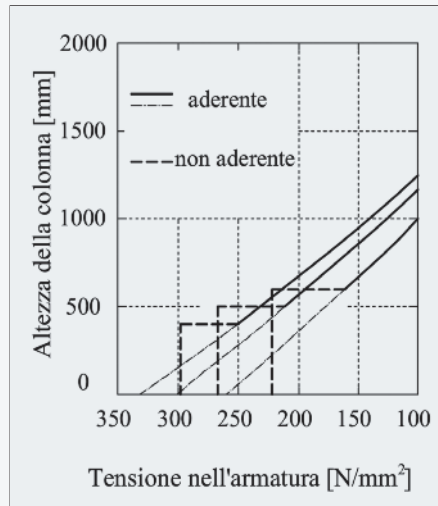
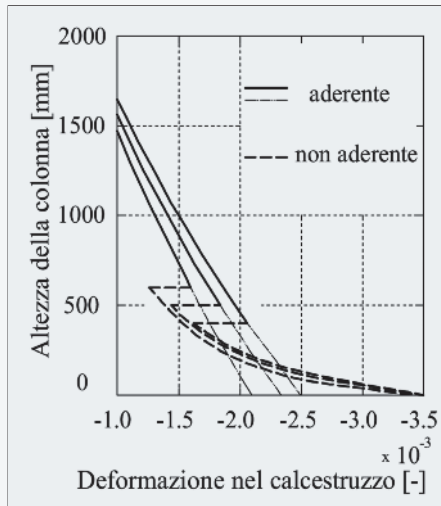


Figure 10A, 10B e 10C - I risultati delle simulazioni numeriche in condizione ultima ($\epsilon_c = -3,5 \cdot 10^{-5}$) per altezze di degrado pari a 40, 50 e 60 cm dalla base

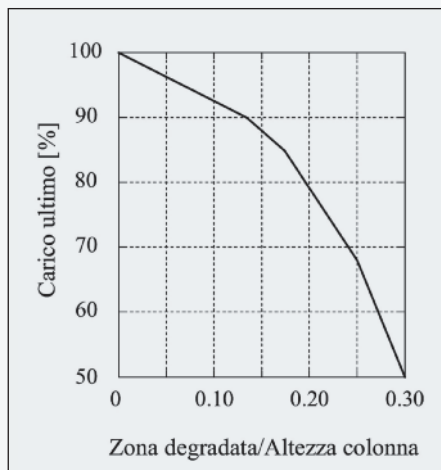


Figure 11 - Il carico ultimo della colonna in funzione dell'altezza della zona degradata

l'altezza della zona disconnessa (Figura 11). Si osserva come tale carico possa ridursi fino al 50% quando l'altezza della zona disconnessa raggiunga un terzo dell'altezza complessiva dell'intera colonna.

Conclusioni

L'impiego di modelli fisici avanzati che tengano conto delle modifiche nel comportamento resi-

stante è di fondamentale importanza per la simulazione delle strutture soggette a degrado; infatti i modelli resistenti generalmente impiegati per strutture integre possono non cogliere le variazioni di comportamento meccanico che intervengono durante la vita di esercizio delle opere, portando a delle valutazioni spesso errate per eccesso delle resistenze residue degli elementi.

Un'ulteriore importante considerazione riguarda la necessità di modificare il Safety Format per la valutazione della sicurezza residua e la riparazione delle strutture esistenti, avvalendosi in modo mirato di strumenti quali: la statistica di campionamento per la descrizione del danneggiamento, l'impiego dei campi aleatori per descrivere matematicamente la variabilità spaziale del danno, l'adozione di nuovi modelli resistenti, che tengano conto degli effettivi meccanismi resistenti in presenza di degrado e infine la conseguente presa in conto di nuove entità e tipologie delle incertezze di modello. Si osserva inoltre che una corretta valutazione della vita residua della struttura non può prescindere dalla presa in conto della variabilità nel tempo delle azioni indotte dal traffico veicolare. ■

* *Assegnista di Ricerca del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino*

** *Professore Ordinario del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino*

BIBLIOGRAFIA

- [1]. Comité Euro-International du Béton, Fédération International du Béton (CEB-FIP), Model Code 90 (final draft), Bulletin 203, Lausanne (CH), Switzerland, 637, 1993.
- [2]. ENV 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Regole generali e regole per gli edifici, 1993.
- [3]. EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Regole generali e regole per gli edifici, 2006.
- [4]. EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Ponti in calcestruzzo, 2006.
- [5]. EN 1992-3: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Strutture di contenimento liquidi, 2006.
- [6]. UNI EN 206-1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità, 2006.
- [7]. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14 Gennaio, 2008.
- [8]. Fib Bulletin n° 34: Model Code for Service Life Design, 2006.
- [9]. ISO/DIS 13823: General Principles on the design of structures for durability, 2006.
- [10]. D.L. Allaix - "Bridge reliability analysis with an up-to-date traffic load model", Tesi di Dottorato, Politecnico di Torino, 2008.
- [11]. J. Rodriguez, L. Ortega, A. Garcia - "Corrosion of reinforcing bars and service life of R/C structures: corrosion and bond deterioration", Proceedings of International Conference on Concrete Across Borders, Vol. 2, 315-326, 1994.
- [12]. J. Cains, G.A. Plizzari, Y. Du, D.W. Law, C. Franzoni - "Mechanical Properties of Corrosion-Damaged Reinforcement", ACI Materials Journal, Vol. 102, n° 4, 256-264, 2005.
- [13]. D. Coronelli, P. Gambarova - "Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modelling Guidelines", Journal of Structural Engineering, Vol. 130, n° 8, 1214-1224, 2004.
- [14]. F.J. Molina, C. Alonso, C. Andrade - "Cover cracking as a function of rebar corrosion", Materials and Structures, Vol. 26, 532-548, 1993.
- [15]. F. Vecchio, M.P. Collins - "The modified compression field theory for reinforced concrete element subjected to shear", Proceedings of ACI, Vol. 83 (2), 219-231, 1986.
- [16]. L.G. Giordano, G. Mancini, F. Tondolo - "Comportamento strutturale di elementi in calcestruzzo armato soggetti a corrosione", Giornate AICAP 4-6 Ottobre 2007, Salerno.
- [17]. G. Bertagnoli, G. Mancini, F. Tondolo - "Modelling R.C. structures in presence of reinforcement corrosion", International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures, 5-6 November 2007, Guimaraes, Portugal.