



## Handling Exceptions in Structural Engineering: Structural Systems, Accidental Scenarios, Design Complexity

Rome, July 8 and 9, 2010 – <http://www.francobontempi.org/handling.php>



SAPIENZA  
UNIVERSITÀ DI ROMA



# Influenza dei fenomeni di degrado sulla modalità di rottura di elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso

G. Gotti, D. Ielmini, P.G. Malerba & L. Sgambi

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Milano, Italia*

**ABSTRACT:** Negli ultimi anni il degrado delle strutture in C.A. e C.A.P. ha assunto un ruolo di primaria importanza. In quest'ottica, gli strumenti analitici atti a prevedere l'evoluzione del fenomeno ammalorante e la sua influenza sul comportamento strutturale assumono un ruolo di primo piano. Difatti, una corretta previsione del comportamento strutturale di strutture ammalorate è fondamentale sia per una proficua pianificazione dei lavori manutentivi, sia per una corretta progettazione di nuove strutture in ambiente aggressivo. Lo scopo del presente lavoro è quello di affinare un modello strutturale ampiamente utilizzato nella passata letteratura tecnica, per permettergli di tener in conto anche della presenza di agenti ammaloranti (anidride carbonica e cloruri). Allo scopo di mostrare l'influenza del degrado sulla modalità di rottura di elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso, si analizzerà, tramite il modello proposto, la risposta non lineare di una trave soggetta a differenti scenari di attacco corrosivo. Si mostrerà come esso può influenzare profondamente sia la risposta non lineare, sia le modalità di rottura della struttura.

## 1 INTRODUZIONE

Dalla seconda metà del ventesimo secolo, il degrado delle strutture in C.A. e C.A.P. divenne uno dei maggiori problemi dell'ingegneria strutturale. A questo riguardo, l'esperienza raccolta negli ultimi decenni mostra che la causa più frequente di degrado delle opere in C.A. e C.A.P. è la corrosione delle armature (Tuutti, 1982; Bertolini et al., 2004). Difatti, i processi corrosivi sono i responsabili di vari fenomeni di degrado strutturale, come: la riduzione dell'area della sezione trasversale delle armature, lo spalling del calcestruzzo, la perdita dell'aderenza acciaio-calcestruzzo, etc. (Saetta, 2005). Tali fenomeni nel tempo portano ad una diminuzione della capacità portante e, in alcuni casi, anche ad una variazione del meccanismo ultimo di collasso della struttura.

Le costruzioni più a rischio di corrosione sono le strutture in C.A.P., come i ponti autostradali sui quali si utilizzano sali antigelo. Il collasso dovuto al degrado di queste opere è solitamente improvviso, senza alcun avviso premonitore e sotto il normale carico di esercizio. Si cita ad esempio, il collasso del ponte di Santo Stefano avvenuto in Italia

(1999), il crollo del Pedestrian Bridge at Lowe's Motor Speedway in North Carolina (2000) e il crollo del Ynys-y-Gwas Bridge nel Galles (1985) (Proverbio et al., 2000; Goins, 2000; Woodward, 1988). Il problema della corrosione nelle strutture in C.A. e C.A.P. è quindi un problema reale e deve pertanto essere considerato con grande attenzione.

Un'accurata previsione del fenomeno della corrosione delle armature richiede una buona conoscenza delle proprietà di trasporto del calcestruzzo e la conoscenza della loro variabilità nel tempo. I processi diffusivi dell'umidità e delle specie aggressive (anidride carbonica, cloruri, solfati, ecc.) dall'ambiente esterno verso l'interno del calcestruzzo, si modificano infatti con il passare del tempo e con la fessurazione causata dai carichi meccanici e ambientali (Boufiza et al., 2003).

In particolare le azioni, come la variazioni di temperatura, i cicli di gelo e disgelo, le reazioni alkali-aggregati, possono portare alla creazione di nuove fessure e/o alla crescita di quelle esistenti che risultano essere vie preferenziali per l'ingresso degli agenti aggressivi e quindi provocano una netta riduzione del tempo di innesco della corrosione (Ve-

sikari, 1988; Breysse, 1997; Vořechovská et al., 2009).

In questo lavoro è proposto un modello numerico che tiene in conto dell'influenza reciproca tra l'evoluzione dello stato fessurativo dovuto all'evoluzione della corrosione dell'armatura ordinaria e ad alta resistenza e la diffusione degli agenti aggressivi. Per raggiungere questo obiettivo, è stato modificato un modello meccanico, ampiamente utilizzato negli anni passati per lo studio del comportamento di strutture in calcestruzzo (Vecchio & Collins, 1988; Vecchio, 1989; Bontempi et al., 1994).

## 2 MODELLAZIONE DEL DEGRADO DEL MATERIALE

### 2.1 Modelli di degrado del calcestruzzo

I fenomeni di degrado possono riguardare sia il calcestruzzo che l'acciaio e dipendono fortemente dai processi attraverso i quali avviene il trasporto dell'acqua e delle specie aggressive come, anidride carbonica, cloruri, solfati, etc., dall'ambiente esterno verso l'interno del calcestruzzo. I processi di degrado non sono istantanei, ma avvengono per passi, col trascorrere del tempo. Numerosi fattori influenzano la cinetica di questi processi di trasporto, ad esempio: il rapporto acqua-cemento, il contenuto di cemento, la percentuale di CO<sub>2</sub> presente nell'aria, la concentrazione superficiale di cloruri, l'umidità, la presenza di fessure, etc. Dal punto di vista strutturale, i principali effetti di tali processi sono la corrosione delle armature ordinarie e dei cavi da precompressione (Tuutti, 1982; Bertolini et al., 2004; Nürnberger, 2002). Appare evidente che una formulazione analitica che tenga conto di tutti gli aspetti legati alla caratteristica multi fisica del problema non è immediata.

Nella vita delle strutture in C.A. si possono individuare due fasi nettamente distinte: un periodo di innesco della corrosione, in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita delle condizioni di passività, cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo che si forma sulle barre di armatura in ambiente alcalino, seguito da un periodo di propagazione, più o meno veloce, dell'attacco (Tuutti, 1982).

Questa distinzione è importante, non solo perché i fenomeni corrosivi si manifestano solo nel secondo periodo, ma anche perché i fattori e le leggi evolutive che intervengono nei due periodi sono diverse. Nonostante la penetrazione dell'anidride carbonica e dei cloruri attraverso il copriferro siano fenomeni molto studiati sperimentalmente, la complessa na-

tura del trasporto degli agenti ammaloranti nel calcestruzzo ha portato all'uso di procedure semplificate.

La cinetica della carbonatazione e della diffusione dei cloruri possono essere descritte, in prima approssimazione, tramite l'utilizzo rispettivamente della prima e della seconda legge di Fick. Tali formulazioni, presenti in letteratura, assumono solitamente che i vari parametri che le descrivono (come ad esempio il coefficiente di carbonatazione e il coefficiente di diffusione) siano costanti nel tempo.

I parametri che regolano i processi di trasporto nel calcestruzzo invece, variano con l'età e il deterioramento causato dai carichi meccanici ed ambientali (Boulfiza et al., 2003). In particolar modo, i carichi meccanici spesso portano alla creazione di nuove fessure e/o alla crescita di quelle esistenti che risultano essere le vie preferenziali per il movimento dell'acqua e il trasporto dei cloruri all'interno della massa di calcestruzzo (Vesikari, 1988). Studi eseguiti al Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (Castel et al., 1999; Vidal et al., 2007; Zhang et al., 2009) confermano quanto già rilevato da Vesikari (1988) ed indicano, nella presenza delle fessure, un'importante causa di riduzione del tempo di innesco della corrosione. Una accurata previsione della durabilità delle strutture in calcestruzzo richiede quindi, una buona conoscenza, delle caratteristiche del calcestruzzo, in particolare della porosità e della presenza di fessure, dei legami che si stabiliscono tra le specie trasportate e i costituenti del calcestruzzo, delle condizioni ambientali localmente presenti alla superficie esterna del calcestruzzo (microclima) e delle loro variazioni nel tempo.

#### 2.1.1 Modello di 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 oltrepassa il valore limite di 11.5, l'armatura di acciaio non è più protetta contro l'ossidazione. Per questa ragione, il punto di pH limite viene definito come punto di depassivazione del calcestruzzo.

Data la natura del fenomeno, la reazione di carbonatazione ha inizio sulla superficie esterna del conglomerato ma nel tempo va ad interessare anche le zone interne. In letteratura sono presenti

modelli di degrado atti a valutare il tempo necessario alla reazione chimica per carbonatare tutto il copriferro. In particolare, l'aumento nel tempo della profondità di corrosione può scriversi come:

$$x(t) = K \cdot t^{1/n} \quad (1)$$

Dove si è indicato con  $x(t)$  lo spessore dello strato carbonatato [mm], con  $K$  il coefficiente di carbonatazione [mm/anno] e con  $t$  il tempo [anni].

Nella maggioranza dei calcestruzzi l'esponente  $n$  vale circa 2 e quindi si ottiene un andamento della penetrazione della carbonatazione di tipo parabolico:

$$x(t) = K \cdot \sqrt{t} \quad (2)$$

In calcestruzzi molto compatti  $n$  è maggiore di 2 per cui la diminuzione nel tempo della velocità di penetrazione è più marcata (Bertolini et al., 2004). La prima manifestazione del degrado in atto è spesso rappresentata da una fessurazione. Le fessure si formano quando all'interno del calcestruzzo si generano sforzi di trazione maggiori della sua resistenza a trazione. Oltre alle sollecitazioni meccaniche dovute direttamente ai carichi applicati alla struttura, gli sforzi di trazione nel calcestruzzo possono essere dovuti anche ad altre cause, come il ritiro, la corrosione delle armature, i cicli di gelo-disgelo, etc. Nelle zone fessurate la penetrazione della carbonatazione è più marcata e può essere valutata dalla seguente relazione (Vesikari, 1988):

$$x(t) = 50 \cdot \sqrt{w} \cdot \sqrt[4]{t} \quad (3)$$

dove  $x$  indica lo spessore dello strato carbonatato [mm],  $w$  è la larghezza della fessura [mm] e  $t$  il tempo [anni].

Si fa notare che, qualunque sia la causa, la fessurazione nel calcestruzzo può avere un piccolo effetto sulla resistenza della struttura, ma un grande effetto sulla penetrazione dell'anidride carbonica. E' evidente che in presenza di fessurazioni il tempo di innesco della corrosione diminuisce drasticamente. Una corretta valutazione numerica della profondità dello strato carbonatato non può quindi prescindere dal comportamento meccanico della struttura.

### 2.1.2 Modello di diffusione dei cloruri

Il tempo necessario perché alla superficie delle armature il tenore dei cloruri raggiunga il valore critico e vi sia l'inizio della corrosione, dipende dalla

loro concentrazione sulla superficie esterna del calcestruzzo, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dallo spessore di copriferro, dalla presenza di fessure e dal tenore critico di cloruri. La penetrazione dei cloruri in un elemento in calcestruzzo armato può perciò essere espressa in funzione della geometria, della posizione, dell'ambiente e della composizione del calcestruzzo. La complessa natura del trasporto dei cloruri nel calcestruzzo e la difficoltà di stimare appropriati valori dei più importanti parametri che governano questo processo porta spesso all'adozione di procedure semplificate.

L'esperienza mostra che, anche in presenza di diversi meccanismi di penetrazione che interagiscono tra loro, si possono prevedere con buona approssimazione i profili di concentrazione dei cloruri nel tempo utilizzando un'equazione formalmente identica a quella che rappresenta la seconda legge di Fick. Il trasporto di cloruri all'interno del calcestruzzo non fessurato, considerato come un materiale poroso, è classicamente modellato come:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D(x,t) \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right] \quad (4)$$

dove  $C$  è la concentrazione dei cloruri,  $D$  è il coefficiente di diffusione,  $x$  è la distanza dalla superficie esterna in cui si vuole misurare la concentrazione dei cloruri [mm] e  $t$  è il tempo [anno]. Il modello assume quindi che il trasporto sia governato da un fenomeno di pura diffusione delle sostanze aggressive nel materiale.

Supponendo che il contenuto superficiale di cloruri  $C_s = C(x=0, t>0)$  e che il coefficiente di diffusione  $D$ , si mantengano costanti nel tempo, la concentrazione di cloruri ad una data profondità  $x$  e ad un istante  $t$  è data da:

$$C(x,t) = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{app} \cdot t}} \right) \right] \quad (5)$$

dove  $D_{app}$  è il coefficiente apparente di diffusione [ $m^2/s$ ] mentre con  $\operatorname{erf}$  si è indicata la Funzione degli errori di Gauss.

Noti  $D_{app}$  e  $C_s$ , è quindi possibile valutare l'evoluzione temporale dei profili di concentrazione dei cloruri nel copriferro e quindi, in particolare, stimare l'istante in cui verrà raggiunto il contenuto critico per l'innesco della corrosione, in corrispondenza alla superficie delle armature.

Il coefficiente apparente di diffusione  $D_{app}$ , generalmente assunto costante nella letteratura tecnica e nelle normative, è però un parametro influenzato da numerosi e complessi fenomeni chimici e fisici, generalmente non costanti ma evolutivi nel tempo. Studi analitici hanno messo in evidenza un comportamento variabile nel tempo di questo parametro, capace di influenzare sensibilmente le stime di penetrazione dei cloruri nel calcestruzzo. Ad esempio Boulfiza et al. (2003), proposero di approssimare l'ingresso degli ioni cloruro all'interno del calcestruzzo fessurato usando sempre la seconda legge di Fick, nella quale però utilizzare un coefficiente di diffusività medio funzione della larghezza di fessura:

$$D_{av} = D_{app} + \frac{w}{S_{m\theta}} \cdot D_{cr} \quad (6)$$

in cui  $D_{app}$  è il coefficiente apparente di diffusione nel calcestruzzo non fessurato [ $m^2/s$ ],  $D_{cr}$  è il coefficiente di diffusione all'interno delle fessure [ $m^2/s$ ],  $w$  è la larghezza di fessura [m] e  $S_{m\theta}$  è la distanza tra le fessure [m]. Il coefficiente di diffusione medio  $D_{av}$  viene quindi definito in modo proporzionale alla larghezza di fessura e inversamente proporzionale alla distanza tra le fessure. Sostituendo all'interno dell'Equazione 5 il coefficiente di diffusione medio, si ottiene:

$$C(x,t) = C_s \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2 \cdot \sqrt{\left( D_{app} + \frac{w}{S_{m\theta}} \cdot D_{cr} \right) \cdot t}} \right) \right] \quad (7)$$

In cui il valore di  $D_{cr}$  è generalmente assunto uguale a  $5 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/s$  (Boulfiza et al., 2003).

Molti studi sono stati eseguiti sui parametri che influenzano l'inizio della corrosione dell'acciaio nel calcestruzzo contenente fessure dovute ai carichi applicati. Come precedentemente evidenziato, queste fessure, rappresentano vie preferenziali per la penetrazione dei cloruri e riducono il periodo di innesco del processo di corrosione (Otsuki et al., 2000). Gli studi eseguiti al laboratorio L.M.D.C. (Tolosa) mostrano che l'influenza delle fessure sul processo corrosivo non è determinante quando la loro larghezza è minore di 0.3 mm (Vidal et al., 2007) anzi, se le dimensioni delle fessure sono modeste, dopo l'innesco dell'attacco corrosivo è possibile che i prodotti di corrosione riescano dapprima a sigillare le fessure, almeno nella zona più

vicina alle armature, e poi anche a ripristinare il film protettivo sulle barre di armatura (Jacobsen et al., 1996; Schiessl et al., 2005).

Per questo motivo, nel presente lavoro, nelle zone della struttura non fessurate o fessurate con una larghezza di fessura minore di 0.3 mm è stato utilizzato il coefficiente apparente di diffusione  $D_{app}$ , mentre nelle zone fessurate con una larghezza di fessura maggiore di 0.3 mm è stato calcolato il coefficiente di diffusività medio  $D_{av}$ , in funzione della larghezza di fessura (Eq. 5).

## 2.2 Modello di corrosione dell'acciaio

Un aspetto delicato della modellazione del processo di degrado è la simulazione della corrosione dell'armatura ordinaria. Quando il fronte di carbonatazione, e/o il contenuto critico di cloruri, hanno raggiunto i ferri d'armatura, se vi è presenza di acqua e ossigeno, ha inizio il fenomeno della corrosione.

La corrosione delle armature porta ad una progressiva riduzione dei margini di sicurezza su cui si fonda la progettazione strutturale. Anzitutto causa la riduzione della sezione resistente delle armature, con conseguente diminuzione della loro capacità di sopportazione dei carichi statici o dinamici. In secondo luogo genera ossidi espansivi (prodotti di corrosione che occupano un volume in genere da 4 a 5 volte maggiore di quello del materiale ferroso da cui provengono) che causano un'ulteriore fessurazione nel calcestruzzo, riducono l'aderenza tra le armature e il calcestruzzo e ne provocano l'espulsione (di solito a partire dagli spigoli) o la delaminazione (Bertolini et al., 2004).

Nel seguito saranno presentati i modelli di corrosione utilizzati in letteratura per modellare la corrosione dell'armatura, diversi per acciaio ordinario e da precompressione. La corrosione sull'armatura ordinaria è solitamente modellata tramite un modello globale, mentre la corrosione sull'acciaio da precompressione viene considerata di tipo localizzato (pitting).

### 2.2.1 Modello di degrado per l'armatura ordinaria

Secondo il modello di degrado delle barre d'armatura proposto in un rapporto RILEM (Sarja e Vesikari, 1996), e usato anche da diversi autori (Frangopol et al., 1997; Enright et al., 1998; Saetta et al., 2005), la riduzione dell'area della sezione resistente delle armature dovuta alla corrosione può essere espressa dalla seguente relazione:

$$A_s(t) = \begin{cases} \frac{N_s \cdot \pi \cdot \phi_0^2}{4} & \text{se } t \leq t_0 \\ \frac{N_s \cdot \pi \cdot [\phi_0 - n \cdot \phi'(t)]^2}{4} & \text{se } t > t_0 \end{cases} \quad (8)$$

dove  $N_s$  è il numero di barre d'armatura,  $\phi_0$  è il diametro iniziale della barra d'armatura,  $\phi'(t)$  la profondità della corrosione nell'armatura [mm],  $t_0$  il tempo di innesco della corrosione [anni] e il coefficiente  $n$  tiene conto della possibilità di un attacco da un solo lato o da due lati dell'armatura.

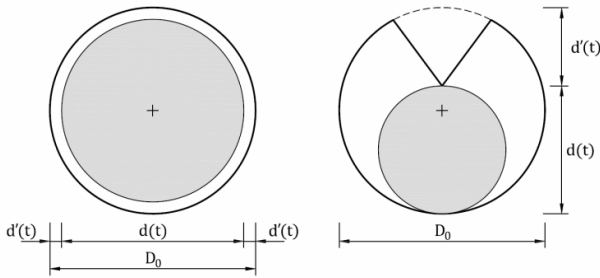


Figura 1 : Geometria della corrosione della barra di armatura: attacco corrosivo uniforme (sinistra), attacco corrosivo da un solo lato (destra).

La riduzione del diametro delle armature corrose,  $\phi'(t)$  al generico istante di tempo  $t$ , può essere stimata utilizzando la legge di Faraday:

$$\phi'(t) = 0.0116 \cdot i_{corr} \cdot (t - t_0) \quad (9)$$

in cui la costante 0.0116 è un fattore di conversione per passare da  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  a  $\mu\text{m}/\text{anno}$ . La legge di Faraday indica che la velocità di corrosione di  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  corrisponde, nel caso dell'acciaio, ad una perdita di diametro pari a circa  $11,6 \mu\text{m}/\text{anno}$ . Il diametro della barra d'armatura in funzione del tempo  $\phi(t)$  può essere stimata come:

$$\phi(t) = \phi_0 - n \cdot \phi'(t) \quad (10)$$

La diminuzione del diametro della sezione trasversale dell'acciaio dovuta alla corrosione, in base al modello proposto, è caratterizzata quindi da un andamento lineare nel tempo.

La velocità di corrosione  $i_{corr}$  dipende fortemente dalle condizioni ambientali (ad esempio, umidità relativa, temperatura, etc.), dal tipo di attacco chimico-fisico (ad esempio, carbonatazione, cloruro, solfato, etc.), dalle caratteristiche del calcestruzzo

e dell'acciaio, e dall'apertura delle fessure. Alcuni valori tipici della velocità di corrosione possono essere trovati in letteratura. Ad esempio diversi valori sono riportati in RILEM Report 14 (Sarja e Vesikari, 1996).

Vale la pena notare che il modello di corrosione dell'armatura non influisce sul modulo elastico, ma, come precedentemente dichiarato, corrisponde ad una diminuzione dell'effettiva area resistente.

Il modello utilizzato ipotizza che vi sia perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo, anche durante la riduzione dell'area  $A_s(t)$ .

### 2.2.2 Modello di degrado per l'armatura da precompressione

I problemi dovuti alla corrosione delle strutture in C.A.P. non sono ben documentati come per le strutture in C.A.. Una tipica caratteristica del degrado delle strutture esposte ad ambienti contenenti cloruri è un attacco corrosivo per pitting delle armature.

Poiché i cavi da precompressione sono piccoli rispetto alla sezione di calcestruzzo e sono soggetti ad elevati valori tensionali, una riduzione dell'area trasversale dell'acciaio, anche modesta, può provocare una brusca rottura con catastrofiche conseguenze. Per di più, a differenza degli acciai convenzionali, gli acciai da precompressione possono manifestare altre forme di corrosione come la corrosione sotto sforzo, l'ingravidimento da idrogeno, la corrosione sotto fatica e la corrosione per sfregamento (Nürnberg, 2002).

Nel caso di corrosione per pitting, la profondità massima di avanzamento raggiunta da una corrosione localizzata in una barra d'armatura  $p_{max}$ , normalmente è più grande di quella che si avrebbe nel caso di corrosione generalizzata  $p_{av} = \phi'(t)$ . E' quindi possibile definire il fattore di pitting come:

$$R = \frac{p_{max}}{p_{av}} > 1 \quad (11)$$

In letteratura sono riportate diverse indicazioni per individuare il valore del parametro  $R$  la cui stima risulta tuttavia molto incerta. Secondo Gonzalez et al. (1995) questo parametro varia da 4 ad 8, mentre secondo Darmawan e Stewart (2007) il valore varia tra 8 e 11. Questi valori sono in buon accordo con quanto osservato da Tuutti (1982), il quale suggerisce valori da 4 a 10. Inoltre, gli attacchi localizzati di limitata estensione, che si configurano come veri e propri crateri (pit), possono avere forme geometriche differenti. Ciò premesso, per sem-

plicità viene generalmente assunta una forma emisferica di attacco, proposta da Val et al. (1998). La profondità di attacco al tempo  $t$  può essere valutata come:

$$p(t) = \phi'(t) \cdot R \quad (12)$$

Per la valutazione dell'area effettiva di una barra soggetta a corrosione localizzata, si assume valido il modello la cui geometria è descritta in Figura 2.

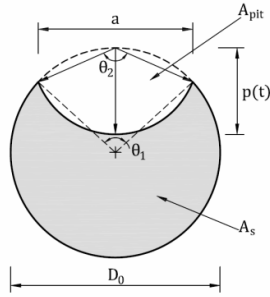


Figura 2 : Geometria della corrosione localizzata della barra di armatura da precompresso (Adattato da Val et al., 1998).

Attraverso relazioni geometriche è possibile ottenere quanto segue:

$$a(t) = 2 \cdot p(t) \cdot \sqrt{1 - \left[ \frac{p(t)}{\phi_0} \right]^2} \quad (13)$$

$$\theta_1(t) = 2 \cdot \arcsin \left[ \frac{a(t)}{\phi_0} \right] \quad (14)$$

$$\theta_2(t) = 2 \cdot \arcsin \left[ \frac{a(t)}{2 \cdot p(t)} \right] \quad (15)$$

$$A_1(t) = 0.5 \cdot \left[ \theta_1(t) \cdot \left( \frac{\phi_0}{2} \right)^2 - a(t) \cdot \left[ \frac{\phi_0}{2} - \frac{p(t)}{\phi_0} \right] \right] \quad (16)$$

$$A_2(t) = 0.5 \cdot \left[ \theta_2(t) \cdot p(t)^2 - a(t) \cdot \frac{p(t)}{\phi_0} \right] \quad (17)$$

$$A_{\text{pit}}(t) = \begin{cases} A_1 + A_2 & \text{se } p(t) \leq \frac{\phi_0}{2} \\ \frac{\pi \cdot \phi_0^2}{4} - A_1 + A_2 & \text{se } \frac{\phi_0}{2} < p(t) \leq \phi_0 \\ \frac{\pi \cdot \phi_0^2}{4} & \text{se } p(t) > \phi_0 \end{cases} \quad (18)$$

$$A_s(t) = \frac{\pi \cdot \phi_0^2}{4} - A_{\text{pit}}(t) \quad (19)$$

Nel presente studio, dato che la perdita di aderenza nell'intorno dell'attacco corrosivo localizzato ha una bassa influenza sulla resistenza strutturale (Val et al., 1998), non è stata tenuta in conto. Si è inoltre assunto che le caratteristiche meccaniche dell'acciaio (modulo elastico, sforzo di snervamento e di rottura) non cambino con l'avanzare del fenomeno corrosivo.

### 3 FORMULAZIONE NUMERICA

Per le analisi di degrado delle strutture è stato utilizzato un modello ad elementi finiti bidimensionali non lineare, con una formulazione secante negli spostamenti. Il legame nonlineare del calcestruzzo è basato sulla formulazione espressa nella Modified Compression Field Theory (Vecchio & Collins 1988, Vecchio 1989) modificata per tener in conto i fenomeni di degrado.

Il modello numerico considera: 1) il degrado delle caratteristiche del calcestruzzo dovuto ai carichi meccanici applicati, i quali causano non-linearità nelle leggi costitutive; 2) l'effetto della corrosione delle barre d'armatura, con conseguente riduzione della sezione trasversale; 3) la dipendenza della velocità di corrosione dall'entità delle fessurazioni presenti.

In particolare, per modellare il terzo punto del precedente elenco, bisogna considerare che le proprietà del sistema cambiano nel tempo (progressiva corrosione delle armature) e di conseguenza anche il quadro fessurativo muterà con la creazione di nuove fessure e/o la crescita di quelle esistenti. Nel modello proposto, le proprietà che cambiano nel tempo a causa dei fenomeni di degrado sono solo proprietà di tipo geometrico: l'area delle armature ordinarie e l'area delle armature ad alta resistenza.

Il quadro fessurativo della struttura si ottiene tramite il modello MCFT, ed è dovuto ai soli carichi applicati. Non si considerano, in questa sede, fessure causate da ritiro, da ossidi espansivi frutto della corrosione, da cicli di gelo-disgelo, ecc.

Al fine di poter rappresentare correttamente l'evoluzione temporale dei fenomeni diffusivi degli agenti aggressivi in funzione del quadro fessurativo, le relazioni proposte per modellare i processi diffusivi e la corrosione delle armature ordinarie e precomprese devono essere definite in forma incrementale. Tenendo conto delle relazioni precedentemente esposte e sviluppando in serie sul tempo, è possibile ottenere le relazioni:

$$x(t + \Delta t) = x(t) + \frac{dx(t)}{dt} \Delta t + o(t^2) =$$

$$x(t) + \left( \frac{25 \cdot w'(t) \cdot \sqrt{E}}{\sqrt{w(t)}} + \frac{25}{z} \cdot \frac{\sqrt{w(t)}}{\sqrt{z^2}} \right) \cdot \Delta t + o(t^2)$$

(20)

$$C(x, t + \Delta t) = C(x, t) + \frac{dC(x, t)}{dt} \cdot \Delta t + o(t^2) =$$

$$= C(x, t) + C_0 \cdot \frac{z}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{-\left( \frac{x}{z \sqrt{\left( D_{app} + \frac{W(t)}{S_{m\delta}} \right) D_{cr}}} \right)^2} \cdot$$

$$\frac{\left( D_{cr} \cdot w'(t) \cdot t + D_{cr} \cdot w(t) + D_{app} \cdot S_{m\delta} \right) \cdot x}{4 \cdot z \cdot \left( D_{cr} \cdot w'(t) + D_{app} \cdot S_{m\delta} \right) \cdot \sqrt{\left( D_{app} + \frac{W(t)}{S_{m\delta}} \right) \cdot D_{cr}}} \cdot \Delta t + o(t^2)$$

(21)

In cui il contributo della derivata prima  $w'(t)$ , di difficile valutazione, può essere trascurato senza commettere gravi errori.

Il modello proposto consente, con un numero ridotto di parametri, i cui valori possono essere desunti dall'esperienza, di prevedere con ragionevole affidabilità i profili di penetrazione dell'anidride carbonica e dei cloruri, l'andamento della corrosione e l'evoluzione della fessurazione lungo lo sviluppo della trave. Ovviamente il valore della stima ottenuta con questo metodo è da considerarsi come una previsione statistica, tanto più affidabile quanto più realistici sono i valori introdotti.

#### 4 ANALISI DI TRAVI IN C.A.P. SOGGETTE A DEGRADO

La corrosione in strutture realizzate in C.A.P. è un fenomeno che recentemente ha assunto un interesse sempre maggiore, in relazione al fatto che i cedimenti strutturali dovuti a questo fenomeno, si presentano sempre come improvvisi e accompagnati da grande fragilità.

La maggior parte dei problemi dovuti alla corrosione è causata dall'acqua che filtra attraverso le fessure del calcestruzzo oppure attraverso zone vulnerabili come giunti o ancoraggi. Tali attacchi corrosivi possono essere causati, per esempio, dalla penetrazione di cloruri.

Al riguardo è importante sottolineare che i cedimenti degli acciai da precompressione si verificano soltanto se sono presenti difetti al momento della loro messa in opera, oppure, se la loro protezione, dalla messa in opera fino al grouting, è stata inadeguata o se quella definitiva è risultata insufficiente o è venuta meno nel tempo (Pedferri et al., 2000).

L'assenza, ad esempio, della boiaccia protettiva in alcune parti della guaina può portare ad un attacco corrosivo. La corrosione dei cavi da precompressione è normalmente causata da un attacco localizzato per pitting. L'acqua contenente i sali antigelo, penetra attraverso i giunti fino all'interno delle guaine, innescando la corrosione dei cavi. Dopo un certo periodo di tempo, i fili utilizzati per realizzare i cavi tendono a rompersi improvvisamente, senza che la loro sezione trasversale sia diminuita significativamente.

Si nota che la mancanza di un adeguato sistema di smaltimento delle acque sino a terra e la presenza dei giunti, permettono l'infiltrazione ed il ristagno dell'acqua o delle soluzioni contenenti i sali antigelo alla testa delle colonne e negli ancoraggi delle travi. È essenziale, quindi, che il sistema di smaltimento delle acque di un ponte funzioni efficientemente, per convogliare l'acqua fino a terra.

Con riferimento al degrado della travi da ponte, si analizzerà come la posizione di un attacco corrosivo localizzato possa influire sul meccanismo di rottura di una trave in calcestruzzo armato precompresso (Coronelli et al., 2009). Per tale scopo, si analizza numericamente la trave denominata RI 5 di cui si conoscono le caratteristiche meccaniche e la risposta non lineare per via sperimentale (Radogna, 1965). La risposta di tale trave viene investigata numericamente considerando la stessa sottoposta ad un attacco localizzato per pitting nel cavo di armatura da precompressione, dovuto a penetrazione dei cloruri.

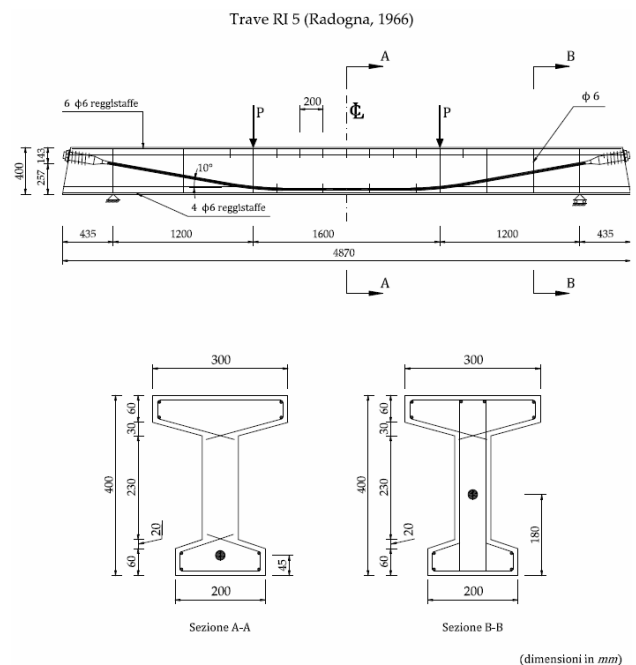


Figura 3 : Geometria della trave RI 5.

(dimensioni in mm)

Si assume inoltre un attacco diffuso per penetrazione della carbonatazione, nelle armature ordinarie, su tutto il resto della trave.

Allo scopo di rendere lo studio più completo, sono stati indagati tre scenari corrosivi per pitting:

- Scenario corrosivo numero 1: Attacco localizzato nelle vicinanze dell'appoggio;
- Scenario corrosivo numero 2: Attacco localizzato nella luce di taglio;
- Scenario corrosivo numero 3: Attacco localizzato in mezzera.

Il pitting è un attacco localizzato penetrante, di limitata estensione, che si configura come un cratere (pit), circondato da zone non corrosive. Per modellare il disturbo che il pitting causa nelle zone del cavo di precompressione adiacenti e non corrosive, la velocità di corrosione nella zona interessata dal fenomeno è scalata sulla base di una funzione Gaussiana.

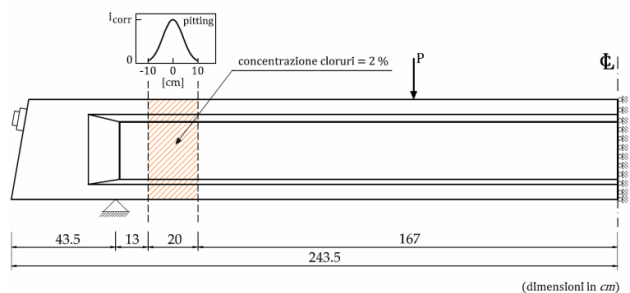


Figura 4 : Modellazione dell'attacco da cloruri secondo una distribuzione Gaussiana.

Questa distribuzione di velocità di corrosione permette di rappresentare al meglio il carattere di localizzazione del pitting negli elementi embedded, rappresentanti i cavi di precompressione all'interno del modello numerico. Tale funzione ha la seguente forma:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma^2}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2 \cdot \sigma^2}} \quad (22)$$

Dove si è indicato con  $\mu$  la media dei valori, assunta nulla e con  $\mu^2$  la varianza, assunta pari a 0.16, in modo da avere un valore di picco unitario.

Come dalle prove sperimentali reperibili in letteratura (Radogna, 1965) la trave è stata caricata con un carico costante, pari al 60% di quello a rottura, in modo da simulare il valore dei carichi accidentali che si avrebbero su una analoga trave da ponte.

La concentrazione superficiale dei cloruri è stata fissata al 2%, mentre la concentrazione critica a livello delle armature è definita allo 0.5% in peso ri-

spetto al cemento; una sintesi dei parametri di diffusione e corrosione è riportata in Tabella 1.

$K [m/\sqrt{\text{anno}}]$	$D_{ce} [mm^2/\text{anno}]$	$D_{cr} [mm^2/\text{anno}]$	$i_{\text{corr}} [mm/\text{anno}]$ (carbonatazione)	$i_{\text{corr}} [mm/\text{anno}]$ (cloruri)
8	$1.6 \cdot 10^{14}$	$3.2 \cdot 10^{11}$	0.05	0.122

Tabella 1 : Parametri di diffusione e corrosione considerati.

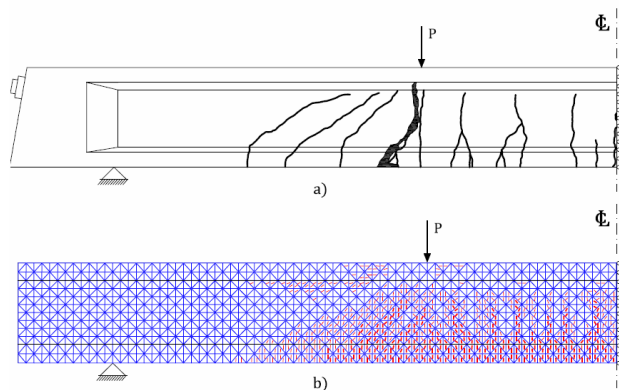


Figura 5 : Modalità di rottura sperimentale e riproduzione numerica per la trave non soggetta ad attacco localizzato.

La Figura 5 mostra invece il meccanismo di rottura evidenziato dalle prove sperimentali sulla trave non degradata, confrontato con l'analogo meccanismo ottenuto per mezzo dell'analisi numerica. Si Descrivono ora le analisi riguardanti i tre scenari di attacco localizzato studiati.

#### 4.1 Scenario corrosivo numero 1

In questo scenario il tratto interessato dall'attacco localizzato inizia a circa 13 cm dall'appoggio e si estende per ulteriori 20 cm.

Nella Figura 6 viene proposto il quadro fessurativo che si ottiene durante l'ultimo passo temporale di analisi prima del collasso. Sono stati evidenziati gli andamenti delle fessure ed i valori degli scorrimenti tangenziali  $\gamma_{xy}$ .

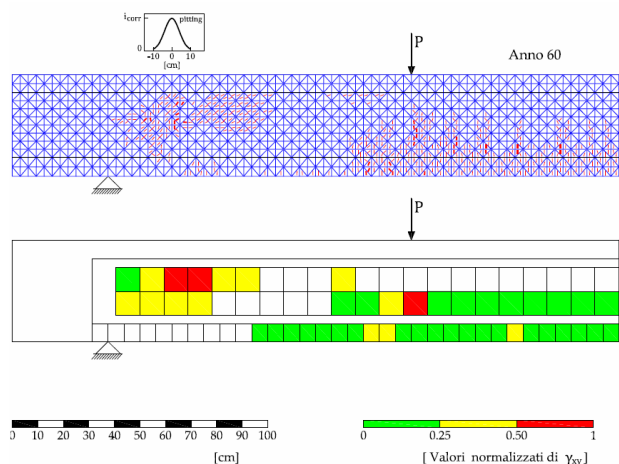


Figura 6 : Modalità di rottura della trave soggetta ad attacco localizzato da cloruri secondo lo scenario 1.



In Figura 9 si riportano anche i diagrammi dell'evoluzione dell'abbassamento in mezzeria, e della riduzione dell'area del cavo dovuta a pitting, in funzione del tempo.

Come si può notare, il tempo necessario all'innesco della corrosione del cavo ha una durata di 24 anni. Dal 25esimo anno l'area del cavo inizia a diminuire, fino al raggiungimento del 35esimo anno, in cui il cavo di precompressione si rompe. L'abbassamento in mezzeria inizia ad aumentare dal quinto anno a causa della corrosione delle armature lente. Tuttavia, questo non risente della rottura del cavo al 35esimo anno e nei successivi anni lo spostamento tende a stabilizzarsi fino a che non si giunge alla completa corrosione di tutta l'armatura ordinaria, che avviene intorno al 60esimo anno. A livello di deformazioni tangenziali non si nota un grande cambiamento dovuto alla rottura del cavo. Anche dal quadro fessurativo non si osserva la nascita di nessun nuovo meccanismo di collasso. Si può concludere che per attacchi localizzati che avvengono in prossimità dell'appoggio, non si hanno fenomeni critici di collasso fragile della trave.

#### 4.2 Scenario corrosivo numero 2

In questo secondo scenario, il tratto interessato dall'attacco localizzato inizia a circa 53 cm dall'appoggio e si estende per ulteriori 20 cm.

Come per il caso precedente, in Figura 7, viene proposto il quadro fessurativo che si ottiene poco prima del collasso della struttura.

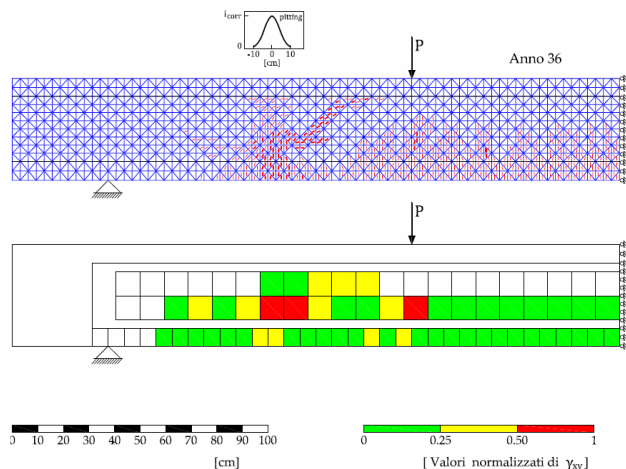


Figura 7 : Modalità di rottura della trave soggetta ad attacco localizzato da cloruri secondo lo scenario 2.

Anche in questo secondo scenario, il tempo di innesco della corrosione risulta essere di 24 anni. Al 25esimo anno l'area del cavo inizia a diminuire, sino al raggiungimento del 35esimo anno, quando il cavo si rompe. L'abbassamento in mezzeria ini-

zia dal quinto anno per la corrosione delle armature lente. Al raggiungimento del 35esimo anno, con il verificarsi della rottura nel cavo di precompressione, lo spostamento diverge e la trave cede in modo improvviso per mancanza di equilibrio, con un meccanismo di rottura diverso da quello flessionale, per cui era stata originariamente progettata. Difatti, il nuovo meccanismo di rottura avviene nella luce di taglio ed è associato ad alte deformazioni tangenziali, come testimoniano i valori degli scorrimenti  $\gamma_{xy}$  (Figura 7). Questo meccanismo viene anche evidenziato dal quadro fessurativo, con la nascita di fessure inclinate di  $45^\circ$  proprio nella luce di taglio.

#### 4.3 Scenario corrosivo numero 3

Il tratto interessato dall'attacco interessa i 15 cm di trave prima della mezzeria e 15 cm dopo la mezzeria.

In questo caso il tempo di innesco per la corrosione del cavo ha una durata di 8 anni (Figura 9). Dal nono anno l'area del cavo inizia a diminuire, fino al raggiungimento del 17esimo anno, dove il cavo si rompe. L'abbassamento in mezzeria a causa della corrosione delle armature lente inizia dal quinto anno. Al nono anno si ha un marcato aumento dell'abbassamento a causa dell'inizio della corrosione sul cavo di precompressione, e al raggiungimento del 18esimo anno si verifica la rottura del cavo e la trave cede per mancanza di equilibrio, con un meccanismo di rottura che si mantiene uguale a quello flessionale per cui era stata originariamente progettata.

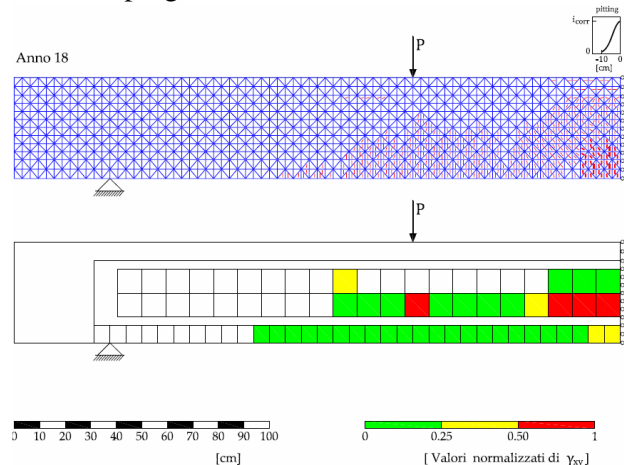


Figura 8 : Modalità di rottura della trave soggetta ad attacco localizzato da cloruri secondo lo scenario 3.

Questo risultato è confermato dall'andamento delle deformazioni tangenziali che si mantengono alte solo nella zona a momento costante e dall'andamento del quadro fessurativo, nel quale si

notano solo ampie fessure verticali nella zona di mezzeria.

#### 4.4 Curve di confronto tra i tre scenari

In Figura 9 vengono riassunti gli andamenti nel tempo della variazione di area trasversale del cavo di precompressione e l'abbassamento in mezzeria per gli scenari di degrado analizzati.

Come si può notare, la trave raggiunge più velocemente il collasso quando l'attacco è localizzato in mezzeria (18esimo anno) mentre quando l'attacco è localizzato all'appoggio o nella luce di taglio il collasso sopraggiunge solamente dopo 35 anni. Inoltre, il tempo di innesco della corrosione quando l'attacco è localizzato in vicinanza della mezzeria della trave, risulta sensibilmente inferiore agli altri due scenari (8 anni contro 24 anni).

Tale comportamento è attribuibile alla presenza di fessurazioni per flessione già presenti in mezzeria (dovute ai carichi) al momento in cui si verifica l'attacco localizzato. Tale fessurazioni, accelerano il processo di degrado dell'armatura rispetto agli altri scenari in cui l'attacco avviene in zone non ancora fessurate.

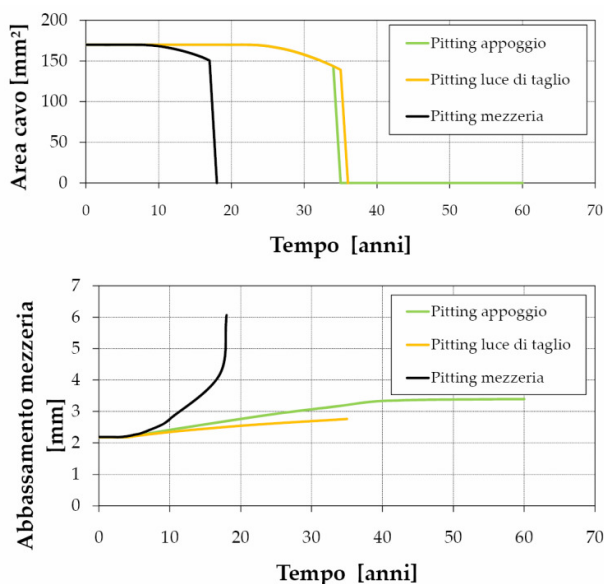


Figura 9: Confronto tra le aree del cavo di precompressione e l'abbassamento in mezzeria tra i vari scenari corrosivi.

Risulta inoltre importante il confronto tra le modalità di collasso della trave (Figure 6 – 8). La trave analizzata è stata dimensionata difatti per possedere un meccanismo di collasso flessionale. Quanto riportato in Figura 7 con la formazione a collasso di una notevole banda di scorrimento a taglio è a testimonianza che anche il meccanismo di collasso di una struttura può essere influenzato dal degrado strutturale.

## CONCLUSIONI

In questo lavoro si è costruito un modello matematico in grado di accoppiare il fenomeno della corrosione per carbonatazione e per cloruri, con la fessurazione meccanica dovuta ai carichi. Scopo del lavoro, oltre all'approfondimento di tematiche che trovano grande interesse nella moderna ingegneria civile, è stato di dimostrare l'importanza di una corretta valutazione del degrado nella definizione del comportamento non lineare di una struttura.

Dopo aver descritto le leggi matematiche che governano il modello e le loro interazioni, si è approfondito lo studio del comportamento di una trave in C.A.P. soggetta a degrado per cloruri e carbonatazione. La trave, il cui comportamento sperimentale è reperibile in letteratura nella versione non degradata, è stata sottoposta a tre differenti scenari di attacco. Dalle analisi effettuate si evince che il modello è in grado di cogliere l'accoppiamento del fenomeno di fessurazione meccanica con la velocità di corrosione delle barre di armatura.

L'analisi della struttura in oggetto, porta alla dimostrazione dell'elevata influenza del degrado sul comportamento non lineare della struttura, in particolare modo sulla modalità di rottura. A seconda di dove si verifica un attacco corrosivo, la medesima struttura può difatti collassare con un meccanismo di flessione (Figura 6 e Figura 8) oppure per un meccanismo di taglio (Figura 7). Tali risultati attestano l'importanza di una corretta analisi strutturale lungo l'intero ciclo di vita dell'opera. Analisi che non può più prescindere dalle caratteristiche ambientali del luogo ove la struttura deve essere posta.

## REFERENCES

- [1] ACI committee 222 (1985), "Corrosion of Metal in Concrete", Journal Proceedings, Vol. 82(1), pp. 3-32.
- [2] AICAP (2006), La corrosione nel calcestruzzo: Fenomenologia, prevenzione, diagnosi, rimedi, Seconda Edizione, Pubblicamento, Roma.
- [3] Akgül F. and Frangopol D.M. (2004), "Lifetime Performance Analysis of Existing Prestressed Concrete Bridge Superstructures", Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 12, pp. 1889-1903.
- [4] Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Dakhil F.H. and Rasheeduzzafar (1996), "Effect of Reinforcement Corrosion on Flexural Behavior of Concrete Slabs", Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 8, No. 3, pp. 123-127.
- [5] Bertolini L. e Pedeferrri P. (2000), La Durabilità del Calcestruzzo Armato, McGraw-Hill, Milano, Italia
- [6] Bertolini L., Elsener B., Pedeferrri P. and Polder R.P. (2004), Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair, WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim.

- [7] Bontempi F., Malerba P.G., Romano L. 1994. Il modello M.C.F.T. nell'analisi per elementi finiti di strutture piane in C.A., Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in Cemento Armato "Fratelli Pestenti", Vol. 16, pp. 173-207.
- [8] Boulfiza M., Sakai K., Banthia N. and Yoshida H. (2003), "Prediction of Chloride Ions Ingress in Un-cracked and Cracked Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol. 100, No. 1, pp. 38-48.
- [9] Breysse D. (1997), "Transport of Fluids in Cracked Media, Penetration and Permeability of Concrete", in: H. W. Reinhardt (Ed.), *RILEM Report 16: Penetration and Permeability of Concrete*, pp. 123-153.
- [10] Castel A., François R. and Arliguie G. (1999), "Effect of loading on carbonation penetration in reinforced concrete elements", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 4, pp. 561-565.
- [11] Centre of Finland, Report N° 553(Espoo), 53 pp. Vidal T., Castel A. and François R. (2007), "Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment", *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, No. 11, pp. 1551-1561.
- [12] Cestelli Guidi C. e Radogna E.F. (1966), "Una Ricerca Teorico - Sperimentale sugli Stati Limiti nel Cemento Armato Precompresso", *Giornale del Genio Civile*, No. 6, Roma, pp. 344-368.
- [13] Collins M.P., Vecchio F.J. (1986), The modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231.
- [14] Coronelli D., Castel A., Anh Vu N. e François R. (2009), "Corroded post-tensioned beams with bonded tendons and wire failure", *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 8, pp. 1687-1697.
- [15] Darmawan M.S., Stewart M.G. (2007), Effect of Pitting Corrosion on Capacity of Prestressing Wires, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 59, No. 2, pp. 131-139.
- [16] Duprat F. (2007), "Reliability of RC beams under chloride-ingress", *Construction and Building Materials*, Vol. 21, No. 8, pp. 1605-1616.
- [17] Enright M.P. and Frangopol D.M. (1998), "Probabilistic Analysis of Resistance Degradation of Reinforced Concrete Bridge Beams Under Corrosion", *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 11, pp. 960-971.
- [18] Frangopol D.M., Lin K.Y. and Estes A.C. (1997), "Reliability of Reinforced Concrete Girders Under Corrosion Attack", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 3, pp. 286-297.
- [19] Giliberti A., Radogna E.F. e Ermolli E.R. (1966), "Esperienze sul Comportamento a Taglio di Travi Precomprese a Cavi Post - Tesi", *L'Industria Italiana del Cemento*, pp. 959-974.
- [20] Glass G. K. and Buenfeld N. R. (1997), "The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete", *Corrosion Science*, Vol. 39, No. 5, pp. 1001-1013.
- [21] Goins D., Motor speedway bridge collapse caused by corrosion, *Materials Performance*, 2000, 36, No. 7.
- [22] Gonzales J. A., Andrade C., Alonso C. and Feliu S. (1995), "Comparison of Rates of General Corrosion and Maximum Pitting Penetration on Concrete Embedded Steel Reinforcement", *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 2, pp. 257-264.
- [23] Gotti G., Ielmini D., 2009. Influenza dei fenomeni di degrade sulla rottura di elementi strutturali in calcestruzzo armato normale e precompresso. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, relatore Prof. P.G. Malerba.
- [24] Jacobsen, S.; Sellevold, E.; and Matala, S.; (1996). "Frost durability of high strength concrete: effect of internal cracking on ice formation", *Cement and Concrete Research*, vol. 26, No. 6, pp. 919-931
- [25] Nürnberger U. (2002a), "Corrosion induced failure mechanisms of prestressing steel", *Materials and Corrosion*, Vol. 53, No. 8, pp. 591-601.
- [26] Otsuki N, Miyazato S, Diola N B, Suzuki H 2000 Influences of bending crack and water-cement ratio on chloride-induced corrosion of main reinforcing bars and stirrups, *ACI Mater. J.* 97: 454-464
- [27] Proverbio E. and Ricciardi G., Failure of a 40 years old post-tensioned bridge near seaside, *Proceedings of the International Conference Eurocorr*, London, 2000.
- [28] Radogna E.F. (1965), "Nota Informativa su Esperienze in Corso sul Comportamento a Taglio di Travi Precomprese a Cavi Post - Tesi", *Atti delle Giornate del Precompresso*, Ravello, pp. 24-30.
- [29] Saetta A., Scotta R. and Vitaliani R. (1999), "Coupled Environmental- Mechanical Damage Model of RC Structures", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 125, No. 8, pp. 930-940.
- [30] Saetta A.V. (2005), Deterioration of Reinforced Concrete Structures due to Chemical-Physical Phenomena: Model-Based Simulation, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 17, No. 3, pp. 313-319.
- [31] Sarja A. and Vesikari E. (1996), *RILEM Report 14: Durability Design of Concrete Structures*, E & FN Spon, London.
- [32] Schiessl, P. and Lay, S. (2005). "Influence of Concrete Composition", in "Corrosion in Reinforced Concrete Structures", ed. by H. Böhni, Woodhead Publishing, Cambridge, 91-134.
- [33] Tuutti K. (1982), *Corrosion of Steel in Concrete*, Swedish Foundation for Concrete Research, Stoccolma.
- [34] Val D.V., Stewart M.G. and Melchers R.E. (1998), "Effect of Reinforce Corrosion on Reliability of Highway Bridges", *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 11, pp. 1010-1019.
- [35] Vecchio F.J. (2000b), Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 9, pp.1070-1077.
- [36] Vecchio FJ and Collins, MPC. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory, *ACI Structural Journal*, May-June 1988, 258-268.
- [37] Vecchio FJ, Non linear finite element analysis of reinforced concrete membranes. *ACI Structural Journal*, January-February 1989, 26-35.
- [38] Vesikari, E.(1988). Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement. Technical Research
- [39] Vořechovská D., Podroužek J., Chromá M., Rovnaníková P. and Teplý B., (2009), "Modeling of Chloride Concentration Effect on Reinforcement Corrosion", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 24, No. 6, pp. 446-458.
- [40] Woodward RJ, Williams FW, Collapse of Ynys-y-Gwas Bridge, West Glamorgan, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1988
- [41] Zhang R., Castel A. and François R. (2009), "The Corrosion Pattern of Reinforcement and its Influence on Serviceability of Reinforced Concrete Members in Chloride Environment", *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, No. 11, pp. 1077-1086.