



# 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



## Modellazione dei processi di degrado

Y. Rivela & L. Sgambi

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano*

**SOMMARIO:** L'intervento tratta la modellazione dei processi di degrado alla luce dei fenomeni fisici coinvolti e di quanto espresso dalle normative vigenti. Verranno quindi richiamati i meccanismi e le leggi che regolano i processi di diffusione delle sostanze nocive all'interno del conglomerato (leggi di Fick) e verranno esposte le leggi utilizzate dalle normative per la valutazione della vita di servizio delle strutture. Tali leggi saranno applicate ad un ponte stradale di prima categoria avente un impalcato in travi precomprese, allo scopo di esemplificare quanto esposto. Infine si accennerà brevemente ai metodi di valutazione tramite simulazione Monte Carlo utili per eseguire le valutazioni espresse dal MC 90.

### 1 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, esposti in questo lavoro, si basano su decenni di esperienze teoriche e sperimentali e sono raggruppati in molti documenti di letteratura specializzata:

- Dura Crete
- 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 questo lavoro 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 distaccamento del copriferro (spalling).

I modelli verranno applicati in ambito deterministico alla struttura di riferimento che si esporrà nel prossimo paragrafo. Un accenno all'approccio pro-

babilitico tramite simulazioni Monte Carlo verrà eseguito al termine del lavoro.

### 2 STRUTTURA DI RIFERIMENTO

Come struttura di riferimento si considera un ponte a travata di 22.3 m di luce e 11.5 m di larghezza (Figura 1). La struttura portante è costituita da una trave in calcestruzzo armato precompresso, la cui sezione è rappresentata in Figura 3. Le azioni derivanti dai carichi esterni, valutate a stato limite ultimo, vedono un momento flettente massimo di 900 kNm.

Le trave si considera sottoposta a degrado da carbonatazione e da cloruri, come indicato in Figura 2. Le armature interessate all'attacco sono quelle inferiori e le armature di precompressione.

Le armature inferiori sono rappresentate da 18 $\Phi$ 12 correnti, aventi un copriferro di 44 mm (per semplicità e a favore di sicurezza verso lo spalling, si considerano tutte complanari). L'armatura di precompressione è costituita da 17 trefoli a 7 fili da 0.6". L'area di ogni trefolo risulta essere di 139 mm<sup>2</sup>. Poiché l'ingombro del trefolo è di 1.5 cm e la sezione dell'anima è di 14 cm, il copriferro relativo all'armatura di precompressione risulta essere di 66.5 mm. Su questo esempio verrà valutato il tempo di innesco della corrosione a causa della carbonatazione e a causa dei cloruri, nonché gli effetti della corrosione delle armature sul momento resistente della sezione.

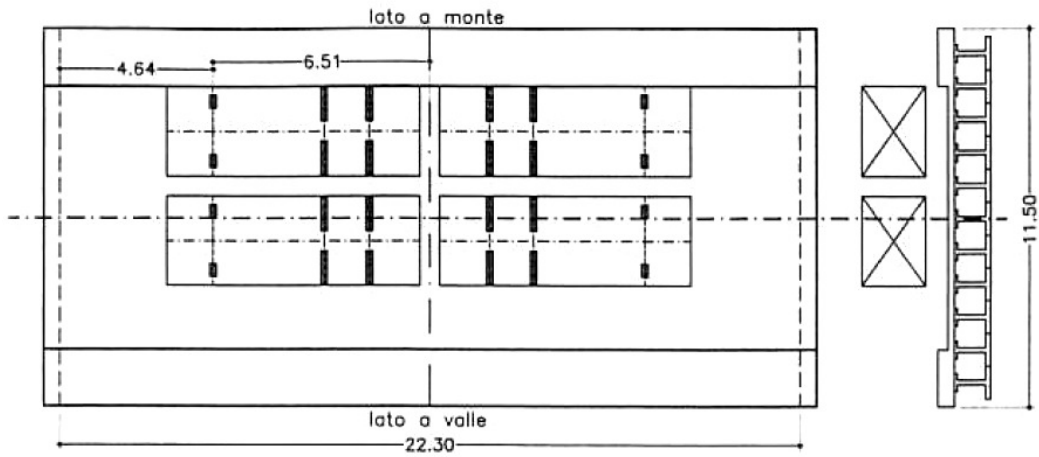


Figura 1: Dimensioni in lunghezza e larghezza del ponte.

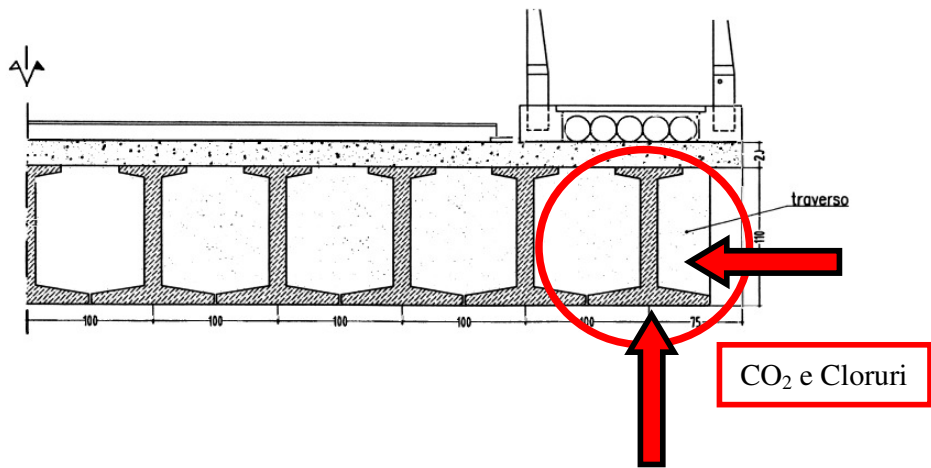


Figura 2: Descrizione dell'impalcato e definizione della trave in calcestruzzo armato precompresso soggetta a degrado.

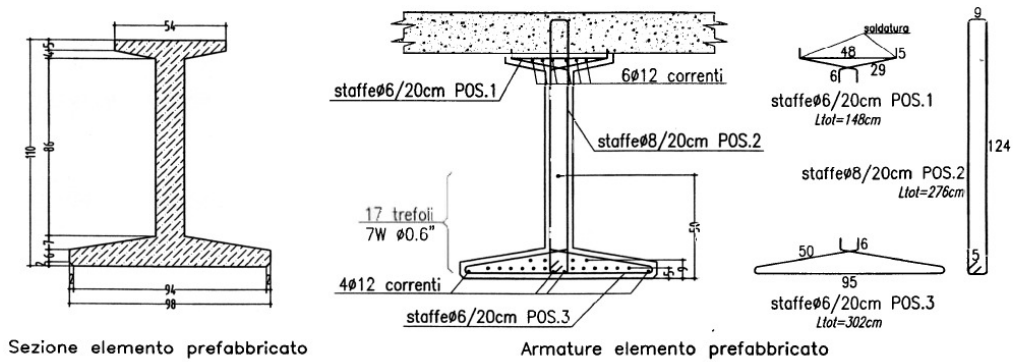


Figura 3: Dimensioni della sezione della trave in precompresso e posizionamento dell'armatura.

### 3 DEGRADO STRUTTURALE E SICUREZZA

Il processo di degrado è un processo non istantaneo che avviene in passi e secondo delle cause ben precise. In questo lavoro si tratterà esclusivamente il degrado dovuto a carbonatazione ed attacco di cloruri.

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 4 mostra l'evoluzione nel 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 sciogliono 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).

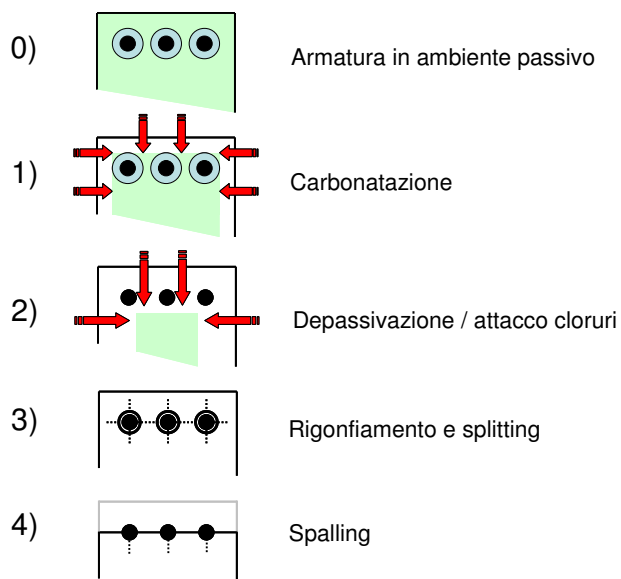


Figura 4: Evoluzione nel tempo del degrado strutturale (carbonatazione e attacco da cloruri).

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 del-

la stessa dovuto alla presenza dei prodotti di ossidazione. Il rigonfiamento dell'armatura causa sforzi di trazione circonferenziali all'asse dell'armatura; dopo un certo valore di rigonfiamento si può verificare la 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.

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 4. 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).

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

Tabella 1: Classi di esposizione ambientale UNI 11104.

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.

Grande importanza, ai fini della durabilità strutturale, possiede la presenza di un adeguato copriferro. La funzione del copriferro è difetti 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'innescarsi 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).

Sotto classe	Ambiente	Esempi	Max a/c	Res. Min.	Cem. Min (kg/m <sup>3</sup> )
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

Sotto classe	Ambiente	Esempi	Max a/c	Res. Min.	Cem. Min(kg/m <sup>3</sup> )
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

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

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

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

Il valore nominale del copriferro, da indicare obbligatoriamente sui grafici di progetto, deve tener conto delle normali tolleranze di cantiere:

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

Dove con  $\Delta C$  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, si può assumere  $\Delta C = 5$  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) si può assumere  $\Delta C = 0$ .

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

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  $\beta$  a cui sono associate le probabilità di collasso ( $p_f$ ) e i moltiplicatori di sicurezza (per la verifica del tempo di innesco a carbonatazione,

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.

Tabella 4: Definizione delle classi di conseguenze.

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 ( $p_f = 10^{-6}$ )

Tabella 5: Valori minimi raccomandati per l'indice di sicurezza  $\beta$  per la valutazione della vita di servizio.

l'unica che il MC 90 formula in modo non probabilistico).

I valori riportati in Tabella 5 si riferiscono a condizioni di attacco normale. In ambienti molto aggressivi, un  $\beta = 1.3$  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.

#### 4 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).

##### 4.1 Modelli di progetto alla carbonatazione

Il MC90 esprime la profondità di carbonatazione come:

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

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:

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

Dove con  $\text{RH}_{\text{reale}}$  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  $\text{RH}_{\text{rif}}$  si utilizza il valore costante di 65 ( $T = 20^\circ\text{C}$  e  $\text{RH} = 65\%$  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  $R_{\text{Acc},0}^{-1}$  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  $\epsilon_t$  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; se l'elemento è esterno e verticale 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.

Parametro $b_c$ ( $\mu$ ; $\sigma$ )		
Distr. Normale	-0.567	0.024

Parametro $k_t$ ( $\mu$ ; $\sigma$ )		
Distr. Normale	1.25	0.35

Parametro $\epsilon_t$ [(mm <sup>2</sup> /a)/(kgCO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> )] ( $\mu$ ; $\sigma$ )		
Distr. Normale	315.5	48

Parametro $C_s$ [kg/m <sup>3</sup> ] ( $\mu$ ; $\sigma$ )		
Distr. Normale	0.00082	0.0001

Parametro $b_w$ ( $\mu$ ; $\sigma$ )		
Distr. Normale	0.446	0.163

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

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.

#### 4.2 Esempio di valutazione del tempo di innesco della corrosione dovuto alla carbonatazione

Si valuta il tempo necessario perché la carbonatazione raggiunga l'armatura da precompressione e l'armatura lenta inferiore assumendo i seguenti dati riportati in Tabella 7.

Il modello di carbonatazione precedentemente descritto, permette di tracciare la curva penetrazione della carbonatazione in funzione del tempo (Figura 5).

Variabile	Valore
Umidità relativa $RH_{reale}$	80%
Parametri di curing (7 gg)	1.61
Parametro $R_{ACC,0}^{-1}$	12300.0D0
Parametro $k_t$	1.95
Parametro $\epsilon_t$	411.5[(mm <sup>2</sup> /a)/(kgCO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> )]
Parametro $C_s$	0.00102 [kg/m <sup>3</sup> ]
Parametro $b_w$	0.772
Tempo di precipitazione TdP	0.27
Probabilità $P_{st}$	0.15
Tolleranza sul copriferro	10 mm

Tabella 7: Dati delle variabili del modello.

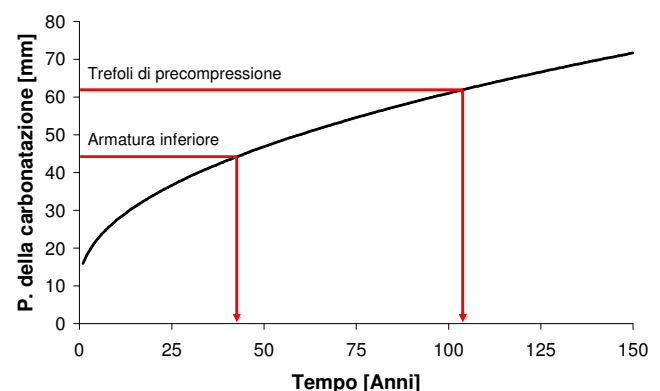


Figura 5: Curva di carbonatazione ricavata col modello MC 90 e valutazione del periodo di innesco.



In base a tale curva, si può definire il periodo di innesco della corrosione, ovvero il tempo necessario alla carbonatazione per raggiungere le armature ed abbassare il pH nel loro intorno. Dalla geometria della sezione di Figura 1 è possibile valutare un valore di copriferro di 44 mm per i  $\Phi 12$  correnti inferiori e di 62.4 mm per i trefoli di precompressione presenti nell'anima della trave prefabbricata. Entrando con questi valori nella curva ricavata, si ottiene che la carbonatazione impiegherà 43 anni per raggiungere l'armatura inferiore e 104 anni per raggiungere l'armatura di precompressione.

Il tempo stimato di 43 anni per l'armatura inferiore e 104 anni per l'armatura di precompressione, rappresenta quindi il periodo necessario (se non vi è presenza di cloruri) per l'innesco della corrosione delle armature. Se nell'ambiente vi è presenza di cloruri, questi possono contribuire a rompere localmente la protezione delle armature, per cui va valutato il tempo necessario ai cloruri di diffondersi dall'esterno verso l'interno del calcestruzzo, sino a raggiungere una concentrazione critica che causa la rottura degli ossidi protettivi. Se tale tempo è inferiore a quello ora stimato, il periodo di innesco sarà definito dall'attacco dei cloruri.

## 5 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 limita-

zioni. 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.

### 5.1 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 coeffi-

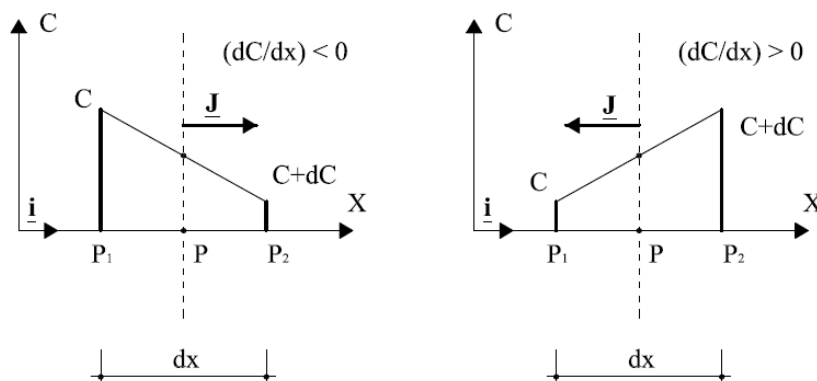


Figura 6: Direzioni del vettore di flusso in base alle differenti concentrazioni (caso unidimensionale).



ciente 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).

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:

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

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.

## 5.2 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. E' 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 7).

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 8 che rappresenta il caso uniaassiale, 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:

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

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

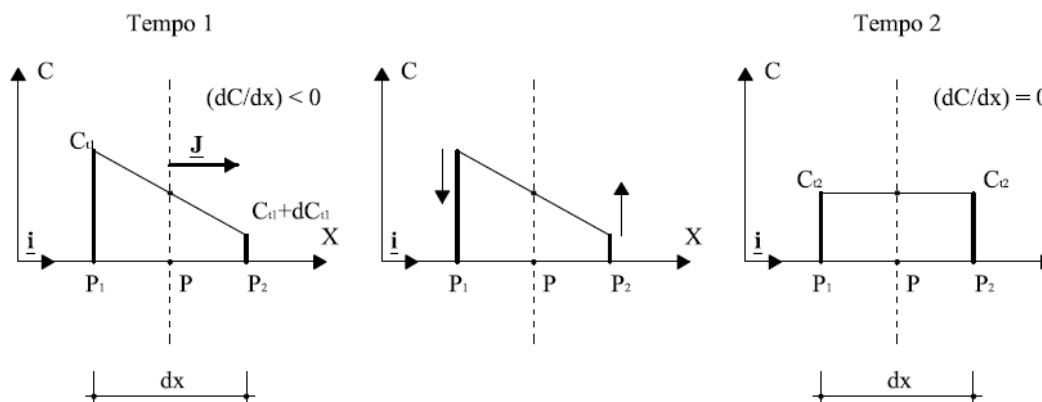


Figura 7: Evoluzione nel tempo della funzione di concentrazione.

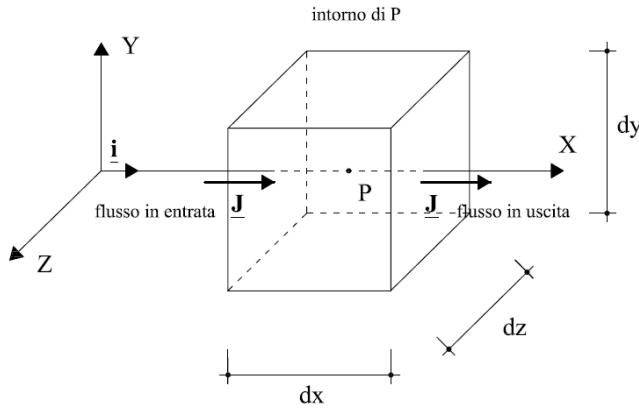


Figura 8: Accumulo di sostanza in nel volume intorno a P.

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:

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

$$= A_x + A_y + A_z = A_{tot}$$

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:

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

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

### 5.3 Modelli di progetto per la propagazione dei cloruri

La seconda legge di Fick fu inizialmente proposta per la propagazione dei cloruri nel calcestruzzo da Collepardi 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:

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

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,  $\Delta x$  indica la profondità della superficie di sostituzione. Nel primo strato di superficie, in presenza di spruz-

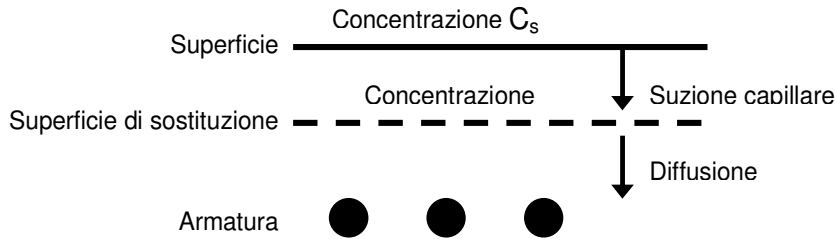


Figura 9: Esempificazione del concetto di superficie di diffusione.

zi, 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  $D_{app}(t)$  è valutato come:

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

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

#### 5.4 Esempio di valutazione del tempo di innesco della corrosione dovuto ai cloruri

Si valuta il tempo necessario perché i cloruri raggiungano l'armatura da precompressione e l'armatura lenta inferiore assumendo i dati in Tabella 8.

Il modello di diffusione precedentemente descritto, permette di tracciare la curva penetrazione dei cloruri in funzione del tempo (Figura 10). Da tale curva si nota che solamente l'armatura inferiore è interessata all'attacco di cloruri, ma questo si verifica ad un tempo superiore al periodo necessario alla carbonatazione per depassivare l'armatura. Il periodo di innesco della corrosione è quindi definito dalla carbonatazione.

Dalla Figura 10 risulta anche come la curva relativa ai trefoli sia molto più piatta rispetto a quella relativa all'armatura inferiore. L'influenza dello spessore del copriferro è quindi determinante.

Variabile	Valore
Contenuto $C_0$ [% peso/cemento]	0
Contenuto $C_{s,\Delta x}$ [% peso/cemento]	1.3
Funzione $k_e$	1
Coefficiente $D_{RCM,0}$ [ $m^2/s$ ]	20E-12
Parametro $k_t$	1
$t_0$ [anni]	0.0767
Copriferro armatura inferiore [mm]	44
Copriferro armatura prec. [mm]	62
Profondità $\Delta x$ [mm]	10

Tabella 8: Dati delle variabili del modello.

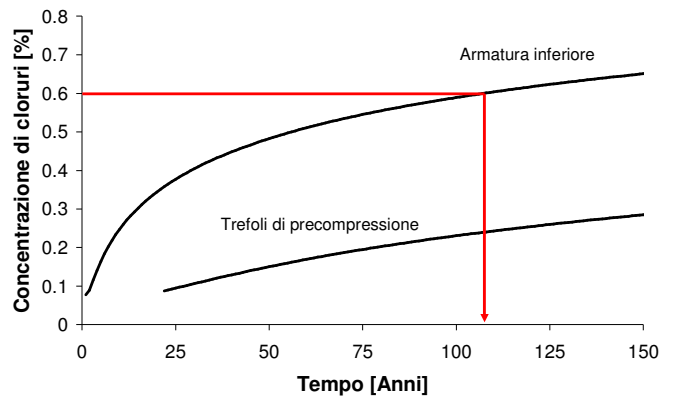


Figura 10: Curva di penetrazione dei cloruri ricavata col modello MC 90 e valutazione del periodo di innesco.

## 6 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 relazioni elettrochimiche in zona anodica e catodica (Figura 11). In ambiente alcalino (pH intorno a 12) l'acciaio risulta coperto da una pellicola di ossido ( $Fe(OOH)$ ) molto compatta che lo protegge da un'ulteriore ossidazione. Se però l'ambiente diviene meno basico l'acciaio non è più

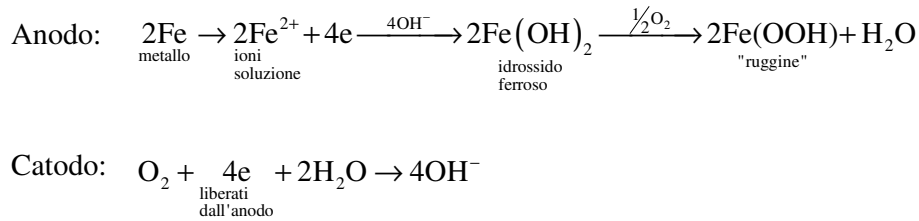


Figura 11: Relazioni elettrochimiche in zona anaodica a catodica.

protetto e può essere ossidato dall'ossigeno dell'aria, perché il calcestruzzo sia umido.

### 6.1 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:

$$x(t) = V \cdot w_t \cdot (t - t_1) \quad (29)$$

in cui  $t_1$  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. E' un parametro di non facile valutazione ed assume i valori medi riportati in Tabella 9. Il parametro  $V$  indica invece la velocità di corrosione, e può essere determinata come:

$$V = \frac{m_0}{\rho} \cdot \alpha \cdot F_{cl} \quad (30)$$

Variabile $w_t$	
Condizione	Valore ( $\mu$ )
Secco	0.00
Riparata, umidità moderata	0.50
Esposta	0.75
bagnato	1.00

Variabile $\alpha$	
Condizione	Valore ( $\mu$ )
Bassa presenza di cloruri	2.0
Alta presenza di cloruri	9.28

Variabile $F_{cl}$	
Condizione	Valore (k)
Bassa presenza di cloruri	1.00
Alta presenza di cloruri	2.63

In cui  $m_0$  è una costante che vale 882 ( $\mu\text{m} \Omega\text{m}/\text{anno}$ ),  $\alpha$  è un parametro chiamato fattore di pitting i cui valori medi sono riportati in Tabella 9 ed  $F_{cl}$  è un fattore che governa la velocità di corrosione ed i cui valori caratteristici sono riportati sempre in Tabella 9.  $\rho$  indica la resistività elettrica (l'attitudine di un materiale a opporre resistenza al passaggio delle cariche elettriche) del calcestruzzo, che può essere valutata come:

$$\rho = \rho_0 \cdot \left( \frac{t_{\text{hydr}}}{t_0} \right)^{n_{\text{res}}} \cdot K_{c,\text{res}} \cdot K_{T,\text{res}} \cdot K_{RH,\text{res}} \cdot K_{cl,\text{res}} \quad (31)$$

In cui  $\rho_0$  è il potenziale di resistività elettrolitica (valore medio di 352  $\Omega\text{m}$ ),  $t_0$  l'età del calcestruzzo al test di accettazione (usualmente 28 giorni),  $t_{\text{hydr}}$  l'età del calcestruzzo (massimo 1 anno),  $n_{\text{res}}$  un esponente che relaziona la resistività del calcestruzzo con la sua età (valore medio 0.54),  $K_{c,\text{res}}$  un fattore di curing (usualmente pari ad 1),  $K_{RH,\text{res}}$  un fattore di dipendenza dall'umidità dell'ambiente,  $K_{cl,\text{res}}$  un fattore di dipendenza dalla quantità di cloruri.  $K_{T,\text{res}}$  è il fattore che lega la resistività alla temperatura, che può essere valutato come:

Variabile K	
Condizione	Valore (k)
Temperatura sotto i 20°C	0.025 °C <sup>-1</sup>
Temperatura sopra i 20°C	0.073 °C <sup>-1</sup>

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

Tabella 9: Valori medi (m) o caratteristici (k) delle distribuzioni statistiche dei parametri necessari alla valutazione della corrosione da cloruro.

$$K_{T,res} = \frac{1}{1 + K \cdot (T - 20)} \quad (32)$$

In cui T è la temperatura e K il fattore di temperatura stimabile dalla Tabella 9 insieme agli altri parametri precedentemente definiti. Utilizzando le Equazioni 29 – 32 è possibile definire la penetrazione della corrosione come:

$$x(t) = \frac{m_0 \cdot \alpha \cdot F_{cl} \cdot w_t \cdot (t - t_1)}{\rho_0 \cdot \left(\frac{t_{hydr}}{t_0}\right)^{n_{re}} \cdot K_{c,res} \cdot \frac{1}{1 + K \cdot (T - 20)} \cdot K_{RH,res} \cdot K_{cl,res}} \quad (33)$$

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.

### 6.2 Esempio di valutazione della resistenza sezionale in ambito di degrado

Si valuta l'Equazione 33 per l'esempio applicativo esposto. Il valore di  $t_1$  viene assunto pari a quello derivante dalla carbonatazione, ovvero 43 anni per l'armatura inferiore e 104 anni per l'armatura di precompressione. I rimanenti dati assunti per il problema in esame sono riportati nella seguente tabella.

Variabile	Valore
K	0.015 °C <sup>-1</sup>
T	18 °C
$\rho_0$	250 Ωm
$t_{hydr}$	1 anno
$n_{re}$	0.44
$K_{c,res}$	1
$K_{RH,res}$	0.8
$K_{cl,res}$	1
$\alpha$	2.5
$F_{cl}$	1.0
$w_t$	0.75

Tabella 10: Dati delle variabili del modello.

Il modello di corrosione precedentemente descritto, permette di tracciare la curva di penetrazione della corrosione in funzione del tempo (Figura 12).

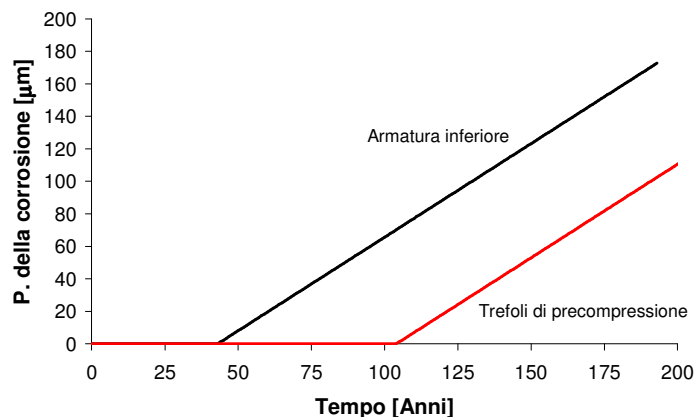


Figura 12: Curva di corrosione ricavata dalle armature ricavata dal modello esposto.

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

$$A_s(t) = \pi \cdot \left( \frac{\Phi}{2} - x(t) \right)^2 \quad (34)$$

Dove con  $x(t)$  si è indicata la funzione temporale che indica la profondità della corrosione sulle barre. Si faccia attenzione che i risultati espressi in Figura 12 sono in  $\mu\text{m}$ , ovvero in millesimi di millimetro.

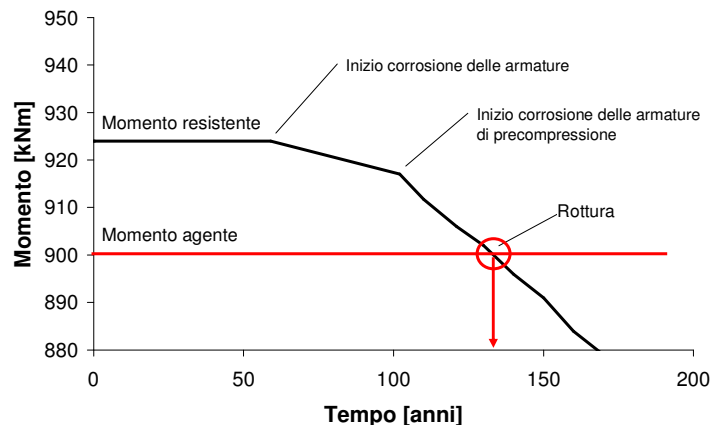


Figura 13: Valutazione della vita residua in base ai modelli di carbonatazione e corrosione delle armature.

Considerando quindi la riduzione di area associata alla corrosione per l'armatura inferiore e per l'armatura di precompressione, è possibile valutare il momento resistente della sezione in funzione del tempo, tale andamento è riportato in Figura 13. Si può notare che il momento resistente diminuisce assai velocemente una volta che la corrosione inizia ad interessare le armature di precompressione. La vita utile stimata risulta dall'incrocio della retta orizzontale, rappresentante il momento esterno agente sulla sezione, con la curva del momento resi-

stente. Tale incrocio si verifica per un ascissa pari a 135 anni.

Tuttavia, la corrosione delle barre di armatura inferiori, potrebbero portare al distacco del copriferro, con conseguente riduzione della sezione resistente (splitting e spalling). Tali fenomeni vengono considerati nel successivo paragrafo.

## 7 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.

### 7.1 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 14.

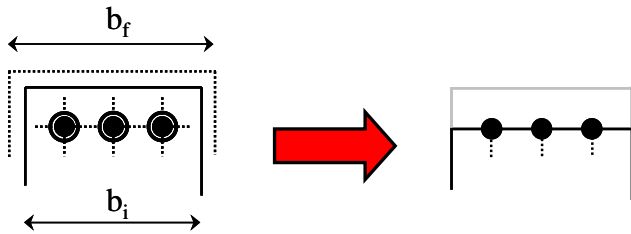


Figura 14: Fessurazione da splitting e successivo spalling.

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

$$\varepsilon_t = \frac{b_f - b_i}{b_i} \quad (35)$$

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:

$$b_f - b_i = n_{\text{bar}} \cdot w(t) \quad (36)$$

da cui:

$$\varepsilon_t = \frac{n_{\text{bar}} \cdot w(t)}{b_f - b_i} \quad (37)$$

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

$$w = \begin{cases} 0 & x \leq x_0 \\ w_0 + \beta \cdot (x(t) - x_0) & x > x_0 \end{cases} \quad (38)$$

in cui  $w_0 = 0.05$  mm rappresenta l'apertura di una fessurazione intrinseca da splitting iniziale,  $\beta$  è un parametro costante che può essere assunto come  $0.009$  mm/ $\mu\text{m}$ ,  $x(t)$  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:

$$x_0 = a_1 + a_2 \cdot \frac{c}{\Phi} + a_3 \cdot f_{c,\text{sp}} \quad (39)$$

In cui  $c$  è il valore caratteristico del copriferro,  $\Phi$  il diametro della barra più grande nel gruppo considerato,  $a_1 = 74.4$   $\mu\text{m}$ ,  $a_2 = 7.3$   $\mu\text{m}$ ,  $a_3 = -17.4$   $\mu\text{m}^2/\text{N}$  sono dei parametri determinati per via sperimentale e  $f_{c,\text{sp}}$  è la resistenza caratteristica di trazione allo splitting, valutabile come:

$$f_{c,\text{sp}} = \frac{f_{ct,0.95}}{0.9} \quad (40)$$

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

$$f_c^* = \frac{f_c}{\left(1 + 0.1 \cdot \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{c0}}\right)} \quad (41)$$

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

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{70}\right) \quad (42)$$

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.

### 7.2 Esempio di valutazione del tempo di spalling

L'armatura inferiore nell'esempio proposto non risulta essere in compressione, per cui la diminuzione di resistenza dovuta allo splitting non influisce sulla capacità resistente della sezione. Il modello di valutazione introdotto, applicato all'esempio esposto, porta alla curva raffigurata in Figura 15. Ponendo la massima apertura di fessura pari ad 1 mm, è possibile stimare un tempo di 155 anni prima che

la corrosione abbia provocato il distacco del copriferro inferiore.

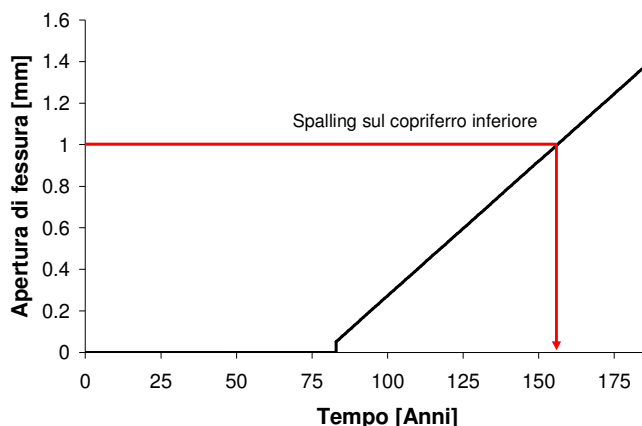


Figura 15: Valutazione del momento di distacco del copriferro.

Poiché la vita della struttura è stata valutata di 135 anni (inferiore al momento del distacco del copriferro), tale risultato non incide sulle valutazioni precedenti.

## 8 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.

Le distribuzioni più utilizzate sono la normale, la beta e la lognormale (riportate come esempio in Figura 16). 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 infe-

riori 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 16 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.

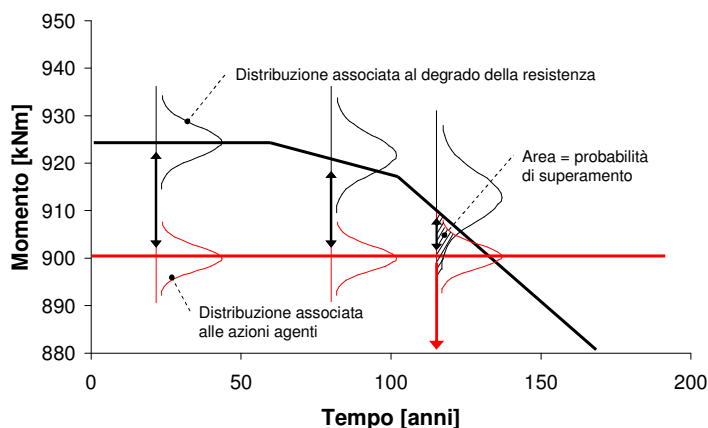


Figura 17: Approccio di tipo stocastico al problema del degrado.

Un'ultima considerazione riguardo alle curve di Figura 17. 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.

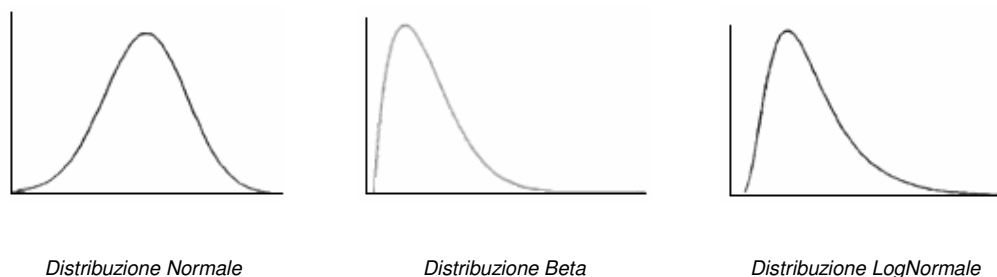


Figura 16: Esempi di distribuzioni associabili alle variabili di degrado.



## CONCLUSIONI

Si sono mostrati i modelli di corrosione riprodotti sulle recenti normative e letterature. Alcuni modelli sono stati applicati ad un ponte stradale eseguito con travi in precompresso e ne è stata ricavata la vita utile in modo deterministico. I modelli utilizzati sono tuttavia basati su dati sperimentali e ricavati tramite procedure di regressione. Data la variabilità dei parametri in gioco, l'approccio stocastico, come suggerito dal MC 90, risulta essere il più indicato. Tramite simulazioni Monte Carlo è possibile definire le probabilità di depassivazione e di collasso utilizzando le distribuzioni riportate in questo lavoro o in lavori in bibliografia.

Come risultato delle simulazioni si otterranno delle curve simili a quelle riportate in Figura 16 ma in campo probabilistico. Una rappresentazione schematica è raffigurata nell'ultimo paragrafo.

## BIBLIOGRAFIA

- Alunno Rossetti, V.: "Il calcestruzzo. Materiali e tecnologia" Milano, MacGraw-Hill, 1999.
- Ardigò, C., Biondini, F. & Malerba P.G.: "A cellular automata finite beam element for damage evaluation and durability analysis of concrete structures" Proc. of 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'02), Busan (Pusan), Korea, 21-23 August, 2002.
- Bertolini, L. & Pedferri P.: "La durabilità del calcestruzzo armato" Milano: MacGraw-Hill, 2000.
- Bertolini, L.: "Materiali da costruzione / Struttura, proprietà e tecnologie di produzione vol. 1" Milano, Città Studi, 2006.
- Bertolini, L.: "Materiali da costruzioni / Degrado, prevenzione, diagnosi, restauro vol. 2" Milano, Città Studi, 2006.
- Biondini, F., Bontempi, F., Frangopol, M.D. & Malerba P.G.: "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, 2002.
- Biondini, F., Bontempi, F., Frangopol, M.D. & Malerba P.G.: "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.: "Capire il calcestruzzo", Milano, Hoepli, 1994.
- CEB Bulletin 224: "Model Uncertainties", Report from CEB Task Group 1, 2 July 1995.
- CEB Bulletin 238: "New approach to durability design. An example for carbonation induced corrosion", May 1997.

CEB-FIP: "Model Code 1990".

Colleparidi, M.: "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Terza edizione, Milano, Hoepli, 1991.

Colleparidi, M., Marcialis, A. & Turriziani, R.: "The kinetics of chloride ions penetration in concrete". Il cemento, Vol. 67 pp. 157-164, 1970.

DARTS: "Durable and reliable tunnel structures: data", European Commission, Growths 2000, Contract G1RD-CT-2000-00467, Project GrD1-25633, 2004.

DARTS: "Durable and reliable tunnel structures: deterioration modelling", European Commission, Growths 2000, Contract G1RD-CT-2000-00467, Project GrD1-25633, 2004.

DuraCrete: "Modelling of degradation", The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347, 1998.

DuraCrete: "Chlorides, corrosion, cracks and collapse", The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347 Task 6.1, March 1999.

DuraCrete: "Probabilistic methods for durability design", The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347/R0, 1999.

DuraCrete: "Statistical quantification of the variables in the limit state functions", The European Union - Brite EuRam III, Project No. BE95-1347/R9, 2000a.

Enright, M.P. & Frangopol, D.M.: "Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion", Engineering Structures 20(11) pp. 960-971, 1998.

Glicksman M.E.: "Diffusion in Solids", John Wiley and Sons, 2000.

Maage, M., Helland, S., Poulsen, E., Vennesland, Ø. & Carlsen J.E.: "Service life prediction of existing concrete structures exposed to marine environment", ACI Materials Journal, Vol. 93, No. 6, 1996.

Mangat, P.S. & Molloy, B.T.: "Prediction of long term chloride concentration in concrete", ACI Materials and Structures Vol. 27, pp. 338-346, 1994.

Marano, G.C., Sgobba, S., Marti C. & Payá J.: "Vita utile delle 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. 76-94, ATECAP, 2008.

Polder, R.B. & Rooij, M.R.: "Durability of marine concrete structures - field investigations and modelling", Heron Vol. 50(3), pp. 133-143, 2005.

Tutti, K.: "Corrosion of steel in concrete", Report No. CBI Research FO 4:82 Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, 1982.