

# Life-cycle seismic risk assessment of reinforced concrete structures exposed to corrosion

## Valutazione a ciclo di vita del rischio sismico di strutture in calcestruzzo armato soggette a corrosione

A. Titi, F. Biondini

*Department of Civil and Environmental Engineering, Politecnico di Milano, Milan, Italy*

**ABSTRACT:** The paper presents a methodology for life-cycle seismic risk assessment of reinforced concrete structures under chloride-induced corrosion. The time-variant seismic capacity associated to the attainment of limit states is computed by means of incremental nonlinear dynamic analysis considering the probabilistic modeling of the uncertainties involved in the problem. The seismic risk is evaluated by means of the mean annual frequency of exceedance of the limit states and the corresponding expected annual loss. The proposed approach is applied to seismic risk assessment of a reinforced concrete bridge exposed to corrosion considering different seismic hazard scenarios. / La memoria presenta una metodologia per la valutazione a ciclo di vita del rischio sismico di strutture in calcestruzzo armato soggette a corrosione indotta da cloruri. L'evoluzione nel tempo della capacità sismica associata al raggiungimento di assegnati stati limite viene valutata mediante analisi dinamica non lineare incrementale tenendo conto in forma probabilistica delle incertezze coinvolte nel problema. Il rischio sismico è quantificato attraverso la frequenza media annua di superamento dei diversi stati limite e la corrispondente perdita economica annua attesa. L'approccio proposto viene applicato alla valutazione del rischio sismico di un ponte in calcestruzzo armato esposto a corrosione considerando diversi scenari di pericolosità sismica.

**KEYWORDS:** life-cycle assessment; seismic risk; reinforced concrete structures; corrosion / valutazione a ciclo di vita; rischio sismico; strutture in calcestruzzo armato; corrosione.

### 1 INTRODUZIONE

Le conseguenze disastrose di terremoti recenti hanno evidenziato la necessità di quantificare con strumenti affidabili il rischio sismico, che rappresenta una misura delle potenziali perdite economiche, sociali e ambientali derivanti dagli eventi sismici che si possono verificare in un certo territorio in un dato periodo di tempo (Carreño et al. 2005). Ad esempio, con riferimento alle sole conseguenze economiche, è stato stimato che il terremoto dell'Emilia nel 2012 ha comportato perdite dirette per circa 1 miliardo di euro e perdite indirette per 5 miliardi di euro (Babič & Dolšek 2016). Altri esempi significativi sono i terremoti del Cile nel 2010 ( $M_w$  8.8) e del Giappone nel 2011 ( $M_w$  9.0), con danni economici pari, rispettivamente, a 30 e 400 miliardi di dollari (Goda 2015).

La valutazione del rischio sismico dovrebbe costituire un elemento fondamentale nella pianificazione delle attività decisionali e delle strategie di prevenzione e mitigazione del rischio. Gli attuali codici normativi, in particolare la normativa italiana (D.M. 14/01/2008) e l'Eurocodice 8 (CEN-EN 1998-1), non consentono tuttavia una completa caratterizzazione

del rischio sismico. Si fa infatti riferimento alla probabilità di superamento di un determinato stato limite durante un assegnato intervallo temporale, senza alcuna considerazione nei riguardi di molti altri parametri utili nel processo decisionale, come costi di riparazione, periodi di inattività e potenziali perdite di vite umane a seguito di un evento sismico.

Nell'ottica di un approccio prestazionale alla progettazione sismica (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE) è necessario operare con metodologie generali che consentano un'analisi completa degli aspetti coinvolti nella valutazione del rischio sismico (Porter 2003). In questo modo risulta possibile considerare diversi indicatori prestazionali di interesse per gestori, investitori e altri soggetti economici e coinvolgere responsabilmente i decisori politici nella definizione delle soglie di accettabilità del rischio sismico (Yang et al. 2006). L'obiettivo è pertanto una valutazione probabilistica delle prestazioni sismiche di strutture e infrastrutture sulla base di indicatori che siano di immediata comprensione e utilità sia per gli ingegneri, sia per gli altri attori economici e politici coinvolti nel processo decisionale (Deierlein 2004, Baker & Cornell 2008).

Nella valutazione del rischio sismico è inoltre di fondamentale importanza tenere conto dei diversi fattori che possono alterare nel tempo le prestazioni del sistema, ad esempio a seguito dell'invecchiamento dei materiali e dei processi di degrado conseguenti all'esposizione ambientale (Biondini & Frangopol 2016). Questo aspetto è particolarmente rilevante nel caso di strutture in calcestruzzo armato esposte all'attacco di agenti aggressivi, come solfati e cloruri, che possono comportare corrosione delle armature e degrado del calcestruzzo (Biondini et al. 2004, 2006). Nell'attuale approccio alla progettazione sismica le prestazioni strutturali si considerano tuttavia tempo-invarianti e indipendenti dall'ambiente con cui il sistema interagisce. Tale approccio assume pertanto un margine di sicurezza, e di conseguenza un rischio sismico, costante nel tempo. L'inevitabile degrado di materiali e strutture mostra però come tale impostazione debba essere rivista per tenere conto dell'evoluzione nel tempo delle prestazioni sismiche mediante un approccio progettuale a ciclo di vita, considerando le incertezze coinvolte nel problema (Akiyama et al. 2011, 2012, Biondini et al. 2011, 2014, Titi & Biondini 2014a).

Ciò premesso, la memoria presenta una metodologia generale per la valutazione del rischio sismico di strutture in calcestruzzo armato esposte a degrado durante la vita di servizio, con particolare riferimento agli effetti della corrosione da cloruri. Nell'approccio proposto si tiene conto degli effetti della corrosione sulla riduzione di sezione e di duttilità delle barre di armatura e sul degrado del calcestruzzo nell'intorno delle barre corrose. La corrispondente riduzione nel tempo della capacità sismica della struttura associata al raggiungimento di opportuni stati limite viene valutata mediante analisi dinamiche non lineari di tipo incrementale. Il rischio sismico viene quindi quantificato con riferimento alla frequenza media annua di superamento dei diversi stati limite considerati e ai corrispondenti valori della perdita economica annua attesa. L'approccio proposto viene infine applicato alla valutazione del rischio sismico di un ponte in calcestruzzo armato esposto a corrosione considerando diversi scenari di pericolosità sismica.

## 2 MODELLAZIONE DEL DEGRADO

L'analisi a ciclo di vita di strutture in calcestruzzo richiede una descrizione sia del processo diffusivo di sostanze aggressive, come cloruri, sia del degrado indotto dalla diffusione, associato in genere alla corrosione delle barre di armatura e al degrado della matrice cementizia (Bertolini et al. 2004).

### 2.1 Processo diffusivo

I processi diffusivi nei sistemi solidi possono essere descritti efficacemente dal modello di Fick che, nel caso di diffusione di una singola sostanza in un mezzo omogeneo e isotropo, si traduce nella seguente equazione differenziale (Glicksman 2000):

$$D\nabla^2 C = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1)$$

dove  $C=C(\mathbf{x},t)$  è la concentrazione della sostanza nel punto  $\mathbf{x}$  al tempo  $t$ ,  $D$  è il coefficiente di diffusione del materiale,  $\nabla C=\text{grad } C(\mathbf{x},t)$  e  $\nabla^2=\nabla\cdot\nabla$ . L'equazione di Fick può essere risolta per via numerica con il metodo degli automi cellulari (Biondini et al. 2004, 2006, Titi & Biondini 2016).

### 2.2 Indice di danno e velocità di corrosione

La corrosione delle barre di armatura può svilupparsi in modo uniforme o in forma localizzata (pitting). L'effetto principale della corrosione è la riduzione nel tempo della sezione resistente delle barre d'armatura. Tale riduzione può essere descritta mediante un indice di danno  $\delta_s=\delta_s(t)\in[0,1]$  come segue:

$$A_s(t) = [1 - \delta_s(t)]A_{s0} \quad (2)$$

dove  $A_s=A_s(t)$  è l'area della sezione danneggiata e  $A_{s0}$  è l'area della sezione integra.

Il processo corrosivo può comportare anche una sensibile riduzione di duttilità delle barre (Apostolopoulos & Papadakis 2008) e la formazione di fessure longitudinali con espulsione del copriferro (Vidal et al. 2004). Questi effetti sono modellati attraverso una riduzione della deformazione ultima dell'acciaio  $\varepsilon_{su}=\varepsilon_{su}(t)$  e della resistenza a compressione del calcestruzzo  $f_c=f_c(t)$  in funzione dell'indice di danno  $\delta_s=\delta_s(t)$  come proposto in (Biondini & Vergani 2015). La corrosione si innesca quando il livello di concentrazione  $C=C(\mathbf{x},t)$  raggiunge una soglia critica  $C_{cr}$ . Il legame fra concentrazione e evoluzione del degrado è in genere molto complesso. Alcuni dati relativi a corrosione con attacco da cloruri indicano una dipendenza pressoché lineare fra velocità di corrosione e concentrazione (Pastore & Pedferri 1994). In questo lavoro si assume la seguente relazione:

$$\frac{\partial \delta_s(t)}{\partial t} = q_s C(\mathbf{x},t) \quad (3)$$

dove  $q_s$  è un coefficiente che definisce la velocità di corrosione.

### 3 VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLE PRESTAZIONI SISMICHE

#### 3.1 Stati limite

Nella progettazione sismica delle strutture gli stati limite di interesse riguardano prevalentemente condizioni di limitazione del danno e di prevenzione del collasso strutturale. Le soglie di danno possono essere efficacemente associate al raggiungimento di valori limite di parametri di spostamento, da definire opportunamente in funzione della tipologia strutturale.

Per i ponti a travata, che costituiscono il caso applicativo considerato in questo lavoro, gli stati limite sono definiti in funzione del parametro adimensionale  $\theta_{\max} = \Delta_{\max}/H$ , con  $\Delta_{\max}$  spostamento orizzontale massimo in sommità delle pile di altezza  $H$ . Si definiscono i seguenti stati limite (Capacci 2015):

- danno leggero (Slight Damage, SD):  $\theta_{\max} = \theta_y$ ;
- danno moderato (Moderate Damage, MD):  $\theta_{\max} = \theta_y + 0.3\theta_p$ ;
- danno esteso (Extensive Damage, ED):  $\theta_{\max} = \theta_y + 0.6\theta_p$ .

dove  $\theta_p = \theta_u - \theta_y$  e i valori limite  $\theta_y$  e  $\theta_u$  sono associati al raggiungimento del primo snervamento e della curvatura ultima nelle sezioni critiche alla base delle pile nella condizione non danneggiata e sono valutati attraverso un'analisi statica non lineare (pushover). Si considera inoltre lo stato limite di collasso strutturale (Structural Collapse, SC).

#### 3.2 Capacità sismica

La capacità sismica associata al raggiungimento degli stati limite viene valutata mediante analisi dinamiche non-lineari di tipo incrementale (Incremental Dynamic Analysis, IDA). La relazione tra una misura di intensità (Intensity Measure, IM) e una misura di danno (Damage Measure, DM) definisce una curva di capacità IDA (Vamvatsikos & Cornell 2002). Nella presente memoria, come indicatore IM si assume l'accelerazione di picco del suolo (Peak Ground Acceleration, PGA), mentre come indicatore DM si assume il parametro di spostamento  $\theta_{\max}$ .

#### 3.3 Analisi probabilistica

Si tiene conto delle incertezze coinvolte nel problema mediante un approccio probabilistico. Si assumono come variabili aleatorie la resistenza a compressione del calcestruzzo  $f_c$ , la resistenza dell'acciaio  $f_{sy}$ , il coefficiente di smorzamento  $\xi$ , il coefficiente di diffusione  $D$ , la velocità di degrado  $q_s$ , la concentrazione superficiale dei cloruri  $C_0$  e la concentrazione critica  $C_{crit}$ . Le variabili si considerano non correlate. Il tipo di distribuzione probabilistica e il coefficiente di variazione delle variabili aleatorie sono riportati in Tabella 1 (Biondini et al. 2006, fib 2006, Dolšek 2009).

Tabella 1. Probability distributions and coefficients of variation (nom = nominal value) / Distribuzioni probabilistiche e coefficienti di variazione (nom = valori nominali).

Variabile ( $t = 0$ )	Distribuzione	C.V.
$f_c$	Lognormale	$5MPa/f_{c,nom}$
$f_{sy}$	Lognormale	$30MPa/f_{sy,nom}$
$\xi$	Normale (*)	0.40
$D$	Normale (*)	0.20
$q_s$	Normale (*)	0.30
$C_0$	Normale (*)	0.30
$C_{crit}$	Beta (**)	0.15

(\*) Distribuzioni troncate con valori non negativi.

(\*\*) Valori minimo  $b_{\min} = 0.2$  e massimo  $b_{\max} = 2.0$ .

Sulla base di questo modello, la misura probabilistica delle prestazioni sismiche nel tempo si ottiene mediante simulazione numerica con il metodo Monte Carlo. Si opera con la tecnica di campionamento Latin Hypercube Sampling (Iman & Conover 1982), con controllo della correlazione tra le variabili aleatorie basato sul metodo di ottimizzazione Simulated Annealing (Vořechovský & Novák 2009).

### 4 VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

#### 4.1 Frequenza annua di superamento

Un indicatore del rischio sismico di una struttura è rappresentato dalla frequenza annua di superamento attesa (Mean Annual Frequency, MAF) di uno stato limite preassegnato (Sinković et al. 2015). Tale parametro si valuta come segue (Cornell et al. 2002):

$$MAF = \int P(\theta_{\max} > \bar{\theta} | IM) |dH_S(IM)| \quad (4)$$

dove  $P(\theta_{\max} > \bar{\theta} | IM)$  è la probabilità che la domanda sismica  $\theta_{\max}$  superi la soglia  $\bar{\theta}$  per una data intensità sismica  $IM$  e  $H_S(IM)$  rappresenta la curva di pericolosità sismica per il sito di interesse. La probabilità  $P(\theta_{\max} > \bar{\theta} | IM)$  può essere valutata mediante un'analisi di fragilità e rappresenta la vulnerabilità della struttura per un assegnato scenario sismico. Tale parametro varia nel tempo per effetto dell'aggressività ambientale (Titi & Biondini 2014b).

#### 4.2 Perdite economiche

Il rischio sismico è rappresentato dalle conseguenze indotte da un evento sismico. Nel presente lavoro si considerano solo le perdite economiche associate al danneggiamento sismico della struttura. Tali perdite sono intese come costi di riparazione e vengono valutate come segue (Banerjee & Prasad 2013, Dong & Frangopol 2015):

$$C_R = C_{rep} \sum_{k=1}^4 P_k r_k \quad (5)$$

dove  $P_k$  è la probabilità che si manifesti lo stato di danno  $k=1, \dots, 4$ ,  $r_k \in [0,1]$  è il rapporto unitario di costo associato allo stato di danno  $k$  e  $C_{rep}$  rappresenta il costo di completa ricostruzione della struttura.

Il costo di riparazione  $C_R$  è associato ad uno specifico scenario sismico. La perdita annua attesa (Expected Annual Loss, EAL) si ottiene integrando sui livelli di intensità sismica  $IM$  (Goulet et al. 2007):

$$EAL = \int_0^{\infty} (C_R | IM) |dH_S(IM)| \quad (6)$$

Tale perdita può essere attualizzata tenendo conto del tasso di interesse con riferimento ad un opportuno intervallo temporale, ad esempio la vita di servizio attesa o la vita residua dell'opera (Krawinkler 2005, Solberg et al. 2008).

## 5 APPLICAZIONE

La metodologia esposta viene applicata alla valutazione del rischio sismico di un ponte in calcestruzzo armato esposto a corrosione considerando diversi scenari di pericolosità sismica.

### 5.1 Descrizione e modellazione del ponte

Si considera il ponte in calcestruzzo armato mostrato in Figura 1 (Pinto et al. 1996). Il ponte ha una lunghezza complessiva di 200 m, con campate di luce pari a 50 m e altezza delle pile pari a 14 m. L'impalcato è a cassone monocellulare (Figura 2a), mentre le pile hanno sezione circolare e sono armate con 36 barre di diametro  $\varnothing=30$  mm (Figura 2b). Le resistenze nominali di calcestruzzo e acciaio sono, rispettivamente,  $f_c=40$  MPa e  $f_y=450$  MPa. Si considera un carico gravitazionale  $p=315$  kN/m comprensivo di peso proprio, carichi permanenti e una quota parte dei carichi variabili.

Per l'impalcato si assume un comportamento elastico-lineare, in quanto l'azione di carichi trasversali agenti sul ponte determina un comportamento non-lineare solo nelle pile. Le pile sono modellate con elementi di trave a plasticità concentrata. Il comportamento non-lineare delle cerniere plastiche è definito a livello sezionale in termini di diagramma momento-curvatura definito sulla base dei legami costitutivi dei materiali. Per il calcestruzzo si assume il modello proposto da Mander et al. (1988), mentre per l'acciaio si fa riferimento a un modello elastico-plastico incrudente. Il comportamento isteretico è basato sul mo-

dello di Takeda et al. (1970) con curva involuppo definita mediante linearizzazione a tratti del diagramma momento-curvatura. La lunghezza della cerniera plastica è valutata sulla base del modello proposto da Paulay & Priestley (1992). Le prestazioni sismiche vengono valutate mediante analisi dinamica non lineare assumendo un set di 10 accelerogrammi artificiali (SIMQKE 1976) compatibili con lo spettro di risposta elastico dell'Eurocodice 8 per suoli di categoria B (CEN-EN 1998-1).

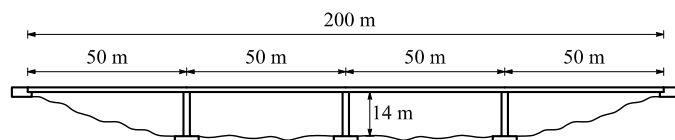


Figura 1. Continuous reinforced concrete bridge / Ponte a travata continua in calcestruzzo armato.

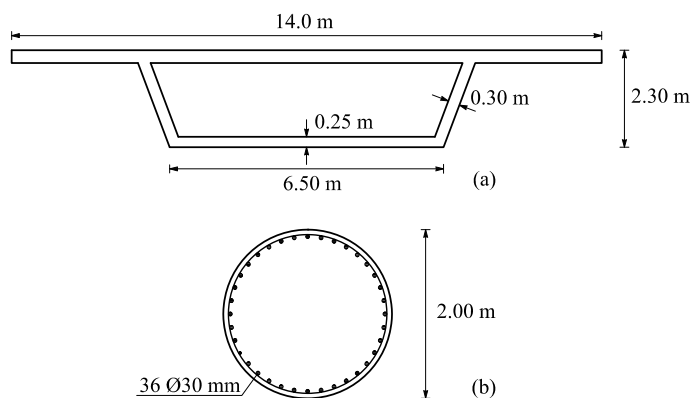


Figura 2. (a) Cross-section of the bridge deck. (b) Cross-section of the bridge piers, with reinforcement layout / (a) Sezione dell'impalcato. (b) Sezione delle pile, con indicazione della disposizione delle armature.

### 5.2 Analisi di vulnerabilità sismica nel tempo

Le prestazioni sismiche del ponte non danneggiato ( $t=0$ ) sono descritte in termini probabilistici dal diagramma di Figura 3, che mostra le curve IDA associate alla mediana e ai frattili 16% e 84% per un campione di 1000 simulazioni. Si osserva come la dispersione aumenti al crescere dell'intensità sismica. La vulnerabilità sismica può essere descritta in termini di curve di fragilità, che correlano la probabilità  $P_E$  di superamento di un assegnato stato limite all'intensità sismica. La Figura 4 mostra le curve di fragilità del ponte per gli stati limite considerati.

Si studiano gli effetti dell'aggressività ambientale considerando un attacco da cloruri sul perimetro esterno delle pile, con valore nominale della concentrazione superficiale  $C_0=3\%$  [wt.%/c]. Si assume un coefficiente di diffusione nominale  $D=1.58 \times 10^{-11}$  m<sup>2</sup>/sec. Il tempo di innesco della corrosione si associa

a una soglia critica nominale di concentrazione  $C_{crit}=0.6\%$  [wt.%/c]. La velocità di corrosione della sezione resistente delle barre di armatura è definita dal valore nominale  $q_s C_0=0.02 \text{ year}^{-1}$ . L'evoluzione nel tempo delle curve di fragilità per i diversi stati limite è mostrata in Figura 5. La probabilità di superamento dello stato limite di danno limitato SD tende a diminuire nel tempo a seguito dell'incremento di flessibilità delle pile soggette a corrosione nella transizione tra la fessurazione del calcestruzzo e il primo snervamento delle barre. Per gli altri stati limite, come atteso, la probabilità di superamento aumenta nel tempo a causa degli effetti del degrado.

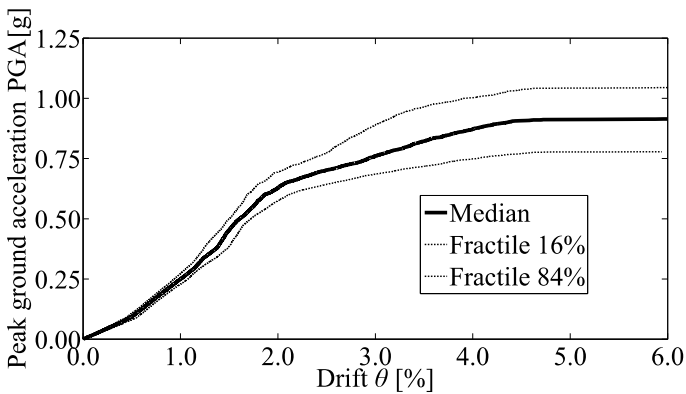


Figura 3. Probabilistic parameters of the IDA capacity curve for the undamaged bridge based on a sample of 1000 realizations (median, 16% and 84% fractiles) / Parametri probabilistici della curva di capacità IDA per il ponte non danneggiato sulla base di un campione di 1000 simulazioni (mediana e frattili 16% e 84%).

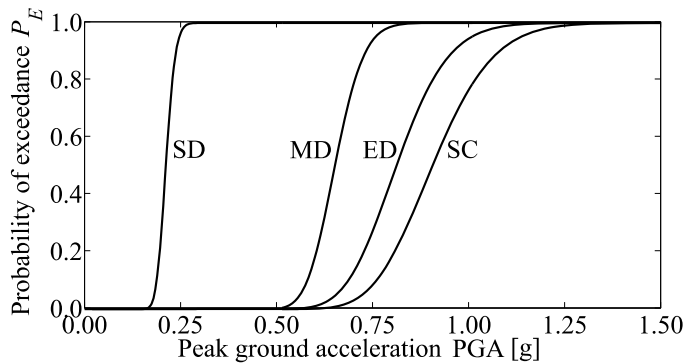
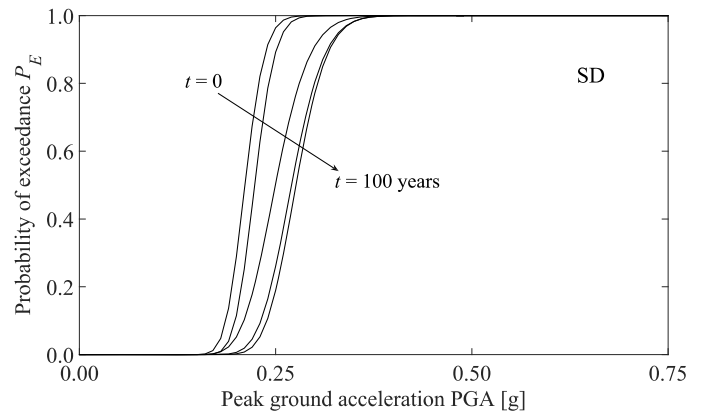


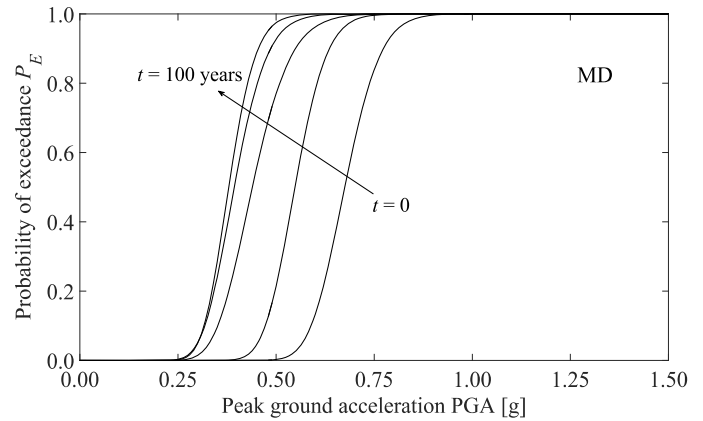
Figura 4. Fragility curves of the undamaged bridge for different limit states / Curve di fragilità del ponte non danneggiato associate agli stati limite considerati.

### 5.3 Valutazione del rischio sismico

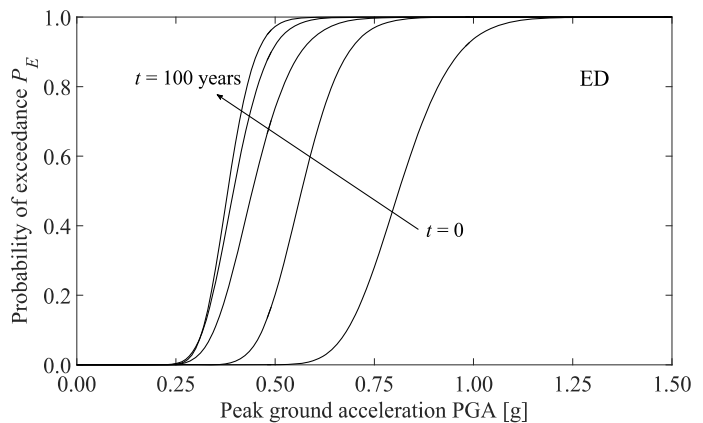
Si fa riferimento alle località di San Benedetto del Tronto (AP) e Messina, caratterizzate da differenti livelli di pericolosità sismica. La Figura 6 mostra i livelli di pericolosità forniti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1.mi.ingv.it>) e le corrispondenti curve di pericolosità ottenute da un'analisi di regressione.



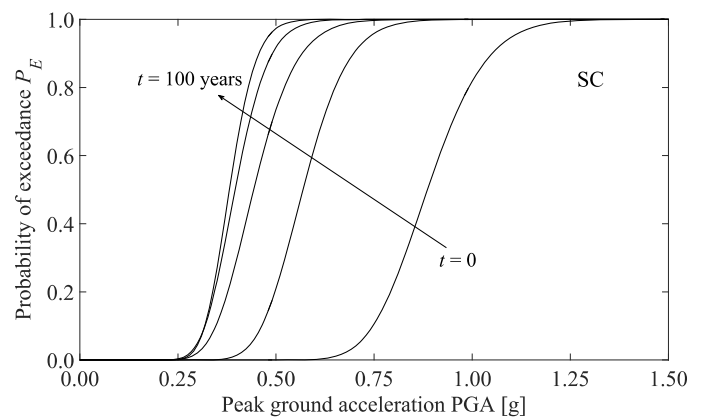
(a) SD



(b) MD

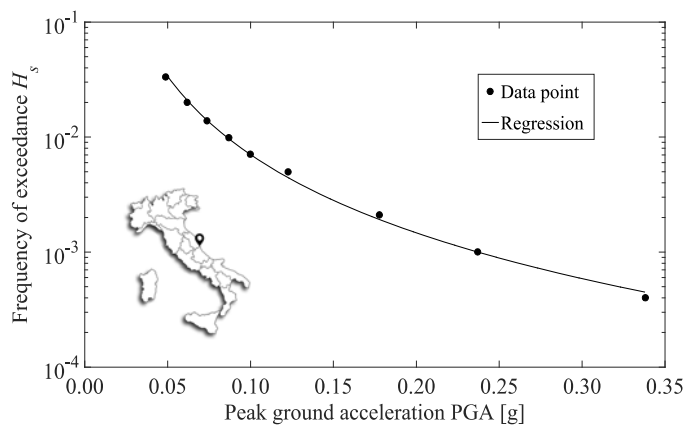


(c) ED

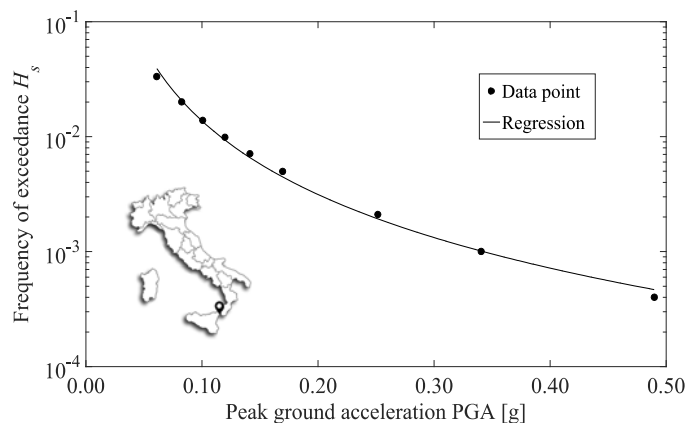


(d) SC

Figura 5. Time-variant fragility curves of the bridge ( $t = 0, 25, 50, 75,$  and  $100$  years) for different limit states: (a) SD; (b) MD; (c) ED; (e) SC / Curve di fragilità del ponte nel tempo ( $t = 0, 25, 50, 75,$  and  $100$  years) associate agli stati limite considerati: (a) SD; (b) MD; (c) ED; (e) SC.



(a) San Benedetto del Tronto

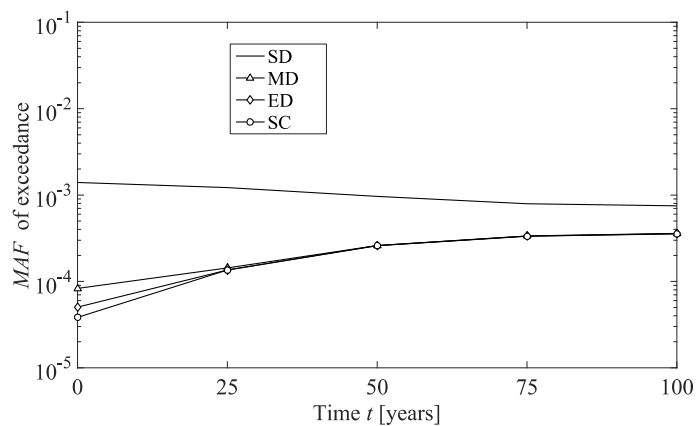


(b) Messina

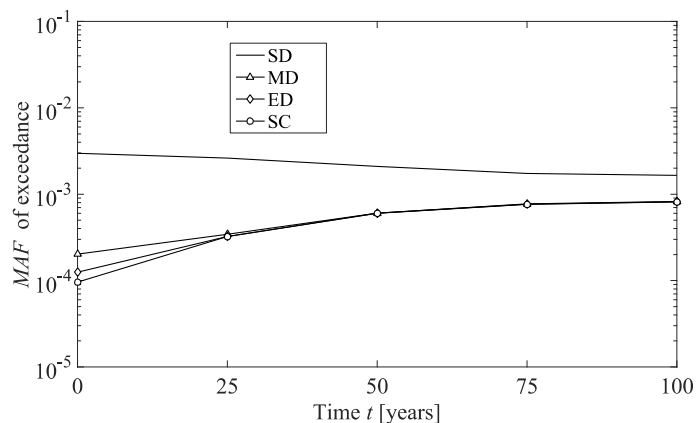
Figura 6. Seismic hazard curves: (a) San Benedetto del Tronto; (b) Messina / Curve di pericolosità sismica: (a) San Benedetto del Tronto; (b) Messina.

L'evoluzione nel tempo della frequenza annua di superamento attesa nei due siti esaminati è illustrata in Figura 7. Il confronto tra le Figure 7a e 7b evidenzia l'influenza della pericolosità sismica del sito. In entrambi i casi studiati, i valori associati allo stato limite di danno leggero (SD) diminuiscono nel tempo a seguito della riduzione di vulnerabilità mostrata in Figura 5a. I valori associati agli altri stati limite aumentano invece nel tempo a causa degli effetti del degrado. La diminuzione dello scarto tra le curve che si verifica nel tempo indica una riduzione della capacità di redistribuzione del ponte durante la vita di servizio.

La perdita associata al costo di riparazione  $C_R$  viene valutata assumendo un rapporto unitario di costo  $r_k = 0.03, 0.25, 0.75, 1.00$  per gli stati limite di danno, rispettivamente, SD, MD, ED e SC (Dong & Frangopol 2015). Le corrispondenti probabilità di occorrenza  $P_k$  per assegnati livelli dell'intensità sismica si deducono dalle curve di fragilità mostrate in Figura 5. Le perdite economiche vengono riferite ad un costo di ricostruzione unitario  $C_{rep} = 1\text{M€}$ . La Figura 8 mostra l'evoluzione nel tempo della perdite annue attese nei due siti considerati. Si osserva che la riduzione delle prestazioni sismiche a causa del degrado progressivo indotto dalla corrosione comporta un significativo aumento nel tempo delle perdite attese.



(a) San Benedetto del Tronto



(b) Messina

Figura 7. Time evolution of the mean annual frequencies for the investigated limit states: (a) San Benedetto del Tronto; (b) Messina / Evoluzione nel tempo delle frequenze medie annuali di superamento degli stati limite (a) San Benedetto del Tronto; (b) Messina.

Il rischio sismico dipende quindi sia dalla pericolosità sismica, sia dall'esposizione ambientale. Ciò conferma l'importanza di un'adeguata modellazione degli effetti combinati di danno sismico e degrado progressivo per una corretta valutazione a ciclo di vita del rischio sismico di strutture in calcestruzzo armato esposte a corrosione.

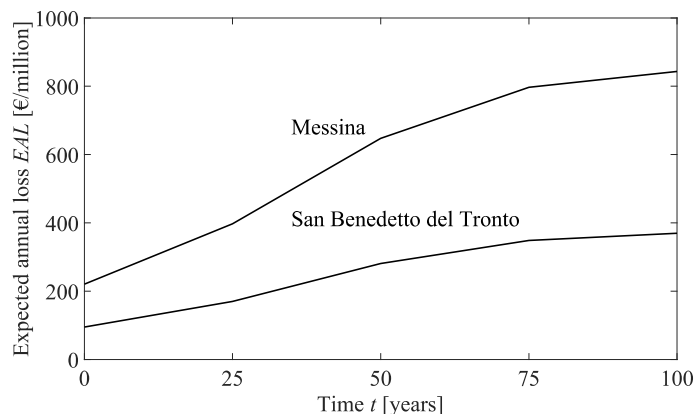


Figura 8. Time evolution of the expected annual losses for the two sites investigated / Evoluzione nel tempo delle perdite annue attese per i due siti considerati.

## 6 CONCLUSIONI

A methodology for seismic risk assessment of reinforced concrete structures under corrosion has been presented. The proposed approach has been applied to a four-span reinforced concrete bridge with piers exposed to chloride-induced corrosion. The seismic capacity associated with the attainment of different limit states has been evaluated through probabilistic incremental nonlinear dynamic analysis. The seismic risk has been evaluated by means of the mean annual frequency of exceedance of the limit states and the corresponding expected annual loss for two different sites. The results showed the detrimental effects of structural deterioration which lead over time to reduce the seismic performance and to increase the seismic risk. Consequently, the seismic risk depends on both seismic and environmental hazards. This confirms the importance of a suitable modelling of the combined effects of seismic damage and structural deterioration for a proper assessment of the life-cycle seismic risk of reinforced concrete structures exposed to corrosion. / La memoria ha presentato una metodologia per la valutazione a ciclo di vita del rischio sismico di strutture in calcestruzzo armato soggette a corrosione. L'approccio proposto è stato applicato ad un ponte a travata continua con pile esposte a corrosione da cloruri. L'evoluzione nel tempo della capacità sismica associata al raggiungimento di assegnati stati limite è stata valutata in forma probabilistica mediante analisi dinamiche non lineari di tipo incrementale. Il rischio sismico è stato quantificato attraverso le frequenze annuali di superamento degli stati limite considerati e la corrispondente perdita economica annua attesa per due diversi siti. I risultati ottenuti hanno consentito di mostrare come gli effetti del degrado progressivo comportino nel tempo una riduzione delle prestazioni della struttura e un incremento del rischio sismico, che dipende quindi sia dalla pericolosità sismica, sia dall'esposizione ambientale. Ciò conferma l'importanza di una adeguata modellazione degli effetti combinati di danno sismico e degrado progressivo per una corretta valutazione a ciclo di vita del rischio sismico di strutture in calcestruzzo armato esposte a corrosione.

## REFERENCES

- Akiyama, M., Frangopol, D.M. & Matsuzaki, H. 2011. Life-cycle reliability of RC bridge piers under seismic and airborne chloride hazards. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(15): 1671–1687.
- Akiyama, M., Frangopol, D.M. & Suzuki, M. 2012. Integration of the effects of airborne chlorides into reliability-based durability design of reinforced concrete structures in a marine environment. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(2): 125–134.
- Apostolopoulos, C.A. & Papadakis, V.G. 2008. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. *Construction and Building Materials*, 22: 2316–2324.
- Babič, A. & Dolšek, M. 2016. Seismic fragility functions of industrial precast building classes. *Engineering Structures*, 118:357–370.
- Baker, J.W. & Cornell, C.A. 2008. Uncertainty propagation in probabilistic seismic loss estimation. *Structural Safety*, 30(3): 236–252.
- Banerjee, S. & Prasad, G.G. 2013. Seismic risk assessment of reinforced concrete bridges in flood-prone regions. *Structure and Infrastructure Engineering*, 9(9): 952–968.
- Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P. & Polder, R. 2004. *Corrosion of steel in concrete*. Wiley-VCH, Weinheim, Germany.
- Biondini, F., Bontempi, F., Frangopol, D.M. & Malerba, P.G. 2004. Cellular automata approach to durability analysis of concrete structures in aggressive environments. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 130(11): 1724–1737.
- Biondini, F., Bontempi, F., Frangopol, D.M. & Malerba, P.G. 2006. Probabilistic service life assessment and maintenance planning of concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 132(5): 810–825.
- Biondini, F., Camnasio, E. & Palermo, A. 2014. Lifetime seismic performance of concrete bridges exposed to corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, 10(7): 880–900.
- Biondini, F. & Frangopol, D.M. 2016. Life-cycle performance of deteriorating structural systems under uncertainty: Review. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 142(9), F4016001, 1–17, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001544.
- Biondini F., Palermo, A. & Toniolo, G. 2011. Seismic performance of concrete structures exposed to corrosion: case studies of low-rise precast buildings. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7(1):109–119.
- Biondini, F. & Vergani, M. 2015. Deteriorating beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(4): 519–532.
- Capacci, L. 2015. *Seismic resilience of bridge networks*. Master Thesis, Politecnico di Milano, Milan, Italy.
- Carreño, M.L., Cardona, O.D. & Barbat, A.H. 2005. Seismic risk evaluation for an urban centre. *International Conference 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake*, November 1–4, 2005, Lisbon, Portugal.
- CEN-EN 1998-1 2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels.
- Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. & Foutch, D.A. 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(4): 526–533.
- D.M. 14/01/2008 – *Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. n. 29, 4 Febbraio 2008.
- Deierlein, G.G. 2004. Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment. *International Workshop on Performance-Based Seismic Design*, June 28–July 1, 2004, Bled, Slovenia. In: *Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*, P. Fajfar & H. Krawinkler (Eds.), PEER Report 2004/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.
- Dolšek, M. 2009. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6): 805–825.

- Dong, Y. & Frangopol, D.M. 2015. Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties. *Engineering and Structures*, 83(9): 198–208.
- fib, 2006. *Model Code for service life design*. Bulletin 34, Fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland.
- Glicksman, M.E. 2000. *Diffusion in solids*. John Wiley & Sons.
- Goda, K. 2015. Seismic risk management of insurance portfolio using catastrophe bonds. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 30(7): 570 – 582.
- Goulet, C.A., Haselton, C.B., Mitrani-Reisner, J., Beck, J.L., Deierlein, G.G., Porter, K. & Stewart, J.P. 2007. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13): 1973–1991.
- Iman, R.L. & Conover, W.J. 1982. A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables. *Communication in Statistics*, 11(3): 311-334.
- Krawinkler, H. 2005. Van Nuys Hotel building testbed report: Exercising seismic performance assessment. *PEER Report 2005/11*, University of California, Berkeley, CA, USA.
- Mander, J., Priestley, M.J.N. & Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(8): 1804–1826.
- Pastore, T., & Pedferri, P. 1994. La corrosione e la protezione delle opere metalliche esposte all’atmosfera. *L’edilizia*, December 1994, 75–92.
- Paulay, T. & Priestley, M.J.N. 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*, John Wiley & Sons.
- Pinto, A.V., Verzeletti, G., Magonette, G., Pegon, P., Negro, P. & Guedes, J. 1996. Pseudo-dynamic testing of large-scale R/C bridges in ELSA. *11th World Conference on Earthquake Engineering*, June 23–28, 1996, Acapulco, Mexico.
- Porter, K.A. (2003). An overview of PEER’s performance-based earthquake engineering methodology. *9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9)*, July 6–9, 2003, San Francisco, CA, USA. In: Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, A. der Kiureghian, S. Madanat & J.M. Pestana (Eds.), Ios PressInc, Amsterdam, The Netherlands, 2003.
- SIMQKE 1976. *A Program for Artificial Ground Motion Generation*. User’s Manual and Documentation, NISEE, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, MA, USA.
- Sinković, N.L., Brozović, M. & Dolšek, M. 2016. Risk-based seismic design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(9): 1451–1471.
- Solberg, K.M., Dhakal, R.P., Mander, J.B. & Bradley, B.A. 2008. Computational and rapid expected annual loss estimation methodologies for structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(1): 81–101.
- Takeda, T., Sozen, M.A. & Nielsen, N.N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquake. *Journal of the Structural Division*, ASCE, 11(2): 10–21.
- Titi, A. & Biondini, F. 2014a. Probabilistic seismic assessment of multistory precast concrete frames exposed to corrosion. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(6): 2665–2681.
- Titi, A. & Biondini, F. 2014b. Lifetime incremental dynamic analysis of concrete structures. *4th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2014)*, November 16-19, 2014, Tokyo, Japan. In: *Life-Cycle of Structural Systems*, H. Furuta, D.M. Frangopol & M. Akiyama (Eds.), CRC Press/Balkema, Taylor & Francis Group, London, UK.
- Titi, A. & Biondini, F. 2016. On the accuracy of diffusion models for life-cycle assessment of concrete structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(9): 1202–1215.
- Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 491–514.
- Vidal, T., Castel, A. & Francois, R. 2004. Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 34, 165–174.
- Vořechovský, M. & Novák, D. 2009. Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 24(3): 452–462.
- Yang, T.Y., Moehle, J., Stojadinovic, B. & der Kiureghian, A. 2006. An application of PEER performance-based earthquake engineering methodology. *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, April 18–22, 2006, San Francisco, CA, USA. In: *Proceeding of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Oakland, CA, USA.