



PROGETTO STRIT – Strumenti e Tecnologie per la gestione del Rischio delle Infrastrutture di Trasporto.

Obiettivo Realizzativo OR2

**Metodi e tecnologie di riduzione del rischio delle grandi
infrastrutture viarie**

Attività 2.2.1

Risultato RT D.2.2

*Sistema di supporto alle decisioni per la riduzione della vulnerabilità
delle opere d'arte di infrastrutture viarie.*

Revisione	Data	Redazione	Convalida	Approvazione
		Hossein Ebrahimian, Fateme Jalayer		



Contributi al Risultato D.2.2

Partner	Contributo	Data	Redazione
UNINA 	Attività 2.2.1	10.07.2015	Hossein Ebrahimian Fatemeh Jalayer
(LOGO)			
(LOGO)			
(LOGO)			

PREFAZIONE

Il costo del ciclo di vita atteso di un'infrastruttura è un importante parametro per l'analisi sismica prestazionale. In termini economici comprende vari fattori, quali la sismicità, il rischio, la vulnerabilità dell'infrastruttura e l'exposed asset per l'intera vita utile dell'infrastruttura in termini scalari. Chiaramente l'analisi del costo del ciclo di vita di un'infrastruttura esistente è soggetta ad incertezze dovute sia all'incertezza relativa ai futuri eventi sismici che si verificheranno sia all'incertezza nella caratterizzazione di un'infrastruttura esistente. Il costo del ciclo di vita, quindi, è analizzato al meglio in termini probabilistici. Concentrandosi su decisioni di adeguamento per un'infrastruttura esistente, la presente relazione offre una metodologia basata sull'affidabilità per la classificazione di varie strategie di adeguamento. La strategia di adeguamento ottimale viene scelta come strategia che riesce a minimizzare il costo del ciclo di vita atteso rispettando al contempo i vincoli legati alla sicurezza dell'infrastruttura. Il costo del ciclo di vita viene calcolato sommando i costi dell'installazione, di riparazione/sostituzione, i costi di manutenzione e i costi legati all'inattività nel caso di chiusura per tutta la vita utile residua dell'infrastruttura. Una novità particolare nella metodologia presentata è il fatto che prende in considerazione la possibilità che l'infrastruttura danneggiata sia soggetta ad altri eventi sismici mentre è soggetta a operazioni di riparazione.

SOMMARIO

PREFAZIONE.....	3
1 Sommario.....	5
2 INTRODUZIONE	6
3 Sviluppo dei metodi di progettazione e di strategie di adeguamento mediante LCCA in un approccio multi rischio (A. 2.2.1)	8
3.1 Metodologia.....	8
3.1.1 La serie di presupposti.....	9
3.1.2 Analisi del rischio tempo-dipendente.....	9
3.1.3 Derivazione di un'espressione per la probabilità di primo superamento dello stato limite dato che si verifica un numero di eventi.....	12
3.1.4 Come influiscono le diverse decisioni sulla formulazione del rischio probabilistica tempo-dipendente?.....	13
3.1.5 Il Costo del Ciclo di Vita atteso	14
3.1.6 Variabile prestazionale strutturale tempo-dipendente	15
3.1.7 Analisi Cloud Sequenziale	16
4 Sviluppo di un Decision Support System (DSS) per analisi LCCA in un approccio multi-rischio (A. 2.2.1).....	19
4.1 Informazioni Preliminari di carattere generale relative alla macchina su cui la routine dovrà girare	19
4.2 Chiamata della funzione	19
4.3 Informazioni specifiche alla funzione LCCA.jar	20
4.3.1 Informazioni relative ai file di Input	20
4.3.2 Informazioni relative ai file di Output.....	22
4.4 Esempio Numerico	22
4.4.1 Informazioni generali	22
4.4.2 Data sulla sismicità e record selezionati.....	27
4.4.3 Calcolo della probabilità relative allo stato limite tempo-dipendenti	32
4.4.4 Calcolo del Costo del Ciclo di Vita atteso	35
5 CONCLUSIONI	41
6 BIBLIOGRAFIA	42

1 Sommario

In un quadro decisionale relativo alla progettazione prestazionale, il costo del ciclo di vita può essere considerato come una variabile fondamentale per quantificare e misurare gli obiettivi prestazionali per una serie (discreta) di stati limite. Il costo del ciclo di vita rappresenta un parametro economico, espresso in unità monetarie; esso tiene in considerazione il costo iniziale di costruzione, i costi di riparazione (all'interno dei quali c'è anche la perdita di reddito a causa dei tempi di interruzione dell'attività), ed, infine, il costo di manutenzione.

L'obiettivo principale di questa sotto-attività è quello di valutare il costo del ciclo di vita atteso per il consolidamento di un ponte esistente che si trova in zona sismica. Tale consolidamento coinvolge il processo decisionale che spazia tra una serie di possibili interventi, che possono essere valutati e confrontati in termini di costi del ciclo di vita corrispondente. La metodologia presentata può essere efficacemente utilizzata per lo screening tra proposte di strategie alternative di intervento, oltre che per soddisfare i criteri base di affidabilità previsti. Evidentemente, la soluzione ottimale è ottenuta a partire dalla minimizzazione del costo del ciclo di vita.

Nella prima parte di questa relazione, viene proposto un metodo al fine di calcolare il rischio tempo-dipendente, in termini di probabilità corrispondenti al superamento degli stati limite prescelti, durante l'intero ciclo di vita del ponte. Successivamente, il costo del ciclo di vita atteso viene calcolato considerando diversi schemi possibili di interventi manutentivi.

La seconda parte si concentra sulla considerazione del livello di conoscenza che viene acquisita a partire dalla quantità di prove e controlli effettuati sulla struttura e sul calcolo del rischio tempo-dipendente delle strutture dei ponti esistenti (proposto nella prima parte).

Il terzo capitolo propone un processo decisionale multi rischio basato sulla metodologia analizzata nel primo capitolo, considerando anche l'effetto degradante dell'invecchiamento. Infine, l'ultimo capitolo introduce la routine che è stata sviluppata per il DSS di un ponte esistente. Sono proposti i risultati di un esempio numerico, sviluppato nell'ambito della suddetta routine.

2 INTRODUZIONE

Nel contesto decisionale della progettazione basata sulla prestazione possono essere considerati numerosi obiettivi prestazionali per una serie di stati limite (discreti) (ad es. minimizzare i costi iniziali di costruzione, assicurare la sicurezza in caso di eventi estremi e rari). Per poter applicare gli obiettivi prestazionali in un quadro decisionale è auspicabile quantificare e misurare questi obiettivi in termini di una variabile di riferimento comune. Il costo del ciclo di vita è stato proposto da molti (Wen 2001, Faber e Rackwitz 2004, Porter et al. 2001, Franchin et al. 2006, Goulet et al. 2007, Jalayer et al. 2011a, Jalayer et al. 2012) come idonea variabile prestazionale di riferimento. Il costo del ciclo di vita, storicamente identificato come un parametro economico espresso in unità monetarie, tiene in considerazione il costo iniziale di costruzione, i costi regolari di manutenzione e di funzionalità nel tempo, la perdita di reddito in caso di danneggiamento, costi di riparazione/sostituzione, perdite sociali comprese eventuali perdite di vite e costi di riciclaggio a fine vita. L'analisi del costo del ciclo di vita è soggetta a numerosi fonti di incertezza, quale l'occorrenza e l'intensità di eventi sismici futuri, la resistenza strutturale e la vita utile stessa. Il costo del ciclo di vita è generalmente analizzato in termini del suo valore atteso per la vita utile dell'infrastruttura.

Il presente studio nella sotto-attività 2.2.1 intende applicare i criteri del costo del ciclo di vita all'adeguamento di ponti esistenti situati in aree sismiche. L'adeguamento riguarda le decisioni tra una serie di opzioni variabili che possono essere analizzate e confrontate in base al costo del ciclo di vita corrispondente e soggette ai limiti di affidabilità. In particolare, per ogni opzione di aggiornamento del ponte il costo del ciclo di vita viene analizzato calcolando in termini monetari il costo diretto dell'installazione della soluzione di aggiornamento, il costo di manutenzione del sistema aggiornato, i costi di riparazione/sostituzione in caso di danneggiamento e i costi comprensivi di eventuali perdite di vite e costi di riciclaggio a fine vita.

La metodologia per il calcolo del costo del ciclo di vita prende in considerazione il profilo variabile nel tempo della probabilità di superare una serie di stati limite strutturali. Il processo di Poisson omogeneo viene utilizzato per modellare la probabilità che un certo numero di eventi sismici si verifichi nella durata del ciclo di vita strutturale. Dato il numero di eventi sismici, la probabilità di superare diversi stati limite strutturali viene calcolata prendendo in considerazione la probabilità che

la struttura sarà riparata prima che si verifichino i prossimi eventi. Le probabilità relative allo stato limite tempo-dipendenti calcolate vengono poi usate per calcolare il costo del ciclo di vita atteso per ogni opzione di adeguamento considerata. Dopo che viene individuata l'opzione low-cost tra le varie opzioni, l'affidabilità strutturale per la corrispondente infrastruttura oggetto dell'aggiornamento deve essere verificata in riferimento a una soglia accettabile. La metodologia presentata può essere applicata alle decisioni di adeguamento per una serie di opzioni attuabili per l'aggiornamento di un ponte esistente. La soluzione ottimale viene evidenziata sulla base della minimizzazione del costo del ciclo di vita che soddisfa i criteri accettabili basati sull'affidabilità.

3 Sviluppo dei metodi di progettazione e di strategie di adeguamento mediante LCCA in un approccio multi rischio

In un quadro decisionale relativo alla progettazione prestazionale, il costo del ciclo di vita può essere considerato come una variabile fondamentale per quantificare e misurare gli obiettivi prestazionali per una serie (discreta) di stati limite. Il costo del ciclo di vita rappresenta un parametro economico, espresso in unità monetarie; esso tiene in considerazione il costo iniziale di costruzione, i costi di riparazione (all'interno dei quali c'è anche la perdita di reddito a causa dei tempi di interruzione dell'attività), ed, infine, il costo di manutenzione. Il costo del ciclo di vita atteso può essere applicato all'adeguamento di ponti esistenti situati in aree sismiche. L'adeguamento comprende decisioni tra una serie di schemi di riabilitazione attuabili. La metodologia presentata può essere efficacemente usata per la scegliere tra alternative strategie proposte di upgrading che soddisfano i criteri prescritti basati sull'affidabilità. La soluzione ottimale viene evidenziata sulla base della minimizzazione del costo del ciclo di vita.

3.1 Metodologia

L'obiettivo della presente metodologia è la valutazione del costo del ciclo di vita atteso per un ponte soggetto ad azione sismica nel corso della vita utile. Viene prima di tutto proposto un metodo per calcolare il rischio tempo-dipendente in termini di probabilità corrispondente all'eccedenza degli stati limite (discreti) desiderati durante l'intera vita del ponte. Successivamente viene calcolato il costo del ciclo di vita atteso prendendo in considerazione i costi iniziali di costruzione, i costi di riparazione (all'interno dei quali c'è anche la perdita di reddito a causa dei tempi di interruzione dell'attività), ed, infine, il costo di manutenzione. Il presente studio applica la metodologia presentata da Jalayer et al. (2011a, b), e poi da Ebrahimian et al. (2014) al fine di calcolare il rischio tempo-dipendente nel corso della vita di un ponte. I calcoli implicati in questa metodologia sono basati su una serie di presupposti descritti nella sezione seguente. La metodologia presentata basata sulle probabilità per la valutazione del costo del ciclo di vita atteso può essere efficacemente usata per scegliere tra varie strategie di aggiornamento proposte che soddisfano al contempo i limiti prescritti di affidabilità.

3.1.1 La serie di presupposti

Qui viene esposto il seguente presupposto:

1. Una volta che un grosso evento sismico (ad es. di magnitudo superiore a una soglia prestabilita) colpisce la struttura, si confronteranno i risultati di due decisioni alternative: a) chiusura e riparazione immediate della struttura che chiameremo **R**, e b) nessuna riparazione definita come **NR**.
2. L'attività di riparazione deve riportare la struttura allo stato iniziale.
3. Il tempo di riparazione, che corrisponde anche al tempo di chiusura della struttura, dipende solo dallo stato della struttura danneggiata. È probabile che gli eventi sismici grossi si verifichino mentre la struttura è in riparazione.
4. La struttura sarà sostituita/riciclata mentre si presentano le seguenti condizioni: a) la struttura supera gli stati limite ultimi definiti, b) la riparazione strutturale all'indomani di un evento critico mette a repentaglio le operazioni di riparazione future, e c) il costo delle operazioni di riparazione supera i costi della sostituzione.
5. La sequenza degli eventi sismici grossi che si verificano non comprende il clustering degli eventi sismici (cioè le aftershock); precedenti opere degli autori si sono concentrate sui cluster (vedi Jalayer et al. 2011b, e Ebrahimian et al. 2014).

3.1.2 Valutazione del rischio tempo-dipendente

Assumiamo che $\mathbf{I}_1$ rappresenti i seguenti dati: t_{life} denota il tempo di vita della struttura (generalmente definito in anni); N_{ce} rappresenta il numero massimo di eventi sismici critici che si possono verificare durante l'intervallo di tempo $[0, t_{life}]$ e hanno magnitudo M compresa tra $M_l \leq M \leq M_u$ (M_l è il limite inferiore e M_u è il limite upper bound). La probabilità di primo superamento dello stato limite desiderato LS dato $\mathbf{I}_1$, indicato da $P(LS|\mathbf{I}_1)$ può essere aumentata usando il Teorema della probabilità totale (Benjamin and Cornell 1970):

$$P(LS|\mathbf{I}_1) = \sum_{n=1}^{N_{ce}} P(LS|n, \mathbf{I}_1) P(n|\mathbf{I}_1) \quad (1)$$

dove $P(LS|n, \mathbf{I}_1)$ è la probabilità di superare lo stato limite LS per la prima volta dato che esattamente $n=1:N_{ce}$ eventi si verificano e $\mathbf{I}_1$; $P(n|\mathbf{I}_1)$ è la probabilità che esattamente n eventi con $M_l \leq M \leq M_u$ si verifichino durante t_{life} . Supponendo che l'occorrenza dei sismi nel tempo di vita della struttura sia espressa da una funzione massa stazionaria di probabilità statica di Poisson, $P(n|\mathbf{I}_1)$ può essere espresso come:

$$P(n | \mathbf{I}_1) = \frac{(\nu t_{life})^n e^{-\nu t_{life}}}{n!} \quad (2)$$

dove ν è il tasso annuale di sismicità (cioè il tasso annuale di occorrenza di eventi con $M_l \leq M \leq M_u$). La best-estimate per N_{ce} nell'equazione 1 è qui adottata come il valore atteso più due deviazioni standard ($N_{ce} \approx \nu t_{life} + 2[\nu t_{life}]^{1/2}$) per la distribuzione $P(n|\mathbf{I}_1)$ fornita dal modello Poisson. Il termine $P(LS|n, \mathbf{I}_1)$ nell'equazione 1 può essere calcolato considerando la serie di eventi mutualmente esclusivi e collettivamente esaustivi (MECE) che il primo superamento di LS si è verificato in uno e solo uno degli eventi precedenti (vedi Jalayer et al. 2011a, Jalayer et al. 2011b, e Ebrahimian et al. 2014):

$$P(LS | n, \mathbf{I}_1) = P(C_1 + \bar{C}_1 C_2 + \bar{C}_1 \bar{C}_2 C_3 + \dots + \bar{C}_1 \bar{C}_2 \dots \bar{C}_{n-1} C_n | \mathbf{I}_1) \quad (3)$$

dove $C_k, k=1:n$, è definito dalla seguente affermazione:

$$\begin{cases} C_k \equiv LS \text{ first-excursion after } k\text{th event} \\ \bar{C}_k \equiv LS \text{ not exceeded after } k\text{th event (read as NOT } C_k) \end{cases} \quad (4)$$

Può essere dimostrato (vedi la seguente sezione 2.1.3 per la derivazione e anche Ebrahimian et al. 2014 Appendix) che $P(LS|n, \mathbf{I}_1)$ nell'equazione 3 può essere scritto come:

$$\begin{aligned} P(LS | n, \mathbf{I}_1) &= \sum_{k=1}^n \left(P(C_k | \bar{C}_1 \bar{C}_2 \dots \bar{C}_{k-1}, \mathbf{I}_1) \cdot \prod_{i=1}^{k-1} [1 - P(C_i | \bar{C}_1 \bar{C}_2 \dots \bar{C}_{i-1}, \mathbf{I}_1)] \right) \\ &= \sum_{k=1}^n \left(\Pi_k \cdot \prod_{i=1}^{k-1} (1 - \Pi_i) \right) \end{aligned} \quad (5)$$

dove Π_k denota la probabilità di primo superamento di LS causato dall'occorrenza del k -esimo evento dato che lo stato limite non è stato superato negli eventi precedenti ($k-1$) e $\mathbf{I}_1$. Per brevità l'informazione condizionante che il primo superamento dello stato limite non si è verificato negli eventi precedenti insieme a $\mathbf{I}_1$ è espressa in seguito come $\mathbf{I}_2$. Il termine di probabilità Π_k può essere

ulteriormente spiegato in riferimento alla misura dell'intensità del moto del suolo che qui è l'accelerazione spettrale di primo modo $Sa(T)$, come segue (vedi anche Ebrahimian et al. 2014):

$$\Pi_k = \int_{\text{all } x} P(C_k | x, \mathbf{I}_2) p(x | \mathbf{I}_2) dx = \int_{\text{all } x} \pi_k(x) \left[\frac{1}{\nu} \cdot \left| \frac{d\lambda_{Sa(T)}(x)}{dx} \right| \right] dx = \frac{1}{\nu} \int_{\text{all } x} \pi_k(x) |d\lambda_{Sa(T)}(x)| \quad (6)$$

dove x specifica $Sa(T)$ associate al k -esimo evento; $\pi_k(x)$ è chiamato fragilità *evento-dipendente* per il k -esimo dato evento $\mathbf{I}_2$ (vedi anche Ebrahimian et al. 2014). La serie di fragilità evento-dipendenti $\{\pi_n(x) | n=1:N_{ce}\}$ è data da una procedura di analisi dinamica non lineare detta *Analisi Cloud Sequenziale* che sarà discussa in seguito. La probabilità $p(x|\mathbf{I}_2)$ è la probabilità di $Sa(T)$ con x corrispondente al k -esimo evento (tra le informazioni entro $\mathbf{I}_2$, la condizione che gli eventi precedenti ($k-1$) non abbiano portato al superamento dello stato limite LS è ignorata in quanto già vista nel calcolo di π_k); $p(x|\mathbf{I}_2)$ può essere direttamente derivato dal rischio di accelerazione spettrale specifica del sito in termini di tasso medio annuale di superamento di x , cioè $\lambda_{Sa(T)}(x)$, come illustrato nell'equazione 6, dove $d\lambda_{Sa(T)}(x)/dx$ è l'inclinazione della curva del rischio sismico. In generale Π_k si risolve usando l'integrazione numerica calcolando il prodotto della fragilità evento-dipendente e il differenziale della curva di rischio sismico a valori discreti x , aggiungendo i risultati da tutte le x , e poi moltiplicando per $1/\nu$.

Sebbene $P(LS|\mathbf{I}_1)$ sia calcolato entro l'intervallo di tempo $[0, t_{life}]$, la probabilità di primo superamento nell'intervallo di tempo $[0, t_{life} + \Delta t]$ descritto come $P(LS|\Delta t, \mathbf{I}_1)$, dove Δt è un incremento di tempo, può essere espressa come:

$$P(LS | \Delta t, \mathbf{I}_1) = P(LS | \mathbf{I}_1) + P(LS | [t_{life}, t_{life} + \Delta t], \mathbf{I}_1) \quad (7)$$

dove il secondo termine nell'equazione 7 denota la probabilità di primo superamento dello stato limite tempo-dipendente nell'intervallo di tempo $[t_{life}, t_{life} + \Delta t]$, ed è uguale a (Jalayer et al. 2011b):

$$P(LS | [t_{life}, t_{life} + \Delta t], \mathbf{I}_1) = P(LS | \Delta t, \mathbf{I}_1) - P(LS | \mathbf{I}_1) \quad (8)$$

Così, fissando $\Delta t=1$ anno, si ottiene la probabilità di primo superamento dello stato limite nell'intervallo di tempo di un anno $[t_{life}, t_{life}+1]$.

3.1.3 Derivazione di un'espressione per la probabilità di primo superamento dello stato limite dato che si verifica una serie di eventi

Poiché i termini $\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}C_k$, $k=1:n$, nell'equazione 3 sono MECE, essa può essere riscritta sommando le probabilità per ogni singolo termine:

$$P(LS | n, \mathbf{I}_1) = \sum_{k=1}^n P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}C_k | \mathbf{I}_1) \quad (9)$$

dove $P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}C_k | \mathbf{I}_1)$ rappresenta la sequenza dei termini di probabilità identificati dal fatto che il primo superamento dello stato limite si verifica al k -esimo evento. Si noti che per semplicità la dipendenza da n non è presente nell'equazione 9 considerando il fatto che è già riflessa nella somma. Tale termine di probabilità può essere spiegato come:

$$P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}C_k | \mathbf{I}_1) = P(C_k | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}, \mathbf{I}_1) P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1} | \mathbf{I}_1) \quad (10)$$

dove $P(C_k | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}, \mathbf{I}_1)$ denota la probabilità che il primo superamento dello stato limite si verifichi a causa dell'occorrenza del k -esimo evento, e $P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1} | \mathbf{I}_1)$ è la probabilità che la struttura non abbia superato lo stato limite dopo l'evento ($k-1$). Negli articoli precedenti (Jalayer et al. 2011a, 2011b), si presupponeva che C_k 's sono stocasticamente indipendenti. Pertanto, la formulazione presentata nell'equazione 10 è generale e si ottiene sulla base della *regola del prodotto* nella probabilità (Jaynes 2004). Quest'ultima può essere ulteriormente spiegata come (seguendo la stessa logica dell'equazione 10):

$$P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}C_k | \mathbf{I}_1) = P(C_k | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}, \mathbf{I}_1) P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1} | \mathbf{I}_1) \quad (11)$$

In modo ricorsivo si può ottenere la seguente espressione:

$$P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1} | \mathbf{I}_1) = \prod_{i=1}^{k-1} [1 - P(C_i | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{i-1}, \mathbf{I}_1)] \quad (12)$$

In questo modo, sostituendo $P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1} | \mathbf{I}_1)$ dall'equazione 12 nell'equazione 10:

$$P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}C_k | \mathbf{I}_1) = P(C_k | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}, \mathbf{I}_1) \prod_{i=1}^{k-1} [1 - P(C_i | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{i-1}, \mathbf{I}_1)] \quad (13)$$

Infine, sostituendo $P(\bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}C_k | \mathbf{I}_1)$ dall'equazione 13 nell'equazione 9, è possibile calcolare il termine di probabilità $P(LS|n, \mathbf{I}_1)$:

$$P(LS | n, \mathbf{I}_1) = \sum_{k=1}^n \left(P(C_k | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{k-1}, \mathbf{I}_1) \cdot \prod_{i=1}^{k-1} [1 - P(C_i | \bar{C}_1\bar{C}_2...\bar{C}_{i-1}, \mathbf{I}_1)] \right) \quad (14)$$

3.1.4 Come influiscono decisioni diverse sulla formulazione probabilistica del rischio tempo-dipendente?

In base al primo presupposto precedentemente descritto in merito alle decisioni indipendenti, l'obiettivo è qui prendere in considerazione le condizioni di riparazione (**R**) o di nessuna riparazione (**NR**) all'interno della probabilità $P(LS|\mathbf{I}_1)$. Queste decisioni possono comparire mentre si valuta la serie di termini di probabilità $\{\Pi_n|n=1:N_{ce}\}$. Nel caso di **NR**, $\{\Pi_{n, \mathbf{NR}}|n=1:N_{ce}\}$ è calcolato direttamente dall'equazione 6 intrecciando la fragilità evento-dipendente e la probabilità di $Sa(T)$ a causa dell' n -esimo evento. Tuttavia, per il caso di **R**, la serie di termini di probabilità $\{\Pi_{n, \mathbf{R}}|n=1:N_{ce}\}$ dovrebbe ulteriormente scomporsi nella somma di due eventi MECE in considerazione del fatto che l'evento n colpisce la struttura (indicata da D_0) intatta (non danneggiata) o la struttura danneggiata (definita da D), come segue:

$$\Pi_{n, \mathbf{R}} = P(C_n, D_0 | \mathbf{I}_2) + P(C_n, D | \mathbf{I}_2) \quad (15)$$

Come precedentemente osservato, $\mathbf{I}_2$ comprende l'informazione di base $\mathbf{I}_1$ e l'informazione che gli eventi precedenti ($n-1$) non hanno portato al primo superamento dello stato limite LS . L'equazione 15 si spiega come

$$\Pi_{n, \mathbf{R}} = P(C_n | D_0, \mathbf{I}_2) p(D_0 | \mathbf{I}_2) + \sum_{j=1}^{n-1} P(C_n | D_j, \mathbf{I}_2) p(D_j | \mathbf{I}_2) \quad (16)$$

dove $P(C_n|D_0, \mathbf{I}_n)$ è la probabilità condizionale del primo superamento di LS causato dall'occorrenza dell' n -esimo evento dato che la struttura viene riparata (tornando al suo stato originario) proprio prima che si verifichi l' n -esimo evento. Di conseguenza questo termine di probabilità è uguale a Π_1 associato alla struttura intatta. $p(D_0|\mathbf{I}_2)$ è perciò la probabilità che la struttura venga riparata prima dell'occorrenza dell' n -esimo evento, che rivela che il tempo di interarrivo (IAT) tra gli ultimi eventi

successivi, cioè n -esimo e $(n-1)$ esimo eventi, è superiore al tempo di riparazione τ associato allo stato limite LS . Così, $p(D_0|\mathbf{I}_n)$ è la probabilità che $IAT > \tau$, che è espresso come una distribuzione esponenziale uguale a $\exp(-\nu\tau)$. Coerentemente con questo, $P(C_n|D_j, \mathbf{I}_2)$ può essere interpretato come il primo superamento di LS causato dall' n -esimo dato che la struttura danneggiata è già soggetta a $j=1:n-1$ eventi sismici mentre era in riparazione (l'informazione estratta da $\mathbf{I}_2$ è che gli eventi precedenti j non hanno portato alla primo superamento dello stato limite LS). Questo termine di probabilità, quindi, è identico a Π_{j+1} . Inoltre, $p(D_j|\mathbf{I}_2)$ è la probabilità di sperimentare esattamente j eventi (prima che si verifichi l'ultimo n -esimo evento) mentre la struttura è in riparazione (cioè per tutti gli eventi precedenti j , $IAT < \tau$ e la struttura è diventata intatta prima dell'evento j th); ci sono pertanto j probabilità indipendenti e distribuite esponenzialmente che $IAT < \tau$, ognuna può essere espressa come $1 - \exp(-\nu\tau)$ oltre alla probabilità $\exp(-\nu\tau)$. Di conseguenza l'equazione 16 può essere riscritta come:

$$\Pi_{n,R} = \Pi_1 e^{-\nu\tau} + \sum_{j=1}^{n-1} \Pi_{j+1} e^{-\nu\tau} (1 - e^{-\nu\tau})^j \quad (17)$$

3.1.5 Costo del ciclo di vita atteso

Il costo del ciclo di vita atteso data l'informazione $\mathbf{I}_1$ può essere espresso come (Wen 2001):

$$\mathbb{E}[C | \mathbf{I}_2] = C_0 + C_R + C_M \quad (18)$$

dove C_0 è il costo iniziale di costruzione o di aggiornamento, C_R è il costo di riparazione o sostituzione che comprende anche la perdita di guadagno a causa dell'inattività e C_M è il costo annuale di manutenzione. Il costo di riparazione C_R può essere calcolato dalla seguente equazione:

$$\begin{aligned} C_R &= \sum_{t=1}^{t_{life}} \sum_{ls=1}^{N_{LS}} LSC_{ls} \cdot e^{-\lambda_d t} \left[P(LS_{ls} | [t, t+1], \mathbf{I}_1) - P(LS_{ls+1} | [t, t+1], \mathbf{I}_1) \right] \\ &= \sum_{t=1}^{t_{life}} \sum_{ls=1}^{N_{LS}} LSC_{ls} \cdot e^{-\lambda_d t} \cdot \Delta P(LS_{ls} | [t, t+1], \mathbf{I}_1) \end{aligned} \quad (19)$$

dove N_{LS} è il numero di stati limiti desiderati richiesti dall'attività al collasso e ls , dove $ls=1:N_{LS}$, comprende lo stato limite considerato; LSC_{ls} è il costo atteso per la ristrutturazione della struttura

dal l_s -esimo stato limite LS_{l_s} alle condizioni intatte, compresa l'eventuale perdita di guadagno causata dall'interruzione per le operazioni di riparazione; λ_d è il tasso di sconto annuale e $\exp(-\lambda_d t)$ indica il cambio nelle valutazioni monetarie per unità di tempo; $P(LS_{l_s}[[t, t+1], \mathbf{I}_1])$ derivato dall'equazione 8 è la probabilità di primo superamento tempo-dipendente dello stato limite LS_{l_s} in un anno per l'intervallo di tempo $[t, t+1]$. Il termine $\Delta P(LS_{l_s}[[t, t+1], \mathbf{I}_1])$ indica la probabilità annuale nell'intervallo di tempo $[t, t+1]$ che la struttura sia tra due stati limite successivi l_s e l_s+1 ; è superfluo dire che per lo stato limite di collasso (i.e., $l_s = N_{LS}$), questo differenziale di probabilità ΔP diventa $P(LS_{N_{LS}}[[t, t+1], \mathbf{I}_1])$. È interessante notare anche che t inizia da uno in quanto la relazione nell'equazione 8 ha senso con t_{life} che inizia a uno.

Il costo di manutenzione C_M può essere calcolato come:

$$C_M = \int_0^{t_{life}} C_m e^{-\lambda_d t} dt = \frac{C_m}{\lambda_d} [1 - e^{-\lambda_d t_{life}}] \quad (20)$$

dove C_m è il costo (costante) annuale di manutenzione.

3.1.6 Variabile prestazionale strutturale tempo-dipendente

Le richieste di drift residui sono riconosciute come parametri chiave di risposta nella valutazione prestazionale a breve e lungo termine di edifici esistenti (Luco et al. 2004, Ruiz-García e Miranda 2010, Ruiz-García e Negrete-Manriquez 2011). Supponiamo che N_{ce} sia un limite upper bound calcolato per la serie di eventi che si verificano nell'intervallo di tempo $[0, t_{life}]$. Probabilmente per l' n -esimo $n=1:N_{ce}$, l'intensità di moto del suolo può essere correlata all'*incremento massimo della richiesta* a causa dell' n -esimo evento, il quale è definito come la differenza tra la richiesta di picco durante l' n -esima sollecitazione e la richiesta residua dovuta a tutti i precedenti $(n-1)$ eventi. Una nuova variabile prestazionale scalare tempo-dipendente, adatta per la valutazione della richiesta di rapporto di capacità nella struttura, è stata introdotta come rapporto di incremento massimo di richiesta dovuto all' n -esimo evento e la capacità ridotta nella struttura (Ebrahimian et al. 2014):

$$Y_{LS}^{(n)} = \frac{D_{\max}^{(n)} - D_r^{(n-1)}}{C_{LS} - D_r^{(n-1)}} \quad (21)$$

dove $D_{\max}^{(n)}$ è la richiesta massima dovuta all' n -esimo evento, $D_r^{(n-1)}$ è la domanda residua corrispondente alla sequenza di $(n-1)$ eventi e C_{LS} è la capacità dello stato limite della struttura (intatta). Il termine del denominatore dell'equazione 21 può essere rappresentativo della ridotta capacità subito dopo la sequenza di $(n-1)$ eventi. Bisognerebbe notare che all'inizio dello stato limite la variabile prestazionale Y_{LS} è uguale all'unità. La variabile prestazionale $Y_{LS}^{(n)}$ è un parametro storia-dipendente che tende a riflettere e a “isolare condizionatamente” l'effetto dell' n -esimo evento sulla struttura. Questa variabile prestazionale può non essere necessariamente monotonicamente crescente come funzione di n . La variabile prestazionale basata sul displacement nell'equazione (21) potrebbe essere generalizzata per prendere in considerazione una gamma di meccanismi potenziali di guasto (Jalayer et al. 2007, Jalayer et al. 2011). È interessante notare che l'applicabilità della metodologia proposta non è limitata al parametro Y_{LS} e che il quadro adattivo della valutazione del costo del ciclo di vita può essere potenzialmente applicato ad altri predittori del danno cumulativo.

3.1.7 Analisi Cloud Sequenziale

La procedura per il calcolo della serie di fragilità evento-dipendenti $\{\pi_n(x)|n=1:N_{ce}\}$ (inserita nell'equazione 6) in questo studio è descritta come segue (vedi anche Jalayer et al. 2011a, Jalayer et al. 2011b, Ebrahimian et al. 2014):

1. Costruire la curva di pushover strutturale mediante un'analisi statica non lineare e trasformarla nella deformazione di un sistema SDOF equivalente
2. Selezionare una suite di record di moti del suolo
3. Clonare (ripetere) ogni record nella serie n volte ($n=1:N_{ce}$) per creare una sequenza.
4. Condurre un'analisi dinamica non lineare del sistema SDOF equivalente sottoponendolo alla suite di sequenze create comprensiva dei moti del suolo clonati (passo precedente). Escludere tuttavia dalla suite quelle sequenze in cui il primo superamento dello stato limite si è già verificato negli eventi precedenti $(n-1)$.

5. Per ogni sequenza calcolare la variabile prestazionale tempo-dipendente e storia-dipendente $Y_{LS}^{(n)}$ in base all'equazione 21 che tende a riflettere e ad isolare condizionatamente l'effetto dell' n -esimo evento sulla struttura (Ebrahimian et al. 2014):
6. Per ogni struttura registrare la coppia di dati cloud $[Sa(T_1)^{(n)}, Y_{LS}^{(n)}]$ corrispondenti all' n -esimo evento, dove T_1 è il periodo di vibrazione elastica del sistema SDOF equivalente.
7. Modificare i dati della cloud analysis all' n -esimo step (se richiesto). Questo punto può essere affrontato facendo attenzione al range di valori $Y_{LS}^{(n)}$, che dovrebbe riuscire a coprire soprattutto i valori superiori o uguali all'unità (vedi Jalayer et al. 2014). Questa modifica può essere ottenuta sostituendo deliberatamente l' n -esimo record clonato esistente nella sequenza con quello che è stato escluso (vedi Passo 4) mantenendo $Y_{LS}^{(n)} \geq 1$.
8. Supponiamo che $N_{gm}(n)$ sia il numero di moti del suolo nella suite di record all' n -esimo step, eseguire una regressione lineare logaritmica su $N_{gm}(n)$ dati cloud supponendo che la distribuzione condizionata di $Y_{LS}^{(n)}$ dato un livello di $Sa(T_1)^{(n)}=x$ sia descritta da una distribuzione lognormale (Jalayer e Cornell 2009, Jalayer et al. 2014); il termine di fragilità $\pi_n(x)$ può quindi essere espresso come:

$$\pi_n(x) = P(C_n | x, \mathbf{I}_2) = 1 - \Phi \left(\frac{-\ln \eta_{Y_{LS}|Sa}^{(n)}(x)}{\beta_{Y_{LS}|Sa}^{(n)}} \right) \quad (22)$$

dove Φ è la funzione di ripartizione cumulativa gaussiana standardizzata (CDF); $\eta_{Y_{LS}|Sa}^{(n)}$ e $\beta_{Y_{LS}|Sa}^{(n)}$ sono la deviazione condizionata mediana e standard (dispersione) del logaritmo naturale di $Y_{LS}^{(n)}$ data l'accelerazione spettrale e dato che la struttura è già stata soggetta a n eventi. La mediana e la dispersione possono essere calcolate come (Jalayer e Cornell 2003):

$$\ln \eta_{Y_{LS}|Sa}^{(n)}(x) = \ln a + b \ln(x), \quad \beta_{Y_{LS}|Sa}^{(n)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N_{gm}(n)} \left[\ln \left(Y_{LS,i}^{(n)} / a \cdot (Sa_i^{(n)})^b \right) \right]^2}{N_{gm}(n) - 2}} \quad (23)$$

dove $\ln a$ e b sono i coefficienti della regressione lineare logaritmica.

9. Ripetere i passi 3-8 per la stessa suite di record di moti del suolo fino a $n=N_{ce}$.



4 Sviluppo di un Decision Support System (DSS) per analisi LCCA in un approccio multi-rischio

4.1 Informazioni Preliminari di carattere generale relative alla macchina su cui la routine dovrà girare

Affinché la routine funzioni è necessario installare l'**MCR installer** (versione da aggiornare insieme alle versioni di Matlab e che deve tenere conto del sistema su cui si installa, ovvero 32 o 64 bit) sul server. Inoltre, è necessario che sia installata una versione **Java™ SE Development Kit** (possibilmente la più recente, anche in questo caso si deve tenere conto della versione del sistema su cui si installa).

[Se si usa windows, dopo aver installato il Development Kit, è necessario aggiornare le variabili d'ambiente con il percorso contenente la cartella bin di java; es. *C:\Program Files\Java\jdkX.X.X\bin*. Per aggiornare le variabili d'ambiente si va in risorse del computer, tasto destro, proprietà, protezione sistema, avanzate, variabili d'ambiente; nella sezione *Path*, se sono presenti altri percorsi aggiungere dopo un punto e virgola il percorso (es. *C:\Program Files\Java\jdkX.X.X\bin*) seguito a sua volta da un punto e virgola].

4.2 Chiamata della funzione

Il file **LCCA.jar** contiene una classe di nome **Class1** con un unico metodo di nome **LCCA**. Si riporta di seguito come la funzione deve essere richiamata (ad esempio da ambiente DOS, una volta che si è entrati all'interno della cartella contenente il **javabuilder** e la funzione stessa **LCCA.jar**):

```
java -classpath javabuilder.jar;LCCA.jar LCCA.Class1 string1 string2 string3 string4 num1
num2 num3 num4 num5 string5 num6 string6 num7 num8 num9 string7 num10 string8 string9
num11 num12 string10 num13 num14
```

Le stringhe (string) ed i caratteri (char) dovranno essere poste tra apici. Tutti gli input vanno separati da uno spazio.

4.3 Informazioni specifiche alla funzione LCCA.jar

4.3.1 Informazioni relative ai file di Input

string1: il nome del file (.txt) che definisce il vettore delle masse della struttura.

string2: il nome del file (.txt) che definisce il vettore della forma di primo modo.

string3: la stringa che definisce il Pushover File Name (.txt). Questo file di testo dovrebbe contenere dati in due colonne dove la prima colonna indica il roof displacement e la seconda definisce il taglio alla base.

String4: il nome del file (.txt) che definisce gli Stati Limite in termini di roof displacement.

num1, num2, num3: questi numeri vengono usati come ipotesi iniziale del processo associato alla multilinearizzazione della curva di pushover. Essi definiscono l'indice del punto sulla curva di pushover corrispondente rispettivamente a **tensione di rottura**, **rottura**, e **snervamento**. Durante il processo verrà giustificato il punto associato allo **snervamento**. Questi punti sono illustrati nella figura seguente.

num4: questo valore definisce il rapporto tra forza residua e forza ultima.

num5: La pendenza post-capping (pendenza della curva di pushover dal punto ultimo al residuo)

string5: questa stringa definisce il nome associato al file che contiene i moti del suolo. Dovrebbe essere una struttura che contiene il time-step (dt) di ogni record e una cella contenente le accelerazioni registrate.

num6: time-step (dt) per analisi dinamiche non lineari.

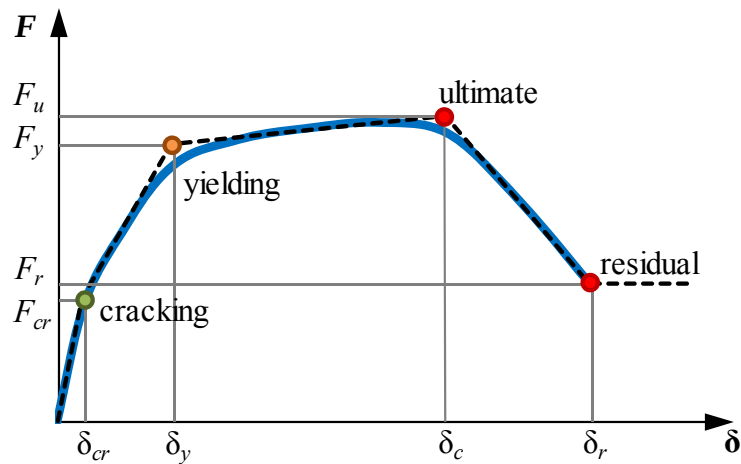


Figura 1: Curva di pushover, curva multilineare idealizzata e punti chiave

string6: la stringa che definisce il file di testo (.txt) contenente il Fattore di Scala corrispondente a ciascun record. Il numero di colonne è uguale al numero di Stati Limite definiti e ogni colonna contiene fattori di scala associati a ciascun record.

num7: coefficiente di smorzamento

num8: l'accelerazione costante [g]

num9: sismicità del sito

string7: la stringa che definisce il Seismic Hazard File del sito (.txt). Questo file di testo ha due colonne di dati. La prima colonna indica l'accelerazione spettrale di primo modo al periodo e la seconda definisce il tasso medio annuale di superamento associato a ciascun valore spettrale.

num10: il valore massimo (in anni) relativo alla vita della struttura

string8: il nome del file (.txt) contenente il vettore dell'accelerazione spettrale [g] per il calcolo delle fragilità

string9: il nome del file (.txt) contenente il vettore del tempo di riparazione (all'anno) relativo a ciascuno Stato Limite

num11: il costo della costruzione corrispondente alla strategia di adeguamento proposta

num12: il costo di costruzione iniziale

string10: il nome del file (.txt) contenente i costi relativi di adeguamento per ciascuno stato limite normalizzato dai costi di sostituzione della struttura

num13: il tasso di sconto

num14: la perdita di reddito dovuta all'inattività (all'anno)

4.3.2 Informazioni relative ai file di Output

Output1: Il costo del ciclo di vita atteso come funzione della vita utile nel file "Expected_Cost.txt"

Output2: Probabilità di superamento di differenti Stati Limite come funzione della vita utile in considerazione del fatto che dopo ogni grosso evento la struttura viene immediatamente riparata. Il file associato è "Limit_State_Probability_Repair.txt". La colonna, nell'ordine, corrisponde a uno Stato Limite definito.

Output3: Probabilità di superamento di differenti Stati Limite come funzione della vita utile in considerazione del fatto che nessuna attività di riparazione viene eseguita dopo il verificarsi di un grosso evento. Il file associato è "Limit_State_Probability_No_Repair.txt". La colonna, nell'ordine, corrisponde a uno Stato Limite definito.

4.4 Esempio Numerico

4.4.1 Informazioni generali

La routine descritta nella presente sotto-attività viene applicata alla selezione di opzioni di adeguamento alternative associate a sistemi SDOF equivalenti che descrivono le opzioni as built e

varie opzioni di adeguamento di una struttura reale al fine di trovare la soluzione di adeguamento più idonea in base al costo del ciclo di vita e ai criteri di affidabilità.

La valutazione della sicurezza strutturale viene eseguita mediante analisi statiche non lineari (pushover) sul modello dell'elemento finito tridimensionale (3D) della struttura principale relativa ai sistemi as built e sottoposti ad adeguamento. Le curve di pushover di sistemi strutturali alternative sono poi convertite in relazione di sollecitazione-deformazione del sistema single-degree-of-freedom (SDOF) non elastico di primo modo. Per eseguire l'analisi statica non lineare di pushover si utilizzano due modelli di forza laterale:

- un modello modale, proporzionale alle forze laterali coerente con la vibrazione determinata dall'analisi degli autovalori (indicato come T)
- un modello uniforme, basato sulla distribuzione della massa lungo l'altezza (indicato come R)

Per condurre ulteriori analisi sui costi del ciclo di vita, vengono considerate due curve di pushover: (1) T nella direzione (+)X dove il carico viene applicato al centro della massa inclinata del valore pari all'eccentricità in direzione (-)Y, $-e_Y$ (questo caso è qui indicato come $T+X-e_Y$); (2) R in direzione (+)Y con il carico spostato del valore pari all'eccentricità in direzione (+)X, e_X (cioè $R+Y+e_X$). In questo studio vengono considerati quattro stati limite sulla base dei risultati del pushover: funzionalità (indicata come *service*), comparsa del danno (*onset*), danno grave (*severe*), e infine *collapse*.

Le analisi dinamiche non lineari richieste degli SDOF rappresentativi (equivalenti) vengono eseguite mediante l'utilizzo di OpenSees (<http://opensees.berkeley.edu>, ver. 2.4.4), dove veri modelli isteretici vengono assegnati al Pinching4 Material corrispondente alla libreria di OpenSees. Qui vengono considerati possibili schemi alternativi di riabilitazione. Queste strategie di adeguamento adottate mirano ad aumentare il rafforzamento globale/locale. Senza entrare troppo nel dettaglio delle varie strategie di adeguamento, l'opzione BRAD offre un rafforzamento globale, mentre un rafforzamento locale, che garantisce un comportamento duttile di membri e giunti, viene mantenuto tramite l'impiego di FRP o CAM. In questo modo le cinque strategie di adeguamento adottate possono essere così elencate: BRAD, FRP+BRAD, CAM+BRAD, FRP e CAM.

Per le prime tre strategie di adeguamento menzionate è stato adottato un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale pari al 10%, mentre per gli ultimi due schemi è stato considerato un coefficiente di smorzamento viscoso del 4%. Le soglie dello stato limite

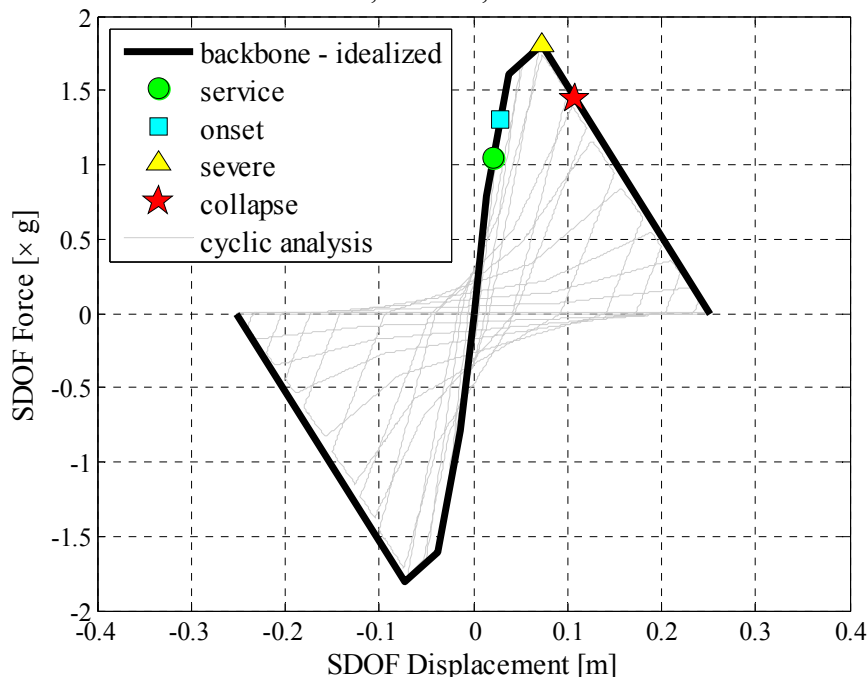
corrispondenti alle soluzioni di adeguamento alternative sono riassunte nella Tabella 1 in termini di top displacement considerando due diversi casi di pushover.

La figura 2(a, b) illustra la relazione trasformata di sollecitazione e deformazione per il sistema SDOF equivalente del primo modo anelastico associato all'edificio dello studio di caso sottoposto ad adeguamento con CAM+BRAD per entrambi i casi di pushover descritti in precedenza. L'onset di vari stati limite strutturali è segnato nella curva come top displacement massimo. La conversione a sistema SDOF equivalente si ottiene nella routine con la metodologia proposta da Chopra e Goel (2002).

Tabella 1: Soglie dello stato limite in termine di roof displacement (m) per due carichi considerati

Caso Pushover	Stato Limite	Strategia di adeguamento					
		CAM+BRAD	FRP+BRAD	BRAD	FRP	CAM	AS-BUILT
T+X-ey	service	0.03	0.03	0.001	0.30	0.03	0.001
	onset	0.04	0.04	0.001	0.035	0.035	0.001
	severe	0.10	0.10	0.001	0.06	0.06	0.001
	collapse	0.15	0.15	0.08	0.15	0.15	0.12
R+Y+ex	service	0.03	0.03	0.001	0.03	0.03	0.001
	onset	0.04	0.04	0.001	0.035	0.035	0.001
	severe	0.10	0.10	0.001	0.06	0.06	0.001
	collapse	0.15	0.15	0.09	0.15	0.15	0.008

(a) SDOF force-deformation, T+X-eY, Retrofit Solution: CAM+BRAD



(b) SDOF force-deformation, R+Y-eX, Retrofit Solution: CAM+BRAD

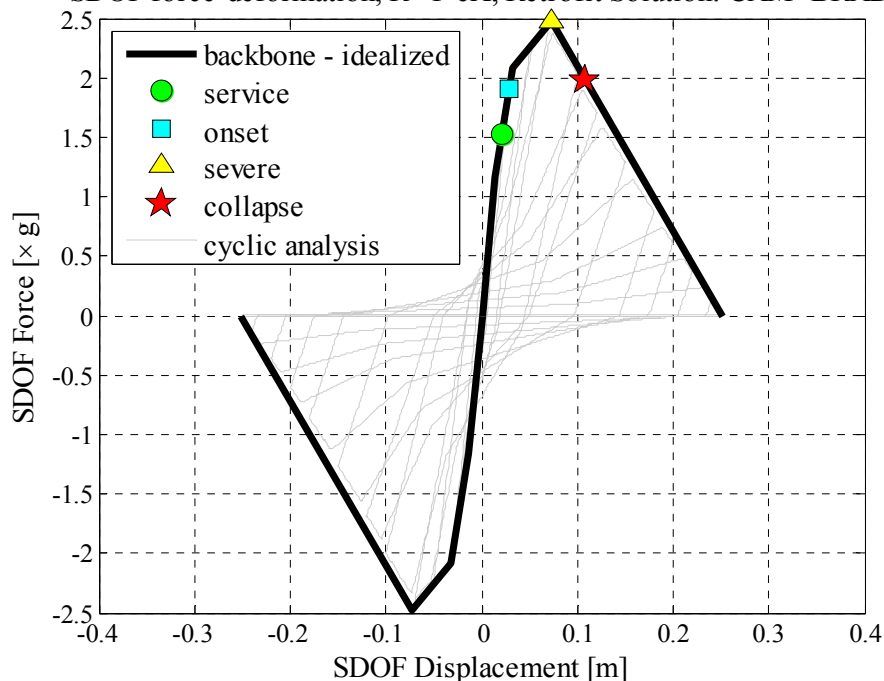
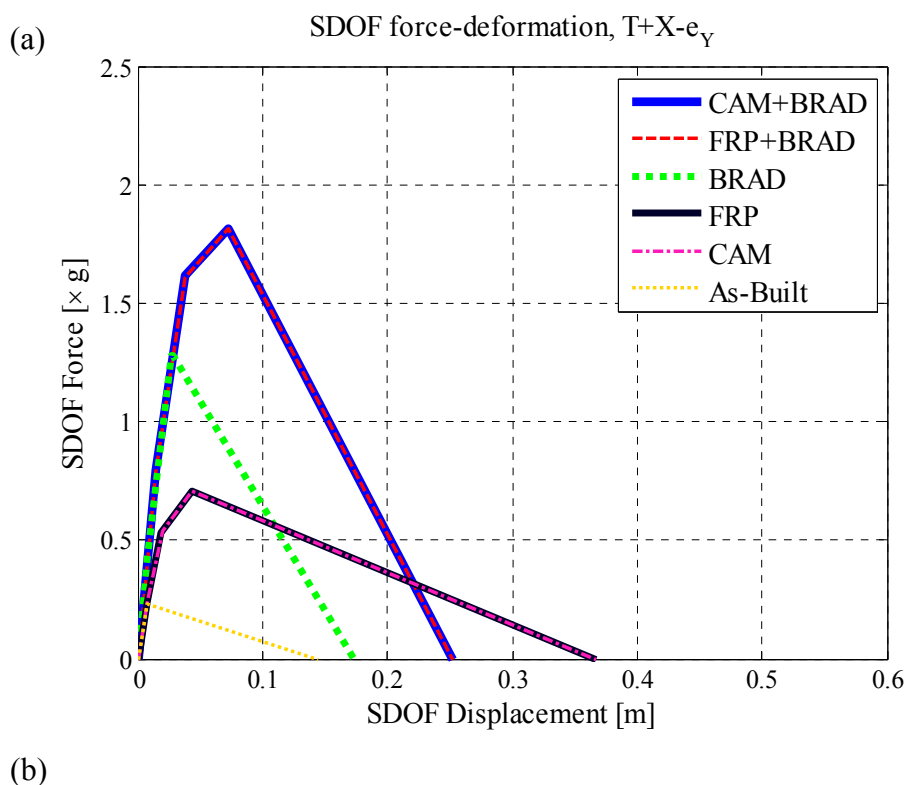


Figura 2: La sollecitazione-deformazione del SDOF equivalente anelastico estratta dalla curva di pushover per lo schema di adeguamento CAM+BRAD e la sollecitazione-deformazione del SDOF equivalente anelastico per il caso (a) T+X-eY e (b) R+Y+ex con i punti corrispondenti a quattro stati limite discreti.

È opportuno notare che la forza residua è impostata sullo zero. Trattato nella sezione precedente, ogni SDOF equivalente è modellato mediante l'assegnazione di un appropriato modello isteretico che segue diminuzione della forza e della rigidezza, come illustrato nella Figura 2. Al fine di implementare queste regole nei modelli costruiti di SDOF OpenSees, i parametri del Pinching4 Material vengono impostati di conseguenza. La sollecitazione deformazione del sistema SDOF equivalente anelastico di primo modo associata a tutte le strutture sottoposte ad adeguamento e la costruzione as built sono illustrate per entrambi i casi di pushover nella Figura 3. I risultati calcolati dimostrano che la direzione (X) è la direzione più debole. Inoltre, i risultati rivelano un significativo aumento del taglio alla base e della rigidezza totale prodotta da BRAD; tuttavia, quando la strategia di adeguamento di BRAD è stata separata dal rafforzamento locale (CAM o FRP), si sono verificati numerosi fenomeni di sgretolamento e la duttilità totale diviene molto bassa. Sebbene il rafforzamento locale non abbia aumentato il rafforzamento e la rigidezza globali, si ottiene un'elevata duttilità globale. Questo vale sia per la strategia FRP che per la strategia CAM che sono quasi identiche in termini di sollecitazione sismica.



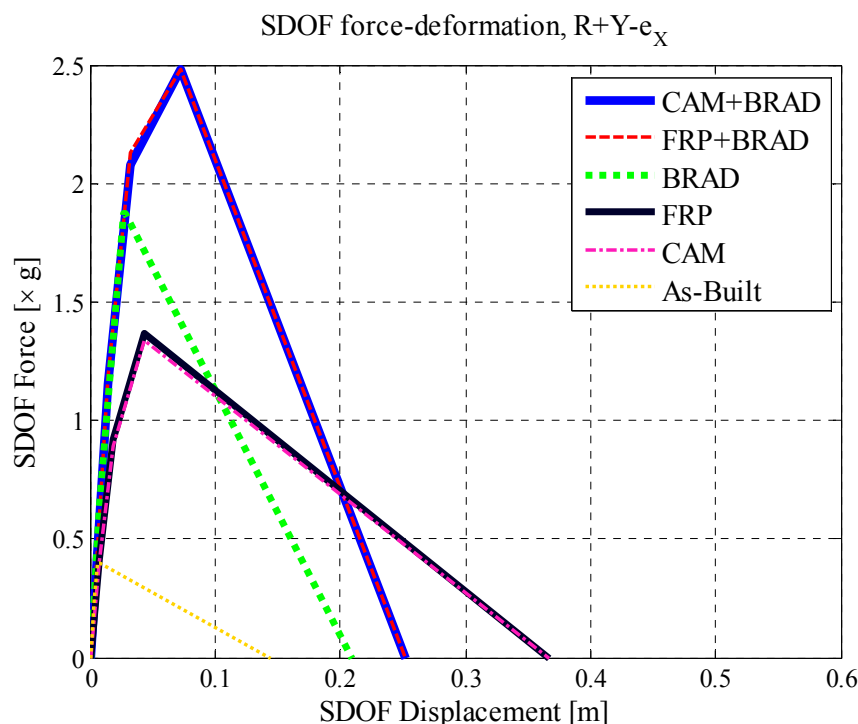


Figura 3: La sollecitazione-deformazione SDOF equivalente anelastica per tutte le strutture sottoposte ad adeguamento e per la costruzione as built relativa al caso (a) T+X-e_y e (b) R+Y+e_x.

4.4.2 Dati sulla sismicità e record selezionati

Il sito della struttura si trova in Campania ai confini delle zone sismiche 927 e 928 secondo la zonazione sismogenetica italiana (ZS9; Gruppo di Lavoro, 2004), come illustrato nella Figura 4(a). I parametri chiave di sismicità sono i seguenti: la sismicità della zona considerata, $\nu=0.43$; il valore di b volte $\ln(10)$, $\beta=0.74\ln(10)$; la magnitudo inferiore, $M_l=4.76$; infine la magnitudo superiore, $M_u=7.06$. La Figura 4(a) mostra la zonazione sismogenetica ZS9 con diverse zone identificate. Inoltre, i risultati del rischio sismico specifico del sito associati alla zona sismica 927 sono illustrati nella Figura 4(b), estratti dal sito dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Progetto INGV-DPC S1, <http://esse1.mi.ingv.it>).

(a)



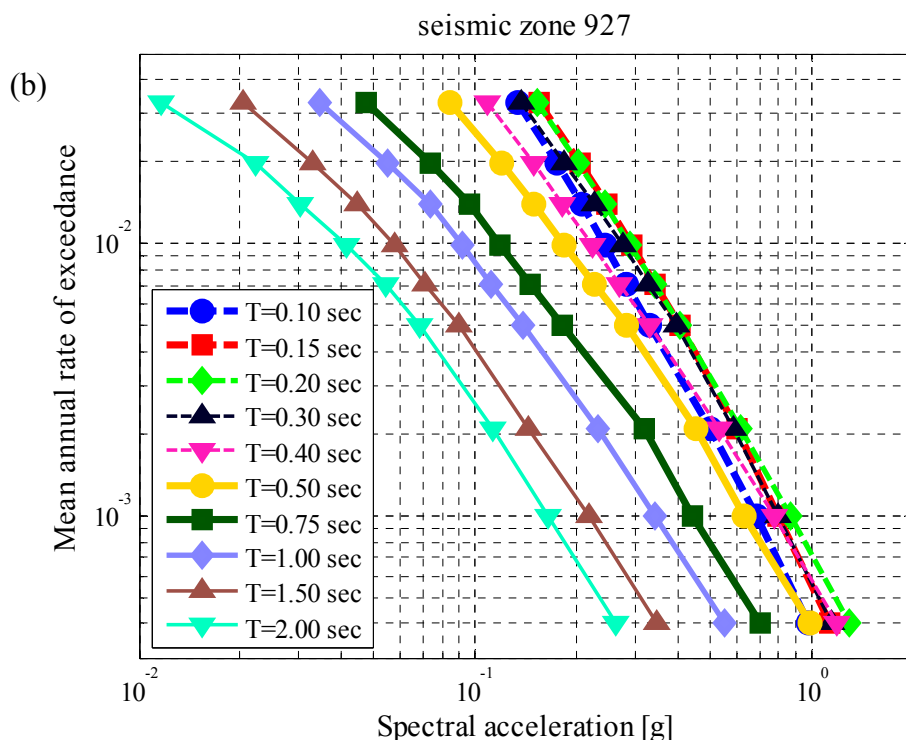


Figura 4: (a) La zonazione sismica ZS9 con diverse zone identificate, la Campania evidenziata da una polilinea grigia e il sito di interesse indicato da un pentacolo (estratto da Elefante et al. 2010), (b) I risultati del rischio sismico specifico del sito associate alla zona sismica 927.

Per l'analisi cloud vengono selezionati dal database NGA-West2 (Ancheta et al. 2014), 40 record europei (soprattutto italiani) di forte moto del suolo elencati nella Tabella 2. Questa suite di record selezionati copre una vasta gamma di magnitudo da 4,70 a 7,51, e la distanza più vicina all'area di rottura (R_{RUP}) fino a 200 km, come illustrato in Figura 5(a). Questa serie di moti del suolo viene scelta senza enfatizzare la selezione dettagliata dei record che non è l'argomento principale di questo studio. Questa suite di record è descritta nella Tabella 1 e le forme spettrali ad essa associate sono illustrate nella figura 5(b).

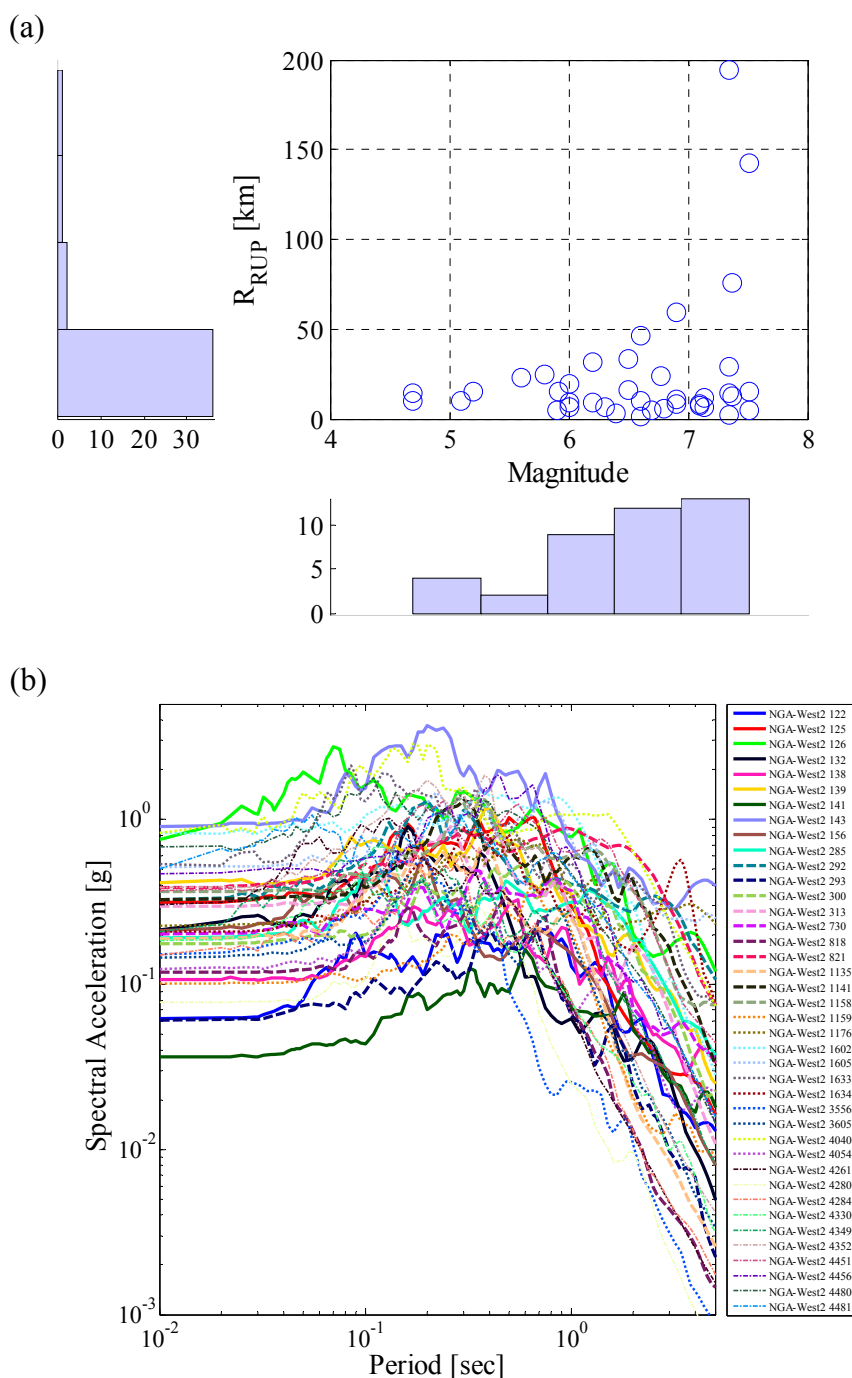


Figura 5: (a) Diagramma di dispersione della suite di record (Tabella 1) che indica la gamma di magnitudo e la distanza più vicina all'area di rottura (R_{RUP}), (b) la forma spettrale per la suite di record.



Tabella 2: La suite di record di moto forte del suolo usata nel presente studio

Numero di record	Numero di record NGA	Nome sisma	Nome stazione	Componente orizzontale	Magnitudo	Distanza più vicina all'area di rottura, R_{rup} (km)	Meccanismo focale	Classificazione sito NEHRP	Frequenza minima utilizzabile (Hz)
1	122	Friuli, Italia-01	Codroipo	1	6,5	33,4	Inverso	D	0,125
2	125	Friuli, Italia-01	Tolmezzo	2	6,5	15,82	Inverso	C	0,1625
3	126	Gazli, URSS	Karakyr	1	6,8	5,46	Inverso	D	0,1625
4	132	Friuli, Italia-02	Forgaria Cornino	2	5,91	14,75	Inverso	C	0,1875
5	138	Tabas, Iran	Boshrooyeh	1	7,35	28,79	Inverso	D	0,15625
6	139	Tabas, Iran	Dayhook	2	7,35	13,94	Inverso	C	0,25
7	141	Tabas, Iran	Kashmar	2	7,35	194,55	Inverso	D	0,15625
8	143	Tabas, Iran	Tabas	2	7,35	2,05	Inverso	B	0,1
9	156	Norcia, Italia	Cascia	2	5,9	4,64	Normale	C	0,25
10	285	Irpinia, Italia-01	Bagnoli Irpinio	2	6,9	8,18	Normale	C	0,1125
11	292	Irpinia, Italia-01	Sturno (STN)	2	6,9	10,84	Normale	C	0,1125
12	293	Irpinia, Italia-01	Torre Del Greco	1	6,9	59,63	Normale	C	0,375
13	300	Irpinia, Italia-02	Calitri	2	6,2	8,83	Normale	C	0,1625
14	313	Corinth, Grecia	Corinth	2	6,6	10,27	Normale-Obliquo	C	0,25
15	730	Spitak, Armenia	Gukasian	1	6,77	23,99	Inverso-Obliquo	D	0,125
16	818	Georgia, URSS	Iri	1	6,2	31,47	Inverso	C	0,0625
17	821	Erzincan, Turchia	Erzincan	1	6,69	4,38	Strike-Slip	D	0,1125
18	1135	Kozani, Grecia-04	Karpero	1	5,1	10,29	Normale-Obliquo	C	0,125
19	1141	Dinar, Turchia	Dinar	1	6,4	3,36	Normale	D	0,15
20	1158	Kocaeli, Turchia	Duzce	2	7,51	15,37	Strike-Slip	D	0,1
21	1159	Kocaeli, Turchia	Eregli	2	7,51	142,29	Strike-Slip	C	0,0625
22	1176	Kocaeli, Turchia	Yarimca	1	7,51	4,83	Strike-Slip	D	0,0875
23	1602	Duzce, Turchia	Bolu	2	7,14	12,04	Strike-Slip	D	0,0625
24	1605	Duzce, Turchia	Duzce	2	7,14	6,58	Strike-Slip	D	0,1
25	1633	Manjil, Iran	Abbar	2	7,37	12,55	Strike-Slip	C	0,13
26	1634	Manjil, Iran	Abhar	2	7,37	75,58	Strike-Slip	D	0,25
27	3556	Irpinia, Italia-03	Cairano 3	2	4,7	14,13	Normale	C	0,5
28	3605	Lazio Abruzzo, Italia	Cassino-Sant' Elia	1	5,8	24,4	Normale	C	0,375
29	4040	Bam, Iran	Bam	1	6,6	1,7	Strike-Slip	C	0,0625
30	4054	Bam, Iran	Mohammad Abad-e-Madkoon	1	6,6	46,22	Strike-Slip	C	0,025
31	4261	Ancona-09, Italia	Genio-Civile	2	4,7	9,86	Strike-Slip	C	0,5
32	4280	Calabria, Italia	Ferruzzano	2	5,2	15,26	Normale	C	0,375
33	4284	Basso Tirreno, Italia	Naso	1	6	19,59	Strike-Slip	C	0,375
34	4330	Sicilia-Orientale, Italia	Catania-Piana	2	5,6	22,83	Strike-Slip	D	0,3
35	4349	Umbria Marche, Italia	Colfiorito	2	6	6,92	Normale	D	0,25
36	4352	Umbria Marche, Italia	Nocera Umbra	2	6	8,92	Normale	C	0,875
37	4451	Montenegro, Yugo.	Bar-Skupstina Opstine	2	7,1	6,98	Inverso	C	0,1625
38	4456	Montenegro, Yugo.	Petrovac - Hotel Olivia	1	7,1	8,01	Inverso	C	0,375
39	4480	L'Aquila, Italia	L'Aquila - V. Aterno - Centro Valle	1	6,3	6,27	Normale	C	0,0375
40	4481	L'Aquila, Italia	L'Aquila - V. Aterno -Colle Grilli	1	6,3	6,81	Normale	C	0,05

4.4.3 La previsione della probabilità tempo-dipendente dello stato limite

Il contesto descritto nella sezione 2.1 si applica step-by-step alla struttura sottoposta ad adeguamento con CAM+BRAD in direzione X oggetto dello studio di caso. Offre una descrizione oggettiva per il calcolo della probabilità di stato limite tempo-dipendente $P(LS|I_1)$ per i quattro stati limite desiderati considerando le decisioni relative alle condizioni di riparazione (**R**) o di nessuna riparazione (**NR**):

- (1) Derivare la serie di fragilità evento-dipendenti sulla base della metodologia descritta precedentemente nella sezione 2.1.7. La Figura 6(a) illustra la serie di fragilità evento-dipendenti $\{\pi_n(x)|n=1:12\}$ per la struttura (sottoposta ad adeguamento) dello studio di caso e lo stato limite $LS=$ Collasso. La figura mostra anche la curva di rischio (dati dell'INGV e curva interpolata) in termini della probabilità di osservare un dato livello di $Sa(T_1=0,85\text{sec})$, espresso come $|d\lambda_{Sa(T_1)}|/\nu$ nell'equazione 6.

Inoltre, le regressioni cloud associate, ad esempio, alle curve di fragilità π_1 e π_6 sono illustrate rispettivamente nella Figura 6(b) e 6(c). È possibile osservare che i dati cloud tendono a coprire il range di $Y_{LS}^{(n)} > 1$ con $n>1$. Per semplicità di calcolo con $n>12$, si considera la fragilità evento-dipendente $\pi_n=\pi_{12}$.

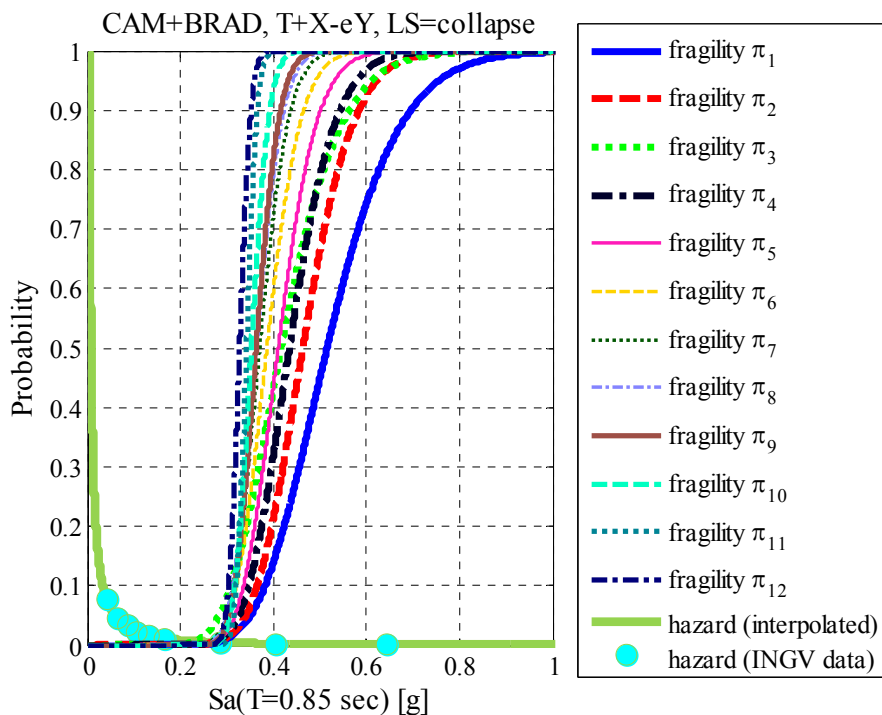
- (2) Calcolare $\{\Pi_n|n=1:N_{ce}\}$ dall'equazione 6 per l'intervallo di tempo desiderato $[0,t]$ sulla base di decisioni indipendenti relative alla riparazione (**R**) o a nessuna riparazione (**NR**). Come notato in precedenza, $\Pi_{n,NR}=\Pi_n$ per $n=1:N_{ce}$ mentre $\Pi_{n,R}$ è calcolato direttamente dall'equazione 17. Il tempo di riparazione, indicato come τ , associato a stati limite alternativi è descritto nella Tabella 3.

Tabella 3: Tempo di riparazione per vari stati limite

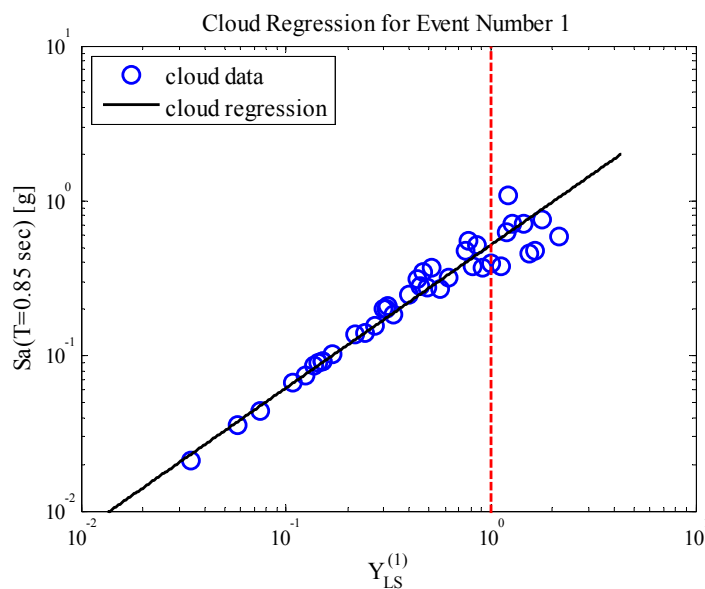
Stato limite, LS	Tempo di riparazione, τ [year]	α_{ls}
service	1/6	1/3
onset	1/2	2/3
severe	1	1
collapse	1	1

- (3) Calcolare la probabilità $P(LS|n, \mathbf{NR}, \mathbf{I}_1)$ e $P(LS|n, \mathbf{R}, \mathbf{I}_1)$ sostituendo direttamente le serie di $\{\Pi_{k, \mathbf{NR}}|k=1:n\}$ e $\{\Pi_{k, \mathbf{R}}|k=1:n\}$ nell'equazione 5.

(a)



(b)



(c)

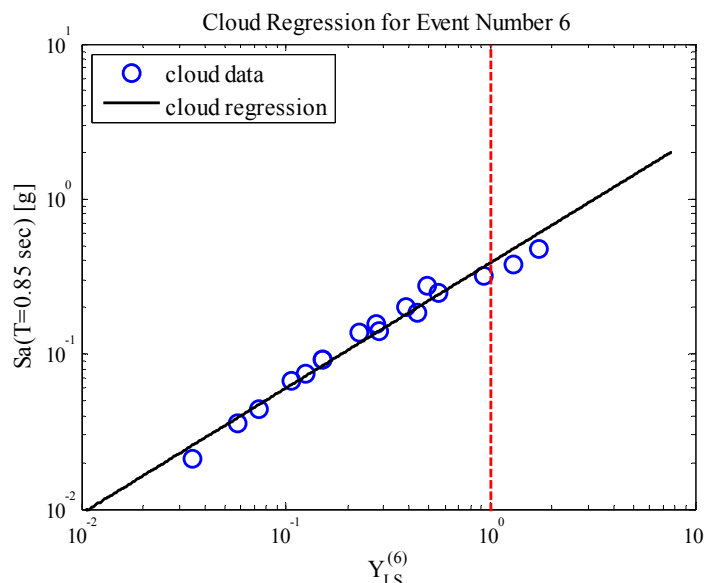


Figura 6. (a) Curve di fragilità evento-dipendenti e i risultati della cloud analysis per (b) $n=1$ e (c) $n=6$, per l'edificio oggetto dello studio di caso sottoposto ad adeguamento con CAM+BRAD in direzione X

- (4) Moltiplicare $P(LS|n, \mathbf{NR}, \mathbf{I}_1)$ e $P(LS|n, \mathbf{R}, \mathbf{I}_1)$ della fase precedente per $P(n|\mathbf{I}_1)$ dall'equazione 2, e sommare tutti $n=1:N_{ce}$ per calcolare $P(LS|\mathbf{NR}, \mathbf{I}_1)$ e $P(LS|\mathbf{R}, \mathbf{I}_1)$ per lo stato limite desiderato nell'intervallo di tempo $[0, t_{life}]$ come illustrato nell'equazione 1. La Figura 7(a) e la Figura 7(b) mostrano la variazione in $P(LS|\mathbf{NR}, \mathbf{I}_1)$ e $P(LS|\mathbf{R}, \mathbf{I}_1)$ per tutti e quattro gli stati limite e l'intervallo di tempo fino a 100 anni. Per lo stato limite del collasso e l'intervallo di tempo $[0, t_{life}=20]$, $P(LS|\mathbf{NR}, \mathbf{I}_1)=0,0203$ come indicato dal punto rosso nella Figura 7(a), calcolato moltiplicando $P(LS|n, \mathbf{NR}, \mathbf{I}_1)$ per la funzione di massa di probabilità di Poisson $P(n|\mathbf{I}_1)$ per l'intervallo di tempo $[0, t_{life}=20]$ (entrambe le distribuzioni sono illustrate nella Figura 7c) e sommando tutti i valori possibili di n . Allo stesso modo, per l'intervallo di tempo $[0, t_{life}=40]$, $P(LS|\mathbf{R}, \mathbf{I}_1)=0,0272$ (vedi punto rosso nella Figura 7b), mentre $P(LS|n, \mathbf{R}, \mathbf{I}_1)$ e $P(n|\mathbf{I}_1)$ per l'intervallo di tempo $[0, t_{life}=40]$ sono riportate nella Figura 7(d).

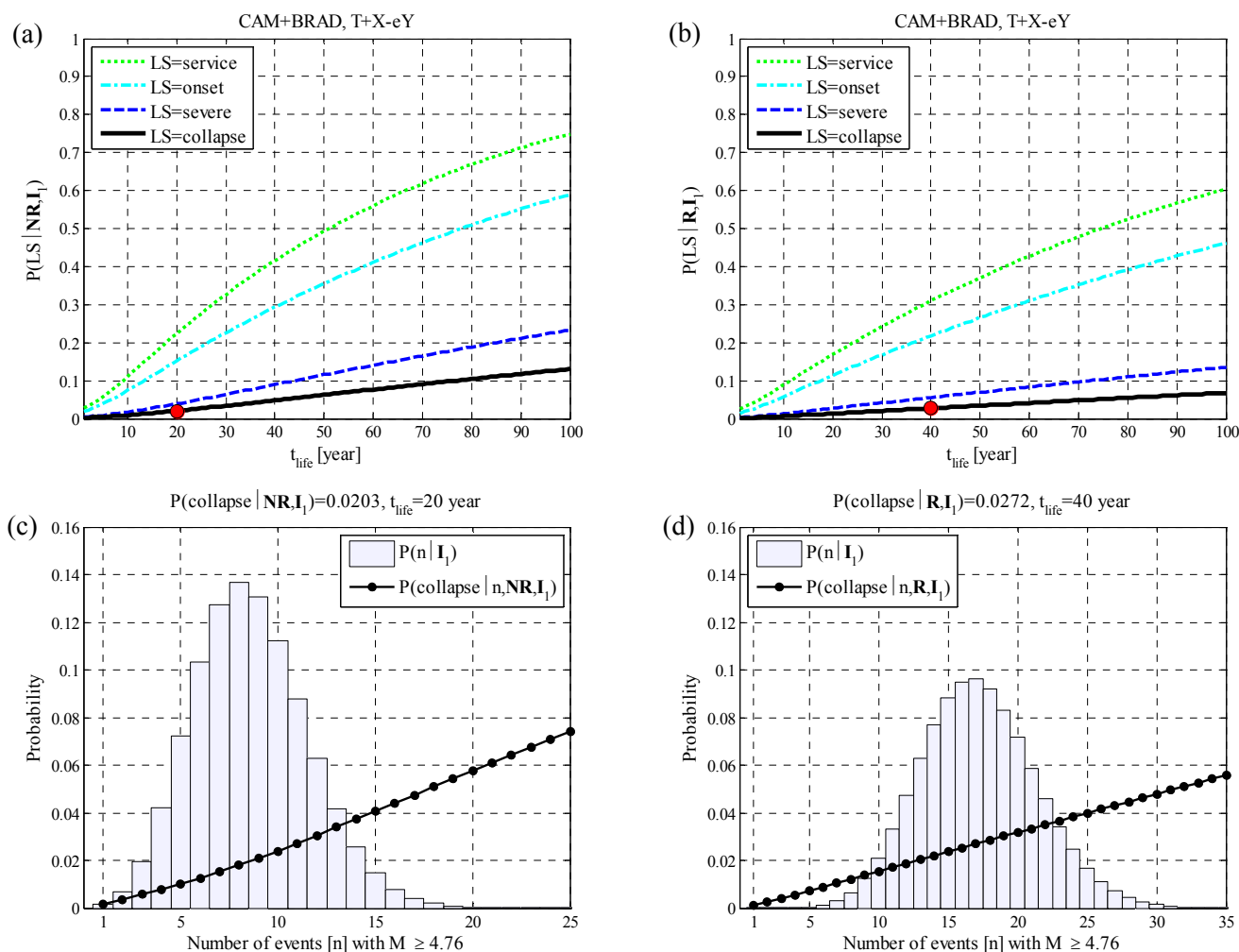


Figura 7: La probabilità di primo superamento dei vari stati limite LS per la struttura oggetto dello studio di caso sottoposta ad adeguamento con CAM+BRAD in direzione X data I_1 e date le decisioni (a) nessuna riparazione NR , (b) riparazione R , e la probabilità di primo superamento dello stato limite dato che n eventi si sono verificati e la probabilità di avere n eventi alle condizioni (c) $t_{life}=20$ e NR , (d) $t_{life}=40$ e R

4.4.4 Calcolo del costo del ciclo di vita atteso

Il costo atteso della vita utile della struttura si calcola per tutte le cinque opzioni di adeguamento precedentemente descritte usando l'equazione 18. I costi iniziali di costruzione C_0 sono elencati nella Tabella 4 per le varie opzioni di adeguamento. È superfluo dire che i C_0 includono i costi

iniziali per la costruzione della struttura. I costi di manutenzione C_M sono calcolati in riferimento all'equazione 20, dove i costi annuali (costanti) di manutenzione C_m sono elencati nella Tabella 4. I costi di riparazione/sostituzione C_R sono calcolati usando l'equazione 19. Di conseguenza, i costi annuali attesi per la ristrutturazione della struttura dallo stato limite ls -esimo LS_{ls} per riportarla allo stato intatto, compresa l'eventuale perdita di reddito dovuta alla sospensione dell'attività per le attività di riparazione, indicata come LSC_{ls} dove $ls=1:N_{LS}=4$, è calcolato come segue:

$$LSC_{ls} = DTC \cdot e^{-\lambda_d \tau} + RC_{ls} \quad (31)$$

dove DTC è il costo annuale per l'inattività descritto nella Tabella 4 per diverse strategie di adeguamento, il termine $\exp(-\lambda_d \tau)$ indica il cambio nelle valutazioni monetarie all'interno del tempo di riparazione; $\lambda_d=0,05$; e RC_{ls} è il costo di sostituzione della strategia di adeguamento associato allo stato limite ls -esimo desiderato, $ls=1:N_{LS}=4$. In questo studio $RC_{ls}=\alpha_{ls} \cdot RC$, dove α_{ls} e RC sono elencati rispettivamente nella Tabella 3 e 4.

Tabella 4: Parametri dell'analisi del costo del ciclo di vita

Opzione di adeguamento	C_0 ($\times 10^6$, €)	DTC ($\times 10^5$, €/anno)	RC ($\times C_0$, €/anno)	C_m ($\times C_0$, €/anno)
AS-BUILT	7.00	1	1.10	0.01
CAM+BRAD	8.14	1	1.10	0.01
FRP+BRAD	8.21	1	1.10	0.01
BRAD	7.29	1	1.10	0.01
FRP	7.92	1	1.10	0.01
CAM	7.85	1	1.10	0.01

La probabilità $P(LS_{ls}|[t,t+1], \mathbf{I}_1)$ è la probabilità di primo superamento in 1-anno come funzione di tempo t e per ls -esimo stato limite LS_{ls} che viene calcolato mediante l'Equazione 8. La Figura 8 illustra le probabilità di stato limite annuali tempo-dipendenti risultanti $P(LS_{ls}|[t,t+1], \mathbf{I}_1)$, $ls=1:4$, per la struttura dello studio di caso sottoposta ad adeguamento con CAM+BRAD in direzione X e considerando le decisioni relative alle condizioni **NR** e **R**. Il tasso medio annuale ammesso di superamento pari a 2.1×10^{-3} (10% di superamento in 50 anni) è indicato anche dalla linea orizzontale rossa nella Figura 8 per entrambe le decisioni. Essa mostra che per entrambe le condizioni **NR** e **R** lo stato limite di *collasso* è sempre sotto il livello ammesso mentre lo stato limite *severe* si posizionerà sul livello ammesso dopo circa 10 anni se si prenderà la decisione **NR**. Per poter calcolare $\Delta P(LS_{ls}|[t,t+1], \mathbf{I}_1)$ nell'equazione 19, è necessario sottrarre $P(LS_{ls}|[t,t+1], \mathbf{R}, \mathbf{I}_1)$,

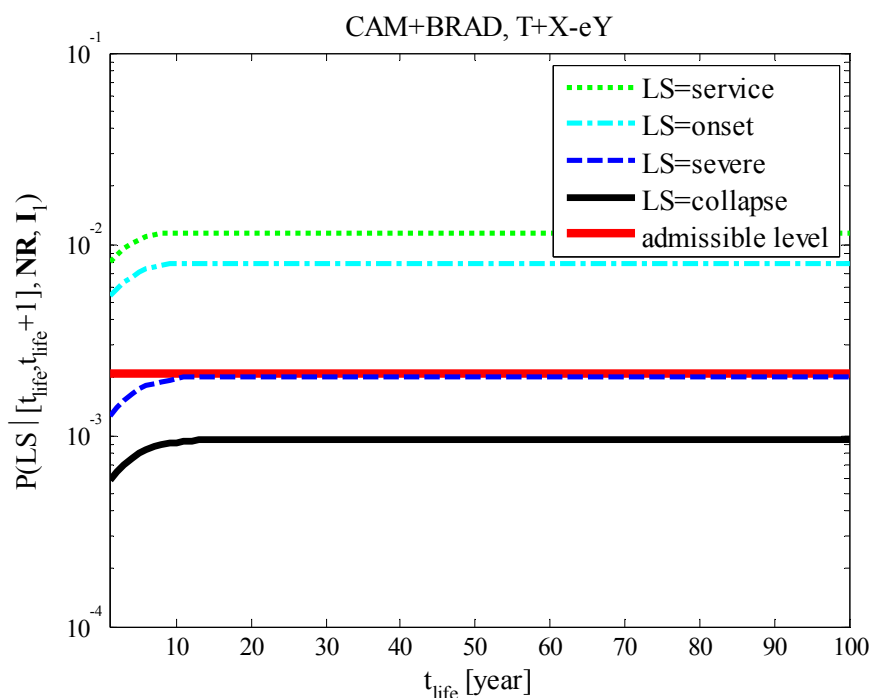
$l_s=1:4$, valori per un dato tempo t per due stati limiti successivi; ad esempio, per $t=40$ anni, i valori punteggiati nella Figura 8(b) vengono successivamente sottratti mentre per lo stato limite di collasso, cioè $l_s=4$, ΔP diventa $P(\text{collapse}|[t,t+1],\mathbf{R},\mathbf{I}_1)$.

Per avere ulteriori informazioni sul modo in cui si comportano le strutture sottoposte ad adeguamento con il tempo, $P(\text{collapse}|[t,t+1],\mathbf{NR},\mathbf{I}_1)$ e $P(\text{collapse}|[t,t+1],\mathbf{R},\mathbf{I}_1)$ sono dimostrate per entrambe le direzioni e per le strategie alternative di adeguamento insieme al livello ammesso nella Figura 9.

In base alla Figura 9, la probabilità tempo-dipendente di superare il limite di *collasso* in un intervallo di tempo di 1 anno è sempre al di sotto del livello ammissibile per le decisioni alternative di adeguamento mantenendo le attività di riparazione (**R**). Tuttavia, questo tema è criticato mentre la decisione di nessuna riparazione (**NR**) viene presa in special modo per l'opzione BRAD nelle direzioni X e Y e le strategie FRP e CAM nella direzione X. La struttura AS BUILT è vulnerabile quanto allo stato limite di collasso in entrambe le direzioni, soprattutto nella direzione Y dove la soglia dello stato limite di collasso (illustrata nella Tabella 1) ha un valore inferiore rispetto alla direzione X. Nonostante ciò è possibile osservare che tutte le strutture sottoposte ad adeguamento sono generalmente più vulnerabili nella direzione X.

In termini di criteri di costo del ciclo di vita, la Figura 10 mostra il costo del ciclo di vita atteso risultante per decisioni relative alle strategie alternative di adeguamento e le due direzioni di carico. Si può osservare che l'opzione CAM+BRAD offre il costo del ciclo di vita più basso, rendendo la struttura più affidabile a livello competitivo per lo stato limite di collasso (vedi Figura 10). Inoltre, l'opzione FRP+BRAD rende i costi e la performance strutturale molto simili. Sebbene le opzioni CAM+BRAD e FRP+BRAD siano più dispendiose, si può notare che dopo circa 10 anni i loro costi attesi corrispondenti scendono al di sotto delle altre opzioni di adeguamento. Dall'altra parte l'opzione BRAD ha il costo più basso; diventerà, tuttavia, l'opzione di adeguamento più costosa dopo 10 anni. La distinzione tra le opzioni di adeguamento CAM+BRAD, FRP+BRAD, CAM e FRP è più evidente in direzione X; nonostante ciò entrambe le direzioni di carico rivelano gli stessi risultati.

(a)



(b)

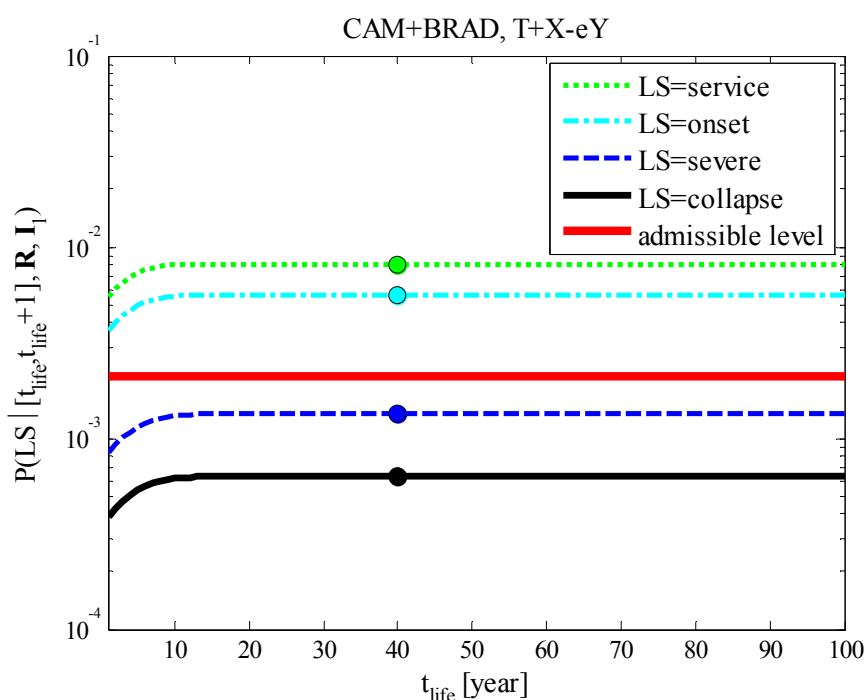


Figura 8: La probabilità di primo superamento in 1-anni come funzione di tempo t per vari stati limite LS e per l'edificio dello studio di caso sottoposto ad adeguamento con CAM+BRAD in direzione X data I_1 e date le decisioni (a) nessuna riparazione NR , (b) riparazione R

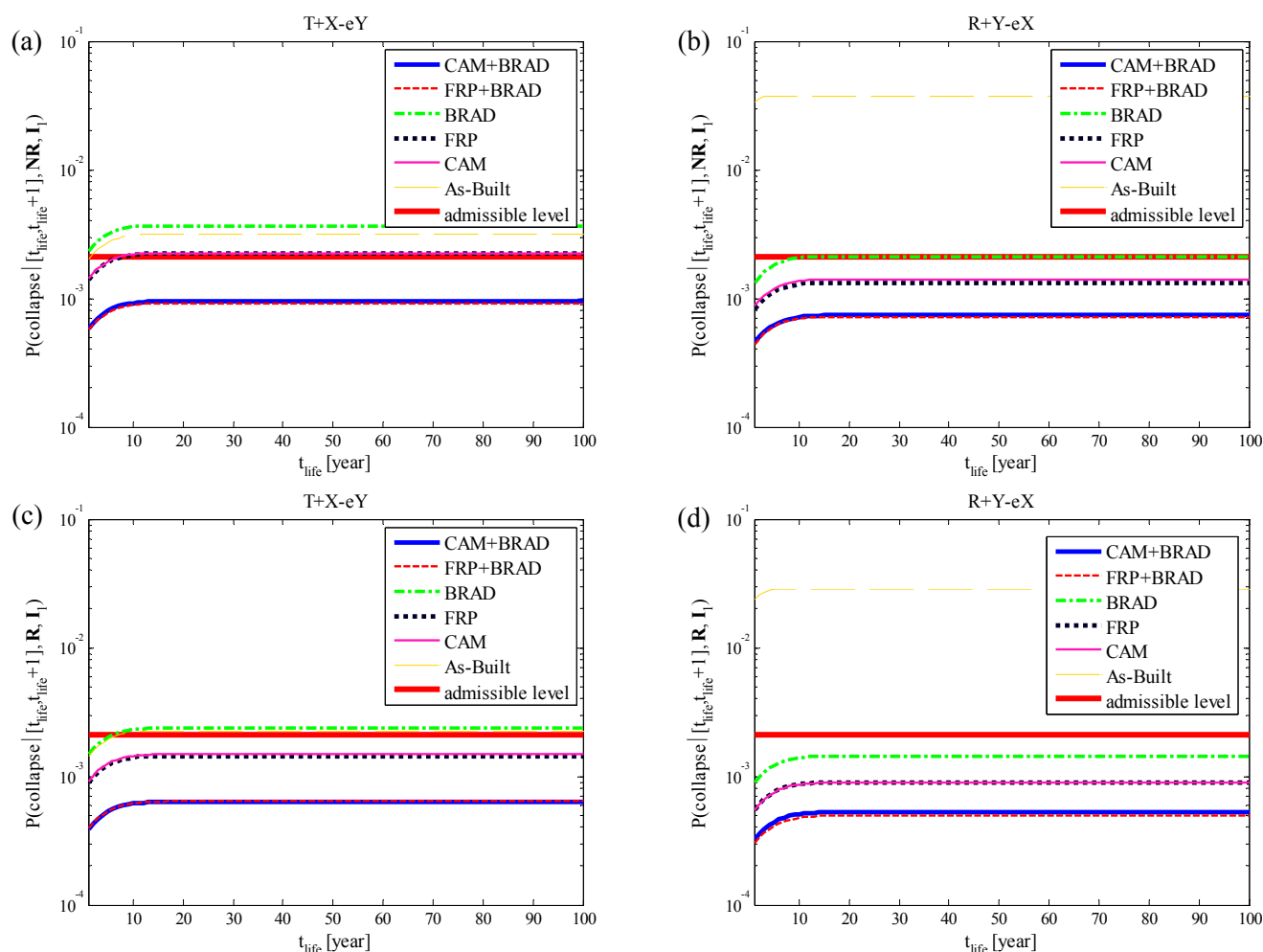


Figura 9: La probabilità di primo superamento in 1 anno come funzione del tempo t per lo stato limite di collasso per la struttura dello studio di caso con opzioni alternative di adeguamento (a) direzione X e NR, (b) direzione Y e NR, (c) direzione X e R, (d) direzione Y e R

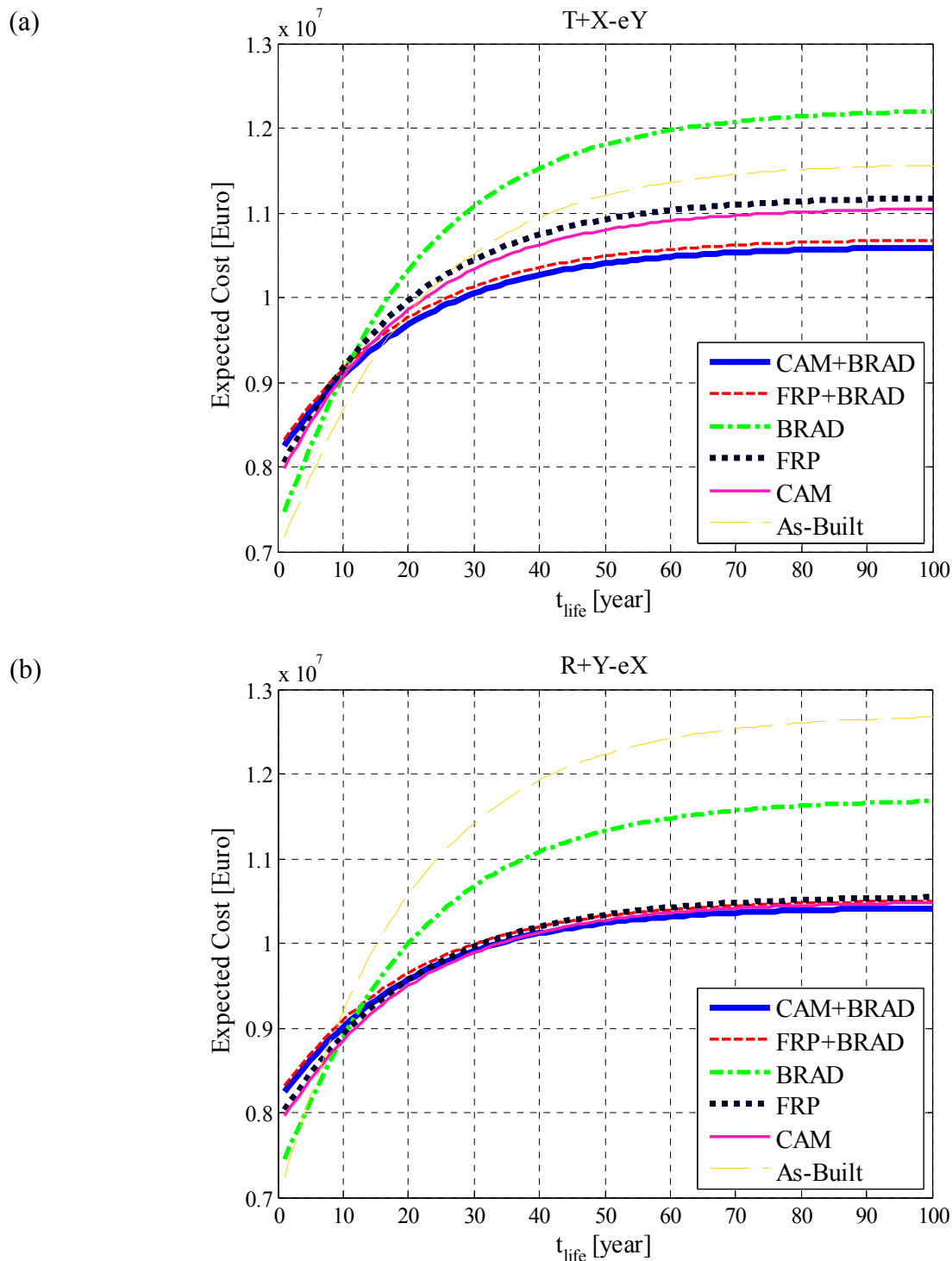


Figura 10: Il costo del ciclo di vita atteso per opzioni alternative di adeguamento (a) direzione X, (b) direzione Y

5 CONCLUSIONI

Una metodologia basata sulle probabilità viene presentata per calcolare le probabilità tempo-dipendenti di superare stati limite discreti per una struttura soggetta a eventi sismici nel corso della vita strutturale. Questa metodologia prende in considerazione la storia degli eventi precedenti, il tempo di riparazione necessario per ripristinare la struttura ed eventuali danni cumulativi causati alla struttura. Queste probabilità di stato limite tempo-dipendenti vengono poi utilizzate per calcolare il costo del ciclo di vita atteso considerando i costi iniziali totali, l'inattività, i costi di riparazione/sostituzione e i costi di manutenzione regolari. La metodologia può essere usata come strumento decisionale per la scelta tra vari progetti di adeguamento di una struttura esistente. È importante notare che sebbene una strategia di adeguamento potrebbe essere dispendiosa in termini di costi di installazione, i costi attesi corrispondenti scendono al di sotto delle altre opzioni dopo un certo periodo di tempo.

La routine DSS sviluppata viene applicata per il calcolo del ciclo di vita atteso di una struttura esistente e di 5 diverse strategie di adeguamento. Viene dimostrato che una delle opzioni è tra le più costose in termini di costi di installazione, mentre il costo atteso corrispondente scende al di sotto delle altre opzioni di adeguamento dopo un certo periodo di tempo.

6 BIBLIOGRAFIA

- Ancheta, T.D., Darragh, R.B., Stewart, J.P., Seyhan, E., Silva, W.J., Chiou, B.S.-J., Wooddell, K.E., Graves, R.W., Kottke, A.R., Boor, D.M., Kishida, T., and Donahue, J.L., 2014. NGA-West2 Database, *Earthquake Spectra* **30**(3): 989-1005.
- Beck, J. L. and Au, S. K., 2002. Bayesian updating of structural models and reliability using Markov Chain Monte Carlo simulation. *Journal of Engineering. Mechanics* **128**(4), 380–391.
- Box, G. E. P., Tiao, G. C., 1992. *Bayesian Inference in Statistical Analysis*. Wiley Interscience, John Wiley & Sons, Inc.
- Benjamin, J.R., and Cornell, C.A. (1970). *Probability, statistics and decision for civil engineers*. McGraw Hill, 684pp.
- CEN, 2003. *Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1.1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardisation TC250/SC8, PrEN1998-1.
- Chiodi, R., Di Sarno, L., Prota, A., and Manfredi, G., 2011. Vulnerabilità sismica e adeguamento strutturale mediante controventi dissipativi di una scuola militare, in *Proceedings, 14th Italian Conference on Earthquake Engineering*, Bari, Italy. (in Italian)
- Chiodi, R., Prota, A., Manfredi, G., and Di Sarno, L., 2012. Nonlinear seismic behavior of an existing RC building retrofitted with BRBs, in *Proceedings, 15th Word Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Lisbon, Portugal.
- Chiodi, R., Di Sarno, L., Prota, A., and Manfredi, G., 2013. Seismic assessment of an existing RC building of '30s retrofitted with BRBs, *Progettazione Sismica*, **4**(1), DOI 10.7414/PS.4.1.29-67. (in Italian)
- Chopra, A.K., and Goel, R.K., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(3):561-582.
- Ebrahimian, H., Jalayer, F., Asprone, D., Lombardi, A.M., Marzocchi, W., Prota, A., and Manfredi, G., 2014. A performance-based framework for adaptive seismic aftershock risk assessment, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **43**(14): 2179-2197.
- Elefante, L., Jalayer, F., Iervolino, I., Manfredi, G., 2010. Disaggregation-based response weighting scheme for seismic risk assessment of structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **30**(2):1513-1527.
- Faber, M.H., Rackwitz, R., 2004. Sustainable decision making in Civil Engineering. *Structural Engineering International* **3**:237-242.

- Franchin, P., Pinto, P.E., Schotanus, M.I.J., 2006. Seismic loss estimation by efficient simulation. *Journal of Earthquake Engineering* **10**(1):31-44.
- Franchin, P., Pinto, P.E., Pathmanathan, R., 2008. *Assessing the adequacy of a single confidence factor in accounting for epistemic uncertainty*. Convegno RELUIS: Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato, Roma 29–30 maggio (in Italian).
- Goulet, C.A., Haselton, C.B., Mitrani-Reiser, J., Beck, J.L., Deierlein, G.G., Porter, K.A., 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**:1973-1997.
- Gruppo di Lavoro, 2004. *Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, April 2004, 65 pp. + 5 appendixes (in Italian).*
- Jalayer, F., Cornell, C.A., 2003. *A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats*. Pacific Earthquake Engineering Center (PEER) 2003/08.
- Jalayer, F., Franchin, P., Pinto, P.E., 2007. A scalar damage measure for seismic reliability analysis of RC frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36** (13): 2059-2079.
- Jalayer, F., Iervolino, I., Manfredi, G., 2008. *Aggiornamento Bayesianesimo dei parametri di modellazione strutturale e dell'affidabilità sismica dei edifici esistenti in C.A.* Convegno RELUIS: Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici in cemento armato, Roma 29–30 Maggio 2008 (in Italian).
- Jalayer, F., Cornell, C.A., 2009. Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **38**(8): 951-972.
- Jalayer, F., Iervolino, I., and Manfredi, G., 2010. Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety* **32**(3), 220–228.
- Jalayer, F., Elefante, L., Iervolino, I., Manfredi, G., 2011. Knowledge-based performance assessment of existing RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, **15** (3): 362-389.
- Jalayer, F., Asprone, D., Prota, A., and Manfredi G., 2011a. Multi-hazard upgrade decision making for critical infrastructure based on life-cycle cost criteria, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **40**(10):1163-1179.
- Jalayer, F., Asprone, D., Prota, A., and Manfredi, G., 2011b. A decision support system for post-earthquake reliability assessment of structures subjected to aftershocks: an application to L'Aquila earthquake, 2009, *Bulletin of Earthquake Engineering* **9**(4):997-1014.

- Jalayer, F., Asprone, D., Chiodi, R., Prota, A., Manfredi, G., 2012. Seismic Retrofit Decision-Making based on Life Cycle Cost Criteria, in *Proceedings, 15th Word Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Lisbon, Portugal.
- Jalayer, F., De Risi, R., and Manfredi, G., 2014. Bayesian Cloud Analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression, *Bulletin of Earthquake Engineering* DOI:10.1007/s10518-014-9692-z.
- Jaynes, E.T., 2004. *Probability Theory: The Logic of Science*. Cambridge University Press.
- Luco, N., Bazzurro, P., Cornell, C.A., 2004. Dynamic versus static computation of the residual capacity of mainshock-damaged building to withstand an aftershock. In: *Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 2405.
- Monti, G. Alessandri, S. (2008). *Confidence factors for concrete and steel strength*. Convegno RELUIS: Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cement armato, Roma 29–30 Maggio 2008 (in Italian).
- Papadimitriou, C., Beck, J. L., and Katafygiotis, L. S., 2001. Updating robust reliability using structural test data. *Probabilistic Engineering Mechanics* **16**(2), 103–113.
- Porter, K.A., Kiremidjian, A.S., LeGrue, J.S., 2001. Assembly-based vulnerability of buildings and its use in performance evaluation. *Earthquake Spectra* **17**(2):291-312.
- Ruiz-García, J., Miranda, E., 2010. Probabilistic estimation of residual drift demands for seismic assessment of multi-story framed buildings. *Engineering Structures*, **32**: 11-20.
- Ruiz-García, J., Negrete-Manriquez, J.C., 2011. Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock–aftershock seismic sequences. *Engineering Structures*, **33**: 621-634.
- Wen, Y.K., 2001. Reliability and performance-based design. *Structure Safety* **23**:407-428.