

CONVEGNO FABRE PONTI, VIADOTTI, E GALLERIE ESISTENTI: RICERCA, INNOVAZIONE E APPLICAZIONI LUCCA, 2-4 FEBBRAIO 2022



Vulnerabilità sismica e curve di fragilità di viadotti autostradali

Pietro Crespi^a, Rocco Buoninconti^b, Nicola Giordano^c, Giuseppe Pasqualato^b, Giovanni Massone^b

- ^a Dip. Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito, Politecnico di Milano
- ^b Sina S.p.A, Milano
- c ex PhD student, Politecnico di Milano

Parole chiave: vulnerabilità sismica, curve di fragilità, pushover modale, indici di rischio

ABSTRACT

L'analisi di vulnerabilità sismica di un viadotto consente di stimarne la predisposizione a subire danneggiamenti o crolli per effetto di un sisma di prefissata intensità. Questo lavoro ha come obiettivo la valutazione sismica di un inventario di viadotti autostradali italiani (1182 opere) tramite l'estrazione analitica delle curve di fragilità e la formulazione di un indice di danno globale, in grado di valutare l'estensione del danneggiamento sul manufatto, a seguito dell'esecuzione di un'analisi statica non lineare (pushover modale). Tali curve di fragilità rappresentano uno dei più validi e affidabili strumenti per la valutazione del rischio sismico e consentono di mettere in relazione la probabilità di superamento del danno con l'intensità del sisma, rappresentata in questo caso dall'accelerazione di picco del suolo (PGA). Il nuovo indice di danno globale formulato permette, invece, di ottenere un modello previsionale del danneggiamento della struttura in funzione delle PGA di collasso. I risultati mostrano generalmente una sequenza di fallimento ricorrente: per PGA più basse si ha dapprima un collasso per taglio della pila, poi uno dovuto ad un'eccessiva rotazione alla base di quest'ultima ed infine, per valori più alti di PGA, si rileva la perdita dell'appoggio degli impalcati. Le curve di fragilità ricavate vengono inoltre confrontate con quelle disponibili in letteratura, ottenute da altri ricercatori su diversi database di opere.

1 INTRODUZIONE

L'analisi di vulnerabilità sismica permette di rilevare il livello di sicurezza di una struttura in relazione al sisma a cui potrebbe essere sottoposta. In altre parole è una rappresentazione numerica della capacità dell'opera in contrapposizione con la domanda rappresentata dall'evento sismico.

Negli ultimi decenni il problema sismico ha preso sempre più piede nel panorama tecnico scientifico. Eventi naturali di questo genere non danno un preavviso prima del loro manifestarsi, risultando fonte di disagi e di imprevedibilità. Tuttavia i terremoti che si sono verificati nel corso della storia hanno permesso lo studio di questo fenomeno consentendo così di cumulare

conoscenze e strumenti in grado di limitarne i danni.

L'Italia vanta un vasto inventario di opere che ormai hanno raggiunto un certo grado di longevità e che inevitabilmente richiedono o richiederanno una pronta manutenzione.

Una parte importante di questo patrimonio è rappresentata dai ponti, viadotti, cavalcavia e sottovia della rete infrastrutturale nazionale che permettono il trasporto di persone e merci. Tali opere, seppur concepite per avere una vita utile alta, sono soggette al degrado dovuto ad un aumento della quantità di traffico e peso veicolare, ai fenomeni atmosferici e naturali e agli eventi eccezionali che possono ridurre sostanzialmente le prestazioni del manufatto.

Il presente studio si concentra sull'analisi di vulnerabilità sismica di un inventario di viadotti autostradali del nord Italia, gestiti dalla SINA S.p.A.

2 DESCRIZIONE DEL DATABASE

La SINA S.p.A. possiede un vastissimo collettivo di opere di cui gestisce il monitoraggio costante e gli interventi di ripristino o adeguamento. In questo studio si sono analizzate 1182 opere infrastrutturali pari a circa il 90% dell'inventario a disposizione dell'azienda. Per convenzione e semplicità, ciascuna opera è stata codificata con una lettera e 3 numeri.

Di ogni opera sono stati estratti: il codice identificativo; il tipo di opera; il numero di campate da cui è costituita; la lunghezza totale in metri; i valori di accelerazione di picco al suolo (PGA) del sito in ambo le direzioni; i valori di accelerazione di picco al suolo di "fallimento" della struttura ottenuti dalle verifiche agli appoggi, alla rotazione e al taglio per entrambe le direzioni; i periodi di ritorno (T_R) del sito in ambo le direzioni; i periodi di ritorno associabili alla struttura in seguito alle verifiche suddette; gli indici di rischio in funzione sia della PGA che del T_R in ambo le direzioni.

In seguito a tale catalogazione, si osserva come il numero di campate dell'archivio varia da 1 ad un massimo di 87. Le lunghezze, invece, oscillano da un valore minimo di 7 metri ad un valore massimo di 2672 metri.

Al fine di ottenere una visione più completa del panorama generale di viadotti analizzato si riportano di seguito gli istogrammi ottenuti con l'ausilio di Matlab.

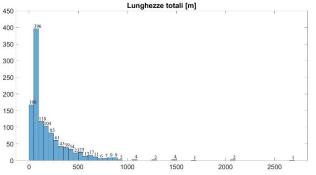


Figura 2.1 Istogramma delle lunghezze totali - database completo

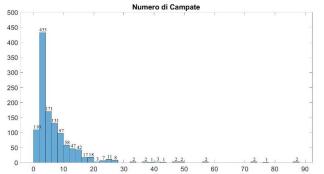


Figura 2.2 Istogramma del numero di campate - database completo

Nel primo istogramma, le lunghezze totali, misurate in metri, sono raggruppate in classi da 50 m ciascuna. Il rettangolo più alto è quello che raggruppa 396 viadotti con una lunghezza complessiva compresa tra i 50 e i 99 metri, rappresentando circa il 33,5% del totale. La statistica evidenzia che 168 opere hanno una lunghezza variabile tra i 7 (valore minimo) e i 49 metri e 118 tra i 100 e i 149 metri, ossia, rispettivamente, circa il 14% e il 9% dell'insieme collettivo. La stragrande maggioranza dei viadotti non supera i 500 metri di lunghezza totale mentre il valore massimo è raggiunto da un unico ponte che arriva a 2672 metri.

Nel secondo istogramma i numeri di campate sono suddivisi in classi da due. Si può osservare come 433 viadotti presentano un numero di campate che oscilla tra 2 e 3 e rappresentano la maggioranza essendo circa il 36% del database complessivo. Il divario è molto alto rispetto ai 171 ponti con campate tra le 4 e le 5 e alle 131 opere con campate tra le 6 e le 7 che in percentuale pesano, rispettivamente, circa il 14% e l'11% del database complessivo. Seppur in esigua percentuale (circa il 9%) rispetto ai valori suddetti, è importante sottolineare la presenza di 110 ponti mono-campata negli studi condotti. In conclusione, la stragrande maggioranza dei 1182 viadotti analizzati presenta un numero di campate inferiore a 20 e la restante parte si divide in modo disomogeneo raggiungendo come picco massimo le 88 campate.

2.1 Database dettagliato

Al fine di voler condurre delle analisi più approfondite, si è scelto di esaminare un campione più ristretto di opere agendo, in tal modo, a favore di un'indagine più specifica che permettesse di poter ipotizzare delle correlazioni tra le caratteristiche della singola opera e il risultato dell'analisi di vulnerabilità sismica eseguita. A tal proposito, sono state selezionate 122 opere dalle 1182 iniziali.

Dalle "schede di sintesi della verifica sismica di livello 1 o di livello 2 per i ponti strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico" sono state estrapolate le caratteristiche salienti del manufatto, maggiormente influenti sulla sua risposta sismica.

Anche in questo caso, il numero di campate e le lunghezze totali sono state raggruppate in classi rispettivamente da 2 campate e da 50 m. Anche nel database dettagliato i ponti di lunghezza oscillante tra i 50 e i 99 metri rappresentano la classe più ampia, ossia il 21%, con una distribuzione delle lunghezze totali più eterogenea.

Con riferimento alla numerosità delle campate, le due classi più ampie sono quelle contenenti ponti da 2-3 o 4-5 campate che nel complesso rappresentano il 42% circa delle opere, seguite dal 18% di opere con 8-10 campate.

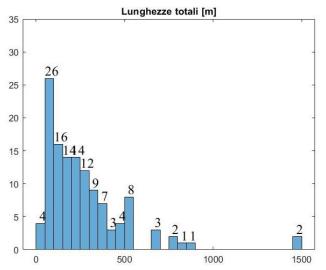


Figura 2.3 Istogramma delle lunghezze totali - database dettagliato

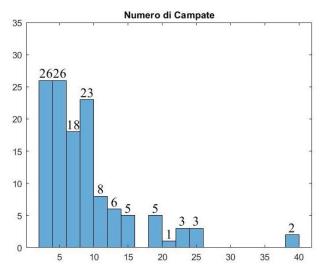


Figura 2.4 Istogramma del numero di campate - database dettagliato

In ogni scheda di sintesi è riportata la lunghezza delle singole campate. In base a questi dati sono state estrapolate sia la media aritmetica delle campate che la lunghezza massima della campata.

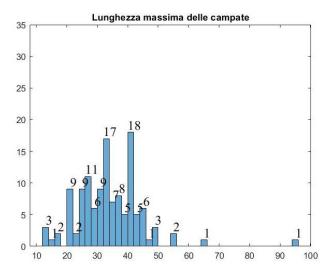


Figura 2.5 Istogramma delle lunghezze massime delle campate – database dettagliato

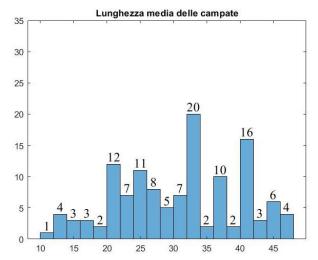


Figura 2.6 Istogramma delle lunghezze medie delle campate - database dettagliato

Il primo istogramma evidenzia che il picco massimo della lunghezza della campata è pari a 95 metri ed è raggiunto solo da un'opera. La maggior parte, infatti, ha luci massime dell'ordine di 30 o 40 metri circa. Dal secondo istogramma si deduce che per la maggior parte dei viadotti la luce massima di campata non coincide con la media aritmetica e che quindi molte opere presentano campate di lunghezza variabile.

Nella Figura 2.7 sono raccolte in le tipologie istogramma tutte strutturali riscontrate nel database dettagliato. proposito si è scelto di seguire la nomenclatura e la catalogazione della "Linea Guida per la classificazione e gestione del rischio, valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti".

Prima di analizzare i dati è necessario, quindi, presentare brevemente le caratteristiche principali di ogni categoria a cui si è fatto riferimento.

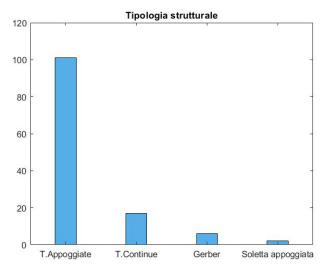


Figura 2.7 Istogramma delle tipologie strutturali - database dettagliato

- ponti a travate appoggiate: tutte quelle strutture caratterizzate longitudinali in semplice appoggio su elementi verticali (pile, pulvini o spalle), ivi comprese le strutture costituite da travate appoggiate con soletta collaborante continua, anche significativo spessore. Con 101 opere su 122 totali, questa categoria è la più frequente tra quelle analizzate in questo studio. Tale dato non sorprende, basta risalire alle epoche di costruzione: tra gli anni '50 e '70 era questa la tipologia strutturale più adottata per le nuove infrastrutture:
- ponti a travate continue/telaio: tutte quelle strutture aventi travi longitudinali con almeno un appoggio intermedio ovvero impalcati aventi elementi realizzati in continuità con gli elementi verticali. Rientrano in questa categoria anche ponti a travate continue con singole seggiole Gerber nelle campate (es. ponti iperstatici senza travi tampone). I ponti appartenenti a questa categoria sono in percentuale nettamente minore, essendo solo 17;
- ponti a travate Gerber/ponti a stampella con travi tampone: tutte quelle strutture caratterizzate da porzioni di impalcato direttamente poggianti per mezzo di seggiole Gerber su porzioni a sbalzo di impalcato ovvero su pulvini;
- ponti a soletta appoggiata: tutte le strutture il cui impalcato è costituito da una soletta piena di spessore costante in semplice appoggio rispetto agli elementi verticali.

In Figura 2.8 sono riportate le morfologie di impalcato riscontrate nel database. Gli impalcati a

travate sono, come già anticipato, in stragrande maggioranza. In alcune opere le morfologie possono anche variare a seconda della campata, per questo l'ultima barra raggruppa in un'unica categoria gli impalcati a "morfologia mista".

Per 86 opere è stato scelto l'utilizzo di un appoggio in gomma armata, come si evince dall'istogramma di Figura 2.9. Nella categoria "altro" rientrano sia le strutture che presentano più tipologie di appoggi diversi, sia gli appoggi in "Teflon".

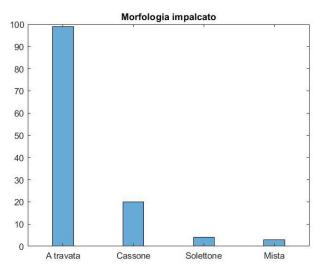


Figura 2.8 Istogramma delle morfologie dell'impalcato - database dettagliato

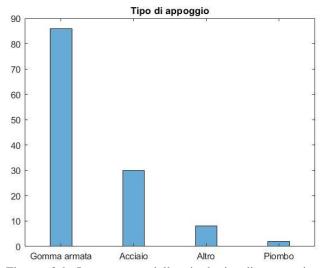


Figura 2.9 Istogramma delle tipologie di appoggio - database dettagliato

I dati riportati finora sono utili a creare un quadro complessivo piuttosto dettagliato delle opere trattate nel presente studio. L'elemento che però maggiormente influisce sulla risposta sismica dell'opera è la pila. Di seguito si riportano gli istogrammi che riassumono tutte le caratteristiche principali delle pile dei viadotti analizzati.

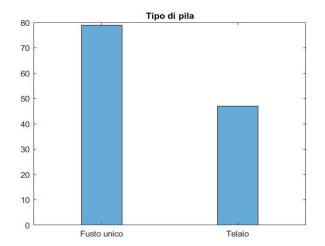


Figura 2.10 Istogramma tipologie di pila - database dettagliato

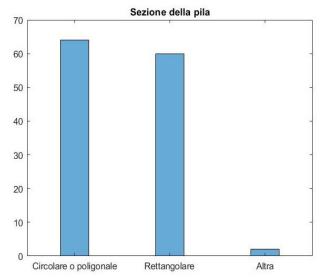


Figura 2.11 Istogramma tipologie di sezioni delle pile - database dettagliato

Il database studiato è composto dal 64% di pile a fusto unico e la restante parte è costituita da pile a telaio. A livello geometrico, le pile sono divise quasi equamente tra sezioni circolari o poligonali e sezioni rettangolari. Nelle forme poligonali rientrano anche quelle ottagonali, cave o ellittiche, mentre nelle seconde rientrano anche trapezoidali parallelogramma. quelle 0 a Quell'1% che le divide è la categoria "Altra", all'interno della quale rientrano delle forme particolari: come sezioni a T o forme più ricercate.

Un ulteriore dato che potrà rivelarsi utile per descrivere la geometria delle opere trattate è l'altezza della pila più significativa, ovvero quella che ha maggiore rilevanza ai fini delle verifiche nel calcolo del valore della capacità.

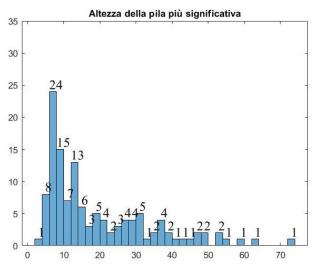


Figura 2.12 Istogramma delle altezze delle pile più significative - database dettagliato

La maggioranza delle opere (24) presenta pile di altezze comprese tra i 7 e gli 8 metri, quindi non particolarmente alte. L'adozione di pile più o meno basse dipende sicuramente in primis dai livelli di quota del terreno e dell'ostacolo da oltrepassare ma, in secondo luogo, da scelte progettuali e strutturali più comode.

Gli ultimi due grafici descrittivi del database dettagliato riguardano il tipo di fondazione delle pile e delle spalle.

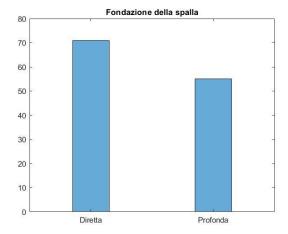


Figura 2.13 Istogramma delle tipologie di fondazioni delle spalle - database dettagliato

Le fondazioni delle pile spiccano, rispetto alle altre opere, per il ruolo fondamentale che rivestono nella trasmissione dei carichi molto elevati se rapportati alle dimensioni del fusto. Teoricamente, proprio per queste elevate concentrazioni di carico, quasi mai le fondazioni sono di tipo diretto ma nella maggior parte dei casi si raggiungono dei livelli più profondi del terreno tramite pali o pozzi, rientranti nella categoria di fondazioni "profonde". Dall'istogramma non stupisce, perciò, che la barra più alta sia quella delle fondazioni profonde.

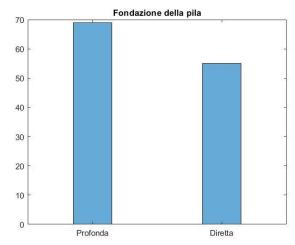


Figura 2.14 Istogramma delle tipologie di fondazioni delle pile - database dettagliato

Nonostante l'interazione terreno-struttura sia importante nel comportamento delle fondazioni delle pile, nei modelli di studio i vincoli a terra delle pile sono stati considerati come degli incastri, per semplicità di modellazione.

3 DEFINIZIONE E FORMULAZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ

Le curve di fragilità descrivono lo stato di danno di una struttura in termini probabilistici, per mezzo della relazione tra una misura di intensità del sisma IM (in questo lavoro l'accelerazione di picco al suolo PGA) e la probabilità che uno specifico livello di danno DSi (in questo caso lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita o danno esteso, SLV) sia raggiunto o superato.

La relazione che esprime al meglio la definizione può essere espressa come segue:

$$P(DS \geq DS_i | IM)$$

che in altri termini può essere espressa come una funzione $F(S_d)$:

$$F(S_d) = P\left[\frac{S_d}{S_c} \ge 1\right]$$

dove $F(S_d)$ rappresenta la probabilità che la domanda superi la capacità; S_d è la domanda sismica; S_c è la capacità strutturale.

Tramite alcuni passaggi analitici si arriva alla seguente relazione:

$$F(S_d) = \phi \left[\frac{\ln \left(\frac{S_d}{S_c} \right)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right]$$

in cui ϕ è la funzione di distribuzione cumulata normale standard; S_d è il valore mediano della

domanda, espresso in termini di accelerazione; S_c è il valore mediano della capacità strutturale per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita; β_d e β_c sono le rispettive deviazioni standard, assunte costanti per semplicità.

Nello studio condotto le curve di fragilità sono state formulate sulla base di una distribuzione lognormale:

$$F(PGA) = \phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \left(\frac{PGA}{x_m} \right) \right]$$

dove ϕ è la funzione di distribuzione cumulata normale standard; PGA è il valore mediano della domanda, espresso in termini di accelerazione orizzontale massima del sito in esame; x_m è il valore mediano della curva di capacità strutturale associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, espresso ancora in termini di accelerazione; β è la deviazione standard logaritmica.

I parametri della curva lognormale sono ottenuti come segue:

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i} \ln PGA_{i}$$

$$\beta = \sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i} |\ln PGA_{i} - \mu|^{2}}$$

 $x_m = e^{\mu}$

con N pari alla dimensione del campione di viadotti.

Nel pratico, le curve sono state ottenute mediante il software Matlab, basandosi sulla teorica formula della funzione cumulata standard:

$$p = F(PGA|\mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^{PGA} \frac{1}{t} exp\left\{\frac{-(\ln t - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\} dt$$
 con valore atteso e varianza:

$$E[PGA] = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}}$$

$$V[PGA] = e^{2\mu + \sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1)$$

Onde evitare fraintendimenti matematici, bisogna evidenziare che i parametri della distribuzione lognormale sono μ e σ^2 , ovvero la media e la varianza della variabile aleatoria normale "ln PGA", da non confondere con la media e la varianza della PGA date dalle espressioni appena citate.

La funzione lognormale è stata scelta perché è in grado di poter rappresentare una grande varietà di fallimenti (strutturali e non) e il collasso dei singoli componenti. Nell'ambito delle analisi di rischio sismico è la forma più largamente utilizzata. Inoltre, la funzione lognormale ha una densità di probabilità nulla quando il parametro di

domanda è zero o inferiore a zero ed è totalmente definibile per mezzo di poche informazioni: il primo momento, ossia il valore medio ottenibile come logaritmo naturale della mediana $(\ln x_m)$ e il secondo momento, ovvero la deviazione standard logaritmica β .

3.1 MPA_Cise e FC Gen

Nel presente paragrafo si descrive in breve il funzionamento del programma MPA_CISE ver2.0 nato dal frutto di una collaborazione tra il Politecnico di Milano, l'azienda SINECO e il consorzio per le costruzioni dell'ingegneria strutturale in Europa (CISE).

In seguito alla modellazione della struttura e all'inserimento (manuale) dei carichi nel software di analisi a elementi finiti Midas Civil, si sono eseguite le analisi statiche non lineari del parco viadotti, ottenendone le corrispondenti curve di capacità. A tal fine, il comportamento non lineare delle pile a rotazione e taglio è stato modellato con delle opportune cerniere plastiche alla base delle pile, così come per il comportamento non lineare degli appoggi.

L'output di Midas Civil è stato poi importato nel programma MPA_CISE, implementato dagli autori in Matlab, per eseguire in modo automatico l'analisi di pushover modale, determinando i performance point delle strutture, e i conseguenti indici di rischio sismico, lungo le due principali direzioni del viadotto, longitudinale e trasversale.

L'analisi pushover tramite la PGA_{INPUT}, ossia tramite lo spettro di domanda, permette di ottenere come risultato finale l'individuazione del punto di funzionamento (PP), ossia del punto di intersezione tra la curva di capacità e la curva di domanda, per tutti i modi significativi. Tramite questo punto si ottiene la risposta presenterebbe la struttura se fosse soggetta all'evento sismico reale. Il software MPA CISE sfrutta questo principio attuando un grande numero di iterazioni dettagliate in modo tale da far coincidere il PP con il punto di crisi sulla curva di capacità così da ottenere, come risultato finale, l'accelerazione di picco al suolo tale per cui il viadotto raggiunga lo stato limite considerato. Da un punto di vista pratico, questo si traduce nella combinazione dei contributi modali tramite i metodi CQC (combinazione quadratica completa) o SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati) e nel successivo confronto tra i valori combinati (S) e i valori ultimi (R). Il parametro di verifica è dunque il

rapporto: S/R. Quanto più tale rapporto sarà vicino all'unità, tanto più l'accelerazione di picco al suolo di input sarà uguale a quella di fallimento (e analogamente per il tempo di ritorno).

Il programma traduce questi risultati in schede di testo che sono state utilizzate come file di input per l'estrapolazione delle accelerazioni di picco al suolo "critiche" utilizzate nel tracciamento delle curve di fragilità descritte.

A tal fine è stato implementato un secondo programma in Matlab chiamato "F.C. Gen.", sigla di "Fragility Curves Generator". Tramite questo script si sono estrapolati i dati più significativi del database nonché i valori relativi alle PGA di fallimento, degli indici di rischio e dei tempi di intervento. Il risultato finale sono delle curve di fragilità generate sulla base delle formulazioni analitiche descritte nel paragrafo precedente. Il software permette di sviluppare sia curve di fragilità a livello globale che anche curve di fragilità divise per gruppi o per caratteristiche comuni. Nel database SINA considerato, tutti i viadotti sono stati analizzati nel caso di stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con livello di danno esteso. Le direzioni considerate sono longitudinale, quella indicata "direzione X", coincidente con la direzione planimetrica dell'opera, e quella trasversale Y, ortogonale alla prima.

3.2 Curve di fragilità del database complessivo

In virtù di quanto descritto nei precedenti paragrafi, si sono ottenute le curve di fragilità del database complessivo. Più precisamente 3 curve in direzione X e 3 in direzione Y, in funzione della crisi analizzata (appoggi, rotazione e taglio).

Nella Figura 3.1 sono riportate tutte le curve di fragilità: quelle con il tratto continuo rappresentano le curve in direzione longitudinale ovvero nella direzione della "corda" planimetrica del viadotto; le restanti rappresentano le curve in direzione trasversale.

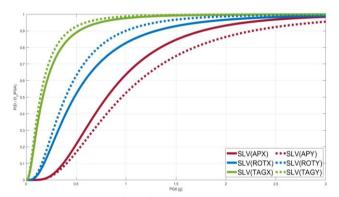


Figura 3.1 Curve di fragilità globali

Tabella 3.1 Parametri delle curve di fragilità globali

	X		Y	
Verifica	$x_m[g]$	β	$x_m[g]$	β
Appoggi	0.8081	0.6069	0.9572	0.6720
Rotazione	0.4822	0.7735	0.3948	0.7226
Taglio	0.1666	0.8997	0.1415	0.8735

Come si può facilmente osservare, sia dal grafico che dai valori numerici, la crisi a taglio è quella che avviene prima ossia per valori più bassi di PGA. Il valore alto della deviazione standard indica una grande variabilità delle accelerazioni di picco al suolo di crisi a taglio, in contrasto con la ripidità della curva dovuta principalmente ad un valore mediano basso, riconducibile ancora una volta a valori molto bassi di PGA di fallimento.

Questo tipo di andamento e di successione delle curve è un ordine che si ripete quasi in tutti i database. Infatti, la crisi per eccesso di rotazione, conseguente al superamento del momento flettente limite in prossimità della cerniera plastica, è un meccanismo che tende a innescarsi in seguito alla crisi a taglio e a precedere di molto la crisi agli appoggi.

Anche in direzione trasversale si riscontra la medesima situazione. L'unica differenza è nei valori della PGA agli appoggi che, come testimonia il valore mediano, sono molto più alti e difficilmente raggiungibili. La crisi a taglio si verifica invece per valori più bassi di PGA, così come quella a momento flettente, il che giustifica la maggiore ripidità delle curve.

4 CONFRONTO CON CURVE DI FRAGILITÀ DI ARTICOLI DI LETTERATURA

Lo studio condotto ha permesso di valutare in modo approfondito la vulnerabilità sismica di un'ampia porzione di ponti italiani delle infrastrutture autostradali. Il quadro che ne deriva è una condizione generalmente non preoccupante dello stato strutturale ma che comunque necessita di essere collocato in un più vasto contesto infrastrutturale per una maggiore comprensione. Da qui è maturato l'interesse di voler delineare un vero e proprio ambiente all'interno del quale situare il nostro database.

La prima fase principale eseguita è stata la ricerca di articoli o saggi che trattassero lo studio della fragilità su database di ponti in calcestruzzo armato ordinario o precompresso.

Lo step successivo è stata l'estrapolazione e la catalogazione dei dati ritenuti fondamentali per l'identificazione del singolo database.

La terza fase è stata l'estrazione delle curve di fragilità da ogni studio di letteratura.

In conclusione, si sono raggruppate le curve di fragilità in base al metodo di analisi adoperato per la loro formulazione.

Tabella 4.1 Corrispondenza tra articolo e lettera identificativa

ID	Articolo
A	Choi et al. (2004)
В	Nielson et al. (2007)
C	Banerjee et al. (2008)
D	Jeon et al. (2015)
Е	Zhang et al. (2009)
F	Allipour et al. (2011)
G	Avsar et al. (2011)
Н	Borzi et al. (2015)
I	Moschonas et al. (2009)
J	Perdomo et al. (2020)
K	Cardone et al. (2011)
K	Miano et al. (2016)

4.1.1 Studi di letteratura: analisi di vulnerabilità con il metodo NLTHA

In letteratura sono stati raccolti sei articoli in cui si è adoperata l'analisi dinamica non lineare (NLTHA – Non Linear Time History Analysis). In questo paragrafo si riportano le caratteristiche principali di ogni database. Per una maggiore semplificazione e per un guadagno di velocità e scorrevolezza nella scrittura si assegna ad ogni articolo e quindi database, identificato con il nome degli autori, una lettera di riferimento come riportato in Tabella 4.1.

A. Eunsoo Choi, Reginald DesRoches, Bryant Nielson

Il primo database è costituito da un inventario di classici ponti situati negli Stati Uniti Centrali e Sudorientali (CSUS), all'interno del quale sono state identificate quattro classi di ponti tipo da 3 campate ciascuno.

Circa il 95% dei ponti degli CSUS sono ponti multi campata a travata continua o semplicemente appoggiati o ponti monocampata. Per il confronto con il nostro database si sono considerate solo le prime due classi, identificate come MSSS (Multispan simply supported bridge) e MSC (Multispan continuous bridge).

In tale studio sono stati adoperati modelli analitici non lineari sottoposti a circa un centinaio di accelerogrammi per l'ottenimento delle curve di fragilità. Queste sono state prima sviluppate per i singoli componenti di ogni categoria di ponti e poi sono state combinate in curve di fragilità che rappresentano l'intero sistema. Le curve di fragilità sono state ottenute per quattro diversi stati di danno forniti dal programma HAZUS 97,

di cui si è preso in considerazione esclusivamente quello esteso per mezzo di una distribuzione lognormale di cui sono stati forniti la mediana e la dispersione.

B. Bryant G. Nielson, M.EERI, and Reginald DesRoches, M.EERI Seismic

Questo studio, come il precedente, è stato condotto su un database di tipici ponti comuni nell'area centrale e sudorientale degli Stati Uniti. Il campione analizzato è davvero molto ampio: sono state trattate oltre centomila opere suddivise in nove classi, quattro delle quali sono state considerate per il confronto: MSSS (multispan simply supported concrete girder), MSC (multispan continuous concrete girder), MSSS conc box (multispan simply supported concrete box girder), SS (single span steel girder).

Per lo sviluppo delle curve di fragilità si sono eseguiti dapprima dei modelli tridimensionali. Il risultato finale è un insieme di novantasei modelli per ogni singola geometria.

L'analisi dinamica non lineare è stata condotta per mezzo dell'utilizzo di un centinaio di accelerogrammi e le curve di fragilità sono state ottenute mettendo in relazione la PGA con la probabilità di superamento di quattro diversi stati di danno forniti dalla normativa statunitense FEMA. Nel nostro confronto è stata presa in considerazione, per ogni classe selezionata, esclusivamente la curva corrispondente allo stato di danno esteso, precedente al collasso.

C. Swagata Banerjee, Masanobu Shinozuka

In questo studio sono state dedotte le curve di fragilità di tre ponti diversi in calcestruzzo armato con tre diverse configurazioni geometriche. Il primo ponte, identificato come Bridge 1, è caratterizzato da 5 campate appoggiato su quattro pile circolari composte dello stesso materiale. Il secondo ponte, identificato come Bridge 2, è composto da impalcati in calcestruzzo armato a cassone e sostenuto da 11 piloni. Infine, il terzo ponte è appoggiato su 9 pile di differenti altezze con sezione rettangolare. Anche quest'ultimo caratterizzato da un impalcato a cassone.

Sui tre modelli sono stati applicati 60 diversi accelerogrammi sviluppati per un progetto del FEMA/SAC, classificati in 3 gruppi da 20 accelerogrammi. I parametri di domanda ingegneristica considerati sono stati la rotazione e il taglio valutato alla base delle pile. Questi valori, rapportati ai valori critici indicati dai quattro stati di danno del progetto HAZUS 97, hanno permesso di ricavare le tre curve di fragilità con una distribuzione lognormale che

mettesse in relazione l'intensità di misura PGA con la probabilità di superamento del danno dei suddetti stati limite.

D. Jong-Su Jeon, Abdollah Shafieezadeh, Do Hyung Lee, Eunsoo Choi, Reginald DesRoches

Questo studio tratta un tipico ponte antico in calcestruzzo armato con impalcato a cassone progettato e costruito nel 1967, chiamato "Broadway Undercrossing Bridge" ed è situato nel sud della California.

L'opera è costituita da 2 campate di diversa lunghezza, intervallate da una pila alta circa 6 metri. Il punto focale di questo studio è il comportamento a taglio della pila. Infatti, dalla configurazione geometrica descritta si sono ricavati quattro diversi modelli, di cui due soli selezionati per il confronto con il nostro database: SC-LT e SV-LTV che considerano la colonna modellata a taglio sottoposta rispettivamente ad un carico assiale costante e ad un carico assiale variabile. Nel primo caso, il carico assiale costante è assunto essere il carico gravitazionale della colonna e in questo caso si sono utilizzati accelerogrammi orizzontali longitudinale, T = trasversale). Nel secondo caso, il modello a taglio della colonna è sottoposto a diversi livelli di carico assiale e i suoi accelerogrammi includono tutte le tre direzioni perpendicolari (V = verticale).

I modelli sono stati sottoposti a 114 accelerazioni di moto al suolo e il parametro ingegneristico di domanda utilizzato è stato il massimo spostamento della colonna in termini percentuali, rapportato alla lunghezza totale di quest'ultima. Le soglie di danno per lo sviluppo delle curve di fragilità sono state stabilite in base a precedenti studi e ai danni osservati. Per il confronto, come sempre, si è fatto riferimento ai parametri della distribuzione lognormale rappresentanti lo stato di danno esteso.

E. Jian Zhang, Yili Huo

Il modello che è stato implementato per lo studio della vulnerabilità è un tipico ponte autostradale costruito in California, prima del 1971. Dal punto di vista strutturale è una struttura composta da quattro campate, con impalcati a cassone poggianti su pile dell'ordine di otto metri circa in media e con spalle monolitiche. Tale ponte è stato analizzato dapprima senza isolatori sismici e successivamente con questi dispositivi di diverse tipologie.

Al fine di condurre un confronto quanto più "equo" possibile, si è scelto di estrarre

esclusivamente le curve di fragilità del modello bidimensionale senza dispositivi isolanti, non essendovi una differenza marcata tra la risposta del modello bidimensionale e quella del modello tridimensionale.

Le curve sono state sviluppate per mezzo di due diversi metodi: il modello probabilistico della sismica (PSDM) 1'analisi domanda incrementale dinamica (IDA). Il primo tipo di approccio utilizza degli accelerogrammi nonscalati per l'ottenimento di una correlazione tra i parametri domanda ingegneristica, di rappresentati in tal caso dallo spostamento e la curvatura della sezione delle pile, e l'intensità di misura scelta (PGA). Il secondo tipo di approccio, invece, utilizza delle time histories scalate per selezionare i livelli di intensità corrispondenti ai diversi gradi prescritti di rischio sismico, perciò è definita incrementale.

Per il confronto si riportano le curve distribuite in modo lognormale, sviluppate tramite queste due analisi al modello tridimensionale del ponte e corrispondenti allo stato di danno esteso in riferimento al progetto HAZUS 99.

F. Azadeh Alipour; Behrouz Shafei; and Masanobu Shinozuka

Questo articolo studia la prestazione in termini di ciclo di vita e di costi dei ponti autostradali in calcestruzzo armato sottoposti a movimenti sismici durante una continua esposizione a fenomeni di corrosione. Il risultato è stato un gruppo di modelli dettagliati di ponti con vari attributi strutturali sviluppati per valutare i cambiamenti nella capacità strutturale e nella risposta sismica dei ponti corrosi. In termini probabilistici sono state generate curve di fragilità a intervalli di tempo regolari.

Per il confronto con il nostro database si è scelto di riportare esclusivamente le curve di fragilità riferite ai ponti intatti, trascurando perciò tutto lo studio della corrosione così da effettuare, ancora una volta, un parallelismo quanto più "neutrale".

Per esaminare la capacità strutturale e la prestazione sismica dei ponti in calcestruzzo armato collocati in ambienti carichi di cloruro, sono stati selezionati 18 ponti costituiti da due o tre campate, di lunghezza bassa, media e alta. Gli impalcati a cassone sono intervallati da pile di diverse altezze. Ai fini del confronto, si è scelto di estrarre le sei curve corrispondenti a ponti a due e tre campate, di tutte e tre le classi di lunghezza, con pile alte esattamente 10 metri, ovvero la classe intermedia tra quelle studiate nell'articolo.

curve sono state ottenute tramite l'applicazione di 60 accelerazioni di moto al suolo ed il parametro ingegneristico di domanda scelto è stata la curvatura massima della pila registrata da un'analisi time-history corrispondenza dello snervamento della colonna. Gli stati di danno - e quindi i valori critici con cui paragonare questo parametro - sono stati derivati da HAZUS-MH MR3. Per la comparazione si sono estratti, come solito, solo gli andamenti relativi allo stato di danno E3, ovvero stato di danno esteso.

G. Özgür Avşar; Ahmet Yakut; Alp Canerb

Questo studio si concentra sullo sviluppo delle curve di fragilità analitiche di un gruppo di 52 ponti autostradali ordinari, costruiti dopo gli anni '90 in Turchia. Tutti i ponti dell'inventario considerato sono caratterizzati da travi in calcestruzzo armato precompresso con uno schema di semplice appoggio o a travata continua.

I viadotti sono stati analizzati con un'analisi non lineare "Nonlinear Response-History Analysis NRHA", scelta a discapito dei costi computazionali e a favore di una maggiore precisione ed affidabilità delle curve di fragilità.

I ponti sono stati raggruppati in quattro classi in base alle caratteristiche dei principali elementi strutturali e supponendo una somiglianza nelle risposte sismiche dei ponti appartenenti alle stesse classi. I componenti su cui si è basata la classificazione sono stati scelti in seguito ad uno studio sulla loro significatività basato sui dati disponibili dai terremoti passati e da precedenti studi. Essi sono: il numero di campate, il numero di pile e l'angolo di inclinazione. Tutti gli altri sono stati considerati come "attributi secondari".

Le analisi sono state condotte in seguito all'applicazione di un set di 25 moti del terreno registrati in Turchia e in altre regioni che hanno dei simili meccanismi di caduta e lo stesso potenziale sismico.

I parametri ingegneristici di domanda impiegati in questo studio sono: la curvatura della colonna e del pulvino, il taglio in entrambe le direzioni degli assi e lo spostamento dell'impalcato.

Le curve di fragilità di distribuzione lognormale sono state sviluppate per vari IM (ASI, PGV, PGA). Per il confronto con il nostro database, si sono estrapolate esclusivamente quelle per danno esteso che identificano l'intensità del sisma per mezzo della PGA.

4.1.2 Grafici di confronto e osservazioni -NLTHA

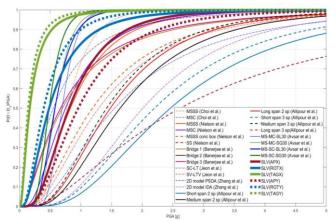


Figura 4 Curve di fragilità ottenute con il metodo NLTHA e curve ottenute dal database oggetto di studio

Tabella 4.2 Identificazione opere e parametri delle curve di fragilità ottenute con il metodo NLTHA

Opera	Aı	rticolo	μ	x_m	β
MSSS	A	Choi et al.	-0.261		0.420
MSC	A	Choi et al.	0.698	2.010	0.570
MSC	В	Nielson et al.	-0.288	0.750	0.700
MSSS	В	Nielson et al.	-0.186	0.830	0.650
MSSS conc box	В	Nielson et al.	0.174	1.190	0.750
SS	В	Nielson et al.	0.963	2.620	0.900
Bridge 1	C	Banerjee et al.	-0.356	0.700	1.000
Bridge 2	$^{\circ}$	Banerjee et al.	-0.400	0.670	1.000
Bridge 3	C	Banerjee et al.	-0.400	0.670	1.000
SC-LT	D	Jeon et al.	0.438	1.550	0.750
SV-LTV	D	Jeon et al.	0.255	1.290	0.730
2D model PSDA	Е	Zhang et al.	-0.597	0.550	0.910
2D model IDA	Ε	Zhang et al.	-0.734	0.480	0.370
Short span 2 sp	F	Allipour et al.	0.900	2.460	0.600
Medium span 2 sp	F	Allipour et al.	0.495	1.640	0.600
Long span 2 sp	F	Allipour et al.	0.392	1.480	0.600
Short span 3 sp	F	Allipour et al.	0.788	2.200	0.600
Medium span 3 sp	F	Allipour et al.	0.351	1.420	0.600
Long span 3 sp	F	Allipour et al.	0.392	1.480	0.600
MS-MC-SL30	G	Avsar et al.	-0.367	0.693	0.280
MS-MC-SG30	G	Avsar et al.	-0.539	0.583	0.350
MS-SC-SL30	G	Avsar et al.	-0.550	0.577	0.400
MS-SC-SG30	G	Avsar et al.	-0.729	0.482	0.360

Nella Figura 4 sono riportate tutte le 23 curve di fragilità estratte dagli articoli di letteratura che hanno adoperato la classica analisi dinamica non lineare valutando la risposta o in una delle due direzioni in modo predominante o bidirezionale combinata per mezzo di simulazioni con il metodo di Monte Carlo o altri metodi computazionali.

Le differenze si possono additare a diversi elementi.

Il primo elemento da dover tenere in considerazione è la numerosità del campione per ogni database. Si spazia da curve di fragilità sviluppate per un singolo ponte, rappresentativo di un'intera categoria di ponti (articolo D nella direzione longitudinale ed E nella direzione trasversale), a curve sviluppate per un campione complessivo di 78319 opere (articolo B). Tale variabilità nella scelta del campione si rispecchia ovviamente sulla validità dei risultati: curve rappresentative di un unico ponte non possono essere considerate sempre rappresentative di un'intera categoria in termini assoluti ma di certo avranno una deviazione (e quindi un coefficiente variazione) più basso delle rappresentative di una notevole porzione di opere.

Un ulteriore fattore determinante è la tipologia strutturale. La maggior parte degli articoli tratta ponti multicampata continui (MSC), contro gli unici due studi (articoli A e B) che trattano anche ponti multicampata semplicemente appoggiati (MSSS). Se ci si sofferma esclusivamente sull'articolo A, tra le due categorie i ponti più vulnerabili sono quelli semplicemente appoggiati. Il che conferma la ragionevole teoria secondo la quale una maggiore continuità aumenta la resistenza sismica del ponte, rendendo più bassa la probabilità di superamento di un certo stato di danno rispetto a quelli in semplice appoggio. Tali risultati confermano anche l'efficienza della pratica comune di rendere le travi in c.a. precompresso continue così da ridurre i momenti indotti dai carichi permanenti e variabili e da ridurre anche la manutenzione ai giunti, garantendo una migliore resistenza alle azioni sismiche. Continuando però a leggere i risultati degli altri studi si nota un cambio di rotta nel caso dell'imponente database trattato nell'articolo B. Volendo essere più precisi, le due curve relative ai ponti a travata continui e ai ponti a travate appoggiate tendono ad essere pressoché coincidenti tra di loro e con la curva di fragilità del nostro database relativa alla verifica agli appoggi. La sostanziale differenza in contrasto con l'articolo A la si può osservare tra i ponti continui e quelli con impalcato a cassone in semplice appoggio. Andando a scavare più nel profondo, tale risultato inaspettato può essere dovuto all'introduzione di un diaframma di continuità che spesso è stato attuato nei ponti a travate appoggiate per ridurre il potenziale rischio di unseating in sommità delle pile. Questa operazione, mentre da un lato ha ridotto questa forma di vulnerabilità, dall'altro ha incrementato la domanda richiesta sulle spalle e sulle pile.

Inoltre, ponti a travata continua solitamente tendono ad avere campate più lunghe e masse più grandi che naturalmente incrementano le forze sismiche. Questo giustifica il risultato "anomalo" registrato nelle curve di Nielson et al.. In sostanza le domande sismiche richieste sui ponti continui possono essere più grandi rispetto a quelle richieste ai ponti appoggiati, andando a determinare una vulnerabilità sismica più alta.

Tra le varie tipologie strutturali descritte nell'articolo B spicca la curva di fragilità riferita ai ponti monocampata, dalla quale si osserva un più basso livello di vulnerabilità. Un vantaggio significativo di questo tipo di ponti è l'assenza di pile, che quindi comporta un contributo in meno nella flessibilità del ponte che insiste solo sulle essi spalle. Inoltre, hanno una relativamente bassa e quindi una robustezza più Teoricamente quest'assenza pile intermedie (e quindi di verifiche a flessione a taglio) dovrebbe comportare un maggiore avvicinamento alla curva del nostro database relativa alla verifica agli appoggi. Ciò non avviene in quanto nell'inventario da noi studiato solo 110 ponti sono monocampata su 1182 totali (il 9%) ed inoltre la variazione dei risultati ottenuti da Nielson et al. è notevolmente maggiore (0.9 di deviazione standard contro 0.60).

Continuando il discorso sul numero di campate e le lunghezze, si osserva come nel caso di ponti costituiti da 2 campate o al massimo da 3, come quelli nell'articolo F si ha un notevole distacco dei risultati degli studi del presente elaborato e una vicinanza alla curva dei monocampata. Il che è giustificato dalle dimensioni ridotte delle opere e dal numero minore di pile, con conseguente aumento della resistenza sismica.

Un'altra condizione influenza che notevolmente l'andamento delle curve di letteratura rispetto al database da noi analizzato è il metodo di analisi adoperato. Si sono già ampiamente descritte le caratteristiche principali dell'analisi NLTHA e i vantaggi e svantaggi rispetto all'analisi NLS. Dall'articolo C sono state estratte esclusivamente le curve ottenute tramite un metodo analitico ma sono state sviluppate anche tramite metodo empirico e si è notato come le prime siano più conservative rispetto alle seconde, confermando come il metodo analitico adoperato anche nel nostro studio sia più a vantaggio di sicurezza (probabilità di superamento del danno maggiori).

Nel confronto in direzione trasversale, le curve di fragilità relative allo stesso ponte analizzato nell'articolo E si integrano perfettamente nel fascio di curve ottenute dalle analisi del nostro database. La curva più critica è anche quella più accurata, ovvero quella ottenuta per mezzo del metodo IDA che, rispetto al metodo PSDA, ha una deviazione standard molto più bassa dovuta ad una migliore approssimazione dei dati, ottenuti dalle simulazioni avviate per ogni singolo stato di danno.

Un'altra macro differenza tra tutte le curve è la scelta delle variabili in gioco. Nella regione delle meno fragili si collocano dell'articolo D. Come specificato nei brevi riassunti sui singoli studi, le due curve si differenziano per come è stata considerata la forza assiale agente sulla pila: se costante o variabile. Si nota dall'andamento delle figure che la variazione della forza assiale comporta un decremento dei valori mediani di PGA dei singoli componenti e quindi della struttura globale, seppur non influenza la deviazione standard. Sempre all'interno di questa regione di PGA alte vi sono le curve dell'articolo F. All'interno dello studio condotto c'è anche un'altra variabile in gioco, non considerata per il confronto, che è particolarmente interessante: Nell'articolo infatti c'è un'analisi temporale che mostra come dopo 50 anni la media globale dei valori mediani ottenuti fa un salto dal 38% al 34%, quindi decresce nel tempo a causa della corrosione. Nel nostro studio gli effetti della corrosione nel tempo e quindi i modelli previsionali per questo fattore esterno non sono stati considerati, motivo per cui si sono estrapolate da questo scritto solo i risultati relativi allo stato attuale, privo di corrosione.

Infine, nella regione delimitata dalla curva di fragilità riferita alla verifica a taglio e quella relativa alla rotazione si ritrovano tutte le curve dell'articolo G. I valori sono più critici rispetto al nostro database. Il motivo è da attribuire, ancora una volta, alla scelta delle variabili in gioco. Infatti i due fattori che hanno più influito sono: l'angolo di inclinazione (tra l'impalcato e la normale agli appoggi) ed il numero di pile, dove per pile si intende il complesso del fusto singolo e dei pulvini. I risultati mostrano che le curve di fragilità per ponti con un angolo superiore ai 30° hanno una più alta probabilità di superare la soglia del danno rispetto a quelli con un angolo inferiore ai 30° e sono cioè più vulnerabili agli effetti sismici. Inoltre, si osserva anche che i ponti con pile a fusto unico hanno una maggiore suscettibilità alle forzanti sismiche rispetto a quelli dotati di pile a fusto multiplo. Ciò è probabilmente dovuto al fatto che nel caso di danni estesi, le curve di fragilità sono principalmente governate dalle domande in

termini di curvatura richieste alle colonne e al pulvino.

L'ultimo parametro, non per importanza, è il materiale. Nella selezione degli articoli si è utilizzata questa variabile come un vero e proprio parametro di ricerca: tutti i ponti sono dello stesso materiale, in calcestruzzo armato (con diverse resistenze e assunzioni). In uno stesso articolo, però, ci sono più studi condotti anche su ponti in acciaio o con elementi di acciaio che, come anticipato, non sono stati considerati nella stesura dell'elaborato ma che sono stati analizzati dagli accademici. I risultati mostrano nella maggior parte dei casi che i ponti multicampata con travi in acciaio sono più soggetti a danni, per bassi livelli di movimento del terreno, in confronto alle controparti in calcestruzzo armato.

In conclusione, nel panorama generale appena descritto il nostro database si colloca nella regione di PGA più basse ma non si discosta dai risultati rappresentati dal fascio di curve di fragilità ottenuti dagli studi degli articoli di letteratura. Il suo punto di forza è rappresentato dalla notevole dimensione del caratterizzato da opere realmente esistenti e singolarmente, analizzate superato dall'articolo B. Inoltre, i risultati evidenziano una grande efficacia dell'analisi statica non lineare che richiede sforzi computazionali minori rispetto alla corrispondente analisi dinamica non lineare, permettendo lo stesso di ottenere risultati attendibili seppur naturalmente più conservativi e a vantaggio di sicurezza a causa delle ipotesi e delle semplificazioni.

4.1.3 Studi di letteratura: analisi di vulnerabilità con il metodo IRHA

In virtù del fatto che i ponti generalmente esibiscono delle deformazioni plastiche locali in certe posizioni specifiche sotto eccitazioni sismiche, talvolta è necessario dover applicare un metodo di analisi anelastica Inelastic Response History Analysis – IRHA che si concentri sulle non linearità locali. A tal proposito, nel corso degli anni, diversi metodi efficienti a scala ridotta sono stati proposti per condurre questo genere di analisi.

In generale i ponti sono delle strutture caratterizzate da un numero significativo di modi di vibrare, ognuno dei quali contribuisce alla risposta dinamica di una diversa porzione di struttura. Un indice di misura dell'intensità del sisma scalare non sarebbe sufficiente a descriverne il comportamento dinamico, ragion per cui si ricorre a misure vettoriali. Nel caso di un unico ponte da analizzare si potrebbe considerare come vettore dell'indice di misura la

raccolta delle accelerazioni spettrali corrispondenti a tutti i periodi significativi ma quando si utilizza un database di ponti, il rischio sismico viene sottostimato e un indice come la PGA può essere non ottimale per ogni ponte ma rappresentare un più semplice comune denominatore. Recenti ricerche hanno dimostrato che la sensibilità alla scelta dell'indice di misura è trascurabile qualora si utilizzi un'appropriata sorgente di moti del terreno, in modo complementare all'IM.

Come si vedrà nell'unica applicazione di letteratura selezionata per il confronto, descritta nel sottoparagrafo successivo, ad ogni livello di intensità del sisma vengono prodotti *m* movimenti artificiali che corrispondono nella media allo spettro elastico associato dato dal codice. L'IRHA sotto questi moti fornisce un piccolo campione di risposta che corrisponde al valore di domanda D di ogni componente del ponte. Questi valori sono poi confrontati con i corrispondenti valori di capacità C del singolo elemento (a livello seconda del di prestazione corrispondente). Il rapporto di questi due risultati può quindi essere utilizzato per ottenere un rapporto prestazionale Y= D/C a livello globale e strutturale. Gli m valori di Y ad ogni livello di intensità vengono poi utilizzati per lo sviluppo di una distribuzione lognormale e quindi per la determinazione della probabilità di superamento del valore unitario di Y che evidenzia il raggiungimento della soglia prestazionale D = C.

Tale procedura viene spesso chiamata analisi a strisce multiple (MSA) ed è simile a livello concettuale all'analisi incrementale dinamica (IDA) con l'importante differenza che non richiede (o richiede in minima parte) un cambio di scala e che può usare diverse sorgenti di movimento a ogni livello di intensità così da riflettere il cambiamento nei parametri di sorgente e da non fossilizzarsi su un'unica fonte.

In letteratura è stato estrapolato un unico grande studio focalizzato sulla valutazione della vulnerabilità sismica di un vasto database di ponti che adoperasse questo metodo di analisi.

H. Barbara Borzi, Paola Ceresa, Paolo Franchin, Fabrizio Noto, Gian Michele Calvi, and Paolo Emilio Pinto

Questo grande studio si concentra sulla valutazione della vulnerabilità sismica di una grande raccolta di ponti autostradali italiani, contenuti all'interno di un progetto sponsorizzato dalla Protezione Civile. Il principale obiettivo è la valutazione del rischio sismico della rete autostradale italiana e la valutazione di uno

scenario in tempo reale utile alle operazioni di emergenza.

Da un database iniziale che prevedesse 17000 opere, si è arrivati in conclusione ad una completa raccolta di dati di 485 ponti ottenuti dall'ANAS. Le caratteristiche più frequenti sono: ponti con meno di cinque campate, pile a fusto singolo comprese tra i 10 m e i 20 m di altezza con sezione a cassone e impalcati semplicemente appoggiati su sottili cuscinetti elastomerici.

Le curve di fragilità che sono state poi confrontate con quelle del nostro database sono state ottenute in modo puntuale per nove valori incrementali di accelerazione di picco al suolo, l'ultimo dei quali selezionato come misura ottimale dell'intensità del moto del terreno. I valori delle nove PGA sono caratterizzati dall'incremento del periodo di ritorno medio T_R variabile tra i 30 e i 2475 anni, come previsto dalla vigente normativa italiana.

Il numero totale di analisi effettuate con riferimento all'intero stock di ponti è davvero considerevole. Sono state effettuate simulazioni per ponte (9 livelli di intensità e quindi periodi di ritorno e 10 moti artificiali per livello) moltiplicate per due diverse assunzioni effettuate sugli appoggi in fase di modellazione per un totale di 81000 analisi IRHA. Al fine di effettuare un confronto quanto più vicino agli stati da noi analizzati, si è scelto di estrapolare un set di curve che ritraessero la condizione più gravosa. Seppur più severa rispetto alla consueta situazione di danno estesa, sempre selezionata negli altri articoli di letteratura, si è voluto lo stesso condurre un parallelismo con queste analisi perché vulnerabilità la possibilità confrontare due database di ponti in calcestruzzo italiani, appartenenti allo panorama infrastrutturale sottoposti a condizioni similari, risulta molto interessante.

Nello specifico le opere selezionate hanno le caratteristiche riportate nella **Errore.** L'origine riferimento non è stata trovata.

Tabella 4.3 Opere selezionate per il confronto dall'articolo di Borzi et al

ID	Anno	#campate	L	Hmin	Hmax
			[m]	[m]	[m]
15	1980	7	236	6.60	14.6
127	1968	4	120	9.70	11.5
128	1968	4	120	9.70	11.3
296	1970	6	207	5.95	12.6
310	1973	12	425	6.10	17.1
321	1980	6	211	9.80	13.0
343	1970	8	269	7.00	20.0
376	1970	9	305	9.90	26.1
377	1970	13	448	8.00	28.9

4.1.4 Grafici di confronto e osservazioni - IRHA

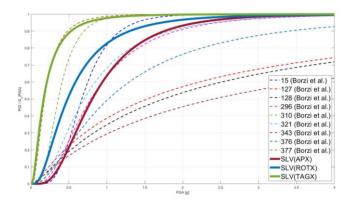


Figura 4.1 Curve di fragilità ottenute con il metodo IRHA e curve ottenute dal database oggetto di studio

Tabella 4.4 Identificazione opere e parametri delle curve di fragilità ottenute con il metodo IRHA

Opera	Art	icolo	μ	χ_m	β
				[g]	•
127	Н	Borzi et al.	0.425	1.530	1.470
128	Н	Borzi et al.	0.560	1.750	1.430
15	Н	Borzi et al.	-0.400	0.670	0.440
296	Н	Borzi et al.	-0.236	0.790	0.690
310	Н	Borzi et al.	-1.022	0.360	0.520
321	Н	Borzi et al.	-0.357	0.700	0.750
343	Н	Borzi et al.	0.880	2.410	1.620
376	Н	Borzi et al.	0.020	1.020	0.940
377	Н	Borzi et al.	-1.715	0.180	0.770

Prima di poter procedere con un confronto quanto più obiettivo tra le curve è necessario fare una premessa. Dalle brevi descrizioni dei singoli articoli di letteratura, nonché dal confronto del precedente paragrafo, si è visto che sono stati sempre impiegati dei criteri molto specifici per la creazione di classi di ponti, si veda ad esempio l'articolo G in cui le opere sono state suddivise in base all'angolo di inclinazione e al numero di fusti. Se si fossero utilizzati gli stessi criteri di raggruppamento degli altri articoli selezionati, i ponti dell'articolo H dovrebbero essere tutti associati ad un unico insieme di curve di fragilità relative ad un'unica classe: ponti multicampata semplicemente appoggiati con pile a fusto unico singolo e con una sezione cava di altezza compresa tra i 5 m e i 30 m.

I ponti sono uniformi anche in termini di codice di progettazione, poiché risalgono dal 1968 agli anni '80, cioè un periodo in cui il codice sismico è rimasto sostanzialmente invariato. Come si può osservare dalla **Errore.** L'origine riferimento non è stata trovata., il valore mediano all'interno di questo piccolo insieme di ponti presumibilmente uniformi varia di oltre il 1200%, passando da un minimo di 0.18g ad un massimo di 2.41g.

Per cui, la conclusione di questa premessa è che nonostante la sua bassa numerosità, i risultati di questo studio sembrerebbero già sufficienti per mettere in discussione la fattibilità di un approccio di questo tipo per la derivazione delle curve di fragilità. Mentre il suo uso può probabilmente essere ancora giustificato per gli edifici, dove le curve di fragilità sono solitamente impiegate negli studi di valutazione delle perdite, ogni ponte svolge una funzione specifica in una posizione specifica all'interno di un sistema a rete che richiede una precisione di valutazione molto maggiore.

Dalla Figura 4.1 si osserva che la curva più vulnerabile del nostro database, ossia quella relativa alla verifica a taglio, sembrerebbe essere quasi coincidente con quella relativa al ponte 377 e seguita dopo un po' da quella relativa al ponte 310, cioè i ponti con più campate (rispettivamente 13 e 12) e più lunghi (rispettivamente 448m e 425m). L'inventario da noi analizzato nel complesso ha una predominanza di ponti mediolunghi rispetto ai brevi, per questo la somiglianza negli andamenti e nella fragilità conferma l'attendibilità delle analisi condotte. A conferma di tale criterio si osserva che immediatamente dopo vi sono le curve rappresentative dei ponti 15, 321 e 376, ossia i ponti "medi" del database studiato da Borzi et al., quelli costituiti da rispettivamente 7, 6 e 9 campate e 236 m, 211m e 305m. In tal caso il comportamento sembrerebbe essere più vicino a quello esibito nel caso della verifica a flessione o agli appoggi del nostro database.

Le restanti curve, relative ai ponti più "brevi" analizzati nello studio dell'articolo H, presentano una maggiore resistenza sismica come si osserva dai valori alti delle mediane ma anche una notevole dispersione come si osserva dall'andamento delle curve e dalle deviazioni standard.

In conclusione, si nota una velata spaccatura che divide il grafico in due regioni, quella di sinistra in cui si colloca giustamente anche il nostro inventario di ponti e che conferma ancora una volta come le analisi NLS siano più conservative rispetto ai metodi dinamici non lineari e quella di destra in cui si collocano le curve di fragilità dei ponti più brevi analizzati nell'articolo H ma anche quelli che presentano più variabilità come si nota dal più alto coefficiente di dispersione.

4.1.5 Studi di letteratura: analisi di vulnerabilità con il metodo NLS

L'analisi statica non lineare (NLS) è il tipo di approccio utilizzato nel nostro studio per la deduzione delle curve di fragilità del database

complessivo. Risulta perciò fondamentale il riscontro con altre raccolte di ponti in calcestruzzo armato analizzate con la stessa metodologia.

In letteratura sono stati raccolti due articoli che utilizzano l'analisi statica non lineare. Entrambi gli articoli hanno fornito esclusivamente l'andamento delle curve, che poi è stato digitalizzato per mezzo di WebPlot, uno strumento disponibile online per l'estrapolazione di dati numerici da grafici.

I. Ioannis F. Moschonas; Andreas J. Kappos; Panagiotis Panetsos; Vissarion Papadopoulos; Triantafyllos Makarios; Pavlos Thanopoulos

Questo studio si concentra sulla stima delle curve di fragilità sismica di tutte le tipologie più comuni di ponti autostradali greci. Più precisamente si concentra sulle opere lungo i 680 km dell'autostrada Egnatia Odos che attraversa la Grecia Settentrionale, dal Mar Ionio al confine con la Turchia.

Le opere sono state suddivise in base alle caratteristiche che più influenzano il comportamento sismico: la tipologia di pila, il tipo di impalcato ed il tipo di connessione tra l'impalcato e la pila. Ad ogni morfologia del singolo elemento è stato associato un numero in modo tale che le configurazioni finali – e quindi le classi su cui si sono effettuate le analisi di vulnerabilità – siano identificate con la combinazione dei tre numeri.

Al fine di effettuare un confronto quanto più interessante e equo si sono scelte esclusivamente tre configurazioni delle undici trattate.

La metodologia di analisi adoperata è basata sull'analisi pushover, simile a quella adottata in HAZUS. I ponti nell'articolo sono stati classificati in due principali categorie in base al meccanismo di dissipazione di energia, tuttavia si sono estratti solo i dati relativi ai ponti con appoggi per i quali è stata adoperata una classica analisi pushover standard basata sui modi fondamentali. Non si è utilizzata l'analisi pushover modale.

Gli stati di danno sono stati definiti in linea con Basöz et al., ovvero gli usuali quattro stati. Per il confronto sono state estratte solo le curve riguardanti lo stato di danno DL3, ovvero il danno esteso. Il parametro di domanda adottato per il confronto con i valori critici è lo spostamento dell'impalcato del ponte in punti caratteristici in base alla tipologia di configurazione analizzata.

J. Camilo Perdomo, Ricardo Monteiro and Haluk Sucuoğlub

L'obiettivo principale di questo studio è quello di valutare l'idoneità delle procedure statiche non lineari per lo sviluppo di curve di fragilità per ponti in calcestruzzo armato (RC) con pile a fusto singolo e dotati di più campate. Per il perseguimento di questo scopo, sono state perciò sviluppate le curve tramite l'applicazione di quasi tutte le metodologie di analisi già descritte in precedenza. Da tale contesto si è scelto di estrapolare esclusivamente i risultati ottenuti per mezzo di una analisi Pushover modale (MPA).

Il database utilizzato è composto da 50 ponti in calcestruzzo armato, facenti parte del patrimonio stradale italiano con configurazioni geometriche diverse. Si è eseguita una valutazione molto critica dei risultati dell'analisi modale e si sono classificati i ponti in classici (C) e non classici (NC). Le opere appartenenti alla prima categoria sono quelle in cui si sviluppa un primo modo dominante classico, definito fondamentale, in cui tutte le pile si spostano nella stessa direzione. Nelle opere appartenenti alla seconda categoria, invece, il primo modo classico non si sviluppa o non esiste strettamente. La distinzione è stata possibile semplicemente calcolando percentuale la massa partecipante del primo modo rispetto a quella totale e poi del secondo modo rispetto al primo.

Per il confronto con il nostro database sono stati estrapolate solo 4 configurazioni delle 50, due appartenenti alla categoria "C" (ponti 14-17) e due alla categoria "NC" (ponti 13-28).

Gli stati di danno analizzati seguono i criteri da HAZUS e il parametro ingegneristico di domanda adottato è la duttilità in termini di spostamento della pila. Come sempre, si sono estrapolate solo le curve riguardanti lo stato di danno esteso DLS-3. L'indice di misura IM adoperato nello studio è l'accelerazione spettrale al periodo fondamentale della struttura S_a(T₁). Tale parametro differisce dall'indice di misura che si è sempre utilizzato, ovvero la PGA. Al fine di poter condurre un confronto sulla stessa scala si è adoperata una conversione del suddetto parametro a discapito, però, della precisione della stima. Dall'articolo di letteratura si evince che i ponti analizzati sono situati tutti nel territorio italiano, motivo per cui si è utilizzata la mappa litostatica italiana basata anche sugli spettri dell'EC8. Poiché non sono state esplicitate le esatte coordinate geografiche delle suddette opere e quindi il tipo di terreno su cui esse sono poggiate si è scelto arbitrariamente e in maniera approssimativa di adoperare uno

spettro del Tipo 1 con un tipo di terreno B con forma ed estremi riportati nella Figura 4.2 e nella Tabella 4.5.

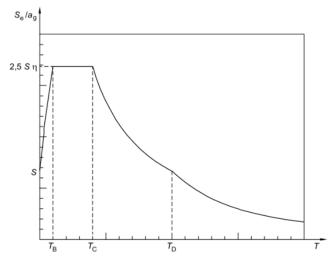


Figura 4.2 Forma dello spettro di risposta elastico dell'EC8

Tabella 4.5 Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1

Tipo di	S	T _B (s)	T _C (s)	$T_D(s)$
terreno				
A	1.0	0.15	0.4	2.0
В	1.2	0.15	0.5	2.0
С	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
Е	1.4	0.15	0.5	2.0

L'ipotesi sul tipo di terreno è stata necessaria per il calcolo di T_B (limite inferiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione), T_C (limite superiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione) e T_D (valore che definisce l'inizio del tratto risposta a spostamento costante dello spettro. Conoscendo i periodi fondamentali delle 4 opere selezionate e le leggi che governano i singoli tratti dello spettro, si sono potute ricavare le PGA_{medie} semplicemente applicando le formule inverse delle formule riportate dall'EC8:

$$T_B \le T_i \le T_C$$
: $S_e(T_i) = a_g \times S \times \eta \times 2.5$
 $T_C \le T_i \le T_D$: $S_e(T_i) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \left[\frac{T_C}{T}\right]$
Essendo:

 $PGA_{media} = a_g \times S$

In conclusione, i parametri delle curve di fragilità di tale articolo sono frutto di approssimazioni e di ipotesi che conducono ad un confronto non del tutto certo in termini assoluti.

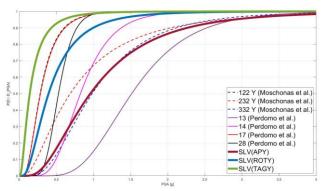


Figura 4.3 Curve di fragilità ottenute con il metodo NLS e curve ottenute dal database oggetto di studio

Tabella 4.6 Identificazione opere e parametri delle curve di fragilità ottenute con il metodo NLS

Opera	Art	icolo	μ	x_m	β
				[g]	
122Y	I	Moschonas et al.	-1.270	0.281	0.650
232Y	I	Moschonas et al.	-0.377	0.686	0.650
332Y	I	Moschonas et al.	-0.017	0.983	0.600
13	J	Perdomo et al.	0.415	1.515	0.400
14	J	Perdomo et al.	-0.193	0.824	0.400
17	J	Perdomo et al.	-1.252	0.286	0.600
28	J	Perdomo et al.	-0.637	0.529	0.300

Il terzo gruppo di confronto è quello che riguarda le curve di fragilità ottenute tramite l'analisi statica non lineare.

Il confronto è effettuato esclusivamente lungo la direzione trasversale. Tale scelta è stata dettata dal materiale a disposizione negli articoli, in cui, infatti, viene trattata principalmente la direzione trasversale.

La prima osservazione da condurre, nonché la più importante, è che il nostro insieme di curve ancora una volta si inserisce in modo naturale all'interno del fascio di curve. Il che conferma come i risultati siano credibili e validi anche se confrontati ad altri contesti più specifici.

La curva di fragilità riferita alle verifiche a taglio si conferma essere la più vulnerabile sismicamente. Immediatamente dopo vi è la curva riferita al ponte 122 Y, cioè quello da 4 campate in semplice appoggio con impalcato a cassone su pile a fusto unico a sezione circolare (180m), quasi perfettamente coincidente con la numero 17 dell'articolo J, con cui ha in comune la tipologia di pila e la lunghezza che si differenzia solo di 7m. Il ponte 232 Y, invece, è meno vulnerabile sismicamente nonostante sia sempre in semplice appoggio su pile a fusto unico. La differenza tra i tre sta nel fatto che il secondo è costituito da travate appoggiate e da pile a sezione rettangolare cava.

Il ponte 28 è decisamente il più lungo tra tutti i ponti analizzati nella Figura 4.3 con i suoi 852.5 m e le sue 31 campate. In termini mediani si colloca, infatti, tra i più vulnerabili sismicamente, ma la ripidità della curva è dettata da un più basso coefficiente di variazione che la fa incrociare anche con la curva riferita alla verifica a flessione in direzione trasversale del nostro database.

Incuriosisce la netta somiglianza tra il ponte 332 Y e la curva riferita alla verifica agli appoggi. Non si può additare tale somiglianza alle caratteristiche delle pile in quanto si è già visto che il nostro database è costituito per la maggior parte da opere poggianti su pile a fusto unico, mentre il ponte 332 Y è a travate appoggiate con soletta continua sostenuta da pile a telaio. Se si volesse trovare qualche somiglianza forse l'unica potrebbe essere il numero di campate che nel 332 Y è pari a 3 e che corrisponde al numero più diffuso nel nostro database.

4.1.7 Studi di letteratura: analisi adattiva basata sulla performance – IACSM-DAP

L'IACSM non è una procedura iterativa e non richiede la bilinearizzazione della curva di capacità del ponte. Il principale obiettivo di metodo inverso è la valutazione dell'intensità sismica (ossia la PGA) di un moto del terreno atteso, corrispondente ad uno stato di danno della struttura già pre-determinato e già individuato da dei dati punti di prestazione sulla curva di capacità del ponte. Perciò, la deformata del ponte corrispondente ad ogni stato di danno è un dato già noto dall'inizio dell'analisi. Conseguentemente, coefficiente il smorzamento può essere direttamente calcolato tramite la combinazione dei contributi smorzati di ogni singolo componente.

Nella metodologia proposta, si utilizza l'analisi DAP per stimare al meglio la deformata del ponte e la distribuzione delle forze di taglio tra gli elementi strutturali. Tale tecnica è preferita agli altri metodi convenzionali basati sull'applicazione di sistemi di forze, anziché di spostamenti, perché risulta più adatta e non richiede la definizione di alcun punto di riferimento.

Uno dei punti chiave della metodologia trattata è la definizione del numero di Livelli di Prestazione, per cui la vulnerabilità e il rischio sismico del ponte devono essere valutati. Ogni PL è associato agli stati di danno degli elementi critici, identificati da una serie di punti sulla curva DAP del ponte che vengono poi utilizzati per l'individuazione della PGA corrispondente.

Le curve di fragilità sono l'espressione della vulnerabilità sismica del ponte e sono ottenute, in questo metodo, associando le PGA ottenute dalla precedente analisi IACSM con i corrispondenti stati di danno a cui sono associati i livelli di prestazione.

In letteratura è stato selezionato e studiato l'articolo di Cardone et al., fonte principale in cui si introduce il suddetto metodo IACSM. Le opere trattate in tale articolo sono state successivamente riprese e ritrattate da Miano et al. che, basandosi stesso database, ha aggiornato sullo distribuzione delle PGA valutandone significativi cambiamenti che questa operazione ha comportato.

K. Donatello Cardone; Giuseppe Perrone; Salvatore Sofi & Andrea Miano; Fatemeh Jalayer; Raffaele De Risi; Andrea Prota; Gaetano Manfredi

Questo studio estrapola le curve di fragilità (e gli indici di rischio sismico) di un database di opere italiane utilizzate per il confronto per mezzo del metodo IACSM. Più nello specifico, sono stati dapprima individuati i diversi livelli di performance associati ai vari stati di danno. Per un confronto quanto più equo possibile, sono di nostro interesse le curve associate al PL2 ovvero ad uno stato di danno moderato che prevede l'avvento di danni significativi ad alcuni elementi strutturali ma con ancora un ampio margine contro il collasso parziale o globale. Tale danno, seppur non rappresenti un rischio imminente di crollo, richiede delle immediate riparazioni strutturali. Lo step successivo è stata la conversione della curva pushover non lineare MDOF in un'equivalente spettro di capacità SDOF. In seguito alla valutazione dello smorzamento equivalente del ponte – e quindi alla determinazione della domanda sismica ancora ignota - associato ad ogni stato di danno, sono state determinate le PGA associate ad ogni DS.

Le PGA ottenute sono i valori mediani delle accelerazioni di picco al suolo associate al selezionato PP. Esse vengono utilizzate per derivare un numero di curve di fragilità che forniscono la probabilità di superamento del preselezionato stato di danno, come funzione della PGA dei moti del terreno attesi.

Le curve ottenute in questo articolo sono con distribuzione lognormale. Il campione analizzato è un set di 9 ponti esistenti dell'A16 Napoli-Canosa. La selezione contempla le configurazioni più rappresentative dell'autostrada A16.

Tutti i ponti selezionati sono multicampata e con impalcati semplicemente appoggiati e una lunghezza di campata approssimativamente pari a 33 metri. Tutti sono stati costruiti tra il 1969 e il 1971, per cui non progettati per resistere ai carichi sismici seppure in zone di moderata o alta sismicità, motivo per cui i risultati presentano un'alta vulnerabilità.

Seppur lo studio si riveli molto interessante, in quanto prosegue con il calcolo degli indici di rischio e con il confronto con il metodo NLTHA che testimonia la precisione di tale metodologia, le curve di fragilità illustrate non sono state descritte per mezzo dei parametri caratteristici delle distribuzioni lognormali. Dopo varie ricerche in letteratura, si è scelto di estrapolare i parametri dei suddetti ponti dall'articolo di Miano et al. in cui vengono utilizzati dei metodi statici per aggiornare i modelli di previsione del moto al suolo, di vulnerabilità e fragilità e di costo, del già citato database di ponti autostradali, concentrandosi in particolare su quelli autostradali situati in Campania.

In conclusione, le opere scelte per il confronto, sulla base delle configurazioni più paragonabili a quelle del nostro database, sono: Lauretta, Cesaro, Castello, San Gennaro e Carapelle.

4.1.8 Grafici di confronto e osservazioni – IACSM DAP

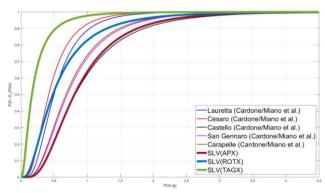


Figura 4.4 Curve di fragilità ottenute con il metodo IACSM DAP e curve ottenute dal database oggetto di studio

Tabella 4.7 Identificazione opere e parametri delle curve di fragilità ottenute con il metodo IACSM DAP

Opera	Articolo		μ	x_m	β
				[g]	•
Lauretta	K	Cardone &	-0.693	0.500	0.570
		Miano et al.			
Cesaro	K	Cardone &	-0.868	0.420	0.600
		Miano et al.			
Castello	K	Cardone &	-0.198	0.820	0.640
		Miano et al.			
San	K	Cardone &	-0.357	0.700	0.610
Gennaro		Miano et al.			
Carapelle	K	Cardone &	-0.386	0.680	0.610
		Miano et al.			

Anche in questo ultimo gruppo di curve si evidenzia da subito una netta somiglianza negli andamenti e addirittura una sovrapposizione tra una serie di curve di cui si parla in seguito.

La premessa ancora una volta valida è che il database da noi analizzato è molto più numeroso ed il confronto con 5 singole opere, seppur realmente esistenti, è pur sempre squilibrato.

Tutti i ponti selezionati hanno una lunghezza di circa 33 metri. Per cui tale parametro, oltre al metodo di analisi, non può influenzare i risultati. Le opere più vulnerabili sono il Ceraso e il Lauretta. Le caratteristiche principali sono le cinque campate di cui sono composte e la morfologia delle pile, ovvero pile a fusto unico. Avendo tutti i ponti la stessa lunghezza e pile associabili alla stessa tipologia, a fare la differenza può essere il numero di campate. Si evidenzia prima del raggiungimento del valore mediano un incrocio delle due suddette curve con la curva relativa alla verifica a flessione condotta sul nostro inventario. Questo avvicinamento è probabilmente dovuto ad un basso coefficiente di variazione oltre che ai valori medi simili delle PGA.

Successivamente si trovano i ponti Carapelle e San Gennaro, il primo costituito da cinque campate, il secondo da tre ma con in comune ancora una volta la tipologia di pila: pile a parete. Associabili a pile a fusto unico con sezione più ampia, queste colonne presentano una maggiore resistenza che conferisce infatti una minore fragilità all'intera struttura rispetto ai ponti con pile a fusto unico semplice.

Infine, distaccata dai precedenti duetti di curve, si trova la curva di fragilità del ponte Castello. Questo risultato non sorprende in quanto tale opera è costituita da un'unica pila a parete e soprattutto da due campate. Non sorprende neanche la netta somiglianza tra questa curva e quella relativa alla verifica agli appoggi del nostro inventario, essendo un ponte a due campate meno soggetto a fenomeni di flessione e taglio e più resistente.

In generale, tutti i ponti presi in considerazione sono stati costruiti tra il 1969 e il 1971, secondo le normative italiane precedenti al 1971 per le strutture in c.a. Conseguentemente, non erano progettate a resistere ai carichi sismici, anche se costruiti in regioni di media-alta intensità sismica. Inoltre, nessun criterio specifico di progettazione a capacità o regola specifica per il dettaglio sismico (come il minimo quantitativo di armatura, il massimo passo tra le staffe alle estremità di colonne e travi, etc.) è stata seguita. Tutto ciò giustifica ulteriormente questa alta fragilità che si evidenzia dalle curve riportate in

figura e che le separa nettamente dal nostro database.

5 CURVE DI FRAGILITÀ IN MACRO-SCALA: PER CLASSI DI LUNGHEZZE E PER NUMERO DI CAMPATE

In questo caso si è scelto di smembrare il database globale suddividendolo in sei macro gruppi: tre associati alla lunghezza complessiva dell'opera e tre associati al numero di campate di cui essa è costituita. L'obiettivo è quello di studiare l'eventuale associazione tra la fragilità sismica e la lunghezza del manufatto. Le classi di suddivisione sono rappresentate nei seguenti grafici a torta.

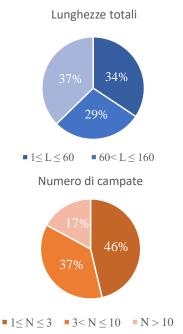


Figura 5.1 Grafici a torta sulle classi di suddivisione

Il dato che spicca di più è il 46% di ponti costituiti da un numero molto ridotto di campate, oscillante tra le 1 e le 3 campate. Stando agli istogrammi, **Errore. L'origine riferimento non** è stata trovata.una buona porzione di ponti (110) presenta una sola campata. Questo dato è influente nelle verifiche, come si noterà dallo sviluppo delle curve di fragilità nel seguente paragrafo.

Le tre macro-categorie sono:

- Ponti Brevi: con una lunghezza compresa tra 1 m e 60 m (384) oppure con un numero di campate compreso tra 1 e 3 (543);
- Ponti Medi: con una lunghezza compresa tra 61 m e 160 m (317) oppure con un numero di campate compreso tra 4 e 10 (430);

 Ponti Lunghi: con una lunghezza maggiore di 160 m (417) oppure con un numero di campate maggiore di 10.

Nelle figure successive si è scelto di raggruppare all'interno di un unico piano tutte le curve di fragilità relative alle tre macro-classi create in base all'estensione dell'opera. Le curve relative alla suddivisione in base al numero di campate presentano un andamento molto simile.

Curve di fragilità in direzione X

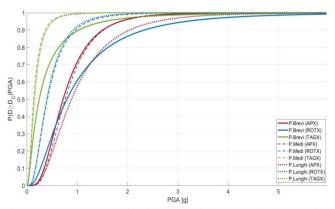


Figura 5.2 Curve di fragilità suddivise per lunghezza in direzione longitudinale

Tabella 5.1 Parametri delle curve di fragilità suddivise per lunghezza in direzione longitudinale

	BREVI		MEDI		LUNGHI	
Verifica	$x_m[g]$	β	x _m [g]	β	x _m [g]	β
Appoggi	0.7226	0.5763	0.7641	0.5401	0.8900	0.6496
Rotazione	0.7986	0.8389	0.4089	0.6751	0.3991	0.6546
Taglio	0.2480	1.1159	0.1366	0.7721	0.1503	0.7545

I primi due gruppi su cui si sono condotte le analisi sono riferiti ai ponti brevi, ovvero caratterizzati da ponti con *lunghezze variabili tra* 1 e 60 metri (34%) e i ponti con un numero di campate oscillante tra 1 e 3 (46%). Queste due categorie sono le più corpose e ci permettono di osservare la fragilità dei ponti più brevi.

Da una semplice analisi visiva, le curve sono leggermente diverse rispetto a quelle finora incontrate. Partendo dai valori più bassi di PGA, si nota come il trend delle curve inizia nello stesso ordine che si è visto finora e cambia da un certo punto in poi, corrispondente rispettivamente al valore di $PGA_L = 0.574 \, g$.

Le cause di questo cambiamento improvviso potrebbero essere svariate. Una di queste potrebbe essere la presenza nel campione di un cospicuo gruppo di ponti monocampata. Su queste 110 opere, infatti, sono state condotte solo le verifiche agli appoggi e ovviamente non è stato possibile effettuare le verifiche a flessione o a taglio, non essendoci alcuna pila ma essendo costituti tutti dalle sole spalle e dall'impalcato.

Riducendo la numerosità del campione, eliminando questa tipologia strutturale, si è notato che comunque il trend è rimasto lo stesso ed è semplicemente aumentato il valore della PGA superato il quale la probabilità di superamento del danno agli appoggi è maggiore di quello alla rotazione.

Un'ulteriore causa potrebbe essere la poca variabilità dei valori degli spostamenti resistenti tra l'appoggio e la base dell'impalcato, che implica anche una maggiore ripidità della curva.

Non vi è da escludere, infine, una semplice aleatorietà dei risultati che non abbia delle cause ben precise da individuare.

I secondi due gruppi su cui si sono condotte le analisi sono riferiti ai ponti medi, ovvero caratterizzati da ponti con *lunghezze variabili tra 61 e 160 metri (29%)* e i ponti con un *numero di campate oscillante tra 4 e 10 (37%)*. I ponti appartenenti a questa categoria sono nella media e il comportamento non sembra presentare alcuna anomalia. Spiccano ancora una volta gli alti valori della PGA di fallimento degli appoggi.

I terzi ed ultimi due gruppi su cui si sono condotte le analisi sono i ponti lunghi, ovvero caratterizzati da ponti con *lunghezze maggiori di 160 metri (29%)* e i ponti con un *numero di campate maggiore di 10 (17%)*.

I valori delle mediane e l'andamento delle curve confermano che anche nel caso di ponti lunghi c'è una maggiore vulnerabilità al taglio rispetto alle altre due verifiche. Dato che le masse in gioco in tal caso sono maggiori sorprende che, rapportata al caso dei "ponti brevi" sopracitati, la probabilità di collasso a taglio sia comunque più bassa. In tal caso entrano in gioco altri fattori come la duttilità o la snellezza delle pile, oltre che la posizione geografica e il sito in cui le opere si trovano.

Curve di fragilità in direzione Y

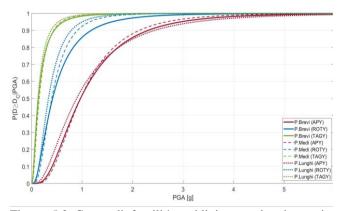


Figura 5.3 Curve di fragilità suddivise per lunghezza in direzione trasversale

Tabella 5.2 Parametri delle curve di fragilità suddivise per lunghezza in direzione trasversale

	BREVI		MEDI		LUNGHI	
Verifica	$x_m[g]$	β	x _m [g]	β	x _m [g]	β
Appoggi	0.9302	0.7093	0.9560	0.6039	0.9725	0.6952
Rotazione	0.3732	0.8844	0.4366	0.7194	0.3821	0.6045
Taglio	0.1131	0.9424	0.1604	0.8953	0.1487	0.7920

Le curve di fragilità, sviluppate per la direzione trasversale, riprendono l'andamento classico già descritto. In questo caso sembrerebbe esserci quasi una sovrapposizione delle curve di fragilità relative alle tre classi in tutte le verifiche. indica una netta somiglianza comportamento se si considera che il poco distacco potrebbe essere provocato solo dalle incertezze del modello analitico scelto. Spiccano i valori più alti di mediana registrati per i ponti medi e il minor valore di mediana registrato nel caso della verifica a fallimento a taglio per i ponti brevi, il che indica come le opere che non superano i 60 metri sono più altamente vulnerabili alle forzanti sismiche in direzione trasversale.

6 CURVE DI FRAGILITÀ IN MICRO-SCALA: PER TIPOLOGIA DI PILA

Il database dettagliato, composto da 122 viadotti, è stato già descritto con tutte le sue peculiarità. In questo paragrafo ci si concentra sullo sviluppo delle curve di fragilità in base alla tipologia di pila per cercare di cogliere le correlazioni tra l'elemento strutturale più influente nella risposta sismica e la vulnerabilità delle opere.

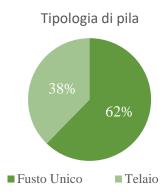


Figura 6.1 Grafico a torta sulle tipologie di pile

Come si nota dal diagramma a torta, la maggior parte del campione è composta da pile a fusto unico, conseguentemente la numerosità più alta permette una maggiore precisione statistica nel tracciamento delle curve da tenere in considerazione durante i commenti dei risultati.

• Curve di fragilità in direzione X

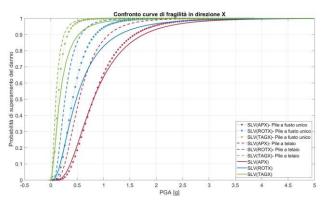


Figura 6.2 Confronto tra curve di fragilità globali e curve riferite a pile a fusto unico e a telaio – direzione X

In Figura 6.2 si sono sovrapposte le curve di fragilità riferite al database complessivo (1182 opere) con quelle riferite al database dettagliato ridotto (122 opere), scomposto nei casi di pile a fusto unico (76 opere) e di pile a telaio (46 opere). Lo scopo di questo parallelismo è individuare in che modo passando da un caso globale a due casi specifici i risultati vengano influenzati. Nel confronto si deve ovviamente tener conto della grande discrepanza in termini di dimensioni del campione. Il secondo database, infatti, rappresenta solo una percentuale molto ridotta del primo.

Il primo dato che risalta è che, tra i tre casi, in ogni singola verifica, la fragilità maggiore appartiene al database dettagliato ridotto costituito da ponti dotati di pile a telaio. In termini di fragilità, l'ordine è sempre lo stesso per tutte e tre le verifiche, partendo dal database più vulnerabile a quello più resistente, si susseguono dapprima quello ridotto riferito alle pile a telaio, poi quello ridotto riferito alle pile a fusto unico ed infine quello complessivo. Un'unica eccezione è rappresentata forse dalla curva rappresentante la fragilità in funzione della verifica agli appoggi. Infatti, si nota che quella riferita al database complessivo e quella riferita alle pile a fusto unico si incrociano invertendo, da un certo valore di PGA in poi, l'andamento. Tra queste due e la terza curva, a parità di PGA, si raggiunge uno scarto probabilistico che raggiunge un picco di circa il 15% per PGA dell'ordine di 1.46g circa. Il che significa che per tale valore vi è il 15% circa di probabilità in più che un ponte costituite da pile a telaio tenda a danneggiarsi in maniera estesa rispetto ad un corrispondente con pile a fusto unico o ad un corrispondente appartenente al database globale.

Nel caso delle curve riferite alla rotazione, quella appartenente al database di ponti con pile a fusto unico sembra trovarsi in posizione quasi baricentrica rispetto alle restanti due da un certo punto in poi. Anche in questo caso c'è un'iniziale inversione di rotta segnata da un incrocio tra quella riferita al database complessivo e quella riferita alle pile a fusto unico.

Nel caso delle curve riferite al taglio e cioè alla condizione più gravosa appartenente al primo tipo di collasso, tutti e tre i casi sono molto ravvicinati per PGA basse. Osservando in grande scala non si riesce nemmeno a percepire la differenza tra i due fino al raggiungimento di una probabilità pari a 0.5 dove avviene un distacco più alto.

In conclusione. lungo la direzione longitudinale il database dettagliato ridotto comprendente tutte le opere costituite da pile a telaio si rivela essere quello più vulnerabile sismicamente. Inoltre, si può osservare un continuo scambio di ruoli tra le curve riferite al database complessivo e quelle riferite ai ponti con pile a fusto unico, il che è indice probabilmente del fatto che, seppur costituto da molteplici tipologie di opere, il database complessivo è probabilmente costituito per la maggior parte da ponti con pile a fusto unico, giustificando così la netta somiglianza tra i due comportamenti.

• Curve di fragilità in direzione Y

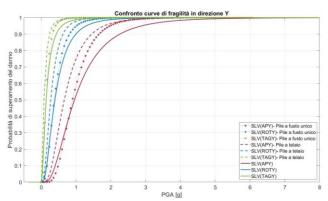


Figura 6.3 Confronto tra curve di fragilità globali e curve riferite a pile a fusto unico e a telaio - direzione Y

Lungo la direzione trasversale la situazione sembrerebbe molto simile alla corrispondente nella direzione longitudinale. Stavolta l'ordine delle curve è rispettato più chiaramente e, come prima, ancora una volta il database più vulnerabile sismicamente risulta quello costituito da ponti con pile a telaio, seguito poi da ponti con pile a fusto unico ed infine dal database complessivo.

Si ripete nuovamente il gioco tra le curve appartenenti ai due database più resistenti al sisma che confermerebbe l'ipotesi che il database complessivo sia costituito prevalentemente da ponti con pile a fusto unico.

7 DATABASE DETTAGLIATO RIDOTTO: NUOVO INDICE DI DANNO

Il database dettagliato citato nei presenti capitoli ha permesso lo sviluppo delle curve di fragilità in relazione al tipo di pila, consentendoci di fare delle supposizioni sui possibili collegamenti tra il principale elemento strutturale e la vulnerabilità sismica dell'opera.

Al fine di condurre un'indagine statistica più accurata, si è deciso successivamente di ridurre ulteriormente il campione, passando da 122 viadotti a 100 opere e conservando un campione significativo di cui si sono sfruttate le schede di verifica, di cui si è ampiamente discusso nei paragrafi precedenti. L'obiettivo di questa ulteriore scrematura è stato lo sviluppo di un nuovo indice di danno globale che fornisse una visione più precisa dello stato di ogni singola opera.

In ogni scheda di verifica vi è una sezione dedicata ai risultati delle verifiche sui singoli elementi.

1	0.750010	0.281253	0.000000	0.000254	0.000	0.001	0.001
2	0.749987	0.281245	0.000000	0.000100	0.000	0.000	0.000
3	0.750006	0.281252	0.000000	0.000165	0.000	0.001	0.001
4	0.750014	0.281255	0.000000	0.000329	0.000	0.001	0.001
5	0.749990	0.281246	0.000000	0.000570	0.000	0.002	0.002
6	0.750016	0.281256	0.000000	0.000727	0.000	0.003	0.003
7	0.750014	0.281255	0.000000	0.000804	0.000	0.003	0.003
8	0.749998	0.281249	0.000000	0.001495	0.000	0.005	0.005
9	0.750010	0.281254	0.000000	0.283114	0.000	1.007	1.007
10	0.750027	0.281259	0.000000	0.176690	0.000	0.628	0.628
11	0.750012	0.281253	0.000000	0.003143	0.000	0.011	0.011
12	0.750006	0.281253	0.000000	0.001104	0.000	0.004	0.004
13	0.750012	0.281255	0.000000	0.000465	0.000	0.002	0.002
14	0.749982	0.281244	0.000000	0.000512	0.000	0.002	0.002
15	0.749990	0.281247	0.000000	0.000357	0.000	0.001	0.001
16	0.750015	0.281257	0.000000	0.000363	0.000	0.001	0.001
17	0.749875	0.412432	0.000000	0.134380	0.000	0.326	0.326
18	0.749875	0.412432	0.000000	0.134380	0.000	0.326	0.326
19	0.749875	0.412432	0.000000	0.134380	0.000	0.326	0.326
20	0.750127	0.412573	0.000000	0.002961	0.000	0.007	0.007
21	0.750127	0.412573	0.000000	0.002961	0.000	0.007	0.007
22	0.750127	0.412573	0.000000	0.002961	0.000	0.007	0.007
23	0.750008	0.300004	0.000000	0.104522	0.000	0.348	0.348
24	0.750008	0.300004	0.000000	0.104522	0.000	0.348	0.348
25	0.750008	0.300004	0.000000	0.104522	0.000	0.348	0.348
26	0.749899	0.349989	0.000000	0.159893	0.000	0.533	0.457
27	0.749899	0.349989	0.000000	0.159893	0.000	0.533	0.457
28	0.749991	0.349989	0.000000	0.159893	0.000	0.533	0.457

Figura 7.1 Stralcio di una scheda di verifica, sezione dei risultati delle verifiche dei singoli elementi

Nella prima colonna vi è l'elemento della costruzione soggetto a verifica e nell'ultima colonna vi è il risultato della combinazione delle verifiche locali. Anche in questa fase si è adoperato il software F.C. Gen.. L'algoritmo ha permesso di valutare in modo automatico l'indice di danno, di effettuare l'analisi di regressione lineare e successivamente di rappresentare i grafici nelle diverse scale prescelte.

Procedendo per gradi, dapprima si sono estratti i valori dell'ultima colonna, sommati e poi divisi

per il numero di elementi analizzati. Il risultato ottenuto, moltiplicato per 100, ha restituito la percentuale di danno che interessa il viadotto.

La formula adoperata è la seguente:

$$I_{\%} = \frac{\sum_{n=1}^{n_{el}} i_n}{n_{el}} \cdot 100$$

dove:

- i_n è il risultato della verifica combinata, ottenuta come rapporto tra sollecitazione e resistenza;
- n_{el} è il numero degli elementi analizzati.

Successivamente ogni indice così ricavato è stato messo in relazione con la PGA di fallimento dell'opera corrispondente. Entrambi i valori sono stati valutati in scala logaritmica. I risultati sono sei diagrammi a dispersione (uno per ogni verifica e per ogni direzione) che permettono di individuare un modello previsionale e consentono di valutarne l'accuratezza.

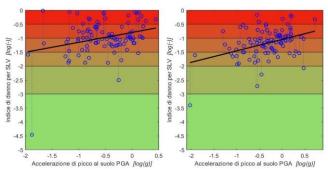


Figura 7.2 Diagrammi a dispersione con retta di regressione lineare – caso delle verifiche agli appoggi in direzione X (a sinistra) e in direzione Y (a destra)

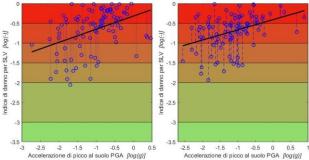


Figura 7.3 Diagrammi a dispersione con retta di regressione lineare – caso delle verifiche alla rotazione in direzione X (a sinistra) e in direzione Y (a destra)

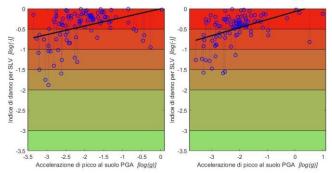


Figura 7.4 Diagrammi a dispersione con retta di regressione lineare – caso delle verifiche al taglio in direzione X (a sinistra) e in direzione Y (a destra)

L'analisi di regressione lineare è stata condotta considerando come variabile indipendente il logaritmo naturale dell'indice di danno e come variabile dipendente il logaritmo naturale della PGA. Ci si è avvalsi del metodo dei minimi quadrati:

$$ln I = \alpha + \beta ln PGA$$

con

$$\begin{cases} \beta = \frac{\sum_{i=1}^{n} \ln I_{i} \ln PGA_{i} - n \cdot mu_{\ln I_{i}} \cdot mu_{\ln PGA_{i}}}{\sum_{i=1}^{n} \ln I_{i}^{2} - n \cdot mu_{\ln I_{i}}^{2}} \\ \alpha = mu_{\ln PGA_{i}} - \beta \cdot mu_{\ln I_{i}} \end{cases}$$

Dove n è la dimensione del campione e mu_{variabile} è la media dei valori i-esimi della variabile in considerazione. Per cui, essendo una regressione lineare tra due variabili lognormali, si ha:

$$eta \cong rac{\Delta I}{\Delta PGA}$$

Ovvero all'aumentare dell'1% della PGA si ha una variazione del β % dell'indice di danno. Nella tabella seguente, si riporta di quanto aumenta in percentuale l'indice di danno supposto che la variazione della PGA sia pari al 10%.

Tabella 7.1 Aumento in percentuale dell'indice di danno con una variazione di PGA pari al 10%

Tipo di verifica	Direzione	β	β%
Appoggi	X	0.354	3.54
Appoggi	Y	0.409	4.09
Rotazione	X	0.331	3.31
Rotazione	Y	0.257	2.57
Taglio	X	0.212	2.12
Taglio	Y	0.198	1.98

7.1.1 Correlazione PGA-I nel piano bilogaritmico

Tutti i diagrammi delle tre figure hanno delle grandissime somiglianze che ci permettono di condurre delle osservazioni non solo sulla singola opera ma sull'intero database analizzato.

La prima osservazione è che in tutte le verifiche l'andamento della retta di regressione lineare è sempre lo stesso, ossia una linea pendente verso sinistra che con l'aumentare delle PGA tende sempre più a valori prossimi allo zero. Per poterne interpretare al meglio il risultato, si riporta di seguito uno dei diagrammi, quello relativo alle verifiche agli appoggi in direzione longitudinale. Le osservazioni condotte su questo caso sono valide anche per tutti gli altri casi.

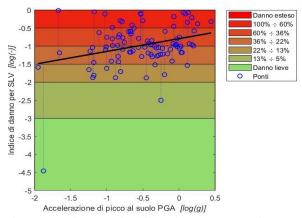


Figura 7.5 Diagrammi a dispersione con retta di regressione lineare – caso delle verifiche agli appoggi in direzione X

Ogni cerchio in blu, come indicato dalla legenda, rappresenta un ponte identificato per mezzo del logaritmo della PGA a cui avviene il collasso del primo elemento che non soddisfa la verifica e dell'associato indice di danno globale, anch'esso in termini logaritmici. I valori sulle ordinate rappresentano perciò una progressiva del danno (con danno massimo per I=0). Tali valori sono stati delimitati in bande colorate (i cui limiti sono definiti nella tabella seguente) che passano da un colore rosso accesso, rappresentante il danno esteso, ad un verde pastello, simbolo di un danno più lieve.

Tabella 7.2 Confini delle bande di intensità del danno

Tipo di danno	Ordinata [ln(I)]	I
Danno esteso	≥ 0	1
	-0.5	0.6065
	-1	0.3678
	-1.5	0.2231
	-2	0.1353
	-3	0.0497
Danno lieve	< -3	pprox 0

Premesso che la statistica è stata condotta solo sul database ridotto dettagliato e che quindi i risultati teorici che ne derivano non devono essere considerati assoluti o validi per tutti i database, si osserva un quadro abbastanza chiaro della situazione: a valori di PGA critici più bassi sembrerebbe sempre corrispondere un livello di danno globale più basso, viceversa a valori di PGA più alti sembrerebbe corrispondere un

indice di danno sempre più tendente all'unità. Il che quindi ci porta a pensare che per movimenti del suolo meno intensi, i ponti che non soddisfano le verifiche, tendono a sviluppare solo un danno limitato a quei singoli elementi che collassano e non all'intera struttura. Nel caso invece di movimenti del suolo più intensi, i grafici sembrerebbero indicare un fallimento collettivo che avviene cioè in contemporanea tra più elementi che non soddisfano le verifiche e che perciò portano ad una diminuzione dell'integrità dell'opera.

Nella seguente tabella è riportato il numero di opere contenute all'interno di ogni fascia di intensità.

Tabella 7.3 Numero di opere compreso in ogni banda per ogni verifica

	APX	APY	ROTX	ROTY	TAGX	TAGY
≥ 100%	0	0	0	0	0	0
100% ÷ 60%	20	8	45	33	70	66
60% ÷ 36%	31	26	33	46	18	24
36% ÷ 22%	36	41	12	13	9	7
22% ÷ 8%	11	23	10	8	3	3
< 8%	2	2	0	0	0	0

Dalla Tabella 7.3 si evidenzia un alto numero di opere appartenenti alla fascia di danno molto alta, tra il 100% e il 60%, nel caso delle verifiche a taglio in entrambe le direzioni mentre dalle ascisse di Figura 7.4 si leggono valori di PGA più rispetto alle altre verifiche. combinazione di questi dati conferma e anticipa quanto si vedrà nei capitoli successivi, in seguito al tracciamento delle curve di fragilità: ovvero che il collasso a taglio avviene prima degli altri tipi di collasso ed inoltre che, con l'aumento delle PGA, il fallimento di un solo elemento coinvolge sempre più elementi insieme comportando un notevole danno a livello globale.

7.1.2 Correlazione PGA-I: modello esponenziale

Dopo aver condotto l'analisi di regressione lineare ed aver tracciato la retta nel piano bilogaritmico, con le conseguenti considerazioni di cui si parla nel paragrafo precedenti, si è deciso di tornare nuovamente nel piano PGA-I, in scala non-logaritmica. Quindi, tramite semplici passaggi matematici, si è ottenuto il modello previsionale del tipo esponenziale:

$$I = e^{\alpha} \cdot PGA^{\beta}$$

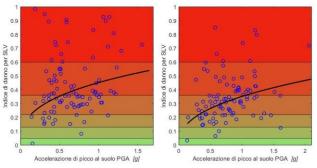


Figura 7.6 Modello previsionale nel piano PGA-I – caso delle verifiche agli appoggi in direzione X (a sinistra) e in direzione Y (a destra)

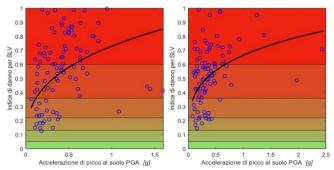


Figura 7.7 Modello previsionale nel piano PGA-I – caso delle verifiche alla rotazione in direzione X (a sinistra) e in direzione Y (a destra)

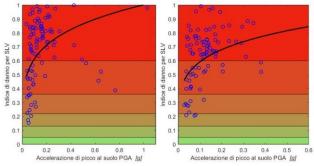


Figura 7.8 Modello previsionale nel piano PGA-I – caso delle verifiche al taglio in direzione X (a sinistra) e in direzione Y (a destra)

Al fine di trarre delle considerazioni più facilmente leggibili e che permettessero un'interpretazione più spedita della correlazione tra il danno e la PGA, tale modello previsionale è graficamente tradotto nelle rappresentate all'interno del piano PGA-I nelle figureFigura 7.6 -Figura 7.8. All'interno di queste ultime, sono riportati: in nero la curva frutto del modello di previsione sviluppato, in cerchi blu le coppie di valori che associano l'indice di danno globale alla PGA di fallimento di ogni singola opera e le fasce di intensità del danno che fanno riferimento agli stessi colori e agli stessi intervalli delle figureFigura 7.2Figura 7.4.

Per l'analisi di regressione si è scelto un modello lineare nel piano bi-logaritmico. Tale scelta è stata semplicemente frutto di un'ipotesi ma risulta chiaro ora, nei diagrammi in cui sono riportati i valori in scala naturale e la curva esponenziale, che le coppie di indici di danno e di PGA formano una nuvola di punti che non potrebbe essere approssimata con una perfetta correlazione di qualsiasi genere lineare e non.

Come in tutte le analisi di regressione, anche in tal caso i valori delle code delle curve sono poco funzionali per le considerazioni generali ma bisogna concentrarsi principalmente sui rami centrali.

Dai tre grafici si nota una maggiore dispersione dei dati nel caso delle verifiche agli appoggi ed una maggiore concentrazione per valori di PGA bassi nelle verifiche a rotazione e ancor di più in quelle a taglio. A tal proposito, nell'ultimo diagramma relativo alle verifiche a taglio, si è scelto di eliminare gli outliers e di zoomare sulle zone più fitte di opere, riducendo così i valori limite delle ascisse.

Le sei curve ottenute si possono definire delle vere e proprio curve di vulnerabilità. La differenza sostanziale tra le curve di fragilità e quelle di vulnerabilità è che le prime associano un certo valore dell'intensità di misura del sisma ad una probabilità di superamento del danno, mentre le seconde la associano ad un indice ben preciso. Per cui mentre le prime sono probabilistiche, le seconde sono deterministiche. L'indice di danno globale infatti, se guardato con un approccio più pratico, può essere un ottimo parametro per la valutazione del danno in termini economici, per L'associazione esempio. di un valore deterministico che identifica lo stato di danno globale della struttura in relazione un'accelerazione di picco del suolo permetterebbe di poter identificare il valore ipotetico dell'opera allo stato attuale e anche di poter stimare i costi di intervento per ripristinare il suddetto viadotto.

Dai sei grafici rappresentati si osserva ancora una volta che il collasso a taglio è il primo tipo di fallimento che si verifica essendo la nuvola di punti più fitta per valori di PGA bassi e la curva esponenziale con una pendenza ed una concavità verso il basso maggiore in quel range. Lo stesso principio, seppur in scala ridotta, può dirsi valido nel caso delle verifiche a rotazione. Invece, l'andamento della curva nel caso delle verifiche agli appoggi conferma ancora una volta che questo tipo di fallimento è l'ultimo a verificarsi per la maggior parte dei ponti, essendo i valori di PGA più alti. La parabola sembrerebbe essere

molto più piatta e meno arcuata degli altri casi, indice di una maggiore dispersione dei dati e conseguentemente del fatto che il fallimento di un elemento di appoggio non avviene in contemporanea a tutti gli altri elementi della struttura, causando così un indice di danno globale non necessariamente alto e quindi uno stato globale del ponte migliore.

8 CONCLUSIONI

Il presente lavoro è nato con lo scopo di voler effettuare l'analisi di vulnerabilità sismica di un numeroso inventario di viadotti autostradali.

Al fine di perseguire tale scopo si è scelto di voler utilizzare le curve di fragilità che rappresentano ad oggi uno degli strumenti più intuitivi ed efficaci per la rappresentazione della fragilità di una singola opera o di un grande insieme di opere. La costruzione di tali curve è stato il frutto di un lungo lavoro e della selezione dei dati nati dalla collaborazione nel tempo della SINA S.p.A. con il Politecnico di Milano.

In base ai rilievi fotografici, alle tavole originali e a tutti i documenti ufficiali disponibili è stato possibile riprodurre fedelmente ogni singola modelli opera, creando dei tridimensionali tramite delle regole riconosciute e prestabilite. I carichi, le forze, i materiali, la geometria e tutte le variabili presenti in gioco sono stati modellati adeguatamente così da ottenere una riproduzione semplificata ma quanto più fedele alla realtà. Per ogni opera sono stati sviluppati tre modelli convenzionali sui quali sono state condotte le verifiche a taglio, a flessione e agli appoggi per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Su ogni opera è stata eseguita un'analisi statica non lineare. La scelta di tale metodo è giustificata dal notevole risparmio computazionale di cui si beneficia evitando di sottoporre oltre un migliaio di modelli ad analisi dinamiche non lineari che, seppure più scrupolose nel calcolo dei risultati, comportano un'enorme costo computazionale.

L'analisi pushover modale è stata portata a dell'ausilio compimento per mezzo MPA CISE, sviluppato dal Politecnico di Milano in collaborazione con la SINA S.p.A., che ha punto l'individuazione permesso del di funzionamento di ogni singola opera l'individuazione della PGA di fallimento di ogni struttura per ogni verifica. Questo parametro è stato successivamente scelto come indice di

misura di intensità del sisma a cui relazionare la probabilità di superamento del danno esteso.

Si sono ottenute così le curve di fragilità globali, nelle due direzioni principali, dell'enorme database di viadotti. I risultati hanno mostrato che il primo collasso che si verifica è sempre quello a taglio, seguito da quello alla rotazione e, per valori molto più alti di PGA, da quello per unseating, ossia per lo scorrimento dell'impalcato rispetto alla superficie di appoggio del supporto.

Successivamente si sono condotte analisi più approfondite, smembrando database il sottogruppi in base alla lunghezza complessiva dei ponti e al numero di campate disponibili. Per ogni sottogruppo si sono ricavate le curve di fragilità che ancora una volta hanno dimostrato quanto, per PGA più basse, sia alta la probabilità di un collasso a taglio. Da tale suddivisione è risultato, inoltre, che i ponti "brevi" sono quelli meno vulnerabili sismicamente e quelli "medi" quelli più vulnerabili, se si paragonano i valori mediani delle curve di fragilità corrispondenti al lungo fallimento a taglio la direzione longitudinale, ossia il primo collasso. Bisogna, però, sottolineare che la numerosità variabile dei sottogruppi potrebbe influenzare l'esito dei test.

L'elemento strutturale chiave per la della vulnerabilità valutazione sismica di un'infrastruttura è la pila. Per questo motivo si è scelto di selezionare 122 opere dell'originale database di 1182 viadotti, di cui si conoscevano le tipologie delle pile e di sviluppare le relative curve di fragilità così da relazionare la risposta sismica all'elemento strutturale. Ne è conseguito che i ponti costituiti da pile a telaio sono risultati più fragili rispetto a quelli costituiti dalle pile a fusto unico. Inoltre, data la netta somiglianza dell'andamento delle curve di fragilità globali con quelle relative alle pile a fusto unico, si è dedotto che il database complessivo fosse costituito per la maggior parte da piloni di questo genere.

Al fine di voler condurre un'indagine più accurata, si è scremato ulteriormente il database passando da 122 a 100 opere dotate di complete schede di verifica. L'obiettivo di questa ulteriore riduzione è stato lo sviluppo di un nuovo indice di danno globale che fornisse una visione più precisa dello stato di ogni singola opera. Dalla rappresentazione dei diagrammi a dispersione che mettono in relazione, in scala logaritmica, l'indice di danno così ottenuto con le PGA di fallimento. delle si sono potute trarre

considerazioni interessanti. Suddividendo i diagrammi in bande di intensità del danno e conducendo un'analisi di regressione lineare tra le due variabili in gioco, si è osservato che a valori più bassi di PGA di fallimento, indipendentemente dalla verifica, corrisponderebbero quasi sempre dei livelli di danno globale più bassi e viceversa a valori di PGA più alti sembrerebbero corrispondere indici danno sempre più tendenti Un'ulteriore conferma delle suddette osservazioni è data dal fatto che, per il danno più grave, la verifica a taglio lungo la direzione longitudinale comune sia quella più tra Successivamente si è trasformata la retta di regressione lineare in una funzione esponenziale che ha permesso di ottenere un modello previsionale del danno rapportato alla PGA nel piano PGA-I. Il risultato è una vera e propria curva di vulnerabilità che consente di trarre considerazioni più speditive e meno soggette ad errori.

In seguito allo studio della vulnerabilità sismica di questo enorme database di viadotti, e data l'importanza dei risultati, si è deciso di voler perseguire un secondo scopo, ossia dimostrare l'affidabilità delle ipotesi e soprattutto del metodo di analisi scelti all'inizio del lavoro. Ci si è chiesti, cioè, se i risultati della vulnerabilità sismica fossero verosimili o meno. Il mezzo per il conseguimento di tale scopo è stato il confronto con le curve di fragilità riferite ad altri database che fossero più o meno somiglianti a quello utilizzato nello studio descritto. Si sono così selezionati 12 articoli di letteratura che sono stati suddivisi in base al metodo di analisi adoperato ottenendo così 4 sottogruppi all'interno dei quali le curve frutto del presente studio si sono collocate in modo verosimile e non come "outliers" dei diversi fasci.

In conclusione, l'analisi statica non lineare, seppur più imprecisa, si è dimostrata un valido metodo per conciliare la snellezza dei calcoli e l'affidabilità dei risultati. Il parallelismo, infatti, ha evidenziato come i risultati delle analisi siano approssimativamente collocabili in un contesto più ampio ed internazionale e siano perciò verosimili e non lontani dai risultati ottenuti dallo studio della fragilità di altri inventari di ponti con caratteristiche più o meno analoghe.

BIBLIOGRAFIA

- A. Alipour, B. Shafei, and M. Shinozuka, "Performance Evaluation of Deteriorating Highway Bridges Located in High Seismic Areas," J. Bridg. Eng., vol. 16, no. 5, pp. 597–611, 2011, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0000197.
- Ö. Avşar, A. Yakut, and A. Caner, "Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey," Earthq. Spectra, vol. 27, no. 4, pp. 971–996, 2011, doi: 10.1193/1.3651349.
- S. Banerjee and M. Shinozuka, "Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis," Probabilistic Eng. Mech., vol. 23, no. 1, pp. 12–22, 2008, doi: 10.1016/j.probengmech.2007.08.001.
- B. Borzi, P. Ceresa, P. Franchin, F. Noto, G. M. Calvi, and P. E. Pinto, "Seismic vulnerability of the Italian roadway bridge stock," Earthq. Spectra, vol. 31, no. 4, pp. 2137–2161, 2015, doi: 10.1193/070413EQS190M.
- M. Cademartori, T. J. Sullivan, and S. Osmani, Displacement-based assessment of typical Italian RC bridges, vol. 18, no. 9. Springer Netherlands, 2020.
- D. Cardone, G. Perrone, and S. Sofia, A performance-based adaptive methodology for the seismic evaluation of multi-span simply supported deck bridges, vol. 9, no. 5. 2011.
- E. Choi, R. DesRoches, and B. Nielson, "Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones," Eng. Struct., vol. 26, no. 2, pp. 187–199, 2004, doi: 10.1016/j.engstruct.2003.09.006.
- I. Civile, E. Ambientale, L. Magistrale, A. Di, V. Sismica, and P. E. R. Ponti, "Analisi di vulnerabilità sismica per ponti monocampata in calcestruzzo armato," 2014.
- P. Crespi, A. Franchi, and N. Giordano, "Multimodal Pushover Analysis for R.C. Bridges," Appl. Mech. Mater., vol. 725–726, pp. 888–895, 2015, doi: 10.4028/www.scientific.net/amm.725-726.888.
- P. Crespi, M. Zucca, N. Longarini, and N. Giordano, "Seismic assessment of six typologies of existing RC bridges," Infrastructures, vol. 5, no. 6, pp. 1–14, 2020, doi: 10.3390/INFRASTRUCTURES5060052.
- D. Dti, B. A. F. R. Prot, F. R. G. Controllato, and M. A. S. A. Codice, "e rischio sismico opere Preparazione dati di base, analisi e verifiche strutturali," 2013.
- M. Free et al., "Seismic Risk To Roads and Bridges in the Kyrgyz Republic , Central Asia," 16th Eur. Conf. Earthq. Eng. Thessaloniki 18-21 June, no. June, pp. 1–12, 2018.
- N. Giordano, F. De Luca, and A. Sextos, "Analytical fragility curves for masonry school building portfolios in Nepal," Bull. Earthq. Eng., vol. 19, no. 2, pp. 1121–1150, 2021, doi: 10.1007/s10518-020-00989-8.
- N. Giordano, F. De Luca, A. Sextos, F. Ramirez Cortes, C. Fonseca Ferreira, and J. Wu, "Empirical seismic fragility models for Nepalese school buildings," Nat. Hazards, vol. 105, no. 1, pp. 339–362, 2021, doi: 10.1007/s11069-020-04312-1.
- J. S. Jeon, A. Shafieezadeh, D. H. Lee, E. Choi, and R. DesRoches, "Damage assessment of older highway bridges subjected to three-dimensional ground motions: Characterization of shear-axial force interaction on seismic fragilities," Eng. Struct., vol. 87, pp. 47–57, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.01.015.

- A. M. Kaynia, Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities, SYNER-G Reference Report 4. 2013.
- A. Miano, F. Jalayer, R. De Risi, A. Prota, and G. Manfredi, "Model updating and seismic loss assessment for a portfolio of bridges," Bull. Earthq. Eng., vol. 14, no. 3, pp. 699–719, 2016, doi: 10.1007/s10518-015-9850-y.
- I. F. Moschonas, A. J. Kappos, P. Panetsos, V. Papadopoulos, T. Makarios, and P. Thanopoulos, "Seismic fragility curves for greek bridges: Methodology and case studies," Bull. Earthq. Eng., vol. 7, no. 2, pp. 439–468, 2009, doi: 10.1007/s10518-008-9077-2.
- B. G. Nielson and R. DesRoches, "Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States," Earthq. Spectra, vol. 23, no. 3, pp. 615–633, 2007, doi: 10.1193/1.2756815.
- A. Papailia and S. P. M. N. Fardis, "Seismic fragility curves for reinforced concrete building," J. Struct. Eng., vol. 45, no. 3, pp. 264–274, 2018.
- C. Perdomo, R. Monteiro, and H. Sucuoğlu, "Development of Fragility Curves for Single-Column RC Italian Bridges Using Nonlinear Static Analysis," J. Earthq. Eng., vol. 00, no. 00, pp. 1–25, 2020, doi: 10.1080/13632469.2020.1760153.
- P. E. Pinto and P. Franchin, Issues in the upgrade of Italian highway structures, vol. 14, no. 8. 2010.
- K. Pitilakis, H. Crowley, A. M. Kaynia, and C. Facilities, SYNER-G: Typology Defi nition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk. 2014.
- K. Porter, R. Kennedy, and R. Bachman, "Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering," Earthq. Spectra, vol. 23, no. 2, pp. 471–489, 2007, doi: 10.1193/1.2720892.
- C. Su, X. Liu, B. Li, and Z. Huang, "Inelastic response analysis of bridges subjected to non-stationary seismic excitations by efficient MCS based on explicit time-domain method," Nonlinear Dyn., vol. 94, no. 3, pp. 2097–2114, 2018, doi: 10.1007/s11071-018-4477-6.
- C. Zelaschi, R. Monteiro, and R. Pinho, "Critical Assessment of Intensity Measures for Seismic Response of Italian RC Bridge Portfolios," J. Earthq. Eng., vol. 23, no. 6, pp. 980–1000, 2019, doi: 10.1080/13632469.2017.1342293.
- J. Zhang and Y. Huo, "Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method," Eng. Struct., vol. 31, no. 8, pp. 1648–1660, 2009, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.02.017.