



# Studio di vulnerabilità sismica delle opere d'arte della Strada dei Parchi

Mario P. Petrangeli<sup>1</sup>, Luigi Fieno<sup>1</sup>, Luca Bartoccini<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Mario Petrangeli & Ass. S.r.l.

<sup>2</sup> Strada Dei Parchi S.p.A.

*Keywords: vulnerabilità sismica opere d'arte; interventi di riduzione rischio sismico su ponti esistenti.*

## SOMMARIO

La maggiore sensibilità del normatore nei riguardi della valutazione della sicurezza del costruito e la consapevolezza che questo passaggio debba essere il primo tassello per una progressiva riduzione del rischio di perdita di vite umane in occasione di eventi sismici futuri, ha portato a rendere obbligatorie le analisi di sicurezza in fase sismica, dando priorità alle opere così dette "strategiche" ai fini degli interessi nazionali e di protezione civile. Lo studio qui illustrato riguarda la valutazione della vulnerabilità sismica di tutte le opere d'arte principali delle autostrade A24, Roma-L'Aquila-Teramo, e A25, Torano-Pescara. Redatto nel 2012 è stato commissionato dalla Strada Dei Parchi S.P.A. che ha in gestione l'infrastruttura su concessione Ministeriale; è risultato essere un valido strumento tramite il quale definire una Scala di Priorità degli Interventi, il che ha permesso la programmazione degli investimenti per la progressiva messa in sicurezza sismica di entrambe le tratte autostradali.

## 1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

La memoria tratta delle opere d'arte principali di due autostrade che creano il collegamento tra Roma e la costa Adriatica.

L'A24, Roma - L'Aquila - Teramo, si sviluppa per complessivi 160 km passando per il capoluogo Abruzzese fino a raggiungere Teramo.

La A25, Torano-Pescara, si dirama dall'A24 all'altezza di Torano e dopo 115 km si innesta sulla A14 Adriatica in prossimità di Pescara.

La particolare conformazione orografica dei territori interessati (basti pensare alla presenza della barriera naturale costituita dagli Appennini del gruppo del Gran Sasso), se da un lato ha pienamente giustificato la necessità della sua costruzione in assenza di una viabilità alternativa, dall'altro ha reso lunghi e costosi i lavori di realizzazione, caratterizzati da molte gallerie e numerosi viadotti.

Si contano di circa 66 km di viadotti per la A24 (32.2 per la carr. EST e 35.6 per quella OVEST) e circa 42 km per la A25 (21.8 per la carr. EST, 20.7

per quella OVEST), suddivisi in 174 opere (nella quasi totalità dei casi ad ogni opera corrispondono 2 viadotti separati, uno per ogni carreggiata, quindi complessivamente si tratta di 322 opere d'arte). L'apertura al traffico dell'autostrada avvenne in diverse fasi, attraverso un arco temporale di circa 40 anni:

Nello specifico per la A24:

- la tratta Roma-Castel Madama aperta al traffico il 10/07/69;
- la tratta Torano-L'Aquila Ovest aperta al traffico il 14/09/69;
- la tratta Castel Madama-Torano aperta al traffico il 18/07/70;
- la tratta L'Aquila Ovest-L'Aquila Est aperta il 31/12/75;
- la tratta L'Aquila Est-Assergi aperta al traffico il 17/10/79;
- la tratta Assergi-Villa Vomano, comprendente il primo dei due tunnel sotto il Gran Sasso, venne aperta al traffico il 1/12/84;
- la tratta Villa Vomano-Teramo venne aperta al traffico (a singola carreggiata) il 24/05/89;

- la tratta Casal Bertone-Roma Tangenziale Est fu aperta al traffico nel 1990, con un tracciato sotterraneo (galleria "Pittaluga"), diversamente dal progetto originario di sviluppo in superficie;
- la seconda galleria del Gran Sasso, con lo svincolo di accesso all'Istituto Nazionale di Fisica Nucleare, venne aperta nel 1993;
- il definitivo completamento del tracciato (raddoppio della tratta Villa Vomano-Teramo) è avvenuto ad aprile 2009, con l'apertura della seconda galleria "Carestia"

Mentre per la A25:

- la tratta Torano – Avezzano – aperta il 14 settembre 1969;
- la tratta Avezzano - Celano aperta il 30 settembre 1976;
- la tratta Celano - Cocullo aperta il 06 maggio 1978;
- la tratta Cocullo - Bussi aperta il 07 agosto 1978; la tratta Bussi - Torre dei Passeri aperta il 31 dicembre 1977;
- la tratta Torre dei Passeri - Scafa aperta il 27 maggio 1976;
- la tratta Scafa - SS 5 aperta il 01 gennaio 1975;
- la tratta SS 5 - Manoppello aperta il 28 luglio 1973;
- la tratta Manoppello - A14 aperta il 12 dicembre 1970.

Da ciò deriva che numerose sono le differenze riscontrabili fra le opere d'arte analizzate, conseguenza di: (i) avanzamento delle tecnologie costruttive e della qualità dei materiali; (ii) variazione delle normative tecniche; (iii) evoluzione dell'approccio progettuale e dei mezzi di calcolo soprattutto in ambito antisismico. Vedremo nelle conclusioni quali effetti ciò avrà sulla sicurezza delle varie opere.

## 2 LE MOTIVAZIONI E IL QUADRO NORMATIVO

A seguito dell'emanazione dell'ordinanza del Dipartimento della Protezione Civile (*in seguito DPC*) n.3274/2003 veniva sancita - Articolo 2, commi 3 e 4 - la necessità di redigere delle schede di sintesi per edifici e opere infrastrutturali strategiche ai fini della valutazione della loro vulnerabilità sismica, organizzate su 2 livelli di approfondimento. Il primo livello, con scadenza

temporale al 31/12/2010, aveva lo scopo di acquisire un censimento delle opere a carattere descrittivo, basato sulla ubicazione, destinazione d'uso e tipologia strutturale della costruzione con rilevanza strategica.

Il secondo livello, invece, era mirato alla determinazione della vulnerabilità sismica dell'opere, intesa come valutazione della effettiva capacità di resistere all'evento sismico di progetto in funzione della sismicità del sito; introduceva a tale scopo un indicatore di rischio espresso come rapporto fra le PGA, di capacità e di domanda. Vennero predisposte delle schede di sintesi tipologiche su base regionale, differenziate per edifici ordinari e ponti, strutturate in accordo con la normativa tecnica del 2005.

Con l'approvazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 (Suppl. Ord. n.30), il DPC ritenne opportuno che il censimento sopra descritto fosse effettuato con riferimento alle nuove disposizioni introdotte, cioè al fine di rendere congruente l'insieme complessivo dei dati raccolti al nuovo quadro normativo, con il quale sarebbero stati progettati gli interventi di mitigazione del rischio. Di conseguenza anche le schede di sintesi, in particolare quella relativa al secondo livello, vennero aggiornate per portare in conto: (i) le nuove modalità di definizione dell'azione sismica e degli stati limite di riferimento per le verifiche; (ii) l'introduzione del concetto della vita nominale residua di un'opera - istruzioni alle NTC2008 circolare 617, p.to C.8.3.

Con l'emanazione delle linee guida per la salvaguardia sismica delle opere del patrimonio culturale del Paese (Ministero dei Beni e Attività Culturali, Ord. N°26 del 2010) viene finalmente affrontato l'enorme problema della gestione dei risultati di un tale censimento, che avrebbero certificato, per la quasi totalità degli edifici storici presenti nel territorio, l'incapacità a sostenere l'evento sismico di progetto. Da qui la necessità di definire un indicatore di rischio che potesse misurare tale attitudine e permettesse di stilare una sorta di classifica di priorità di interventi su scala nazionale. Detto indicatore di rischio sismico è stato posto pari al rapporto fra i periodi di ritorno di capacità e di domanda introducendo, in tal

modo, la possibilità di associare ad un'opera una vita nominale inferiore a quella prevista dalla normativa, in funzione della sua classe d'uso.

È evidente la finalità di tale impostazione: determinare i presupposti per una programmazione realistica degli investimenti, dando la possibilità di posticiparli temporalmente, seguendo la scala di priorità basata sull'IRS.

Lo studio qui descritto è stato redatto in conformità alle NTC2008. In generale, i risultati ai quali si è giunti rimangono validi anche a seguito dell'entrata in vigore dell'aggiornamento normativo del 2018; in modo particolare nei riguardi delle indicazioni ricavate ai fini della programmazione degli interventi. Maggiori e più significativi effetti si risconteranno in sede di progettazione dei lavori di adeguamento. Ciò in conseguenza della possibilità, introdotta dalla circolare esplicativa, di poter ridurre il livello prestazionale di riferimento per interventi di adeguamento sismico di ponti esistenti; questo aspetto verrà approfondito più avanti.

### 3 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERE: VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, (impostazione confermata dall'aggiornamento del 2018) hanno introdotto il concetto di vita nominale (VN) dell'opera intesa:

*“... come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata...”*

La vita nominale non ha il significato di durata o durata residua, ma è da intendersi come il tempo nel quale ha valore la verifica di sicurezza.

**La vita nominale è legata all'importanza dell'opera (opere provvisorie o temporanee  $\leq 10$  anni; opere normali (livelli di prestazioni ordinarie nelle NTC2018)  $\geq 50$  anni (caso in esame); opere grandi o di importanza strategica (opere con livelli di prestazioni elevate nelle NTC2018)  $\geq 100$  anni. Moltiplicando la vita nominale per un coefficiente d'uso, (utilizzo occasionale  $CU=0.8$  (modificato con**

le NTC2018 a 0.7), normale  $CU=1$ , con affollamento  $CU=1.5$  o con funzione strategica, come nel caso in esame,  $CU=2$ ), si ottiene il periodo di tempo rispetto al quale calcolare l'azione sismica, detta vita di riferimento (nel caso in esame  $VR=100$ anni) (Figura 1: TR e VN per varie tipologie di opera Figura 1). Allo scadere della vita nominale, l'opera potrà ovviamente continuare ad essere utilizzata, purché si accerti lo stato di conservazione e di degrado. Il concetto della vita nominale introduce quindi la possibilità per l'ente gestore e/o proprietario di un'opera esistente da adeguare, di valutare, in base a considerazioni di opportunità anche di carattere economico e di programmazione, che tipo di intervento effettuare ed eventualmente se rimandare o diluire gli interventi nel tempo. Le nuove NTC2018 prevedono tale facoltà solo nel caso di azioni non dipendenti dall'uomo.

Tutto ciò assume una vera valenza programmatica in ambito delle opere pubbliche e non si limita quindi a posticipare gli investimenti, solo se accompagnato da tre attività di cui necessariamente l'ente gestore si deve far carico: (i) un'attenta e puntuale analisi della vulnerabilità sismica dell'opera nell'attuale stato di conservazione; (ii) un costante monitoraggio strutturale e dello stato di conservazione; (iii) la programmazione e l'attuazione di una manutenzione ordinaria specificatamente indirizzata dal monitoraggio eseguito nel corso degli anni.

Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R = V_S, C_T$  (anni)

Classe d'uso →	I				II				III				IV						
	Coeff. $C_T$ →				0.70				1.00				1.50				2.00		
TIPI DI COSTRUZIONE																			
Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva																			
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale																			
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica																			
OPERE con $V_S=50$																			
CLASSE USO →	I				II				III				IV						
	$P_{VR, I}$				$T_R$				$P_{T=50}$										
SLO	0.81	21	30	45	60	91%	81%	67%	56%										
SLD	0.63	35	50	75	100	76%	63%	48%	39%										
SLV	0.1	332	475	712	949	14%	10%	7%	5%										
SLC	0.05	682	975	1462	1930	7.1%	5.0%	3.4%	2.5%										

Figura 1: TR e VN per varie tipologie di opera

#### 4 IL CONCETTO DI VULNERABILITÀ E INDICE DI RISCHIO SISMICO

Per indice di rischio sismico (IRS) di un'opera esistente si intende la stima del danno prevedibile a seguito di un evento sismico. Il concetto di danno può assumere molteplici significati: economico, sociale, diretto, indiretto, futuro, ecc. che esulano dalla presente trattazione, nella quale si tratterà solo del "danno" inteso come gravità dei danneggiamenti strutturali prevedibili.

L'indice di rischio sismico è funzione: (i) della pericolosità sismica del sito in cui sorge la struttura; (ii) dell'importanza che l'opera assume nel contesto infrastrutturale di cui fa parte, in una parola esposizione; (iii) della conformazione statica, delle caratteristiche di resistenza dei materiali e dello stato di conservazione della stesse rapportate alle sollecitazioni di carattere sismico, che comunemente viene definita vulnerabilità sismica.

Come noto la pericolosità sismica e l'esposizione sono parametri definiti direttamente o indirettamente dalla normativa, in base alla quale, una volta nota la posizione geografica del sito dove sorge l'opera e la funzione che essa svolge, si è in grado di definire l'entità e la probabilità che un determinato evento sismico possa verificarsi nel corso della vita utile della stessa.

La vulnerabilità sismica è invece una caratteristica intrinseca d'ogni singola opera, strettamente legata alla sua età, ai criteri

progettuali utilizzati per il dimensionamento e alle normative vigenti all'epoca, alle metodologie costruttive, ai dettagli costruttivi e allo stato di conservazione degli elementi strutturali principali. Partendo dal livello di sicurezza espresso dalla vulnerabilità si deve procedere alla valutazione del grado di rischio sismico associato. Ciò ha rilevanza in quanto, come si vedrà più avanti, i due fattori non possono essere correlati in modo diretto.

La procedura da seguire prevede che a partire dalle conoscenze acquisite sulla struttura, si proceda a ritroso individuando il periodo di ritorno di capacità (TRC) associato all'evento sismico che determina il raggiungimento della soglia minima di superamento dello stato limite considerato, per poi raffrontarlo con il periodo di ritorno di domanda (TRD) previsto dalla norma in funzione della VN e della classe d'uso.

Tale rapporto fornisce la stima del rischio sismico dell'opera cercato, che risulta notevolmente influenzato dalla pericolosità sismica del sito.

Partendo dalle tabelle dei parametri sismici del territorio nazionale, è possibile diagrammare l'andamento dell'accelerazioni al suolo " $a_g$ " in funzione del periodo di ritorno dell'evento sismico " $TR$ ". Se si prendono a confronto le curve relative a due punti qualsiasi del reticolo e si attua la procedura sopra descritta (Figura 2), potrebbe risultare che due opere, situate in quei punti, aventi lo stesso livello di sicurezza sismico (espresso per semplicità direttamente dal rapporto tra  $a_{g0, cap}/a_{g0}$  e posto per esempio pari a 0.4) e la stessa tipologia di suolo, siano caratterizzati da TRC differenti.

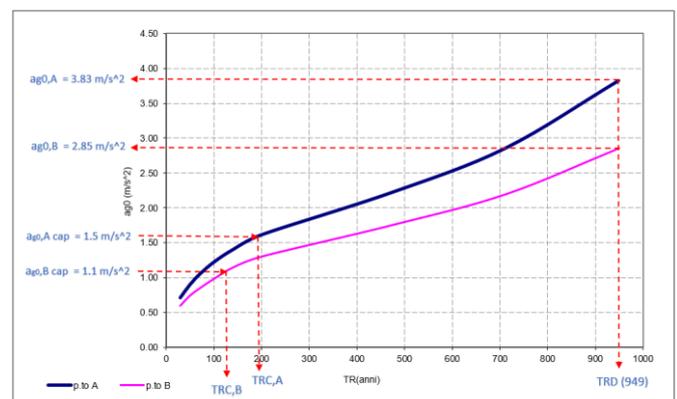


Figura 2: Correlazione fra  $A_{g0}$  e TR;

Nel grafico esemplificativo sopra riportato, " $a_{g0}$ " indica l'accelerazione di picco al suolo di progetto (SLV - TR=949anni),  $a_{g0, cap}$  indica invece quella minima compatibile con le capacità

resistenti della struttura. Risulta che, nonostante le due opere abbiano lo stesso grado di (*in*)sicurezza, quella posta nel punto A ha una vita nominale residua, relativa a condizioni sismiche, maggiore dell'altra.

## 5 APPROCCIO DI ANALISI

Lo scopo dello studio era quello di valutare il livello di sicurezza sismica delle opere interessate, rapportato al rispetto degli stati limite di normativa per l'azione sismica di progetto. Nulla si è analizzato nei riguardi delle azioni in esercizio.

In altri termini, si doveva valutare il rapporto fra capacità e domanda di ogni singola opera sotto le azioni sismiche (definito come valore più piccolo di quelli riscontrati fra i vari meccanismi resistenti), al fine di fornire indicazioni sulla necessità o meno di operare degli interventi di miglioramento/adequamento sismico più o meno diffusi sull'opera e soprattutto definire una classifica di priorità degli interventi, funzionale alla programmazione dei lavori.

La scelta della tipologia di analisi da attuare è stata condizionata da vari fattori. Innanzitutto l'estensione territoriale e l'elevato numero di opere da analizzare; inoltre la carenza di informazioni omogenee e esaustive su alcuni elementi strutturali, primi fra tutti gli appoggi.

Ciò ha indotto a realizzare due analisi distinte:

- La prima, mirata a definire l'IRS minimo associabile al collasso degli appoggi;
- La seconda, invece, ipotizzando che gli appoggi siano in grado di trasferire le azioni orizzontali in fase sismica, ha permesso di valutare la vulnerabilità della struttura rapportata alle capacità delle pile e delle spalle.

Per ciò che attiene alla prima tipologia di analisi, la mancanza di informazioni sulla capacità portante degli appoggi, ha imposto un approccio di calcolo qualitativo basato sul dimensionamento presunto degli appoggi in base alla normativa e alla classificazione sismica vigenti all'epoca della progettazione dell'opera.

Per ciascun viadotto è stato ricavato il grado di vulnerabilità rapportando le accelerazioni previste dalla precedente classificazione e utilizzate nel progetto originario (0.04g per siti di III categ. sismica, 0.07 per siti di II categ. sismica o 0.1 per

siti di I categ. sismica, opportunamente fattorizzate per renderli congruenti con l'approccio agli SLU), con quelle di picco al suolo della nuova classificazione sismica del territorio nazionale.

Procedendo in questo modo si è potuto valutare l'IRS minimo associabile ad ogni singola opera, conseguente all'attivazione del meccanismo di crisi (che è risultato nella gran parte dei casi il primo ad avvenire), che vede la rottura degli appoggi (Figura 3).



Figura 3: Rottura appoggi mobili e plasticizzazione baggioli a seguito evento sismico del 2009;

Come previsto dalla normativa, dopo aver individuato il primo meccanismo di crisi ci si è spinti oltre, ipotizzando che tale meccanismo non fosse attivabile (cioè gli appoggi fossero in grado di trasmettere azioni sismiche illimitate) e si è analizzata la risposta sismica della struttura, in funzione della sua conformazione, dello stato di conservazione e dei dettagli costruttivi, secondo le metodologie di seguito descritte.

La normativa all'epoca vigente (NTC2008) e in particolare le istruzioni al § C8A.8.6, trattavano specificatamente gli approcci di analisi e le metodologie di verifica da attuare per le verifiche sismiche dei ponti esistenti, sancendo la possibilità di realizzare in alternativa: delle Analisi Statiche o Dinamiche lineari con spettro elastico o spettro di progetto, ovvero delle Analisi Statiche non lineari, definendo, in questo ultimo caso, delle procedure semplificate per la risoluzione del problema secondo un approccio in termini di risposta in duttilità della struttura. I due approcci, ovviamente portano a risultati paragonabili se basati su ipotesi congruenti sulle capacità dissipative delle strutture esistenti, con un maggior livello di sicurezza fornito dall'approccio in termini di resistenza.

A tal riguardo è discriminante l'effettivo livello di duttilità disponibile della struttura. Le opere analizzate sono state progettate e costruite con criteri congruenti con le conoscenze e le prescrizioni normative dell'epoca che, come noto, non richiedevano tutta una serie di dettagli costruttivi che oggi la normativa richiede per dotare le nuove opere della opportuna duttilità.

A tal riguardo le carenze più di frequente riscontrate dagli elaborati dell'As\_built, riguardano: il confinamento delle barre longitudinali, le sovrapposizioni nelle zone critiche, gli interassi fra le armature longitudinali e fra quelle trasversali.

Da ciò deriva che le opere in esame possono essere inquadrare fra quelle denominate a bassa capacità dissipativa "CB". Per queste opere la normativa per il progetto dei ponti, prescrive una limitazione sul coefficiente di comportamento, per sisma in direzione orizzontale, al valore  $q=1.5$ . Appare del tutto evidente che tale impostazione, prudentiale, debba avere riscontro indipendentemente da quale che sia il metodo di analisi utilizzato; ciò in modo particolare per le opere esistenti, per le quali è certa, e diffusa, la carenza di adeguati dettagli costruttivi antisismici.

Ebbene, se si pone una limitazione al fattore  $q$  ovvero alla duttilità disponibile in relazione allo stato di fatto delle sezioni critiche delle pile, entrambe le analisi (dinamica lineare/statica non lineare) portano a risultati del tutto paragonabili, pur con una maggiore sicurezza generalmente conseguibile con l'approccio lineare. Quindi nell'ambito di uno studio di vulnerabilità sismica di un sistema a rete, il cui scopo principale è quello di definire una scala di priorità degli interventi, seguire l'uno o l'altro approccio è del tutto equivalente.

Discorso ben diverso se si trattasse di un progetto di adeguamento sismico di una singola opera d'arte. In quel caso l'approccio non lineare sarebbe da preferire, in quanto permetterebbe di calibrare i rinforzi necessari per dotare le zone di cerniera plastica della duttilità richiesta, ovvero di cogliere la risposta della struttura isolata.

In aggiunta, la norma individua due possibili alternative ai fini della valutazione della sicurezza: quella nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita e quello di Collasso.

Se si segue un calcolo in termini di resistenza, l'approccio da seguire è quello classico dello SLV. Se, invece, si segue un'analisi in termini di duttilità, possono essere indifferentemente seguiti entrambi gli approcci.

Il passaggio dall'SLC all'SLV, porta ad un vantaggio in termini di sicurezza, in quanto, a fronte di livelli prestazionali che variano del 25%, l'incremento delle azioni sismiche corrispondenti a periodi di ritorno maggiorati non compensano tale variazione (Figura 4).

Tutto ciò premesso, per lo studio in questione si è scelto di utilizzare il metodo della analisi dinamica lineare con spettro di progetto (approccio in termini di resistenza), in quanto garantisce un obiettivo primario dello studio: quello di perseguire la congruenza e l'omogeneità dei risultati, indipendentemente dalla tipologia strutturale delle singole opere e dal loro schema statico e una tempistica computazionale più contenuta. L'intera analisi è stata improntata a criteri cautelativi.

Le sollecitazioni di verifica sono state dedotte applicando la regola della direzione prevalente del moto sismico, sommando cioè le sollecitazioni dalle altre due componenti scalate al 30% del loro valore nominale.

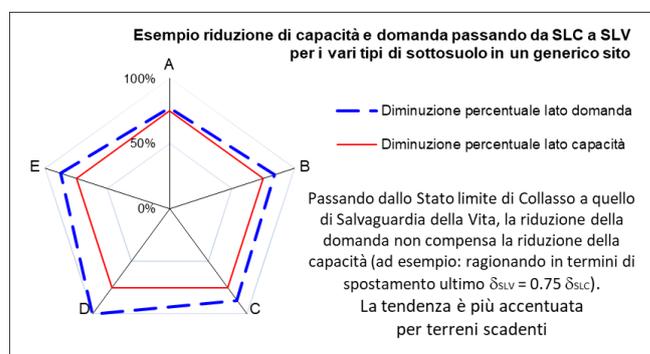


Figura 4: Raffronto sicurezza SLC / SLV

Le azioni sismiche sono state sommate alle altre azioni secondo le indicazioni della normativa:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (1)$$

ponendo  $\psi_2$  per i carichi mobili pari a 0.

Gli spettri di progetto stati calcolati ponendo per il sisma in direzione orizzontale un coefficiente di comportamento  $q=1.5$ , mentre  $q=1.0$  per quello verticale.

Per le verifiche in fase sismica di costruzioni esistenti in c.a. o acciaio, la normativa prevede due

approcci metodologici a seconda che si tratti di una struttura, o parte di essa, duttile o fragile, con maggiore cautela rispetto alle strutture con comportamento fragile.

Nel caso in esame, come già detto in precedenza, si è adottato un approccio in termini di resistenza. In tale caso il livello prestazionale disponibile, inteso come rapporto fra capacità e domanda, è espresso in termini di resistenze; queste ultime sono state calcolate utilizzando le caratteristiche dei materiali desunte dalle indagini, divise, quando previsto, per i coefficienti parziali di sicurezza per strutture nuove, e per il fattore di confidenza FC (In base al livello di conoscenza raggiunto all'epoca della redazione dello studio (2012), venne assunto un valore di  $FC=1.1$ )

Per ogni elemento strutturale la domanda è stata definita in base alle risultanze delle analisi; solo nel caso delle sollecitazioni taglianti delle pile, è stata utilizzata la maggiore fra quella derivante dall'analisi con  $q=1$  e quella ricavabile dalla capacità resistente flessionale della sezione (valutata amplificando le caratteristiche dei materiali per FC ed imponendo l'equilibrio).

Le verifiche, svolte allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), hanno interessato tutte le sezioni di spiccato delle pile e quelle dove, dai disegni di contabilità, risultava un cambio di armatura o una discontinuità.

Si è investigato anche sulle capacità deformative della struttura, valutando i massimi spostamenti relativi tra le testate delle travi d'impalcato, per verificare la compatibilità delle escursioni degli appoggi e delle lunghezze di sovrapposizione. A tal proposito, la maggior parte delle opere analizzate è costituita da due viadotti affiancati, uno per carreggiata, con un varco trasversale insufficiente a garantire la libera deformazione in fase di sisma; questo aspetto non è stato considerato nella definizione dell'IRS.

Ai fini della definizione della classifica di priorità degli interventi, nella prima versione dello studio, si è dovuto prescindere dall'analisi delle capacità portanti delle opere in fondazione, in quanto, all'epoca, non era disponibile un livello di conoscenza omogeneo sulle caratteristiche geomeccaniche dei terreni di posa dei vari viadotti.

Successivamente, su richiesta del CSLLPP, è stato redatto un aggiornamento dello studio con

l'obiettivo di valutare gli effetti dell'interazione sottosuolo-fondazione-struttura e investigare sulle capacità portanti delle fondazioni stesse; si è analizzato un campione significativo di viadotti ricadenti su sottosuoli di tipo D ed E, ottenendo variazioni in termini di  $T_{INT}$  non significative.

Lo studio, a valle di questo aggiornamento, è passato di nuovo al vaglio del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che lo ha approvato definitivamente nel 2015.

## 6 DEFINIZIONE DELL'INDICE DI RISCHIO SISMICO E DEL TEMPO DI INTERVENTO

Individuato l'indicatore di sicurezza minimo associato alla singola opera si è proceduto con calcolo del grado di rischio sismico associato all'opera (nel seguito IRS).

La procedura di calcolo tipica, relativa a viadotti con travate semplicemente poggiate, è stata la seguente:

1. si è individuata la pila del viadotto alla quale corrisponde il livello minimo del grado di sicurezza, associato ad una direzione di applicazione del moto sismico e ad una caratteristica di sollecitazione (flessione o taglio);
2. si è individuata la capacità resistente ultima della pila in termini di flessione o taglio a seconda di quale meccanismo, fra i due, determinava il coefficiente di sicurezza minore;
3. quindi, sull'oscillatore elementare equivalente, imponendo l'equilibrio e procedendo per tentativi si è valutata la massima azione orizzontale che determinava l'insorgere della crisi allo SLV e il corrispondente periodo di ritorno;
4. si è infine valutato il rapporto tra questo periodo di ritorno (di Capacità) e quello previsto dalla norma in funzione della VN (50anni) e della classe d'uso (IV). Tale rapporto, elevato alla potenza di 0.41 fornisce una stima dell'indice di rischio sismico dell'opera cercato. *(Questo artificio numerico è stato introdotto per rendere confrontabili numericamente le stime di sicurezza redatte seguendo le normative precedenti a quella del*

2008 e si basa su considerazioni di carattere statistico).

Seguendo tale procedimento, opportunamente variato nel caso di strutture continue o iperstatiche, si è giunti, per ciascun viadotto, alla definizione dell'indice di rischio sismico cercato.

La formulazione numerica dell'indice di rischio sismico, non era presente nelle NTC2008, ma solamente nelle schede di sintesi di livello 2.

L'aggiornamento normativo del 2018 e della relativa circolare esplicativa, ha sanato questa carenza, introducendo, però, un parametro diverso dall'IRS, denominato  $\zeta_E$ , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura esistente e quella di progetto per opere nuove.

Il parametro di confronto da adottare è il prodotto di  $a_{g0} S$  (C8.3).

In altri termini, nulla è cambiato rispetto alla precedente formulazione, in quanto il prodotto  $a_{g0} S$  di capacità, si ricava riducendo progressivamente il periodo di ritorno, in modo del tutto analogo a quanto fatto all'epoca della redazione dello studio in parola per la determinazione dell'IRS.

Il passo successivo, che ha finalizzato lo studio svolto, è consistito nella determinazione della vita residua attesa di ciascuna opera, detta anche tempo di intervento (TINT), che è funzione della vulnerabilità, dell'esposizione e della pericolosità ad essa associate.

Il TINT, come ribadito nella circolare del DPC/SISM/ 0083283 " *Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all. art. 2 comma 3 dell'ordinanza PCM 3274 del 23/03/2003*", rappresenta un efficace strumento che consente di effettuare una programmazione degli interventi di adeguamento/miglioramento secondo criteri oggettivi, particolarmente adatto su infrastrutture a rete come quelle in esame.

La formulazione matematica del tempo d'intervento o vita residua, è fornita nella circolare sopra richiamata e deriva dalle indicazioni presenti nell'allegato A delle NTC2008:

Posti:

TR = periodo di ritorno dell' azione sismica

VR= vita di riferimento = VN x Cu

P<sub>VR</sub> = probabilità di superamento vale la relazione

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} \quad (2)$$

Nel caso in esame, fissata P<sub>VR</sub> (nel caso di studio P<sub>VR</sub> = 10% → SLV), ed attribuito a TR il significato di periodo di ritorno di capacità, cioè tale per cui l'evento sismico ad esso associato porta la struttura al superamento dello stato limite considerato, si ha che VN ( VN=TINT = VR/CU) assume il significato di tempo di intervento o vita nominale residua attesa, che quindi può essere espressa nel modo seguente:

$$T_{INT} = 0.105 \times TR / C_U \quad (3)$$

Ai fini della programmazione degli interventi, la medesima circolare individuava un limite superiore - TINT > 30 anni - oltre il quale è possibile procrastinare gli interventi su opere esistenti, e un limite inferiore - TINT < 2 anni - al disotto del quale è auspicabile che gli interventi di riduzione del rischio sismico si attuino nel minor tempo possibile.

Con l'introduzione dalle NTC2018 la novità più significativa riguarda la possibilità di ridurre il livello di sicurezza richiesto per il dimensionamento degli interventi di adeguamento sismico dei ponti esistenti, rispetto a quello previsto per opere nuove,  $\zeta_E \geq 0.8$  (C8.8.7).

Alcune simulazioni svolte, hanno mostrato che questa previsione, fa variare il periodo di ritorno di domanda, che passa da 949anni (SLV) a circa 500 anni. Di conseguenza un'opera che, per esempio, in origine aveva un IRS=0.35 e TINT=3.8 anni, vede aumentare la propria vita residua a 6.8 anni. Tuttavia, ciò comporta minime variazioni in termini generali sulle classifiche di priorità degli interventi da realizzare alle quali si è giunti applicando le allora vigenti NTC2008, in quanto il nuovo approccio, meno cautelativo del precedente, incide in modo pressoché omogeneo sulle varie opere.

## 7 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI

L'applicazione delle procedure sopra esposte a tutti i viadotti delle due tratte autostradali in esame ha permesso di ottenere riscontri numerici su

molteplici aspetti che tutti insieme concorrono a definire il grado di sicurezza delle singole opere in fase sismica ed indirizzare la programmazione degli interventi di adeguamento sismico.

A tal riguardo è opportuno trattare in modo separato i seguenti aspetti che definiscono la vulnerabilità sismica delle strutture analizzate:

1. la compatibilità delle azioni in gioco con le capacità portanti degli appoggi e la compatibilità dei cinematismi che si instaurano durante il moto sismico (in modo particolare quelli in direzione longitudinale), che rappresentano il primo meccanismo di collasso per le strutture;
2. la compatibilità in termini di resistenza delle sottostrutture, in particolare delle pile.

Come già accennato, per la quasi totalità dei viadotti la prima causa di crisi in caso di evento sismico di progetto, è rappresentata dalla rottura, o perdita di funzionalità, dei dispositivi di appoggio e di fine corsa; ciò in misura variabile in funzione della tipologia strutturale, della conformazione geometrica e della pericolosità sismica del sito. Nel grafico seguente (Figura 5: Tempi di intervento; Figura 5), si dà conto di ciò, diagrammando le percentuali del numero dei viadotti in base ai tempi di intervento dedotti dalle analisi.

Risulta che quasi il 70% dei viadotti ha un tempo di intervento teorico, basato sulla capacità presunta portante degli appoggi, inferiore a 2 anni, e che nessuno di essi ha un tempo di intervento, sempre riferito agli appoggi, superiore a 10 anni.

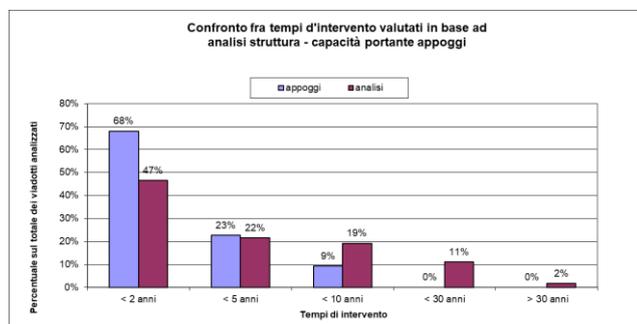


Figura 5: Tempi di intervento;

Nelle Figure 6 e 7 si riportano in ascissa il numero delle opere analizzate (n°121 per l'A24 e n°58 per l'A25) ed in ordinata l'indice di rischio sismico valutato nei riguardi delle sottostrutture.

La curva ottenuta fornisce, a partire da un determinato livello di rischio ritenuto accettabile, il numero dei viadotti con indice di rischio uguale o superiore, ovvero la percentuale di viadotti sui quali bisogna intervenire dopo aver sanato le criticità degli appoggi.

Molto efficace e esplicativa è anche la rappresentazione dei dati fatta seguendo un approccio legato alla localizzazione spaziale e alle tempistiche di costruzione dei viadotti.

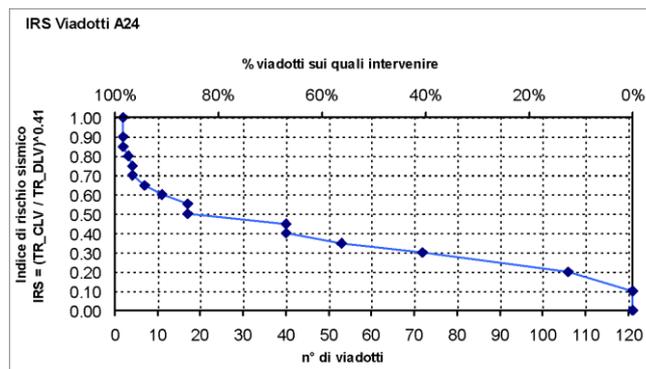


Figura 6: A24 - IRS statistica dei risultati;

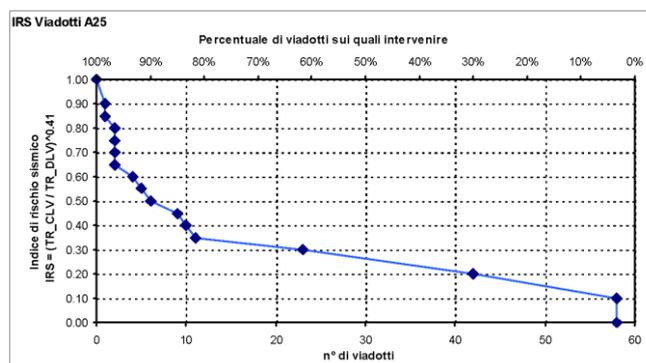


Figura 7: A25 - IRS statistica dei risultati;

Nella Figura 8 si riporta l'andamento dell'indice di rischio sismico medio, nell'arco temporale di realizzazione delle opere, suddiviso in 3 decenni, dal 1960-70 al 1980-90.

Contrariamente a quanto ci si poteva aspettare, con il passare degli anni non si registra una diminuzione della vulnerabilità sismica.

In parte ciò è legato anche al fatto che per alcune zone, tipo la provincia de L'Aquila, la vecchia classificazione sismica prevedeva una 2° categoria, mentre la nuova prevede livelli di azione sismica generalmente più severi e in linea con il resto del tracciato.

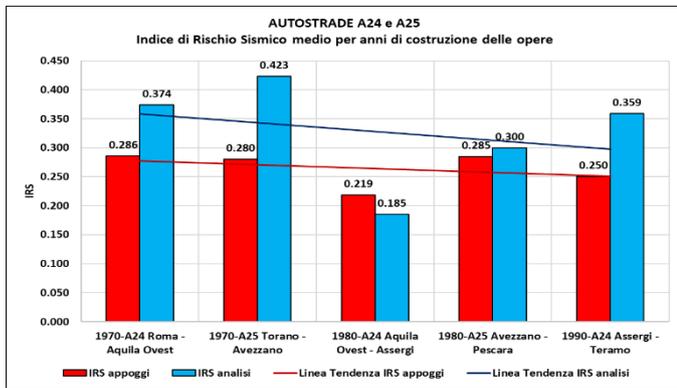


Figura 8: Evoluzione dell'Indice di Rischio Sismico medio;

Nelle Figure 9-12 si analizza separatamente ciascuna tratta autostradale, differenziando sempre per anno di costruzione dei viadotti.

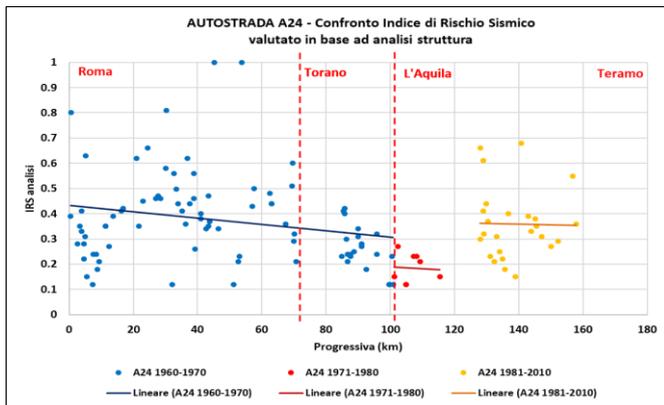


Figura 9: A24 - IRS Sottostrutture;

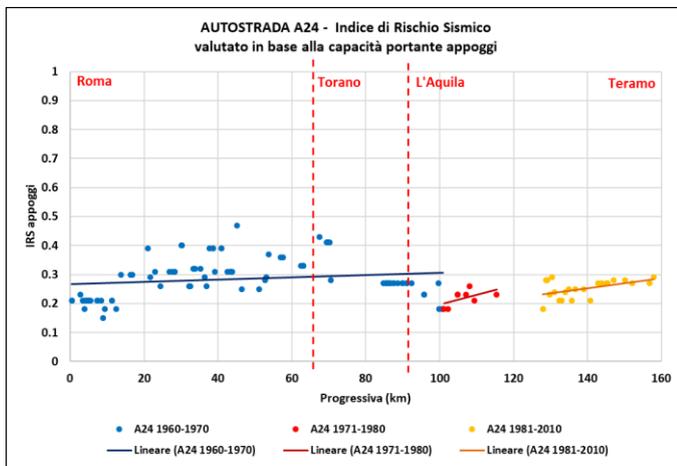


Figura 10: A24 - IRS Appoggi;

Dalle Figure 9 e 10, risulta evidente innanzitutto un dato: l'indice di rischio dei viadotti della zona prossima a Roma, nonostante la minore pericolosità sismica del territorio, è tendenzialmente inferiore o paragonabile a quello delle altre zone con rischio sismico più elevato. Ciò a conferma di quanto detto in premessa in merito all'influenza di vari fattori nella definizione dell'IRS di un'opera; in questo caso prevale l'assenza di criteri progettuali antisismici nella progettazione delle opere prossime alla Capitale,

che come noto, originariamente non era classificata a rischio sismico.

La situazione non cambia in modo sostanziale per i viadotti dell'A25 (Figure 11 e 12). Ciò nonostante le differenti tipologie costruttive che vedono, per la maggior parte dei viadotti di questa tratta, cassoni monocellulari poggiati o continui, a differenza della tratta Roma-L'Aquila dove prevalgono impalcati a travi semplicemente poggiate.

Non sembra evidenziarsi una fascia temporale o una zona dove si registri una marcata differenziazione della vulnerabilità. In generale, a parte qualche eccezione per i pochi viadotti con schema statico a stampella o dotati di sistemi di isolamento efficaci, si riscontra una grave carenza di sicurezza, per la quale appare ormai improcrastinabile la messa in atto di un piano di adeguamento antisismico.

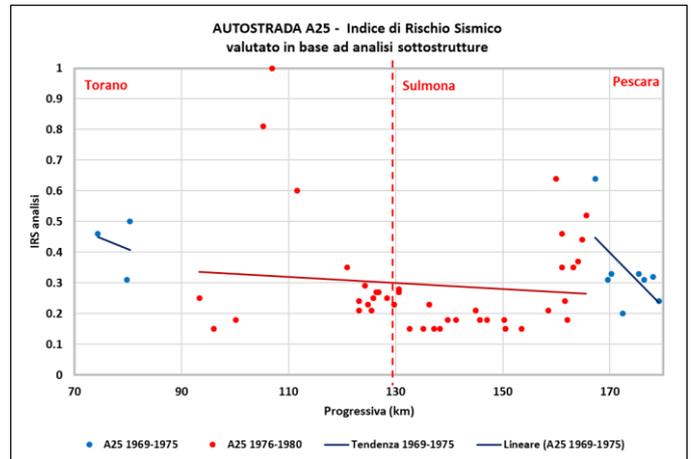


Figura 11 : A25 - IRS Sottostrutture;

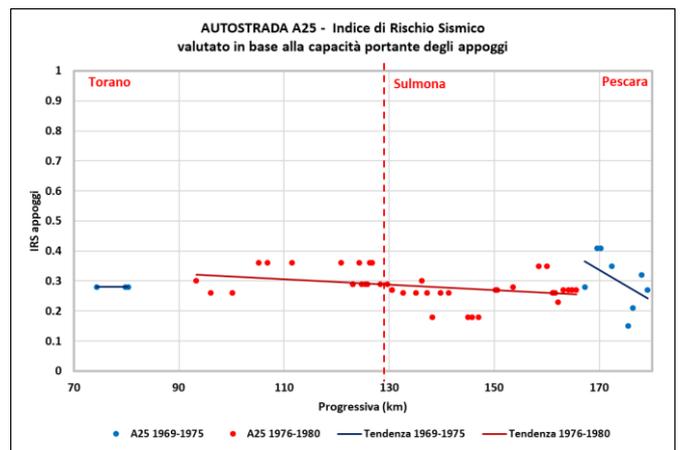


Figura 12 : A25 - IRS Appoggi;

## 8 CONCLUSIONI

Lo studio qui presentato ha analizzato circa 180 opere d'arte realizzate nell'arco di quarant'anni a partire dalla fine degli anni '60. E' stata l'occasione per ripercorrere l'evoluzione delle tecnologie costruttive delle opere autostradali di quegli anni, molte delle quali sono state progettate o collaudate da importanti professionisti e accademici, che hanno contribuito alla formazione della scuola dell'ingegneria Italiana.

La maggior parte delle opere analizzate, purtroppo, sconta la scarsa sensibilità che allora si aveva rispetto all'importanza della protezione sismica; tale sensibilità si è andata evolvendo nel corso degli ultimi decenni, causa il succedersi di eventi sismici di un certo rilievo e la conta delle vittime.

In questo ambito, è aumentata anche la consapevolezza dell'importanza del mantenimento in operatività delle infrastrutture che possano permettere ai soccorritori di raggiungere le zone colpite dal sisma. Da qui, il riconoscimento, per le autostrade gestite dalla Strada Dei Parchi SPA, del ruolo di opere strategiche ai fini della protezione civile e quindi la necessità di un progressivo, ma ineludibile, adeguamento sismico.

Lo studio svolto mostra un'infrastruttura che ancora oggi assolve egregiamente il proprio ruolo di interconnessione viaria interregionale ma che, a causa delle ridotte conoscenze dell'epoca e della scarsa sensibilità rispetto al rischio sismico, non garantisce soddisfacenti margini di sicurezza nei riguardi di eventi sismici significativi. Per ciò necessita di uno sforzo per renderla effettivamente sicura, intervenendo, come in realtà si è iniziato a fare, con la sua progressiva messa in sicurezza sismica.

Gli esiti di questo studio hanno fornito un valido strumento per individuare una cronologia degli interventi, nella consapevolezza che in ogni caso la scelta finale su quali viadotti intervenire per primi, potrà essere fatta integrando anche considerazioni legate alla logistica, allo stato manutentivo delle opere e alle ripercussioni sul territorio ecc.

## 9 RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'intera struttura tecnica della Strada Dei Parchi SPA e di InfraEngineering Srl, per la fattiva collaborazione nel fornire il supporto documentale indispensabile allo studio.

Un ringraziamento particolare va al prof. Geol. Sergio Olivero, che ha messo a disposizione la sua esperienza e professionalità per l'inquadramento geologico e geotecnico dei complessi e bellissimi territori attraversati dalle due autostrade.

## REFERENCES

- NTC 2008 – *Nuove Norme Tecniche delle costruzioni* - DM Infrastrutture del 14/01/2008
- Circolare Esplicativa - 2 Febbraio 2009 n°617/ C.S.LL.PP.
- NTC 2018 – *Nuove Norme Tecniche delle costruzioni* - DM Infrastrutture del 17/01/2018
- Circolare Esplicativa - 21 Gennaio 2019 n° 7/ C.S.LL.PP.
- UNI EN 1998-2:2006 - Eurocodice 8 – *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2 : Ponti*