

2.9 L'infrastruttura autostradale nell'area interessata dall'evento

G.M. Calvi¹, P.E. Pinto², P. Franchin², R. Marnetto³ ■

2.9.1 Introduzione

L'area interessata dall'evento del 6 aprile 2009 è attraversata da due autostrade, la A24 e la A25, globalmente denominate Autostrada dei Parchi. L'iniziativa che ha portato alla sua realizzazione risale al 1960. L'entrata in esercizio è avvenuta per tratte a partire dal 1969 fino ad ottenere nel 1993, con l'apertura del secondo fornace della galleria Gran Sasso, l'attuale configurazione, che rappresenta un rapido e comodo collegamento tra il versante tirrenico e quello adriatico.

Le opere d'arte presenti in entrambi i tronchi

nell'area interessata sono caratterizzate in massima parte da una tipologia uniforme, costituita da travate appoggiate su pile a fusto unico di sezione cava, prevalentemente rettangolare o poligonale (la Fig. 1 mostra un viadotto tipico). Nella porzione della A25 verso Pescara, di più recente realizzazione, la tipologia cambia e sono presenti viadotti a impalcato continuo anche con pile a sezione circolare cava. L'interasse pile, risulta poco variabile e compreso tra i 35 e i 45 m. Gli appoggi sono prevalentemente metallici di tipo meccanico a cerniera cilindrica (la maggioranza a rullo).



Fig. 1
Tipico viadotto
dell'autostrada dei Parchi.

2.9.2 Azione sismica attesa e registrata

Come si osserva dalla figura 2, l'autostrada, che parte da Roma come A24, si dirama a Torano in due tronchi, A24 a nord e A25 a sud, che abbracciano l'area colpita. La figura mostra la localizzazione delle opere d'arte principali sui due tronchi autostradali e l'intensità sismica attesa (in termini di accelerazione di picco al suolo su suolo rigido a_g , con

periodo di ritorno di 475 anni da mappa di pericolosità) e *misurata* (in termini di accelerazione di picco al suolo), in corrispondenza nelle stazioni accelerometriche dell'area. Si osserva che la pericolosità da mappa è uniforme su un valore di a_g pari a $0.25 \div 0.26 g$, e che questi valori sono stati ampiamente superati nella zona epicentrale, con picchi superiori a $0.4 g$.

2.9.3 Valutazione delle prestazioni attese

In considerazione della uniformità tipologica delle opere presenti e della semplicità dello schema strutturale, è possibile eseguire una valutazione di massima della capacità delle opere in termini di intensità sismica, e quindi delle prestazioni attese per un'azione con periodo di ritorno assegnato. A tale fine si presenta un'indagine parametrica, limitata e speditiva, i cui risultati saranno di ausilio per commentare il comportamento effettivo delle opere.

L'indagine si riferisce ad una pila a sezione ret-

tangolare cava di dimensioni ritenute rappresentative (6.60 m x 3.80 m, spessore 0.40 m), con altezze variabili da 10.00 m a 45.00 m. In testa pila gravano un impalcato cui è stato assegnato il peso di 1000 t (luce ~ 40.00 m), e un pulvino di peso pari a 175 t.

2.9.3.1 Progetto simulato

L'armatura presente nelle pile di diversa altezza è determinata con un progetto simulato in conformità con le normative vigenti all'epoca della costruzione e con la pratica costruttiva come

¹ Fondazione Eucentre - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia. www.eucentre.it

² Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza". www.uniroma1.it

³ TIS S.p.a. - Tecnico Idrauliche Stradali. www.tis.it

Fig. 2
 Area interessata dal sisma del 6 aprile 2009. Sono evidenziati il tracciato della A24 e della A25 a partire da Torano (in arancione), la posizione di ponti e viadotti (in giallo), la posizione delle stazioni accelerometriche nell'area (in rosso). In corrispondenza delle stazioni sono riportati due valori di accelerazione di picco al suolo (in g), il primo è quello dalla mappa di pericolosità per $T_R = 475$ anni, e il secondo è quello registrato.



desunta dagli elaborati progettuali o di contabilità disponibili. Tenendo conto delle diverse date di costruzione delle opere, e delle possibili differenze nella classificazione sismica e nelle prescrizioni relative al progetto anti-sismico, a titolo fortemente prudentiale il progetto simulato è svolto con riferimento alle sole azioni verticali, di frenatura e del vento. Sono considerate cinque combinazioni di carico.

Per i materiali si assumono le caratteristiche seguenti:

calcestruzzo,

$$R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2, \varepsilon_{cu} = 0.006,$$

$$\bar{\sigma}_c = 97.5 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_c = 68.2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_{c0} = 6 \text{ kg/cm}^2;$$

acciaio,

$$f_{yk} = 4400 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_s = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

La sezione di base per le diverse altezze è armata e verificata per la terna di sollecitazioni (N , M_{long} , M_{tras}) più sfavorevole, con la condizione di un'armatura minima pari allo 0.8% dell'area di conglomerato strettamente necessaria per la sola compressione, armatura che risulta pari a 255 cm² per la pila più alta. Per tutte le pile l'armatura minima risulta adeguata al soddisfacimento della verifica. Per quanto riguarda il taglio risulta ovunque: $\tau_c < \tau_{c0}$ sulla base dei disegni esecutivi di alcune opere si sono disposte staffe $\phi 12$ mm ad un passo di 20 cm ed a 4 bracci.

2.9.3.2 Analisi in direzione trasversale

L'azione sismica è rappresentata da uno spettro di risposta EC8 per suolo B ($T_C = 0.5$ s, $S = 1.25$). Ai fini della determinazione dell'accelerazione di collasso ogni pila è modellata come una men-

sola verticale con massa concentrata in sommità caratterizzata da un legame forza spostamento bilineare. Il legame è definito dalla coppia di punti (F_y , δ_y) e (F_u , δ_u), i quali sono univocamente definiti in funzione del legame momento-curvatura della sezione di base e di una lunghezza di cerniera plastica assunta.

Sono stati considerati due modi di collasso, a flessione per esaurimento della duttilità disponibile μ e a taglio per superamento della resistenza V_u (quest'ultima calcolata in accordo alle formule contenute nella Parte 3 dell'EC8). I valori dell'accelerazione di picco al suolo che determinano il raggiungimento dei due stati limite di collasso considerati in direzione trasversale sono ricavati mediante le formule:

$$a_{g,f} = \frac{\mu F_y}{m \bar{S}_a(T)} \quad \text{e} \quad a_{g,t} = \frac{V_u}{m \bar{S}_a(T)}$$

Nella tabella 1 sono riportati i valori del periodo (calcolato con la rigidezza secante allo snervamento F_y/δ_y), dello spostamento ultimo e della duttilità di spostamento disponibile $\mu = \delta_u/\delta_y$, della resistenza a taglio e delle accelerazioni di collasso per i due modi considerati. I valori determinati mostrano che la crisi per taglio precede di molto quella per flessione, anche nei casi con pile di maggiore altezza.

2.9.3.3 Analisi in direzione longitudinale

Per quanto riguarda la direzione longitudinale, l'ipotesi che le pile siano libere di oscillare senza interagire con quelle adiacenti non è realistica: infatti il movimento relativo tra pile adiacenti è limitato dalla chiusura dei giunti d'impalcato. Per considerare un caso limite, si può immaginare un viadotto con molte pile di altezza diversa, longitudinalmente continuo (appoggi bloccati oppure

Tabella 1 - Caratteristiche degli oscillatori equivalenti e accelerazioni di collasso in direzione trasversale

H (m)	T ₁ (s)	F _y (kN)	δ _u (m)	μ	V _u (kN)	a _{g,f} (g)	a _{g,t} (g)
10	0.27	8020	0.24	20.6	10025	4.37	0.27
15	0.50	5520	0.43	15.8	8836	2.25	0.23
25	1.09	3150	0.86	11.4	7516	1.93	0.40
35	1.82	2600	1.40	9.4	6723	2.10	0.58
45	2.69	2080	2.05	8.3	6555	2.11	0.80

Tabella 2 - Caratteristiche degli oscillatori equivalenti in direzione longitudinale

H (m)	F _y (kN)	δ _u (m)	μ	V _u (kN)
10	4667	0.30	16.4	5511
15	3151	0.52	12.8	4697
25	2000	1.10	9.7	4045
35	1394	1.83	8.2	3871
45	1091	2.75	7.4	3774

giunti chiusi), in modo da avere un unico spostamento d'insieme; si ammette inoltre che i vincoli sulle spalle siano in grado di consentire il valore dello spostamento che risulta dall'analisi. La criticità dello schema descritto sta nel fatto che le forze d'inerzia sono assorbite in massima parte dalle pile più rigide, le quali condizionano l'integrità del ponte a causa della ridotta capacità deformativa. La Tabella 2 riporta le caratteristiche del legame bilineare delle pile in direzione longitudinale.

Come campione viene scelto un ponte simmetrico di 8 campate e 7 pile, con la pila centrale più alta (35 m) e quelle laterali progressivamente più basse, a coppie di altezza 25 m, 15 m e 10 m. Le due pile da 10 m assorbono il 73% della forza orizzontale. Il periodo fondamentale risulta pari a T₁ = 0.724s. L'accelerazione di picco che induce lo stato limite di flessione è pari a:

$$a_{g,f} = \frac{\delta_u}{\bar{S}_d(T)} = 1.07g$$

dove δ_u = 0.3 m e $\bar{S}_d(T)$ è l'ordinata dello spettro normalizzato in spostamento.

L'accelerazione di picco che induce lo stato limite di taglio è pari a:

$$a_{g,t} = \frac{2 \cdot V_u}{0.73 m_{tot} \bar{S}_a(T)} = 0.69g$$

2.9.3.4 Considerazioni

Le accelerazioni di collasso calcolate presentano in quasi tutti i casi un ampio margine rispetto all'accelerazione con 475 anni di periodo medio di ritorno, margine sufficiente a coprire anche le maggiori accelerazioni registrate durante l'evento nella zona epicentrale. Se ne può concludere che non erano da attendersi danni di rilievo alle sottostrutture, anche in considerazione della maniera semplificata ma molto prudentiale con cui le accelerazioni sono state calcolate, e soprattutto del fatto che nel calcolo si è assunto che gli apparecchi di vincolo fossero in grado di trasmettere per intero le azioni inerziali dell'impalcato. In realtà era prevedibile che gli appoggi, a causa dell'inadeguato dimensionamento, e quindi della prematura rottura, funzionassero da protezione per la sottostruttura. Tutto ciò con il risultato di dar luogo a una cinematica incontrollata e a spostamenti permanenti tali da pregiudicare la transitabilità, fino al rischio di perdita completa di appoggio degli impalcati.

2.9.4 Effetti osservati e interventi di ripristino eseguiti

Gli organi direttivi e tecnici dell'autostrada dei Parchi hanno reagito con particolare prontezza all'emergenza, procedendo al rilievo dei danni,

alla comunicazione ai media, alla messa in sicurezza e al ripristino della viabilità in tempi molto brevi. È peculiare dell'evento la distribuzione non sistematica dei danni subite dalle opere d'arte. In totale risultano danneggiati in varia

misura solo 10 viadotti, per circa 250 campate, dei quali 9 localizzati sulla A24, nella zona epicentrale e adiacente, tra Tornimparte e Assergi, e uno a distanza molto maggiore, sulla A25, nei pressi di Popoli. La tipologia dei danni, così come d'altronde atteso, riguarda esclusivamente il collasso degli apparecchi di appoggio con conseguenze più o meno gravi sulla transitabilità in corrispondenza dei giunti. A Tornimparte

inoltre si è osservato anche un cedimento del riempimento a tergo delle spalle. La tabella 3 fornisce indicazioni più dettagliate sui 10 viadotti.

Le figure da 3 a 5 illustrano alcune situazioni tipiche di apparecchi di appoggio danneggiati, relative al viadotto Popoli, che presentano dislocamenti dei rulli, fino alla loro espulsione totale, accompagnati dal danneggiamento dei bag-

Tabella 3 - Viadotti danneggiati: localizzazione, danno rilevato e intervento di urgenza

	Tratta	Viadotto	Danno	Intervento d'urgenza
A24	Tornimparte AQ ovest	Fornaca	Riempimento spalle	Ripristino livelletta (h 07:00 del 6/4/2009)
		Raio	Riempimento spalle e appoggi (rottura)	Ripristino livelletta e puntellamento provvisorio (h 07:00 del 6/4/2009)
		Aterno		
	AQ ovest AQ est	Pettino	Appoggi (spostamento)	Riposizionamento appoggi e transitabilità immediata
		Fosso Vetoio		
	AQ est Assergi	S. Sisto	Giunti, appoggi, ritegni antisismici	Regime di deviazione di carreggiata (h 17:50 del 10/4/2009)
		Le Campane		
Palude				
		Vigne basse		
A25	Pratola Peligna Bussi	Popoli	Appoggi	Limitazione di peso e velocità (h 13:00 del 6/4/2009) Messa in sicurezza con appoggi provvisori (9/4/2009)

Fig. 3
Viadotto Popoli, danni ad appoggi mobili per moto prevalentemente trasversale: piastre a contatto diretto in posizione instabile dopo l'espulsione dei rulli.

Fig. 4
Viadotto Popoli, danni ad appoggi mobili per moto prevalentemente longitudinale: fuoriuscita del rullo dalla sede senza espulsione.

Fig. 5
Viadotto Popoli, danni alle spalle: espulsione dei rulli dagli appoggi mobili e danneggiamento del controbaggiolo.

gioli, con anche rilevanti spostamenti residui degli impalcati. Questi ultimi hanno spesso comportato a loro volta spostamenti relativi e rotture in corrispondenza dei giunti di impalcato, come mostrato in figura 6, sempre con riferimento al viadotto Popoli (giunto sulla spalla).

Il caso del viadotto Popoli, l'unico danneggiato sulla A25, a quasi 40 km di distanza dall'epicentro richiederà futuri approfondimenti. Si tenga presente che il viadotto analogo in prosecuzione verso Pescara posto a poche centinaia di metri, non ha subito nessun danno, e che nell'abitato, con centro storico in struttura muraria

antica e non di qualità, anch'esso a poche centinaia di metri, non si sono registrati danni. Una possibile causa di amplificazione locale del moto potrebbe essere individuata nelle particolari caratteristiche locali del terreno di fondazione (il viadotto attraversa terreni di natura paludosa). La figura 7 mostra l'intervento di sollevamento dell'impalcato del viadotto Popoli per la sostituzione degli apparecchi con appoggi provvisori in acciaio e neoprene. La figura 8 mostra infine l'intervento di fasciatura con FRP effettuato su alcune pile dello stesso viadotto.



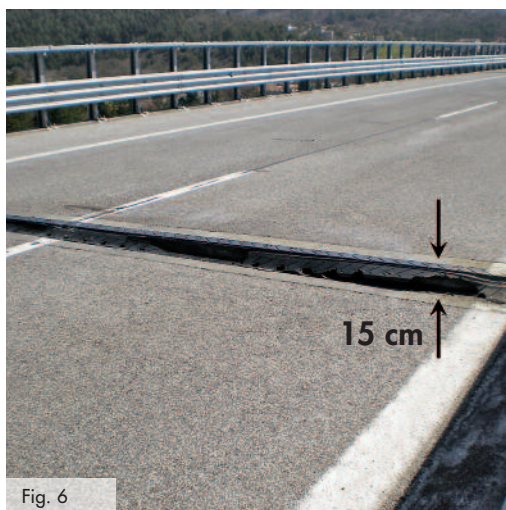


Fig. 6

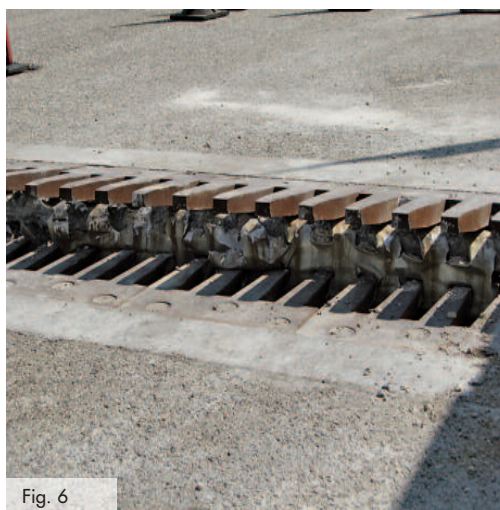


Fig. 6

Fig. 6
Conseguenze sul piano stradale del cedimento degli appoggi: giunti in gomma (a sinistra) e giunti a pettine (a destra, viadotto Popoli, giunto alla spalla).



Fig. 7



Fig. 7



Fig. 8

Fig. 7
Interventi di ripristino provvisori: sollevamento impalcato (a sinistra) e installazione appoggi provvisori in acciaio/neoprene (in mezzo).

Fig. 8
Viadotto Popoli, interventi di rinforzo: fasciatura con FRP di alcune pile circolari che presentavano fessure flessionali passanti.

2.9.5 Conclusioni

I danni subiti dalle opere d'arte della rete autostradale nell'area interessata riflettono una realtà già nota e confermano le previsioni analitiche. Ponti con pile a fusto unico con altezze medio-basse come quelli nell'area epicentrale posseggono naturalmente, a prescindere da un'esplicita considerazione delle azioni sismiche, una resistenza adeguata a resistere a sismi di entità anche rilevante. Il punto debole si conferma essere quello dei collegamenti pila-impalcato, la cui importanza essenziale non era tenuta in conto in maniera adeguata nelle normative vigenti negli anni '70-'80 in cui le opere sono state progettate. A questo riguardo si può osservare che i danni rilevati, da considerare complessivamente modesti, avrebbero potuto essere sensibilmente maggiori nel caso che il

sisma fosse stato caratterizzato da spostamenti spettrali più elevati i quali avrebbero impegnato maggiormente il meccanismo debole degli appoggi.

Nel medio periodo (l'orizzonte temporale previsto dalla società concessionaria è di due anni) è necessaria una verifica puntuale di tutte le opere alla luce delle più aggiornate conoscenze sulla pericolosità sismica del territorio nonché delle norme tecniche vigenti, in vista dei necessari adeguamenti. Tra le numerose possibilità possono considerarsi le seguenti ipotesi di sostituzione degli apparati di vincolo: accoppiamento pile-impalcato mediante shock-absorber, isolamento elastico delle pile con eventuale protezione delle pile più basse mediante taglio della forza trasmessa o totale disaccoppiamento.

Ringraziamenti

Si ringrazia l'Ing. Rocchi M. della Società Strada dei

Parchi per la documentazione fotografica dei danni e degli interventi.