

L'utilizzo delle indagini in situ e in laboratorio per la valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti

The use of in situ and laboratory investigations to assess the seismic vulnerability of existing bridges

Carlo Pellegrino¹, Mariano Angelo Zanini², Paolo Zampieri³, Claudio Modena⁴ ■

Sommario

Il lavoro illustra i principali risultati di una campagna di verifiche sismiche effettuata su 71 ponti stradali esistenti di competenza della società Veneto Strade S.p.A., ritenuti rappresentativi delle principali tipologie ricorrenti di opera d'arte presenti lungo la rete stradale della Regione Veneto. Per ciascuna struttura è stata svolta un'iniziale campagna di prove sui materiali in situ e in laboratorio, differenti per le varie tipologie costruttive analizzate, con l'obiettivo di andare a caratterizzare i principali parametri meccanici dei materiali costituenti gli elementi strutturali.

In seguito sono state eseguite le relative verifiche di resistenza nei confronti dell'azione sismica sulle sottostrutture (spalle e pile) dei ponti in calcestruzzo armato e sui timpani e gli archi dei ponti in muratura. Tutti i risultati ottenuti sono stati quindi confrontati con i dati relativi ad una analisi condotta solo sulla base di ipotesi sulle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti in accordo con i documenti di progetto originari (ove rinvenuti) e con le consuetudini costruttive dell'epoca di costruzione dei manufatti.

Parole chiave: Indagini in situ; ponti in muratura; ponti in c.a.; vulnerabilità sismica.

Abstract

The paper describes the main results of an in-situ investigation campaign carried out for the seismic assessment of 71 existing bridges considered as representative of the main structural types located in the Veneto region and belonging to the regional roadway managing authority Veneto Strade SpA. For each structure in-situ and laboratory campaigns on materials were carried out, using different tests in relation to the analysed construction typologies, with the aim of characterizing the main mechanical parameters of the materials constituting the main structural elements. Seismic assessment has subsequently carried out with respect to the potential ground motion action, comparing it with that deriving from a preliminary analysis conducted only on the basis of assumptions on materials' mechanical characteristics according to the original design documents and constructive customs at the time of the structure construction.

Keywords: In-situ investigations; masonry bridges; RC bridges; seismic vulnerability.

1. Introduzione

Come ormai acclarato a livello internazionale alla luce dei molteplici eventi sismici succedutisi nel corso del tempo, i ponti e i manufatti di attraversamento di ostacoli minori sono a buon grado considerati tra gli elementi più vulnerabili presenti all'interno delle reti stradali e ferroviarie, in particolare rivestendo un ruolo strategico ai fini degli interventi di protezione civile e primo soccorso in stato di emergenza negli immediati istanti post-sisma. Tali infrastrutture, prevalentemente

costruite ex-novo o ricostruite nel secondo dopoguerra, oltre a presentare una certa vetustà, sono state progettate nella maggior parte dei casi, secondo criteri non sismici: lo sviluppo della Normativa Antisismica ha portato nel corso dei decenni ad una maggiore attenzione a questi aspetti progettuali, prefigurando per gli enti gestori delle infrastrutture stradali e ferroviarie la necessità della verifica sismica di tali strutture esistenti. Il presente lavoro si inserisce nell'ambito della convenzione stipulata tra il gestore della

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - ICEA, Università di Padova - ✉ carlo.pellegrino@unipd.it

² Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - ICEA, Università di Padova - ✉ marianoangelo.zanini@dicea.unipd.it

³ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - ICEA, Università di Padova - ✉ paolo.zampieri@dicea.unipd.it

⁴ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - ICEA, Università di Padova - ✉ claudio.modena@unipd.it

rete stradale regionale "Veneto Strade S.p.A." e il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti (ormai confluito nel Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale) dell'Università di Padova, avente come obiettivo la valutazione dei livelli prestazionali dei ponti esistenti di competenza dell'Ente, ai sensi del D.G.R. n. 3645 della Regione del Veneto.

Nella prima fase del lavoro è stata svolta un'analisi sismica preliminare di 335 ponti esistenti. In tale frangente, a motivo del fatto che nella maggior parte dei casi non erano note le caratteristiche principali di tali opere, si è proceduto all'esecuzione delle verifiche sulla base dei documenti di progetto originari (rinvenuti in alcuni casi) e di ipotesi riguardanti soprattutto le caratteristiche meccaniche dei materiali in relazione delle consuetudini costruttive dell'epoca in cui sono stati eretti i manufatti.

La seconda fase, descritta in questo contributo, ha riguardato invece l'aggiornamento delle verifiche sismiche preliminarmente condotte, in ottemperanza alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, su un campione di 71 ponti (fra i manufatti analizzati nella prima fase del lavoro) su cui sono state svolte una serie di indagini in situ e in laboratorio volte alla definizione delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali.

In Figura 1 è rappresentata la collocazione geografica dei 71 ponti, rappresentativi delle varie principali tipologie ricorrenti di manufatto nella rete regionale veneta, sui quali sono state eseguite le indagini. Tale lavoro ha permesso di evidenziare l'importanza e l'influenza - in termini di risultati finali - di una corretta progettazione e pianificazione delle indagini conoscitive sulle varie costruzioni nell'ambito della verifica sismica di ponti esistenti.

2. Prove sui manufatti

La campagna di indagini svolta ha avuto come obiettivo principale la conoscenza delle principali proprietà fisiche e meccaniche dei materiali presenti nei 71 ponti esaminati, rilevandone inoltre l'effettiva geometria delle opere, in modo tale da poter realizzare una modellazione strutturale quanto più possibile aderente alle reali caratteristiche delle opere considerate.

Inizialmente è stata effettuata una preliminare pianificazione delle indagini, suddividendo le opere considerate in due categorie principali in funzione del materiale di costruzione: ponti in muratura e ponti in calcestruzzo armato. Tale suddivisione per materiale di costruzione, ha permesso di pianificare la serie di indagini standard da eseguire per ciascuna categoria, in maniera tale da andare poi ad organizzare in maniera ottimale gli aspetti logistici relativi all'esecuzione pratica di tali indagini, data la collocazione dei manufatti in differenti punti ricadenti in una vasta area della Regione Veneto (comprendente le province di Verona, Vicenza, Padova, Treviso e Belluno).

Per quanto riguarda la prima categoria dei ponti in muratura, la campagna d'indagini ha previsto per ciascun ponte l'estrazione di carote di muratura (Figura 2) in corrispondenza delle spalle e degli archi (successivamente testate in laboratorio), la valutazione dello stato tensionale in situ attraverso l'uso di martinetti piatti (Figura 3) e la valutazione delle capacità di resistenza tramite l'utilizzo di un sistema di martinetti doppi.

Per la determinazione dello stato tensionale in situ, è stata effettuata la prova con un singolo martinetto piatto (Figura 4), inserito all'interno di una fessura appositamente creata nella muratura: tale prova si basa sul rilascio tensionale

Figura 1
Ubicazione dei 71 ponti della rete stradale della Regione Veneto considerati nella campagna di indagini eseguite e successivamente oggetto di verifica sismica.

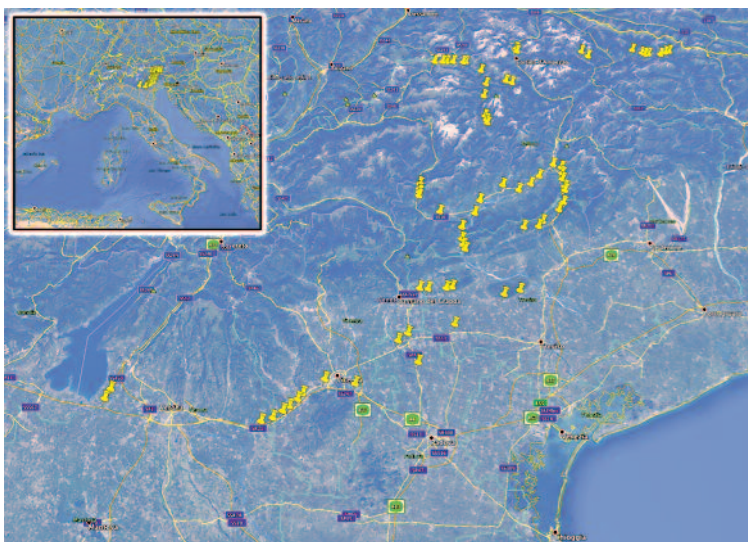




Figura 2
Carota di muratura estratta dal ponte n° 14.



Figura 3
Valutazione dello stato tensionale di una spalla del ponte n°39.

causato dal taglio realizzato nella muratura esistente. Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza del materiale in situ, si è invece fatto ricorso all'uso di un sistema di martinetti doppi (Figura 5), uno contrapposto all'altro, tramite la rilevazione del diagramma tensioni-deformazioni durante la prova.

Nella seguente Tabella 1 sono state riassunte tutte le indagini condotte sui 24 ponti in muratura presenti nel campione di 71 manufatti considerati in questo lavoro. Per ciascuna opera sono state indicate le prove che sono state effettivamente eseguite (contrassegnandole con il

simbolo X) e quelle non realizzate per difficoltà nell'esecuzione o inaccessibilità del sito (simbolo O).

Per quanto riguarda invece la categoria dei ponti in calcestruzzo armato, la campagna di indagini ha previsto per ciascun manufatto l'esecuzione di una prova pacometrica per la localizzazione delle barre d'armatura all'interno delle pile e delle spalle delle strutture (Figura 6). Una volta determinata la presenza e la disposizione dell'armatura, è stata effettuata l'estrazione di alcune barre, al fine di eseguire delle prove di trazione in laboratorio per la determi-

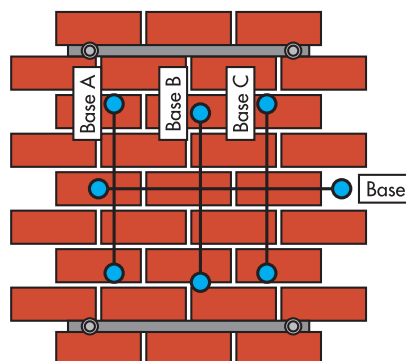
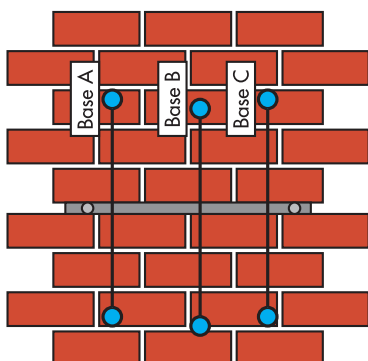


Figura 4
Layout di prova con martinetto singolo (a sinistra).

Figura 5
Layout di prova con martinetto doppio (a destra).

Tabella 1 - Sintesi delle prove effettuate sui ponti in muratura fra i 71 manufatti oggetto di studio

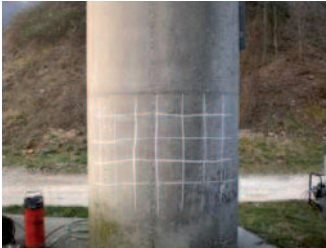
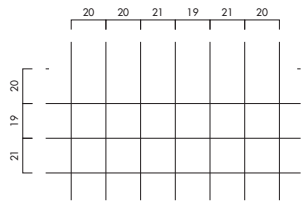
Tabella riassuntiva prove ponti in muratura				
Ponte	X = prova eseguita		O = prova non eseguita	
	Carotaggio Spalla	Carotaggio Arco	Martinetto Singolo	Martinetto Doppio
2	X	X	X	X
4	X	O	X	X
6	X	O	X	X
9	X	X	O	O
14	X	X	X	X
15	X	X	X	X
21	X	O	X	X
22	O	X	X	X
25	O	O	X	X
26	X	X	X	X
27	O	O	X	X
30	X	X	X	X
31	X	X	X	X
32	X	O	X	X
33	O	O	X	X
39	X	X	X	X
40	X	X	X	X
52	O	X	O	O
54	X	X	O	O
55	X	X	X	X
56	X	X	X	X
61	X	O	X	X
64	O	X	X	X
66	X	O	X	X

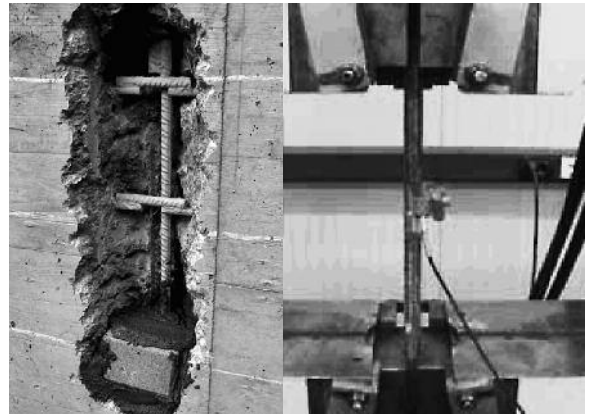
Figura 6
Esecuzione della prova pacometrica su una pila del ponte 1 (in alto a sinistra).

Figura 7
Estrazione e prova a trazione di una barra di armatura (in alto a destra).

Figura 8
Estrazione di carote dalla spalla del ponte 3 (in basso a sinistra).

Figura 9
Prova a compressione in laboratorio di una carota (in basso a destra).

PONTE 1	Rp3 P2 A - 1ª pila da spalla dx idrografica, lato monte		
Copriferro barre: 75 mm	Diametro barre: 20 mm	Copriferro staffe: 60 mm	Diametro staffe: 10 mm
Documentazione fotografica		Schema indagine pacometrica	
			
<small>Note: L'indagine pacometrica è stata eseguita su 1/4 di circonferenza della pila. Le barre longitudinali si trovano in posizione più interna rispetto alle staffe.</small>			





PONTE 3	Rs1 S1 - sulla destra della spalla dx idrografica	
Documentazione fotografica		
		
Profondità massima raggiunta	151 cm	
Spessore elemento in cls/muratura	127 cm	



Tabella 2 - Sintesi delle prove effettuate sui ponti in calcestruzzo armato fra i 71 manufatti oggetto di studio.

Tabella riassuntiva prove ponti in calcestruzzo armato						
Ponte	X = prova eseguita			O = prova non eseguita		
	Pacometro Spalla	Pacometro Pila	Carotaggio Spalla	Carotaggio Pila	Estrazione Spalla	Estrazione Pila
1	O	X	O	X	O	X
3	X	X	X	X	X	X
8	X	X	X	X	O	X
10	X	X	X	X	X	X
11	X	X	X	X	X	X
12	X	X	X	X	O	X
13	X	O	X	O	X	O
16	X	O	X	O	X	O
17	X	X	X	X	X	X
18	X	O	X	O	X	O
19	X	X	X	X	X	X
20	X	O	X	O	X	O
23	X	X	X	X	X	X
24	X	X	X	X	O	X
28	X	X	X	X	X	X
29	X	O	X	O	X	O
34	X	X	X	X	X	X
35	X	O	X	O	X	O
36	X	O	X	O	X	O
37	X	O	X	O	X	O
42	X	X	X	X	X	X
43	X	O	X	O	X	O
44	X	X	X	X	X	X
45	X	X	X	X	X	X
46	X	O	X	O	X	O
48	X	O	X	O	X	O
49	X	O	X	O	X	O
50	X	O	X	O	X	O
51	X	X	X	X	X	X
53	X	O	X	O	X	O
57	X	O	X	O	X	O
58	X	X	X	X	X	X
62	X	X	X	X	O	O
63	X	X	X	X	O	O
67	O	X	X	X	O	X
68	X	X	X	X	X	X
69	X	X	X	X	X	X
70	O	X	O	X	O	X
71	X	X	X	X	X	X

nazione delle principali caratteristiche meccaniche e dell'acciaio caratterizzante le armature delle strutture (Figura 7).

Infine si è provveduto all'esecuzione di carotaggi sulle pile e sulle spalle (Figura 8), con la successiva determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato con prove di compressione in laboratorio (Figura 9) sulle carote estratte. In Tabella 2 si riassumono le prove effettuate sui ponti in calcestruzzo armato presenti tra i 71 manufatti oggetto di studio.

3. Procedura speditiva di verifica sismica per ponti in muratura

Nel caso di strutture ad arco in muratura, l'elevata rigidità del sistema resistente garantisce la sostanziale assenza di spostamenti relativi nel piano rispetto al suolo finché il valore dell'accelerazione sismica non è tale da trasformare la struttura in un meccanismo, tramite l'insorgere di un numero sufficiente di cerniere plastiche (non dissipative), che porta al collasso della struttura (Figura 10). Si può affermare come il

parametro decisivo per la determinazione della risposta strutturale sia l'accelerazione di picco al suolo attesa per il sito ove è collocato il manufatto oggetto di verifica. Inoltre si osserva come la verifica di un ponte ad arco a conci lapidei possa propriamente condursi tramite analisi limite (Heyman, 1982, Clemente 1998), in ottemperanza con le vigenti normative italiane (Circolare Applicativa 2 febbraio 2009, n°617). Per l'implementazione dell'analisi limite di ponti ad arco in muratura deve essere definito un meccanismo di collasso. Il tipo di meccanismo di collasso di un ponte in muratura dipende principalmente dalle caratteristiche geometriche del ponte stesso. Si possono distinguere differenti meccanismi di collasso a seconda che il ponte sia mono-campata o multi-campata, in funzione della snellezza delle imposte e delle pile. I ponti a singola campata sono generalmente caratterizzati da imposte massive, che nella maggior parte dei casi si possono assumere nelle analisi come vincolo infinitamente rigido. Sotto tali assunzioni, l'elemento maggiormente vulnerabile all'azione sismica longitudinale risulta essere l'arco, che, se soggetto ad accelerazioni orizzontali, può sviluppare un meccanismo di collasso antimetrico attraverso la formazione di quattro cerniere plastiche. In questo caso la risposta sismica del ponte è influenzata prevalentemente dalle caratteristiche geometriche dell'arco; in particolare dal rapporto freccia-luce e dal rapporto spessore dell'arco-lunghezza della campata. Quando nei ponti mono-campata il rapporto tra l'altezza e lo spessore nella dire-

zione longitudinale della spalla è sufficientemente grande, il meccanismo più vulnerabile in direzione longitudinale è quello che coinvolge anche le imposte e non solo l'arco (Figura 10b). Se si considera la risposta all'azione sismica trasversale, la struttura dell'arco è poco suscettibile all'azione sismica, mentre l'elemento più vulnerabile risulta il timpano, che può subire un collasso per ribaltamento fuori piano. Tale collasso locale non preclude generalmente la sicurezza strutturale dell'intera struttura; essendo i timpani dei muri di contenimento, tale meccanismo può rendere instabile il piano viario.

Nei ponti multi-campata, la vulnerabilità sismica in direzione longitudinale è influenzata dalla snellezza delle pile, sostanzialmente condizionata dal rapporto altezza-base: quanto più cresce tale rapporto tanto più il meccanismo di collasso della struttura diventa un meccanismo di collasso globale che, oltre all'arco, coinvolge anche le pile, che tendono a ribaltarsi per la formazione di cerniere plastiche alla base delle stesse.

Per ponti multi-campata con pile tozze l'elemento più fragile è l'arco singolo; in ogni campata si ha la possibile formazione del meccanismo antimetrico di collasso analogamente a quanto accade per i ponti mono-campata. Per i ponti multi-campata con pile snelle, il cinematisimo globale di collasso interessa anche le pile, con formazione di cerniere alla base delle stesse (Figura 11a).

Il comportamento ad azione sismica trasversale del ponte è influenzato dalla snellezza delle pile

Figura 10
Meccanismi di collasso di ponti mono-campata:

- a) Meccanismo di collasso per ponti mono-campata con spalle rigide;
- b) Meccanismo di collasso per ponti mono-campata con imposte snelle.

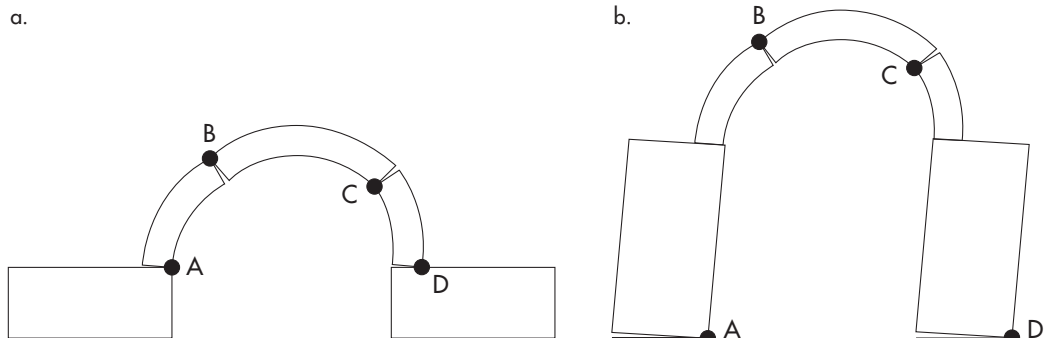
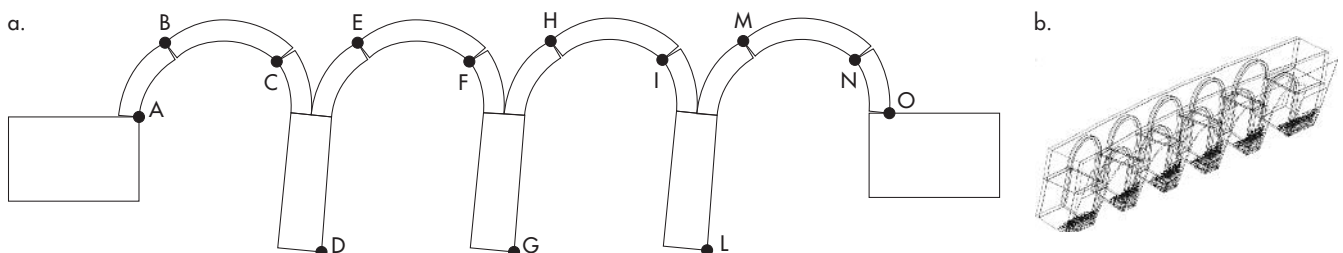


Figura 11
Meccanismi di collasso di ponti multi-campata con pile snelle: a) Collasso in direzione longitudinale b) Collasso in direzione trasversale.



e dalla larghezza del ponte (che determina la profondità delle stesse).

Per i ponti caratterizzati da pile tozze il comportamento trasversale non risulta affetto da problemi di deformabilità in maniera significativa, data l'elevata rigidità che caratterizza le pile di questa tipologia di opere. In direzione trasversale rimane in ogni caso da considerare il meccanismo legato al ribaltamento fuori piano del timpano (Figura 11b), già descritto in precedenza per i ponti mono-campata. La vulnerabilità sismica in direzione trasversale di ponti multi-campata molto snelli può essere maggiore rispetto a quella longitudinale: per tali meccanismi la verifica può essere condotta tramite analisi statica non lineare mediante la realizzazione di un modello specifico agli elementi finiti.

Nel caso specifico dello stock di ponti in muratura analizzati in questo lavoro, il 92% dei ponti studiati ricade nella categoria di ponti mono-campata a spalle rigide e ponti multi-campata con pile tozze, mentre i ponti multi-campata snelli rappresentano il 8% dei ponti studiati.

Per questo la verifica sismica della maggior parte dei ponti analizzati consiste nella valutazione della capacità sismica dell'arco tramite l'analisi dei principali cinematismi mentre per i restanti casi si è dovuto ricorrere allo sviluppo di analisi statiche non lineari.

Il metodo utilizzato consiste nell'ipotizzare a priori un cinematismo, e calcolare l'entità delle forze orizzontali tali da attivare tale cinematismo (determinando il relativo moltiplicatore α_0) tramite l'applicazione del principio dei lavori virtuali:

$$P_v + \alpha_0 P_h = 0 \quad (1)$$

dove P_v rappresenta i carichi verticali mentre P_h rappresenta le forze orizzontali agenti sulla struttura. Le cerniere plastiche sono collocate nei punti in cui la linea delle pressioni è tangente al bordo esterno o interno dell'arco. La curva delle pressioni può essere calcolata iterativamente ipotizzando una configurazione iniziale delle quattro cerniere che formano il meccanismo cer-

cato. Se la curva delle pressioni passante per le cerniere è tutta contenuta nella sagoma dell'arco, la disposizione delle cerniere è quella corretta. Viceversa, si spostano le cerniere e si ripete la procedura che diventa iterativa. Per la determinazione delle posizioni di primo tentativo delle 4 cerniere che permettono l'instaurarsi del cinematismo (Figura 12), si è fatto riferimento ad un abaco correlante le principali caratteristiche geometriche dell'arco (Clemente 1998).

Per ciascun ponte sono stati quindi considerati i cinematismi locali significativi, ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe e sulla presenza di eventuali stati fessurativi già presenti nella muratura delle opere.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'azione orizzontale che la struttura è in grado di sopportare all'evolversi del cinematismo. Nello specifico, se il principio dei lavori virtuali è applicato nella configurazione indeformata della struttura, il moltiplicatore α_0 trovato corrisponde all'innesco del cinematismo. Applicando il principio dei lavori virtuali ad una configurazione deformata della stessa struttura, si osserva una diminuzione del moltiplicatore α , fino al raggiungimento del caso limite in cui esso si annulla in corrispondenza dello spostamento massimo d_{k0} del punto di controllo considerato, oltre il quale la struttura collassa per perdita di equilibrio. In tal modo è stata definita la curva di capacità di ciascun manufatto avente equazione generale:

$$\alpha = \alpha_0 \left(1 - \frac{d_k}{d_{k0}}\right) \quad (2)$$

dove d_k rappresenta lo spostamento del punto di controllo corrispondente al valore del moltiplicatore α . Dal punto di vista pratico, sulla base di tali riscontri teorici, la procedura di valutazione della sicurezza delle strutture ad arco esaminate è stata articolata nella verifica della vulnerabilità sismica complessiva dell'opera, risultante la maggiore fra le singole vulnerabilità dei vari elementi costituenti l'opera (arco, timpano, spalle, fondazioni). La verifica è stata effettuata

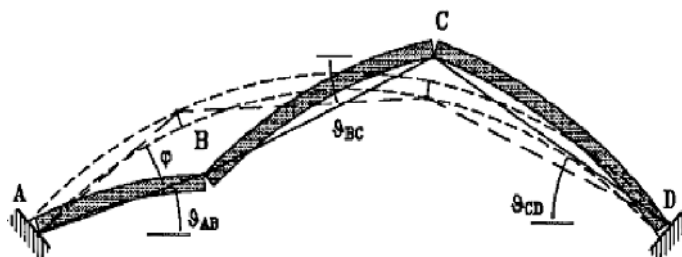


Figura 12
Meccanismo di collasso dell'arco per carichi orizzontali.

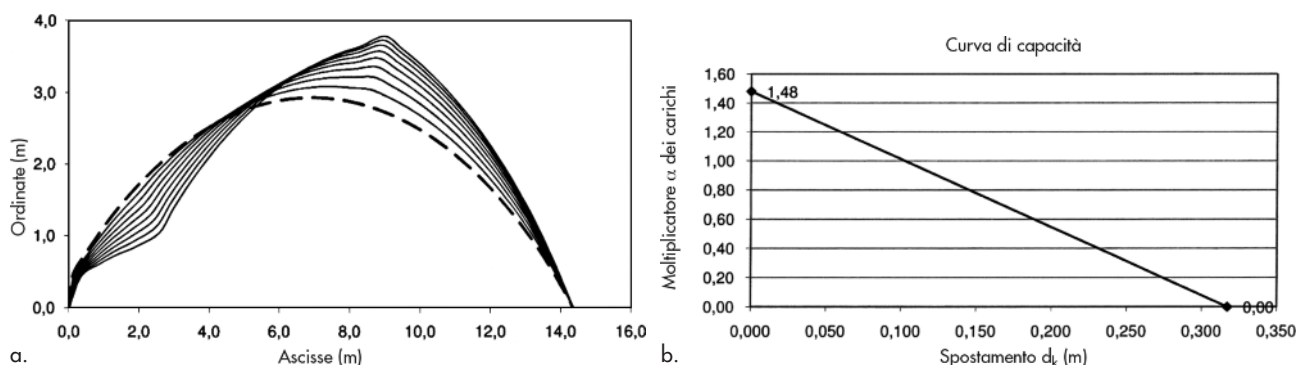


Figura 13
Progressione della
deformata (a) e curva di
capacità (b) del ponte 52,
sul Torrente Gava.

segundo le vigenti normative, con particolare riferimento alla Circolare Applicativa NTC 2 febbraio 2009 n°617/C.S.L.P.

Considerato come primo elemento della procedura l'arco, ne è stata eseguita l'analisi cinematica e la successiva determinazione del moltiplicatore d'innescio del cinematismo α_0 (Figure 12, 13).

In seguito sono state eseguite le tre verifiche previste dalla norma: verifiche allo SLD e allo SLV mediante analisi cinematica lineare e verifica allo SLV mediante analisi cinematica non lineare. Le prime due verifiche (Equazioni 3, 4) hanno previsto il confronto tra l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* e le accelerazioni dello spettro elastico relative ai due Stati Limite amplificate con il fattore di amplificazione S (per tener conto dell'effetto del suolo), utilizzando nel secondo caso (SLV) un fattore di struttura $q = 2$, come previsto in normativa (NTC C8A4.2.3).

La verifica è ritenuta soddisfatta nel caso in cui l'accelerazione spettrale che attiva il cinematismo a_0^* risulta maggiore dell'accelerazione dello spettro elastico $a_g(P_{VR})$ valutata per $T=0$, amplificata dal fattore S previsto da norma, e ridotta dal fattore di struttura q nel secondo caso (SLV).

$$\alpha_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S \quad (3)$$

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \quad (4)$$

La terza verifica ha previsto il confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale (valore minore tra il 40% del valore di spostamento per cui si annulla il moltiplicatore α nella curva di capacità e valori di spostamento corrispondenti a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione) con la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento, valutata in corrispondenza del periodo secante T_s . Opera-

tivamente è stato valutato d_u^* (pari al 40% di d_u^*), individuando, sulla curva di capacità, l'accelerazione a_s^* corrispondente a d_u^* e successivamente calcolando il periodo proprio secante T_s (Equazione 5). La verifica finale ha previsto quindi il confronto (Equazione 6) tra lo spostamento ultimo d_u^* e lo spostamento $S_{De}(T_s)$ letto in corrispondenza del periodo secante T_s sullo spettro di risposta elastico in spostamento.

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_u^*}{a_s^*}} \quad (5)$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (6)$$

Per maggior rapidità interpretativa dei risultati ottenuti nelle tre tipologie di verifica è stato formulato un Fattore di Sicurezza F_{Ci} per ciascuna verifica (Equazioni 7, 8, 9), rapportando le due entità calcolate, dove R è un parametro riconducibile alla resistenza della struttura mentre E risulta ricollegabile alla sollecitazione agente.

$$F_{C,1} = \frac{R}{E} = \frac{\alpha_0^*}{a_g(P_{VR}) \cdot S} \quad (7)$$

$$F_{C,2} = \frac{R}{E} = \frac{\alpha_0^*}{\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}} \quad (8)$$

$$F_{C,3} = \frac{R}{E} = \frac{d_u^*}{S_{De}(T_s)} \quad (9)$$

Una volta verificate le arcate, la procedura ha previsto, come secondo step, la valutazione della capacità strutturale del timpano, essendo questo l'unico cinematismo attendibile nella direzione trasversale del ponte ad arco. Anche in questo caso, tramite l'applicazione del principio dei lavori virtuali, si è determinato il moltiplicatore α della curva di capacità e i valori di spostamento corrispondenti a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione.

plicatore dei carichi che innesca il cinematismo, consistente in una rotazione della parete muraria attorno ad una cerniera cilindrica di base. La verifica sismica è stata eseguita considerando una parete rettangolare con spessore costante t , altezza pari all'altezza media Z e lunghezza unitaria (Figura 14), utilizzando il modello di Rota et al., 2005.

Il punto di controllo considerato nell'analisi è stato rappresentato dal baricentro della parete. Il moltiplicatore dei carichi sismici fuori dal piano del timpano α è stato calcolato attraverso un equilibrio alla rotazione:

$$\alpha P \frac{h}{2} + \alpha P_{\text{soil}} Z_{\text{soil}} + \alpha N h + S_h \frac{Z}{3} - S_v t - (N+P) \frac{t}{2} = 0 \quad (10)$$

dove P rappresenta il peso proprio del muro, S rappresenta la spinta del terreno, N rappresenta la forza verticale applicata in testa al muro mentre αP_{soil} tiene conto dell'inerzia del materiale di riempimento in adiacenza al paramento. Anche per il timpano sono state effettuate le tre verifiche precedentemente descritte per gli archi, determinando i rispettivi valori di fattore di sicurezza F_C .

Il terzo step ha previsto la verifica delle spalle dei ponti oggetto di studio: in questa fase, si è dovuto valutare se il meccanismo di collasso coinvolgesse o meno le stesse spalle. Nel caso in cui il meccanismo coinvolga solamente l'arco (come nella quasi totalità dei manufatti analizzati), si è andati ad effettuare una verifica a pressoflessione della parete, considerando agenti, nelle equazioni di equilibrio, le forze derivanti dai pesi propri, dal riempimento, dalla spinta statica del terreno e le azioni sismiche. Assunta nulla la resistenza a trazione della muratura e con resistenza a compressione pari a $0.85 f_d$, sono stati valutati i momenti resistenti M_{Rd} delle sezioni delle spalle in condizioni sismiche. Si è

quindi determinato anche in questo caso un fattore di sicurezza F_C andando a rapportare il momento resistente al momento sollecitante in condizioni sismiche, M_{Sd} . Nel caso di spalle snelle partecipanti al meccanismo di collasso, si procede effettuando, in sostituzione della verifica elastica, una verifica di tipo cinematico, andando a ricercare il cinematismo di collasso e il relativo moltiplicatore d'inesco α_0 .

Qualora l'accelerazione al suolo non sia sufficiente per innescare il cinematismo di collasso dell'arco, il ponte assume un comportamento monolitico e le sollecitazioni vengono scaricate direttamente in fondazione: per tale motivazione è stata prevista la verifica delle fondazioni a slittamento, calcolando quindi il rispettivo fattore di sicurezza F_C , dato dal rapporto tra la resistenza per attrito F_{Rd} e il taglio agente alla base T_{Sd} . La normativa prevederebbe anche l'esecuzione di una verifica a rottura del terreno di fondazione: alla luce della pressochè generale invarianza dello stato tensionale in fondazione nel passaggio da condizioni statiche a sismiche, non avendo eseguito indagini geologiche sui terreni di fondazione ed essendo le opere analizzate di modesto sviluppo strutturale, si è ritenuto opportuno non verificare tale aspetto. Nei pochi casi di ponti multicampata riscontrati sono state effettuate anche le medesime verifiche a slittamento in fondazione per le pile tozze, mentre per le pile snelle non è stata effettuata la verifica delle fondazioni; in entrambe le casistiche non avendo a disposizione informazioni specifiche sulla natura del terreno di fondazione non sono state svolte le verifiche a rottura dei terreni di fondazione.

I fattori di sicurezza ottenuti nelle verifiche delle spalle, in termini di momenti sollecitanti M_{Rd} e resistenti M_{Rd} (Equazione 11), e delle fondazioni, in termini di forze sollecitanti F_{Rd} e resistenti F_{Rd} (Equazione 12), sono infine stati utilizzati per la determinazione dei rispettivi valori di accelerazione di picco al suolo resistente PGA-

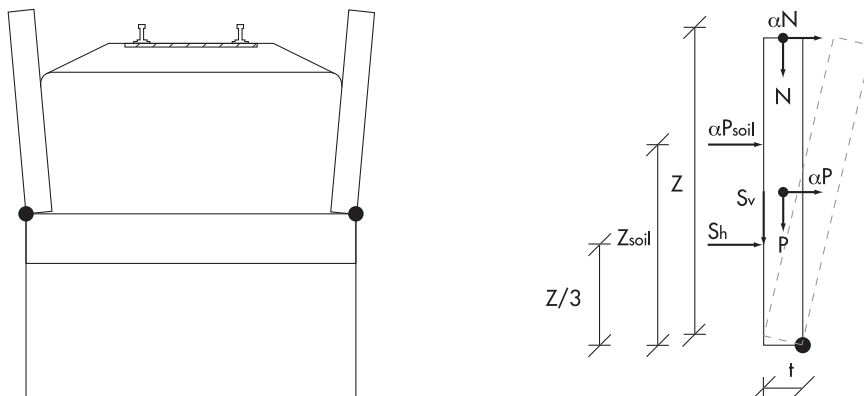


Figura 14
Rappresentazione dello schema di calcolo utilizzato per il meccanismo di collasso del timpano per azioni fuori dal piano.

F_{RES} in funzione dell'accelerazione di picco al suolo sollecitante PGA_{SOLL} prevista da normativa (Equazione 13), in maniera tale da avere un riscontro in termini di accelerazioni su tali verifiche, eseguite invece in termini di sollecitazioni.

$$F_{C, SPALLA} = \frac{R}{E} = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} \quad (11)$$

$$F_{C, FONDAZ} = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Sd}} \quad (12)$$

$$PGA_{RES} = F_{C,i} \cdot PGA_{SOLL} \quad (13)$$

Per ciascun manufatto si è quindi identificato il fattore di sicurezza $F_{C,i}$ minore tra quelli trovati per le verifiche eseguite allo SLD e il minore per le verifiche effettuate allo SLV, individuando ciò che rende più vulnerabile ciascuna delle opere analizzate.

4. Procedura speditiva di verifica sismica per ponti in cemento armato

Dato il notevole numero di ponti oggetto di analisi, si è ritenuto opportuno realizzare una procedura speditiva per la verifica sismica. La vulnerabilità globale della struttura è stata ricondotta, in ottemperanza alle vigenti normative, alla vulnerabilità degli elementi verticali quali pile e spalle, considerati gli elementi strutturali più esposti a danneggiamento in caso di eventi sismici.

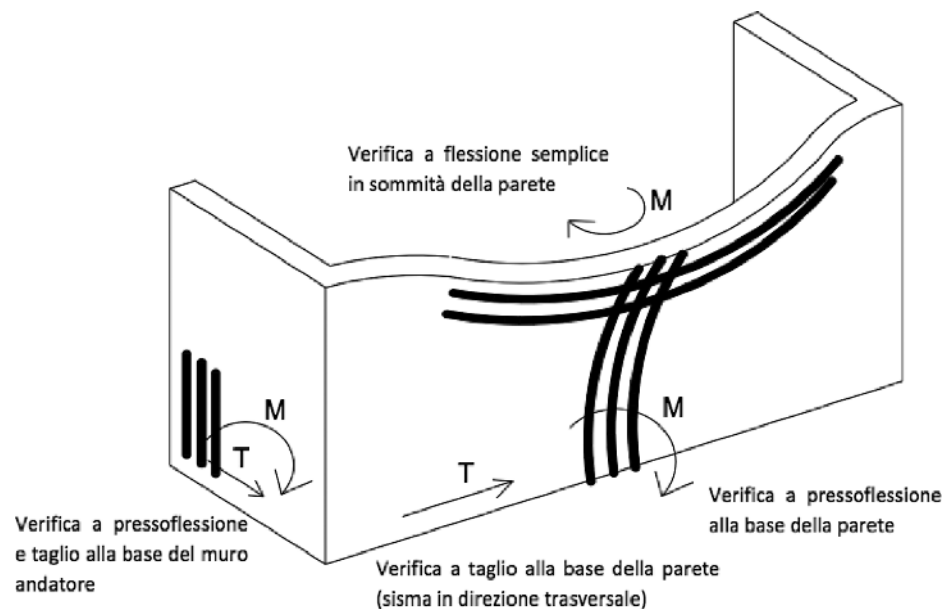
4.1 Verifica sismica delle spalle

Per quanto riguarda la valutazione della capacità strutturale della spalla si è fatto riferimento a quanto prescritto dalle norme tecniche, secondo cui l'approccio di verifica viene eseguito in soli termini di resistenza. L'obiettivo è stato quello di valutare la completa funzionalità della spalla verificando che rimanga sempre in campo elastico fino allo SLC. Per ciascun manufatto è stato realizzato un modello FEM eseguendo l'analisi statica equivalente e considerando applicate tutte le forze statiche e dinamiche insistenti sulla struttura stessa.

Per l'analisi statica equivalente sono state considerate le seguenti forze: spinta a riposo e spinta sismica del terreno, forza statica equivalente relativa all'impalcato, forza statica equivalente relativa al muro principale e forza statica equivalente relativa al terrapieno. Dal modello FEM sono state ricavate le sollecitazioni agenti, confrontandole con le resistenze e verificando le quattro possibili tipologie di rottura (Figura 15): rottura a pressoflessione alla base della parete, rottura a flessione semplice in sommità della parete, rottura a taglio alla base della parete e rottura per taglio-trazione dell'armatura nel muro andatore collaborante con la parete in caso di sisma longitudinale. In particolare, per quanto riguarda la verifica dei muri andatori, nel caso di sisma longitudinale, l'incremento tensionale su di essi può essere rilevante e tale da portare a rottura tali muri. Per tali muri andatori si è effettuata la verifica aggiuntiva utilizzando uno schema semplificato tirante-puntone.

Operativamente, la massa dell'impalcato di per-

Figura 15
Schema delle quattro verifiche eseguite per l'elemento spalla.



tenenza della spalla, accoppiata con la massa della stessa è stata concentrata sulla sommità della singola parete, a favore di sicurezza. Per le verifiche flessionali si è confrontato il valore numerico di sollecitazione con la resistenza flessionale di una fascia unitaria di muro mentre per le verifiche a taglio sono stati confrontati i valori numerici sollecitanti con le resistenze calcolate sulla base delle espressioni fornite in normativa. Per quanto riguarda i muri andatori, si è considerato che, nel caso di sisma in direzione longitudinale, si generi un elevato stato di tensione nei paramenti: essi, infatti, contribuiscono alla resistenza del muro principale, limitandone deformazioni e sollecitazioni. Per la verifica dei muri andatori si è considerato l'instaurarsi di un meccanismo di tipo tirante-puntone: si è assunto cautelativamente che lo sforzo di trazione indotto dall'impalcato soggetto all'azione sismica sia assorbito internamente dalle barre verticali del muro andatore. Anche in quest'ultimo caso la sollecitazione di trazione letta dal modello FEM è stata confrontata con la forza di trazione resistente determinata in seguito al rilevamento in situ tramite prova pacometriche, integrate con le prove a rottura effettuate sulle barre campione estratte. Una volta determinate le sollecitazioni agenti e le resistenze per le quattro verifiche, sono stati calcolati i valori di accelerazione al suolo di picco resistente rispettivi e i fattori di sicurezza $F_{C,i}$ (in modo tale da avere un riscontro immediato sull'esito di ciascuna verifica), utilizzando le seguenti Equazioni:

$$F_{C,i} = \frac{R}{E} = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} \quad (14)$$

$$F_{C,i} = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Sd}} \quad (15)$$

$$PGA_{RES} = F_{C,i} \cdot PGA_{SOLL} \quad (16)$$

4.2 Verifica sismica delle pile

Con riferimento a quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (cap. 7.3.6.2) e nella Circolare Applicativa 2 febbraio 2009 n°617 C.S.L.P. (C8.7.2.5 e C8A.8.6.3), nel caso di pile soggette a valori di sforzo normale rilevanti, va presa in considerazione l'ipotesi di un meccanismo di rottura fragile dell'elemento, a fronte del classico meccanismo di rottura duttile per flessione.

La capacità deformativa è stata definita in funzione della rotazione della sezione d'estremità dell'elemento rispetto alla congiungente di quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_v = M/V$: tale rotazione risulta anche pari al rapporto tra lo spostamento relativo delle due sezioni e il valore della luce di taglio.

Una volta note le caratteristiche dei materiali e il quantitativo di armatura presente, è stato calcolato il diagramma momento-curvatura della sezione (Figura 16), identificando quindi i valori di curvatura a snervamento Φ_y e della curvatura ultima Φ_u , e i relativi momenti.

Nella casistica di pile a telaio, è stata eseguita l'analisi e la valutazione del diagramma momento-curvatura in entrambe le direzioni principali, a motivo della diversa risposta strutturale dell'elemento. Determinato il valore della lunghezza di cerniera plastica L_{pl} , sono state valutate le rotazioni allo SLE, SLV e SLC e quindi i relativi valori di capacità in spostamento in sommità della pila. In seguito, tali valori di capacità in spostamento S_{Rd} sono stati rapportati alla domanda in spostamento S_{Sd} calcolati dallo spettro elastico in spostamento per ciascun Stato Limite SL_i ottenendo

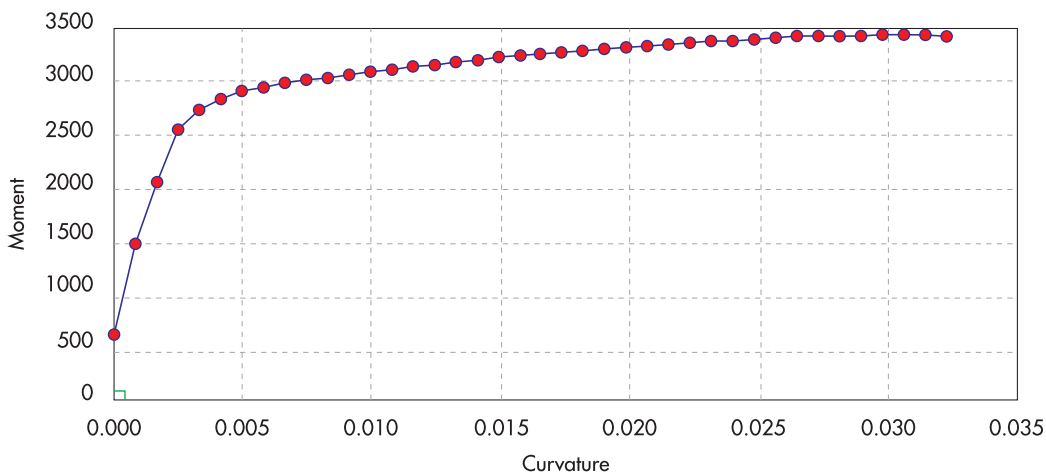


Figura 16
Diagramma momento-curvatura del ponte 32, in località Farra d'Alpago (BL).

così i rispettivi valori dei fattori di sicurezza (Equazione 17). Infine, per riportare i risultati in termini di accelerazioni, è stata applicata la seguente proporzione (Equazione 18):

$$F_{C,i} = \frac{S_{Rd}^{SLV}}{S_{Sd}^{SLV}} \quad (17)$$

$$PGA_{RES}^{SLV} = F_{C,i} \cdot PGA_{SOLL}^{SLV} \quad (18)$$

Si è quindi proceduto alla verifica a taglio delle pile, nell'ipotesi d'innescò di un meccanismo di rottura fragile, confrontando il taglio agente alla base, ottenuto mediante analisi statica equivalente allo SLV, con il taglio resistente, come indicato da normativa. Anche per questo caso sono stati calcolati i fattori di sicurezza in maniera tale da avere un riscontro immediato sull'esito della verifica.

5. Risultati complessivi

5.1 Caratterizzazione dei materiali

Per quanto riguarda la valutazione delle principali proprietà meccaniche dei materiali, sono stati confrontati i valori adottati nella prima fase del lavoro con quelli rilevati nella seconda fase a seguito delle indagini in situ, al fine di valutare la correttezza delle ipotesi assunte preliminarmente. Nel caso in questione, per una parte dei manufatti sono stati rilevati valori leggermente inferiori rispetto a quelli preliminarmente ipotizzati, mentre nella maggioranza dei casi sono stati rilevati valori maggiori, che talvolta si sono discostati sensibilmente dal valore ipotizzato. Nella successiva Figura 17 si riportano in ascissa i valori di prima ipotesi e in ordinata i valori misurati delle resistenze a compressione del calcestruzzo e a trazione dell'acciaio, rappresentando in un unico grafico sia i rapporti

normalizzati tra i due valori per ciascun manufatto che i relativi valori puntuali di resistenza espressi in MPa.

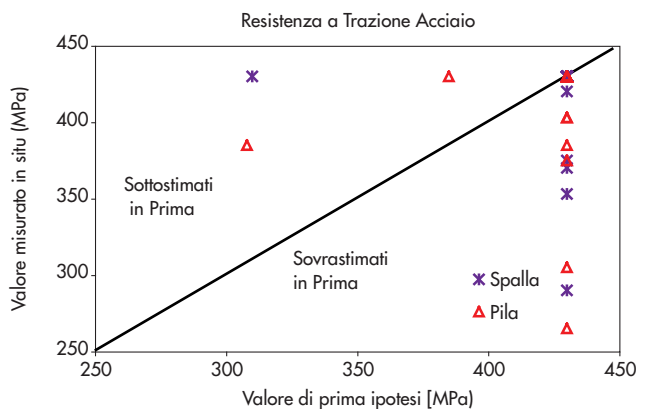
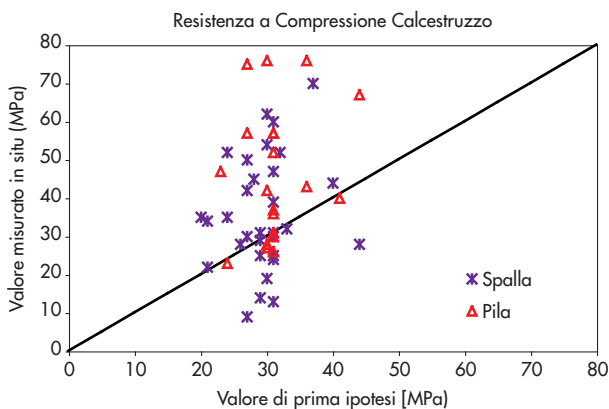
Per quanto riguarda i ponti in muratura, sebbene la procedura di verifica si basi sostanzialmente sul metodo cinematico e quindi sulle caratteristiche geometriche degli elementi oggetto di verifica, non necessitando della definizione delle proprietà meccaniche della muratura, si è ritenuto comunque opportuno eseguire la campagna di indagini in situ nell'ottica di una ripetizione delle analisi delle strutture mediante il ricorso a modelli agli elementi finiti.

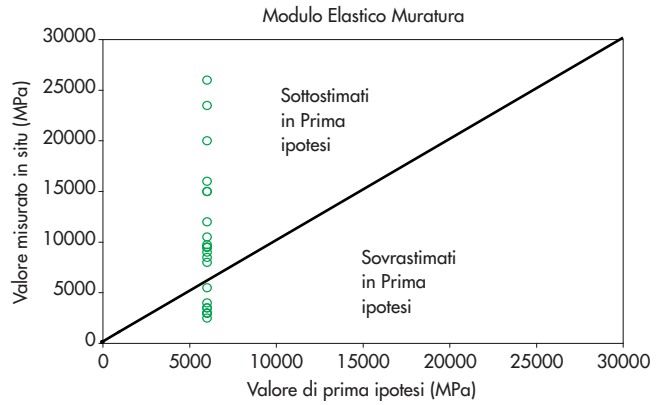
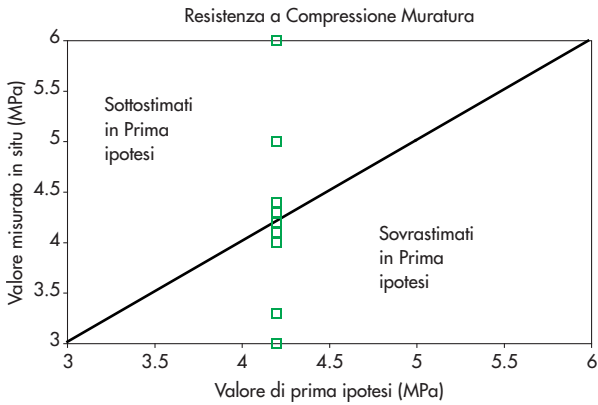
I valori di resistenza a compressione della muratura e del modulo elastico sono stati considerati uguali per tutti i casi. In seguito alla determinazione in situ di tali parametri, si è proceduto al confronto con il valore inizialmente ipotizzato, osservando come, anche in questo caso, la resistenza reale del materiale risultasse maggiore di quella preliminarmente stimata nella maggior parte dei casi (Figura 18).

5.2 Ponti in muratura

Per quanto riguarda le verifiche effettuate sui ponti in muratura, si riportano gli esiti per i potenziali cinematismi analizzati nella prima fase e successivamente nella seconda fase. Anche in questo caso si è passati dalla vecchia normativa (OPCM3274 20/3/2003) per le analisi eseguite in prima fase, alla vigente normativa (NTC08) per le analisi eseguite nella seconda fase. Vengono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche per i cinematismi dell'arco e dei timpani allo SLD e allo SLV, la verifica a pressoflessione delle spalle e allo slittamento delle fondazioni (Figura 19): le rappresentazioni grafiche consentono di valutare i valori del fattore di confidenza calcolati in prima e seconda analisi per ciascun manufatto oggetto di studio, evidenziando inoltre il miglioramento o peggioramento del fattore di sicurezza relativo al passaggio dall'analisi preliminare a

Figura 17
Rappresentazione dei valori di resistenza meccanica dei materiali componenti le spalle e le pile, stimate in prima ipotesi e rilevate in situ.





quella fatta sulla base delle risultanze della campagna di indagini in situ. Le opere che si collocano sulla bisettrice dei grafici sono caratterizzate da un'invarianza del risultato ottenuto in prima e seconda analisi.

Dai risultati ottenuti si può osservare come sostanzialmente il meccanismo più vulnerabile in caso di azione sismica sia proprio quello del cinematismo del timpano, con numerosi manufatti caratterizzati da un fattore di sicurezza minore di 1, mentre risultino sostanzialmente meno influenti i cinematismi dell'arco e i meccanismi relativi alle spalle e fondazioni. Si osserva inoltre come le verifiche SLD svolte sui cinematici

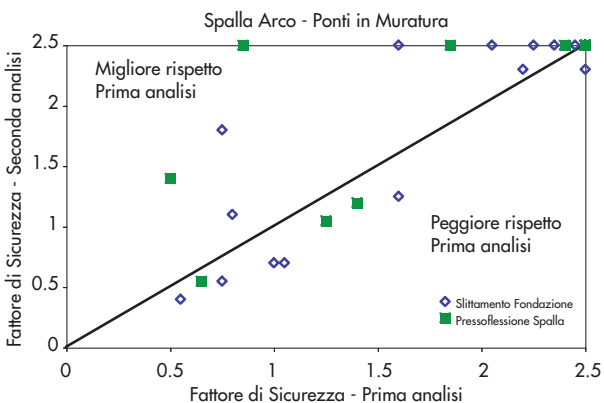
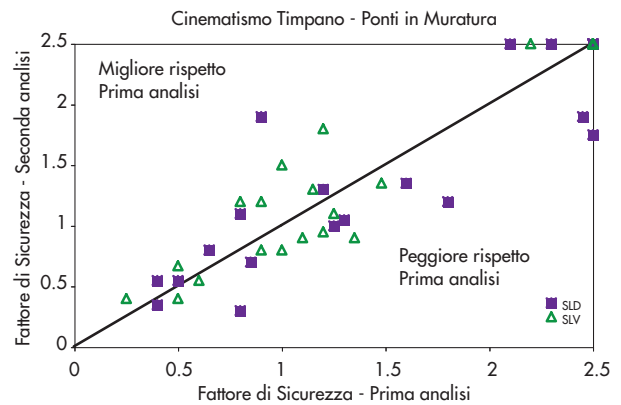
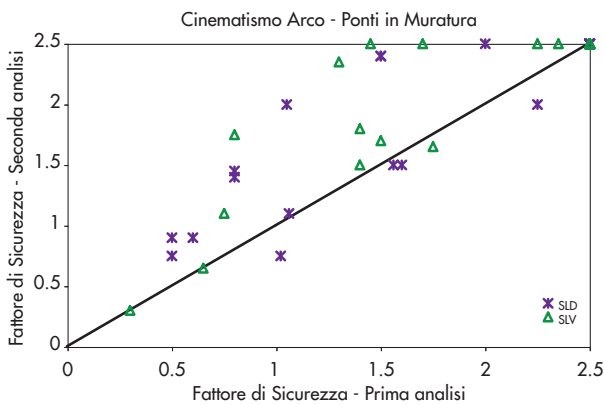
smi dell'arcata e del timpano porgano valori di fattore di sicurezza maggiori rispetto alle verifiche SLV.

5.3 Ponti in calcestruzzo armato

Si riporta ora sinteticamente l'esito delle verifiche di sicurezza per i ponti in calcestruzzo armato analizzati nella prima fase (con valori delle caratteristiche meccaniche ipotizzate sulla base della documentazione disponibile e delle consuetudini costruttive dell'epoca) e nella seconda fase (sulla base dei valori forniti dalle indagini strutturali) per quanto riguarda le spalle (Figura 20) e le pile (Figura 21) di ciascun

Figura 18: Rappresentazione dei valori delle proprietà meccaniche della muratura, stimate in fase preliminare e rilevate in situ.

Figura 19: Rappresentazione grafica dei risultati delle verifiche condotte sui ponti in muratura: cinematismo dell'arco (a), cinematismo del timpano (b), verifiche spalle dell'arco (c).



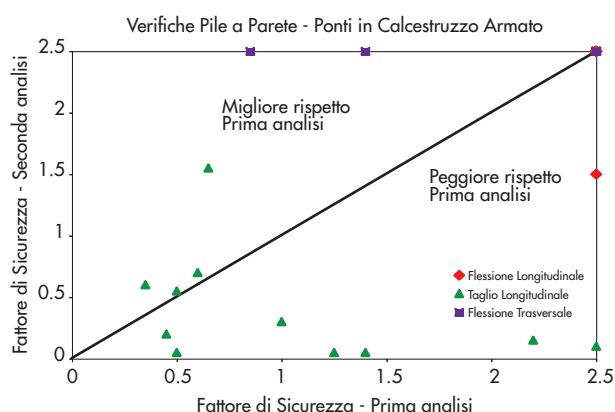
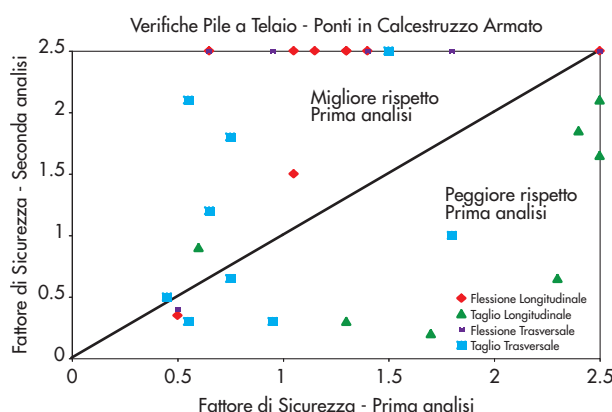
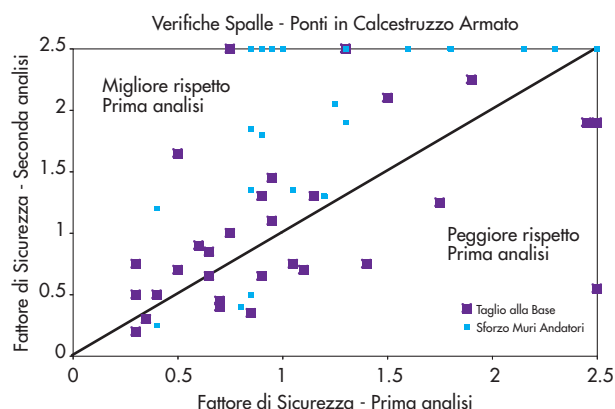
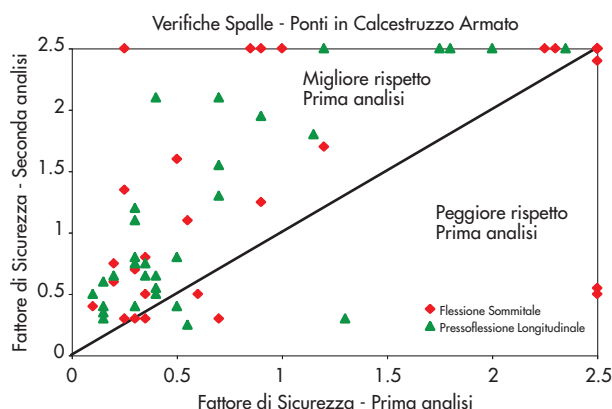


Figura 20
Rappresentazione grafica dei risultati delle 4 verifiche condotte sulle spalle dei ponti in calcestruzzo armato.

Figura 21
Rappresentazione grafica dei risultati delle verifiche condotte sulle pile a telaio (a) ed a parete (b) dei ponti in calcestruzzo armato.

manufatto. Anche in questo caso le rappresentazioni grafiche consentono di valutare i valori del fattore di confidenza calcolati in prima e seconda analisi per ciascun manufatto oggetto di studio, evidenziando inoltre il miglioramento o peggioramento del fattore di sicurezza relativo al passaggio dall'analisi preliminare a quella fatta sulla base delle risultanze della campagna di indagini in situ.

Si sottolinea ancora come le verifiche effettuate in prima fase siano state eseguite ai sensi della vecchia normativa (OPCM3274 20/3/2003) mentre le verifiche redatte in seconda fase in ottemperanza con le vigenti norme (NTC08).

Tutte le analisi relative alle spalle hanno mostrato un generale incremento delle verifiche con esito positivo dalla prima alla seconda fase, principalmente dovuto alle ipotesi cautelative adottate per i materiali.

Nel caso delle pile a telaio (Figura 21a) si è osservato un generale incremento delle verifiche con esito positivo dalla prima alla seconda fase per la flessione e per il taglio nei due piani principali. Analoghi risultati in termini qualitativi (ma quantitativamente diversi) sono stati ottenuti per le pile a parete esaminate (Figura 21b).

Complessivamente per la flessione sommitale le opere verificate passano dal 23% di prima analisi al 42% di seconda analisi, per la pressofles-

sione longitudinale dal 42% al 58%, per il taglio alla base dal 39% al 45% e per gli sforzi sui muri andatori dal 46% all'85%.

Le pile a telaio per flessione longitudinale risultano verificate al 90% dei casi in prima analisi e passano al 95% in seconda analisi, per il taglio longitudinale passano dal 40% al 48%, per la flessione trasversale dal 56% all'89% e per il taglio trasversale dal 22% al 44%.

Le pile a parete per flessione longitudinale e flessione trasversale sono verificate al 100% in entrambe le analisi, mentre passano dal 36% al 73% per il taglio longitudinale.

6. Conclusioni

Il lavoro esposto presenta le analisi di vulnerabilità sismica svolte su un consistente campione di ponti appartenenti alla rete stradale della Regione Veneto passati in gestione da ANAS a Veneto Strade. È stata eseguita, in una prima fase, l'analisi di 355 manufatti sulla base degli elaborati di progetto disponibili e ipotizzando le principali proprietà meccaniche dei materiali componenti le opere, in relazione alla pratica costruttiva del tempo. In un secondo momento è stata eseguita una campagna d'indagini in situ volte alla determinazione delle reali proprietà dei materiali di 71 dei 355 ponti considerati in

precedenza. I dati rilevati in situ e in laboratorio hanno permesso di caratterizzare in maniera più attendibile le caratteristiche delle opere, e di rieffettuare le verifiche di vulnerabilità sulla base di tali caratteristiche. Per ciascuna opera sono stati calcolati i fattori di sicurezza di ogni verifica svolta, determinando quale fosse la principale causa di crisi per ciascun manufatto.

Si è potuto osservare come, in generale, l'accelerazione di picco del suolo calcolata secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni sia risultata maggiore, per i siti analizzati, rispetto a quella prevista dall'Ordinanza del PCM utilizzata nella prima analisi.

Per quanto riguarda i materiali da costruzione, nei ponti in calcestruzzo armato il calcestruzzo e l'acciaio delle spalle e delle pile sono risultati generalmente di buona qualità, presentando in molti casi caratteristiche meccaniche superiori rispetto alle ipotesi iniziali basate sulla documentazione disponibile; anche per i ponti in muratura le caratteristiche meccaniche della muratura sono risultate generalmente superiori rispetto alle ipotesi della prima analisi non basata sulle indagini in situ.

Con riferimento alle verifiche svolte, nei ponti in calcestruzzo armato analizzati le verifiche di resistenza sulle spalle (pressoflessione alla base,

flessione in sommità, taglio alla base e sforzo normale sui muri andatori), sulle pile a telaio e sulle pile a parete hanno mostrato complessivamente un grado di sicurezza maggiore rispetto alla prima analisi.

Per quanto riguarda i ponti in muratura si è osservato come la principale vulnerabilità sia quella relativa all'innesco del cinematismo del timpano, seguita dal cinematismo dell'arco.

L'utilizzo di indagini allo scopo di valutare la vulnerabilità sismica di ponti esistenti è stato quindi uno strumento molto utile al fine di svolgere valutazioni più accurate ed evitare, da una parte, di partire da ipotesi eccessivamente cautelative e, dall'altra, di sovrastimare il livello di sicurezza della struttura.

7. Ringraziamenti

Il lavoro si è svolto nell'ambito di una convenzione di ricerca tra il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova e Veneto Strade S.p.A. ente gestore della rete stradale regionale del Veneto. Si ringraziano anche Michele Fanutti, Samuele Lidron, Mauro Rampazzo e Giuseppe Ricci che hanno collaborato alla realizzazione di alcune analisi numeriche.

Bibliografia

- Belluzzi O. (1978) - *Scienza delle Costruzioni*, Zanichelli, 1978.
- Circolare 384 - 14 febbraio (1962) - Norme relative ai carichi e il calcolo dei ponti stradali.
- Circolare 6487 - 26 febbraio 1970 (1970) - Norme tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso.
- Circolare 8069 - 12 maggio 1971 (1971) - Caratteristiche e modalità di impiego del conglomerato cementizio armato degli acciai ad aderenza migliorata.
- Circolare n. 617 - 2 Febbraio 2009 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Clemente P. (1998) - Introduction to dynamics of stone arches, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 513-522, 1998.
- Clemente P., Occhiuzzi A., Raithel A (1995) - Limit behaviour of stone arch bridges, *Int. J. Struct. Engr. ASCE*, 121(7), 1045-1050, 1995.
- D.M. Infrastrutture - 14 Gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, a cura di A. Pavese (2000) - Valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti di Catania, 2000.
- Heyman J. (1982) - *The masonry arch*, Ellis Horwood Series in Engineering Science, England, 1982.
- Heyman J. (1966) - The stone skeleton, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2, 249-

- 179, 1966.
- Legge n° 1086 - 5 novembre 1971 (1971) - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n°64 - 2 febbraio 1974 (1974) - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 - 20 Marzo 2003 (2005) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, come modificato dall'OPCM n. 3431 del 3 Maggio 2005.
- Rota M., Pecker A., Bolognini D. and Pinho R. (2005). A methodology for seismic vulnerability of masonry arch bridge walls. *Journal of Earthquake Engineering*. 9(2): 331-353.
- Tecchio G., Zampieri P., da Porto F., Modena C., Prota A., Manfredi G. (2012) - Simplified assessment of railway masonry bridges seismic capacity. 15th World Conference on Earthquake engineering (WCEE), September 24-28, Lisboa, Portugal.
- UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2 (1992) - Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2 (1992) - Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti in calcestruzzo.
- Viggiani C. (1999) - *Fondazioni*, Edizioni Hevelius, 1999.