

Vulnerabilità Sismica del ponte “Musmeci” a Potenza

Seismic Vulnerability of the “Musmeci” bridge in Potenza

Felice Carlo Ponso¹, Antonio Di Cesare², Mauro Dolce³, Claudio Moroni⁴, Domenico Nigro⁵, Gianluca Auletta⁶, Rocco Ditommaso⁷ ■

Sommario

Il ponte sul Basento a Potenza, progettato da Sergio Musmeci e realizzato nel periodo compreso tra il 1969 e il 1972, con la sua ardita struttura costituisce uno straordinario esempio di scultura moderna in calcestruzzo armato, in cui i classici elementi di sostegno verticale (piloni) sono sostituiti da un'unica volta a curvatura variabile che sorregge l'intero impalcato. La particolare forma fa dell'opera un imponente e raffinato oggetto d'arte a scala urbana.

L'età del ponte e il suo continuo ed incessante utilizzo hanno determinato l'esigenza di approfondire la conoscenza del suo grado di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni di esercizio (traffico) e di tipo sismico, queste ultime non considerate all'epoca della progettazione della struttura.

L'elevata complessità dell'opera in esame ha comportato un'attenta pianificazione delle indagini in situ, mirata al raggiungimento del livello di conoscenza più elevato possibile. La fase conoscitiva, iniziata con l'analisi della documentazione progettuale originale, è proseguita con l'esecuzione d'indagini svolte mediante la combinazione di tecniche classiche e tecniche innovative, quali il rilievo Laserscan 3D, indagini Georadar e misure Vibrazionali.

La valutazione della sicurezza, globale e locale, è stata svolta mediante l'utilizzo di modelli numerici messi a punto e opportunamente calibrati considerando i risultati delle indagini. La metodologia di studio proposta, oltre a fornire una fotografia del grado di vulnerabilità della struttura oggetto di studio, definisce anche un possibile riferimento per la pianificazione delle indagini da compiere su opere simili a quella indagata nel presente lavoro.

Parole chiave: Ponti esistenti in c.a., indagini in situ, modellazione numerica, vulnerabilità sismica.

Abstract

The bridge on the Basento river in Potenza, designed by Sergio Musmeci and built on 1969-72, is a complex structure representing an example of modern reinforced concrete sculpture. The vertical elements that support the entire deck are constituted by a single vault with variable curvature, instead of classical piers. The particular shape makes the structure an impressive and elegant art piece at urban scale.

The age of the bridge and its continuous use have resulted in the need to assess the structural safety regarding traffic load conditions and seismic action, which were not accounted for structural design. The structural complexity of the bridge has requested careful planning of in-situ tests in order to achieve the highest level of knowledge. The investigation phase, started with the analysis of the original project documentation, was carried out combining classic and innovative techniques, such as 3D Laser-scan, GPR surveys and Vibrational measurements.

The global and local safety levels have been assessed considering the numerical models suitably calibrated against the in-situ tests results. In the present work the methodology of the proposed study provides a picture of the vulnerability degree of the structure and defines a possible guideline for the assessment of similar structures.

Keywords: Existing RC bridges; in-situ tests; numerical modelling; seismic vulnerability.

¹ Scuola di Ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ felice.ponzo@unibas.it

² Scuola di Ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ antodice@yahoo.it

³ Dipartimento della Protezione Civile, Roma - ✉ mauro.dolce@protezionecivile.it

⁴ Dipartimento della Protezione Civile, Roma - ✉ claudio.moroni@protezionecivile.it

⁵ Scuola di Ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ domenico.nigro@unibas.it

⁶ Scuola di Ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ gianluca.auletta@tiscali.it

⁷ Scuola di Ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ roccoditommaso@hotmail.it

1. Introduzione

Le tipologie di danno più frequentemente osservate sui ponti in calcestruzzo armato nei recenti eventi sismici distruttivi hanno riguardato sia gli impalcati, i quali non hanno generalmente una funzione preminente di resistenza anti-sismica, sia le pile di sostegno, per le quali i danni sono solitamente dovuti a difetti di duttilità flessionale e/o di resistenza a taglio (Linee Guida, Reluis L3, 2009). Nel primo caso i danni sono essenzialmente legati a errori di concezione cinematica e comprendono il martellamento tra campate adiacenti e la perdita di appoggio, dovuta, in genere, a una lunghezza d'appoggio inadeguata agli spostamenti sotto sisma e all'assenza o a un difetto di resistenza di eventuali ritegni sismici. Nel secondo caso il collasso avviene, generalmente, secondo una sequenza dovuta a differenti fattori: snervamento flessionale della pila, degrado ciclico della sezione per insufficiente confinamento e conseguente decremento della resistenza a taglio, esaurimento della duttilità flessionale combinato con il superamento della resistenza a taglio, collassi a taglio su pile tozze.

In assenza di eventi sismici rilevanti un ruolo fondamentale nell'evoluzione del grado di sicurezza delle infrastrutture è ricoperto anche dal progressivo degrado dei materiali costituenti gli elementi strutturali, determinato dall'aggressione degli agenti atmosferici e ambientali e/o dal cumularsi di danno prodotto da urti o da fenomeni di fatica.

Il generalizzato degrado superficiale dei materiali costituenti il ponte sul Basento, la sua funzione strategica, nonché l'elevata sismicità dell'area in cui sorge la struttura, hanno determinato la necessità di effettuare valutazioni approfondite sullo stato di conservazione delle caratteristiche di resistenza dei materiali e sul grado di vulnerabilità sismica della struttura, come richiesto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 08), anche al fine di delineare i possibili interventi di massima necessari per aumentare il livello di sicurezza strutturale. Data l'importanza e la particolarità dell'opera oggetto di studio, l'identificazione del danno e la successiva valutazione della vulnerabilità hanno comportato un'attenta organizzazione e pianificazione delle attività e delle indagini, per le quali è stata considerata l'integrazione di differenti tecniche diagnostiche, anche avanzate, e l'utilizzo di tecniche di modellazione numerica agli elementi finiti da combinare con i risultati delle indagini e dei rilievi in situ.

Le indagini conoscitive, iniziate con il reperimento e l'analisi della documentazione progettuale originale, sono state realizzate utilizzando un'opportuna combinazione di tecniche classiche (rilievo geometrico a campione, saggi sugli

elementi strutturali principali, Prove Distruttive e Non Distruttive sui materiali) e tecniche di carattere innovativo (rilievo geometrico Laserscan 3D, indagini Georadar, misure Vibrazionali).

La fase di modellazione e analisi numerica del ponte, realizzata con l'ausilio della documentazione progettuale reperita e dei risultati delle indagini in situ, ha rappresentato il passo conclusivo dello studio in esame ed ha consentito di stimare il livello di sicurezza del ponte nei confronti sia dei carichi di esercizio, sia di quelli dovuti al sisma. A tale scopo è stato realizzato un modello numerico ad elementi finiti solidi 3D con il software ANSYS (ANSYS, 2010), in grado di riprodurre le caratteristiche di inerzia e di rigidità globale della struttura e di vincolo locale degli impalcati (selle Gerber). Le valutazioni sulla sicurezza sono state condotte mediante analisi lineari (Ponzo et al., 2011), secondo le prescrizioni delle vigenti (NTC, 2008) e le indicazioni aggiuntive contenute in (Reluis, 2009) e (UNI EN 1992-2:2006). Il lavoro svolto ha permesso di evidenziare le criticità della struttura allo stato attuale.

2. Descrizione dell'opera e analisi della documentazione reperita

Il ponte sul Basento garantisce il collegamento della città di Potenza con il raccordo autostradale Salerno-Reggio Calabria e mette in comunicazione l'area industriale con il centro della città, oltrepassando la linea ferroviaria Napoli-Potenza-Taranto e il corso del fiume Basento (Figura 1). Si tratta, dunque, di un'opera importante non solo sotto il profilo funzionale e per il ruolo strategico che riveste ma anche capace di qualificare l'accesso alla città.

La struttura portante del ponte in esame è costituita da un impalcato in c.a. a cassone sostenuto ogni 17.30 m da una sottostante volta continua in c.a., equivalente a 4 archi (4 campate), con interassi di 69.20 m e con una luce libera fra gli appoggi di 58.80 m (Figura 2).

La continuità dell'impalcato superiore è interrotta da giunti con appoggio a sella tipo Gerber posizionati in corrispondenza delle reni e della chiave di volta, per l'assorbimento delle deformazioni di origine termica. Lo schema dell'impalcato è quello di una trave semplicemente appoggiata, con una luce di 10.38 m, sostenuta da mensole di 3.46 m appartenenti alle travi continue di lunghezza 24.22 m (Figura 2). La sezione trasversale dell'impalcato è costituita da una sezione cava sottile chiusa, a forma ellissoide allungata, con il lato lungo pari a 16.00 m e quello corto di circa 1.50 m, con nervature interne realizzate mediante setti di irrigidimento posizionati internamente in direzione longitudinale (Figura 3).

I setti d'irrigidimento, presenti con lo stesso interasse, anche in direzione trasversale, sono tali da realizzare dei campi di soletta di 3.46×3.46 m (Figura 5c). Le nervature in direzione trasversale hanno la funzione di collegamento e d'irrigidimento della sezione cava dell'impalcato (zona centrale tra due appoggi), nonché quella di sostenere il carico derivante dalla parte d'impalcato appoggiata (zona in corrispondenza delle selle Gerber), come mostrato in Figura 4.

Un'ulteriore funzione delle nervature è quella di trasferire il carico derivante dall'impalcato alla volta inferiore, evitando, così, lo spanciamento della volta stessa, ciò grazie alla presenza di cavi post-tesi nella zona in corrispondenza degli appoggi (Figura 3 e Figura 5d).

La volta portante in c.a. che sorregge l'impalcato non presenta alcuna discontinuità ed è costituita da una sezione sottile a doppia curvatura con comportamento a "membrana", caratterizzato da sforzi contenuti nel piano tangente ad ogni suo punto ed in grado di sostenere i carichi trasmessi in termini di sforzi prevalentemente normali, senza la presenza di sforzi significativi di flessione. La particolare forma della volta è stata ottenuta, infatti, ottimizzando al massimo l'efficienza strutturale, sfruttando al meglio le caratteristiche meccaniche del c.a. ed imponendo la condizione di distribuzione uniforme degli sforzi normali di com-

pressione. Anche per i bordi la forma è stata scelta in base a considerazioni di ottimizzazione strutturale, ottenuta variando lo spessore della volta in c.a.

Le fondazioni, posizionate in corrispondenza delle 5 zone di appoggio a terra della volta (due di estremità e tre intermedie), sono state realizzate con 4 plinti collegati, posizionati al di sotto di ciascuno dei 4 punti in cui la volta tocca il terreno in ogni zona di appoggio.

I singoli plinti sono sostenuti da 4 pali di diametro pari a 1 m ciascuno. La quota di posa dei plinti è di circa 2 m sotto il piano di campagna, mentre i pali, realizzati con calcestruzzo classe 250 e acciaio tipo C, presentano una lunghezza pari a 20 m all'estremità e variabile tra 6 m e 12 m in corrispondenza degli appoggi intermedi. In tutti i casi la lunghezza è stata progettata in modo da attraversare gli strati superiori alluvionali di ciottoli e lenti sabbioso-argillose (Figura 5a).

La documentazione progettuale disponibile, reperita presso gli archivi dell'Ente proprietario del ponte (Consorzio ASI di Potenza) è risultata abbastanza completa, comprendendo relazioni di calcolo, progetto architettonico e strutturale, variante e collaudo. In Figura 3 sono riportati gli schemi principali, estratti dalla relazione originale di calcolo, utilizzati da Musmeci per le verifiche dei vari elementi strutturali del ponte (impalcato, sella Gerber, volta inferiore, attacco

Figura 1
a) vista satellitare del ponte Musmeci, b) vista interna e c) campata tipo del ponte.



Figura 2
Schema della campata tipo
del ponte.

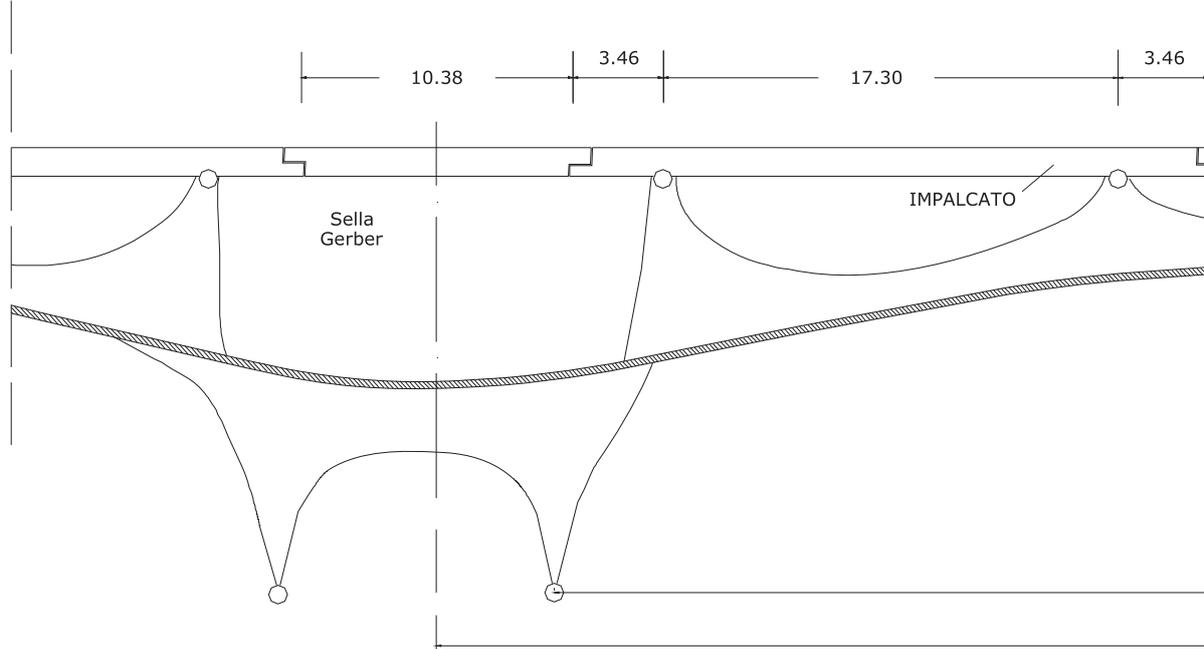
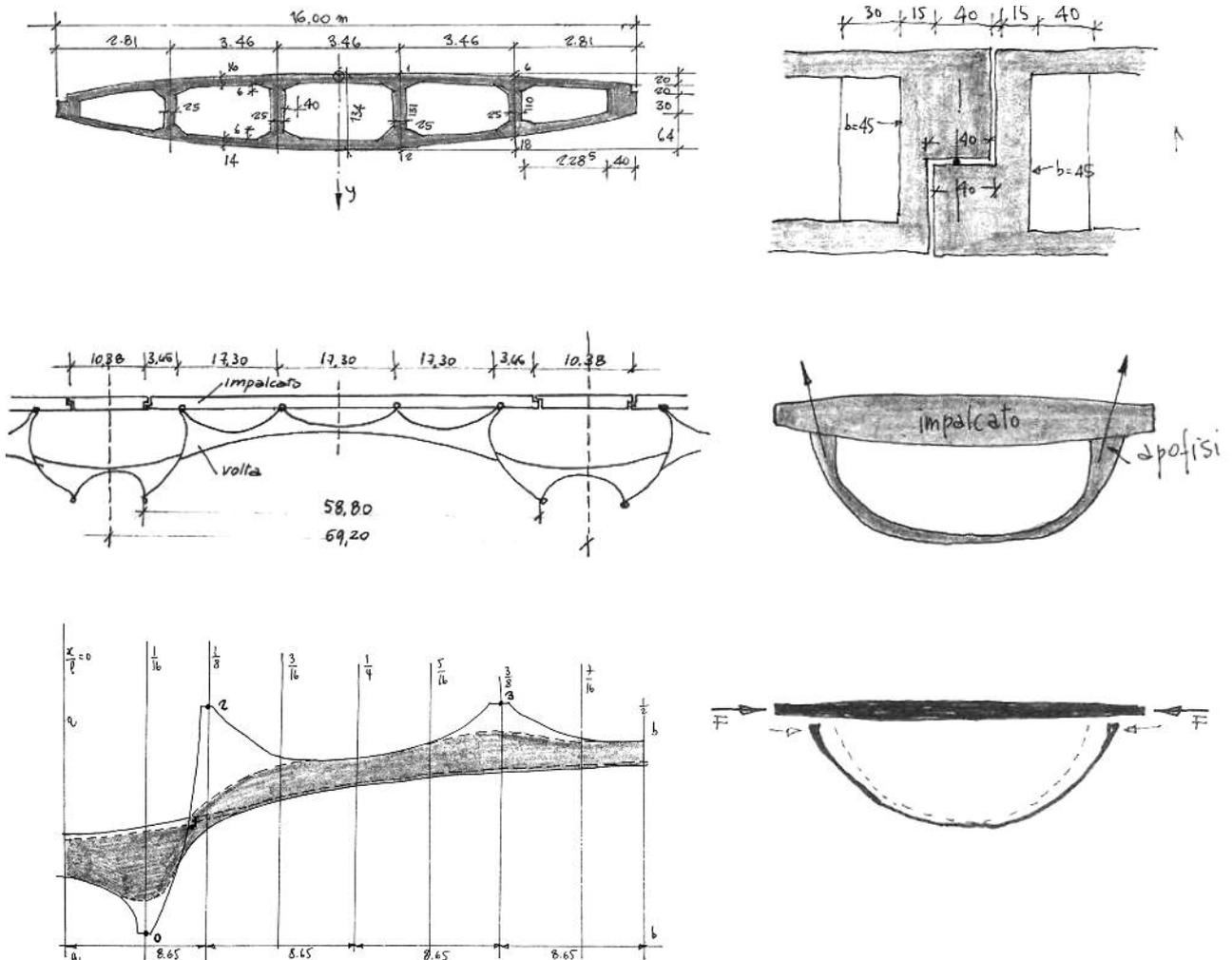


Figura 3
Schemi di calcolo originali
degli elementi più
significativi estratti dalla
relazione di calcolo.



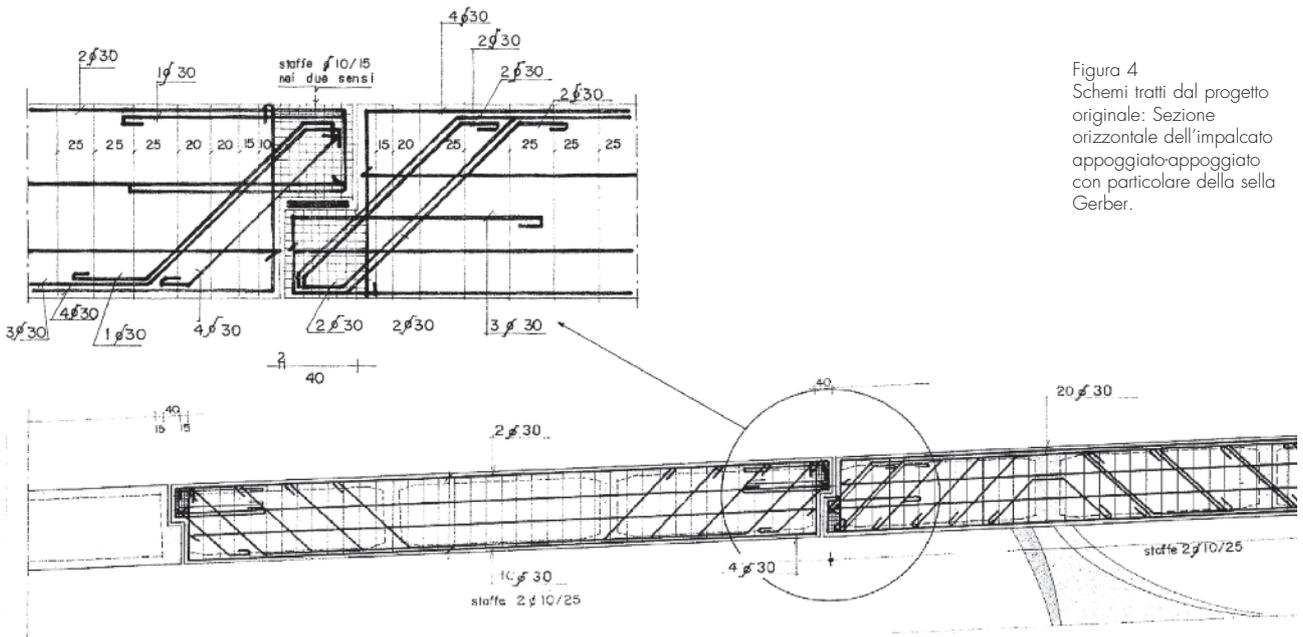
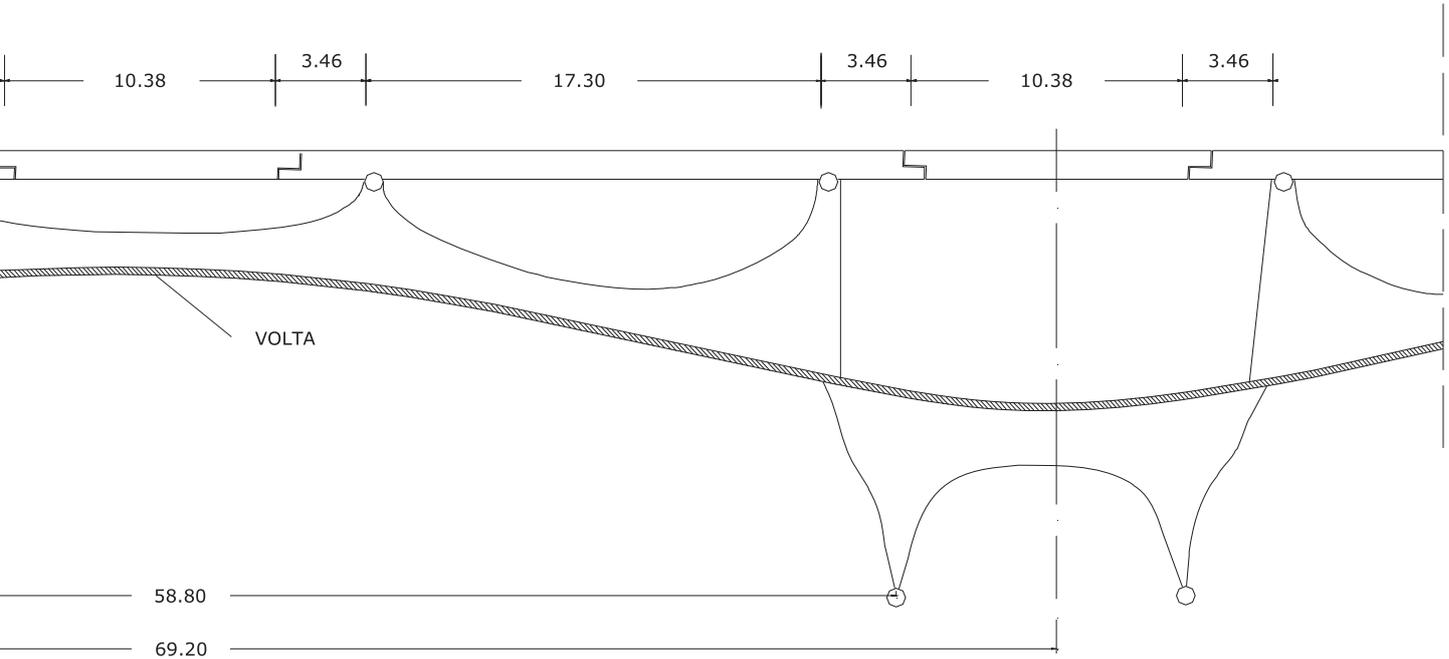


Figura 4
Schemi tratti dal progetto originale: Sezione orizzontale dell'impalcato appoggiato-appoggiato con particolare della sella Gerber.

impalcato-volta).
Tra il materiale progettuale originale del ponte è stata recuperata anche parte della documentazione relativa ad alcune prove sperimentali effettuate nel marzo del 1971 presso il laboratorio ISMES di Bergamo, durante le fasi di realizzazione delle fondazioni, su un modello sperimentale realizzato in micro-calcestruzzo in scala 1:10 (Guccione, 2004; Petrizzi, 2005). Tale modello si riferiva a due sole campate del ponte e i test sono stati spinti fino alle condizioni

di rottura. I risultati sperimentali hanno permesso, all'epoca, un'ulteriore taratura dei calcoli statici ed un migliore dimensionamento delle zone di attacco della volta all'impalcato e dello spessore dei bordi della volta in c.a.
Gli esiti delle prove sperimentali in questione hanno determinato alcune sostanziali modifiche al progetto originario, depositate come variante in progetto, tra le quali l'inserimento delle selle Gerber anche in chiave della volta e non solo in corrispondenza delle reni.

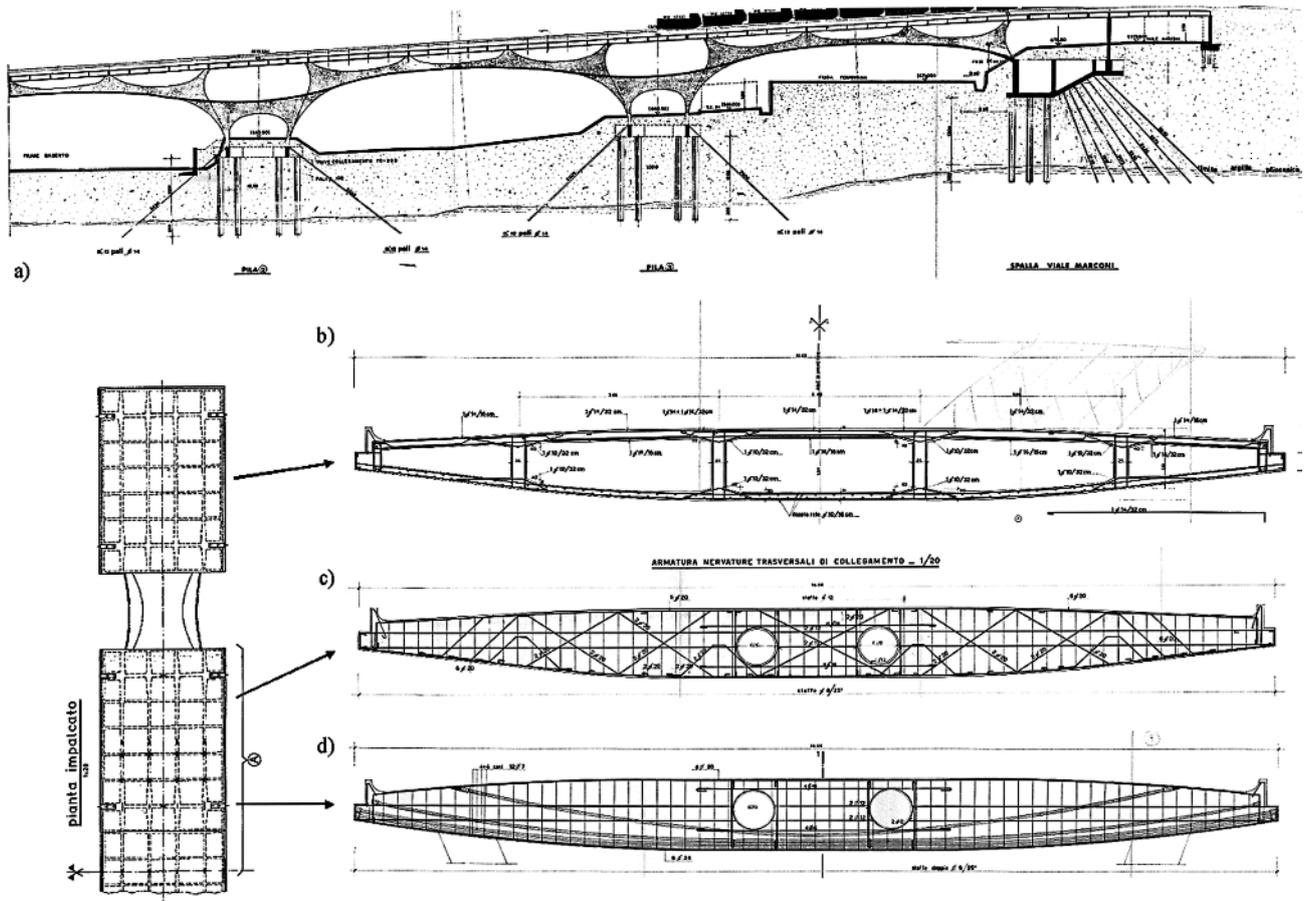


Figura 5
 Documentazione del progetto originale:
 a) sezione longitudinale di metà ponte con le opere di fondazione;
 b) sezione trasversale dell'impalcato a cassone;
 c) irrigidimenti trasversali dell'impalcato;
 d) armatura da precompressione degli irrigidimenti trasversali dell'impalcato in corrispondenza degli attacchi alla volta sottostante.

3. Indagini in situ

Considerata la complessità dell'opera, le indagini effettuate hanno seguito un approccio diverso dalle prove di routine, prevedendo l'utilizzo integrato di tecniche classiche e tecniche di tipo innovativo, allo scopo di eseguire differenti livelli di verifica (globale e locale). La completezza della documentazione progettuale reperita ha permesso di pianificare le indagini in situ al fine di conseguire un livello di conoscenza almeno pari a LC2 (conoscenza adeguata) per le verifiche globali del ponte e LC3 (conoscenza accurata) per le verifiche locali relative alla sella Gerber tipo. In quest'ultimo caso la necessità di informazioni più accurate era giustificata dall'elevato stato di degrado localizzato in tali elementi e dall'importanza che tali elementi ricoprono per la sicurezza in esercizio dell'opera. Le tecniche d'indagine presentano, in generale, una serie di vantaggi e svantaggi, che, come riportato in Tabella 1, possono essere espressi in termini di costo di preparazione e realizzazione della prova, velocità di preparazione ed esecuzione della prova, danno apportato all'elemento indagato, rappresentatività scientifica dei dati ottenuti, grado di correlazione tra la caratteri-

stica cercata e la misura ottenuta dalla prova. In base a tali caratteristiche e considerando la particolare tipologia dell'opera da indagare, nella pianificazione delle indagini si è cercato di ottimizzare opportunamente costi, velocità di esecuzione ed efficacia delle informazioni estratte, riducendo al minimo l'invasività delle stesse prove. Le indagini effettuate hanno consentito, inoltre, di acquisire informazioni su materiali, geometria e dettagli costruttivi, senza creare alcuna interruzione del funzionamento del ponte. In particolare le indagini effettuate, secondo le modalità descritte più in dettaglio nel seguito del testo, sono state le seguenti:

- Rilievo con Laserscan 3D dell'intero ponte, con maggiore dettaglio per la campata tipo;
- Mappatura Georadar dell'armatura dell'impalcato e della volta, con maggiore dettaglio per la sella Gerber tipo;
- Prove distruttive (PD) e non distruttive (PnD) sul calcestruzzo e sull'armatura costituente il ponte (impalcato e volta), con maggiore dettaglio per la sella Gerber tipo;
- Misure Vibrazionali per l'identificazione delle caratteristiche dinamiche globali, della struttura della volta e dell'impalcato.

Tabella 1 - Metodi di indagine impiegati nel caso in esame: Vantaggi e svantaggi

Metodo di prova	Costo	Velocità di esecuzione	Danno apportato	Rappresentatività dei dati ottenuti	Grado di correlazione
Rilievo Laserscan 3D	Alto	Lenta	Nessuno	Buona	Buona
Electromagnetic sensing (Georadar)	Alto	Moderata	Nessuno	Buona	Moderata/Buona
Prova Pacometrica (PnD)	Basso	Veloce	Nessuno	Moderata	Moderata/Buona
Indice di Rimbalzo (PnD)	Basso	Veloce	Limitato	Interessa solo la superficie	Debole
Velocità Ultrasuoni (PnD)	Basso	Veloce	Limitato	Riguarda tutto lo spessore	Moderata
Carotaggio (PD)	Medio	Lenta	Moderato/Alto	Buona	Buona
Misure Vibrazionali (PnD)	Medio	Moderata	Nessuno	Buona	Buona

3.1 Rilievo a mezzo Laser-Scanner 3D

Gli obiettivi principali del rilievo tridimensionale a mezzo scan-laser sono stati, da una parte, la rappresentazione grafica delle complesse geometrie dei paraboloidi iperbolici che caratterizzano la forma dell'intera struttura e dall'altra la realizzazione di un modello solido della campata tipo, da utilizzare per la generazione di modelli numerici tridimensionali complessi, necessari per i calcoli

di verifica da effettuare con specifico programma di calcolo ad elementi finiti. Con tale tecnica è stato possibile approfondire la conoscenza sulla forma e i volumi della struttura e individuare, con livello di approssimazione opportuno, le dimensioni dei punti critici, rappresentati dalle zone di collegamento degli appoggi a sella Gerber sull'impalcato superiore, degli attacchi della volta all'impalcato e degli attacchi al suolo.

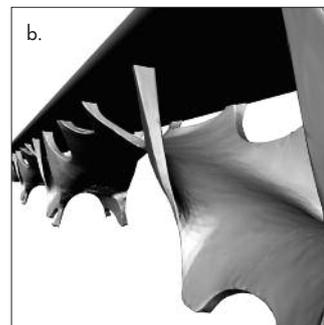
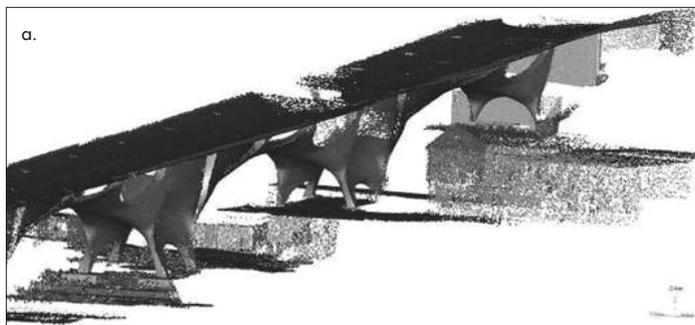
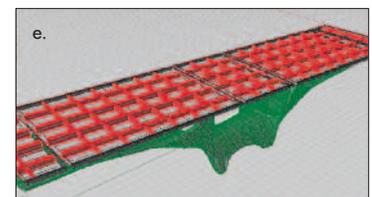
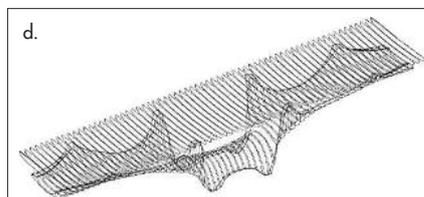
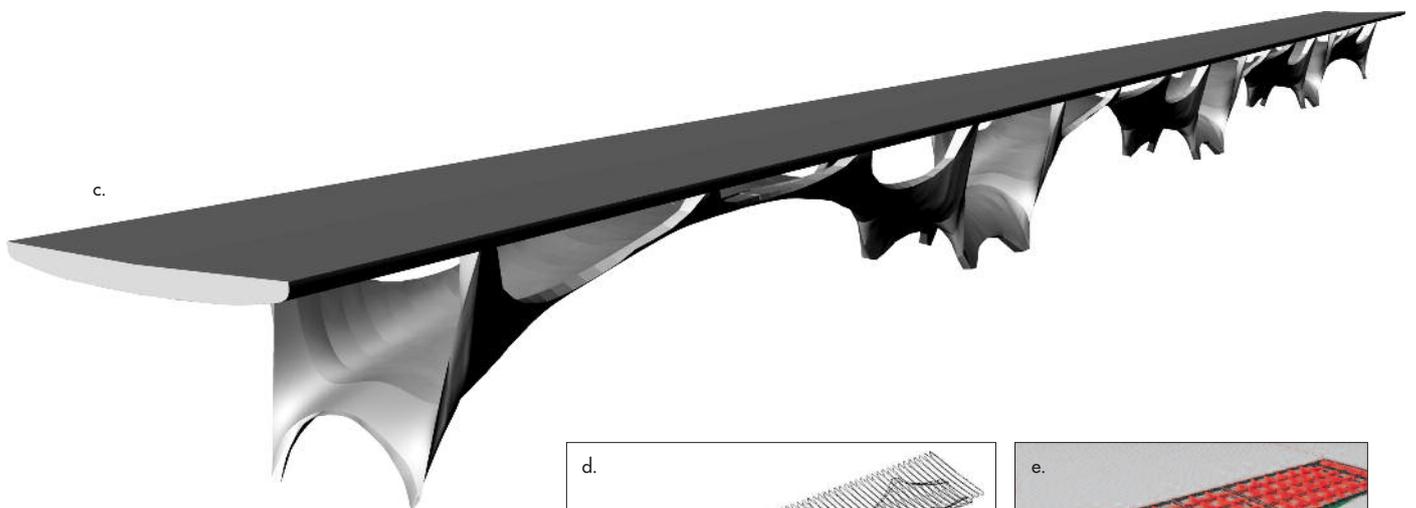


Figura 6
 a) Pulitura e filtraggio della scansione del ponte completo;
 b) Vista del modello 3-D di tutto il ponte (volta e impalcato);
 c) Modello 3-D del ponte Completo;
 d) Modello 3-D della campata tipo suddiviso in sezioni trasversali a passo di 2 m;
 e) Vista del modello 3D solido ricostruito



Il progetto di scansione messo a punto ha previsto, per tutta l'estensione del ponte, una serie di riprese (scanpositions) tanto dall'interno della struttura che dall'esterno. Nel caso specifico, considerando la continua variazione delle geometrie del ponte e vista la presenza di elementi di disturbo (vegetazione, segnaletica, veicoli, altri manufatti, ecc.), per la completa scansione del ponte sono state utilizzate 92 scanpositions ed inseriti oltre 200 punti di misura (markers). Sono stati effettuati due differenti rilievi, uno relativo alla prima campata (lato raccordo Autostradale, circa 70 metri), l'altro relativo al ponte completo (circa 280 metri).

Al termine delle operazioni sul campo le operazioni di post-processing hanno comportato la pulitura e l'eliminazione del rumore, il successivo montaggio delle nuvole di punti acquisite ed il riallineamento delle stesse (Figura 6a). Il risultato del rilievo è un modello 3D in superfici o in solidi (Figura 6b e Figura 6c), utilizzabile sia per generare viste tridimensionali, proiezioni ortogonali e una serie di sezioni trasversali a passo 2 m (Figura 6d), sia per realizzare un modello solido della campata tipo (volta più impalcato), da impiegare per le analisi strutturali (Figura 6e).

3.2 Mappatura Georadar

La campagna di indagini è stata integrata con una tecnica in grado di individuare particolari strutturali difficilmente identificabili con le tecniche classiche, quali: presenza e disposizione della maglia di armatura, anche disposta su più livelli; posizione di setti d'irrigidimento interni; geometrie e armature delle selle Gerber e degli attacchi dell'impalcato alla volta inferiore. Il rilievo a mezzo Georadar SPR (Surface Penetrating Radar) è stato realizzato utilizzando due antenne a frequenza centrale di 400 MHz e 900 MHz, ed ha consentito di raggiungere i seguenti obiettivi:

- Individuare la posizione delle maglie di armatura tipo della volta in c.a., non riportata nella documentazione progettuale reperita. Il rilievo è stato effettuato su parte della struttura della volta della prima campata;
- Individuare la posizione dei setti d'irrigidimento della sezione a cassone in c.a. dell'impalcato e riscontro con i dati di progetto. Il rilievo è stato eseguito sulle due fasce più esterne in direzione longitudinale dell'estra-

dosso dell'impalcato, nella zona che comprende sei selle Gerber consecutive, in modo da indagare le due diverse tipologie di impalcato, appoggiato-appoggiato (da 10.38 m) e continuo collegato alla volta inferiore (da 24.22 m), come indicato in Figura 7a;

- Individuare le Zone umide potenzialmente alterate, i difetti nel calcestruzzo (vuoti, fratture, riprese di getto) e alcuni particolari strutturali (variabilità della sezione). Il rilievo è stato effettuato in corrispondenza dell'estradosso e sulla fascia trasversale dell'intradosso dell'impalcato nella zona in adiacenza della sella Gerber oggetto di studio, come indicato in Figura 7a. In Figura 7b è riportato un esempio di radargramma la cui interpretazione (Bavusi et al., 2011, 2012) ha evidenziato, tra l'altro, la presenza e la posizione dei setti di irrigidimento, posti ogni 3.46 m, che suddividono in sette "camere" i segmenti di impalcato da 24.22 m e in tre "camere" le porzioni da 10.38 m. Nella figura i radargrammi sono confrontati con gli schemi progettuali e con i saggi diretti. L'indagine ha permesso di individuare anche la posizione e dimensione dei setti d'irrigidimento in corrispondenza degli appoggi, che appaiono come riflettori verticali molto intensi. Al contrario, le selle Gerber risultano fortemente attenuate, tanto da far presupporre uno stato quasi permanentemente saturo, a causa dell'infiltrazione delle acque piovane. Dai saggi a campione effettuati è stato, inoltre, possibile confermare la presenza delle barre di armatura in numero e posizioni indicate nel progetto originario. Infine la tecnica ha mostrato notevoli capacità nella caratterizzazione dei vari strati costituenti il manto di asfalto e nell'individuazione delle riprese di getto di cls.

3.3 Prove sui materiali

I materiali utilizzati per la realizzazione delle varie parti della struttura in oggetto, desunti dai documenti di progetto reperiti, risultano quelli riportati in Tabella 2, nella quale sono state utilizzate le denominazioni coerenti con le norme vigenti all'epoca della costruzione (circolare LL.PP. n°1472 del 23/5/1957; circolare LL.PP. n°1547 del 17/5/1965 e circolare LL.PP. n°180 del 30/5/1972).

Le caratteristiche meccaniche dei materiali adottate nelle fasi di verifica sono state preliminar-

Tabella 2 - Materiali dichiarati in progetto

Fondazione		Volta		Impalcato	
Cls	Acciaio	Cls	Acciaio	Cls	Acciaio
Rck 250	tipo C	Rck 350	AQ60	Rck 350	Fe38k a.m.

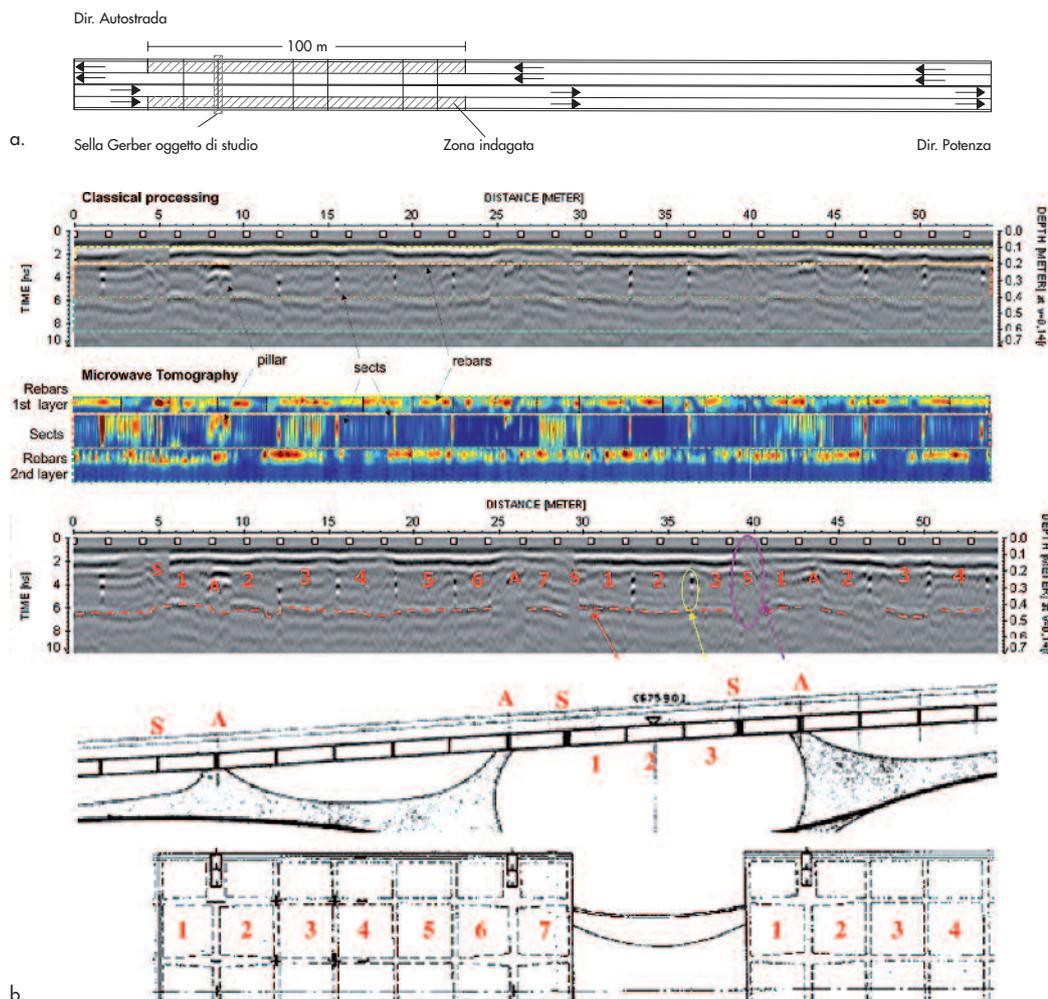


Figura 7
 a) posizione dei rilievi Georadar;
 b) Interpretazione del radargramma e confronto con i dati di progetto, dove (S) - Sella e (A) - Appoggio (Bavusi et al., 2011, 2012).

mente controllate, per quanto riguarda il calcestruzzo, mediante prove in-situ effettuate in corrispondenza della volta, dell'impalcato e della sella Gerber, e desunte, invece, per quanto riguarda l'acciaio, da quanto dichiarato nella relazione di calcolo originale e da informazioni ricavate da studi sperimentali condotti su barre d'armatura tipiche dell'epoca di costruzione (Verderame et al., 2001).

La campagna di indagini sul cls è stata pianificata definendo modalità, numero e tipologia di prove in maniera da differenziare il livello di conoscenza secondo due livelli di verifica:

1. Livello di conoscenza Adeguata (LC2) ai fini della verifica globale, conseguita mediante esecuzione di indagini estese a tutta la struttura del ponte (Figura 8a);
2. Livello di conoscenza Accurata (LC3) per la verifica locale, conseguita mediante esecuzione di indagini concentrate in corrispondenza dell'appoggio a sella Gerber tipo (Figura 8d).

Le indagini locali sul calcestruzzo della sella Gerber sono state effettuate in corrispondenza della prima campata (vedi Figura 8b) non solo

per motivi logistici, ma anche in considerazione dell'elevato stato di degrado presente (Figura 8c). In entrambi i casi, le prove non distruttive PnD (Pacometriche, Ultrasonore e Sclerometriche) e distruttive PD (estrazione di carote di calcestruzzo e prove di schiacciamento) sono state svolte previa effettuazione di saggi sugli elementi strutturali in c.a. per la valutazione della tipologia, posizione e diametro delle barre utilizzate. Le aree di prova sono state individuate in modo da consentire la stima della resistenza del calcestruzzo in situ considerando anche le diverse fasi di realizzazione dell'opera (diversi getti del cls). Per quanto possibile, le prove non distruttive (PnD) sono state effettuate in punti in cui le superfici risultavano prive di evidenti difetti (vuoti, occlusioni, espulsione di copriferro, ecc.) tali da inficiare la significatività delle prove stesse.

In corrispondenza dell'impalcato le prove sono state eseguite previa rimozione dello strato di asfalto o dello strato di boiaccia di cemento di protezione. Quest'ultima è stata applicata successivamente alla costruzione del ponte, soprattutto in corrispondenza dell'intradosso dell'im-

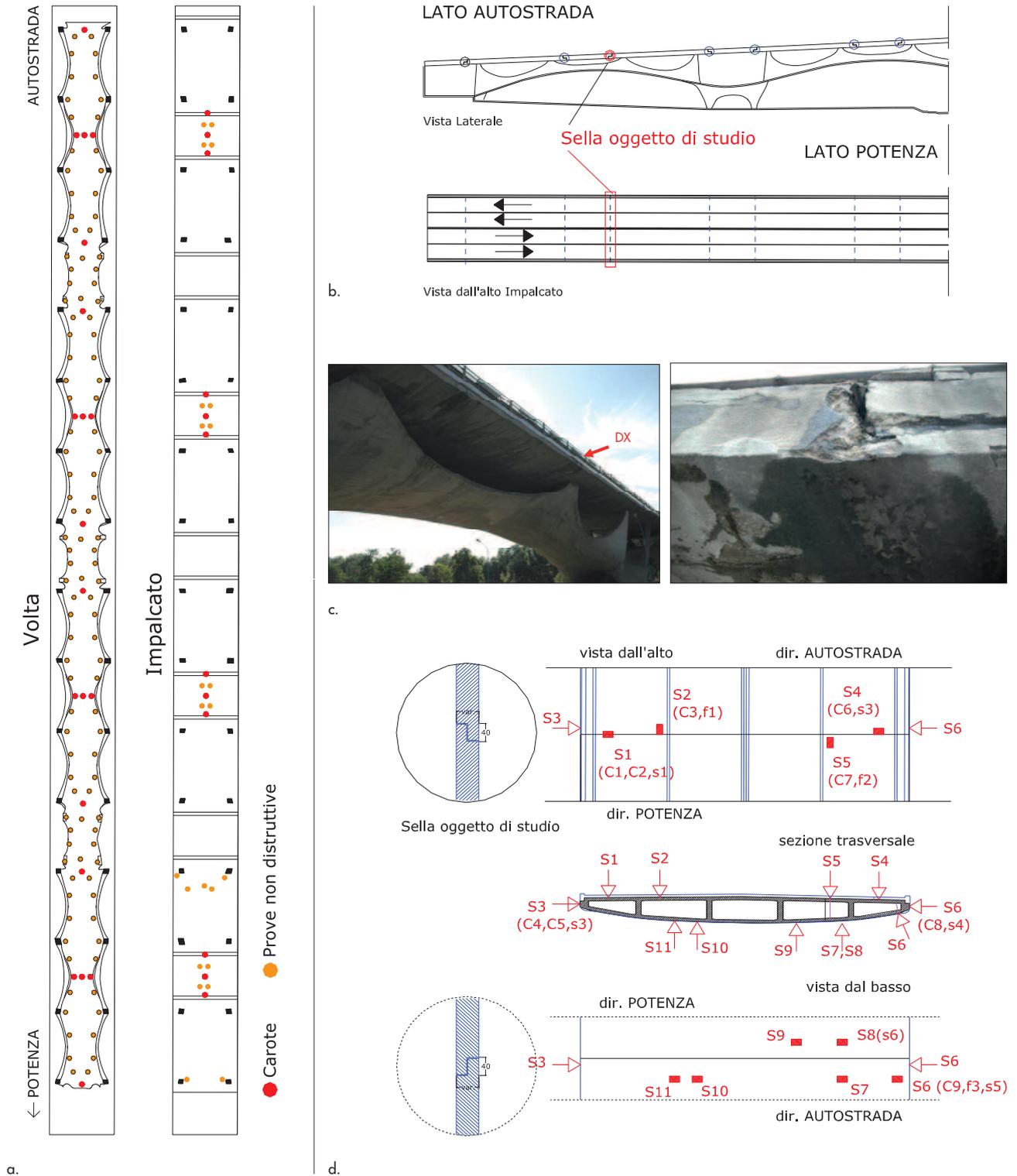


Figura 8
 Posizione dei prelievi di calcestruzzo a) sulla struttura del ponte d) su elemento sella Gerber; b) posizione dell'elemento sella Gerber tipo individuato per lo studio e c) foto della sella Gerber tipo.

palcato. A ridosso dei giunti sull'impalcato è stato eseguito un rilievo geometrico a campione delle zone in cui sono state realizzate le indagini. Il rilievo ha riguardato la geometria degli elementi che costituiscono l'appoggio, l'ampiezza dei giunti e le dimensioni della sezione a casone, oltre che lo spessore dello strato di asfalto e lo stato di degrado dell'area interessata

(Figura 8c), necessari per la successiva modellazione numerica. Dai rilievi a campione effettuati sugli elementi strutturali si è verificato che tali elementi generalmente rispettano le indicazioni geometriche riportate negli elaborati progettuali. Alcune lievi differenze sono state osservate in corrispondenza delle selle Gerber per la presenza di un cordolo di circa 20 cm di larghezza,

introdotto in fase esecutiva a protezione delle parti terminali dell'impalcato. Al momento dei sopralluoghi è stato rilevato uno stato di degrado concentrato nella parte laterale ed inferiore dell'impalcato (Figura 8c), legato al continuo percolamento delle acque meteoriche che intaccano le barre di armatura ossidandole e facendo, così, saltare lo strato di copriferro. Si è riscontrato, inoltre, il distacco in diversi punti della boiacca in cls di protezione.

Lo stato di conservazione della struttura è apparso in generale non eccellente, anche se, dai sopralluoghi effettuati, non si sono evidenziate situazioni di pericolo imminente legate al fenomeno di ossidazione delle barre di armatura, fenomeno, comunque, limitato a una percentuale di superficie <10% dell'intera struttura.

Le indagini sui materiali di tipo PD e PnD sono state distribuite sull'intera struttura del ponte al fine di verificare anche l'omogeneità di distribuzione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, per un totale di (Indagini Globali + Indagini Locali): n. 300+14 prove pacometriche, n. 104+14 prove sclerometriche, n. 104 + 14 prove ultrasoniche, n. 20+9 carotaggi, n. 20+14 prove di schiacciamento delle carote. La Figura 8a riporta la posizione dei sondaggi effettuati su tutta la struttura e la Figura 8d il dettaglio dei punti investigati in corrispondenza della sella Gerber oggetto di approfondimento, con indicazione dell'identificativo sondaggio (S) delle carote estratte (C) dei saggi sulle armature (s) e dei fori (f) effettuati.

Dai campioni di calcestruzzo estratti mediante carotaggio, sono stati ricavati i provini cilindrici sottoposti a prove di resistenza a compressione eseguite presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università della Basilicata, secondo le Norme UNI EN 12390-3:2003. La resistenza cilindrica a compressione f_c del calcestruzzo è stata ottenuta a partire dalla resistenza a compressione della carota ottenuta dalle prove f_{core}

considerando opportuni coefficienti correttivi che dipendono principalmente da forma e diametro del provino, dal rapporto lunghezza/diametro, dalle condizioni di umidità e del disturbo arrecato al campione durante la perforazione (A.C.I. 214.4R-03, 2003).

La resistenza cubica a compressione (R_c) è stata, quindi, determinata in funzione della resistenza cilindrica rivalutata (f_c) attraverso l'usuale relazione $R_c = f_c/0.83$.

Nel diagramma di Figura 9 sono evidenziati i valori di resistenza calcolati considerando le indagini estese a tutta la struttura (Figura 9a) e le indagini localizzate alla sella Gerber oggetto di studio (Figura 9b). Nell'ultimo caso i valori ottenuti sono stati messi a confronto con le curve di iso-resistenza ottenute con il metodo SonReb (Guida A.C.I. 214.4R-03, Gasparik, 1992).

In sintesi le verifiche hanno mostrato un calcestruzzo generalmente di buona qualità ed omogeneità, con fenomeni di carbonatazione limitati ai primi 2 cm di strato superficiale. Le armature riscontrate in situ risultano rispondenti alle indicazioni progettuali.

I valori di calcolo delle caratteristiche dei materiali calcestruzzo f_{cd} e acciaio f_{yd} assunte nelle verifiche globali (volta + impalcato) e locali (sella Gerber) sono state valutate considerando i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali γ_c e γ_s e i fattori di confidenza FC funzione dei livelli di conoscenza raggiunti. In sintesi le caratteristiche del calcestruzzo, ricavate a partire dalla resistenza cubica media R_{cm} , e delle barre di armatura considerate nelle verifiche sono riportate in Tabella 3, differenziate per i due livelli di verifica.

3.4 Misure Vibrazionali

L'identificazione dinamica del ponte Musmeci è stata effettuata mediante l'analisi di misurazioni Vibrazionali eseguite direttamente sul ponte. Tali analisi erano finalizzate alla valutazione delle principali caratteristiche dinamiche quali: fre-

Figura 9
Valori della Resistenza Cubica valutata mediante il metodo SonReb
a) considerando tutta la struttura del ponte;
b) localizzato alla zona della sella Gerber.

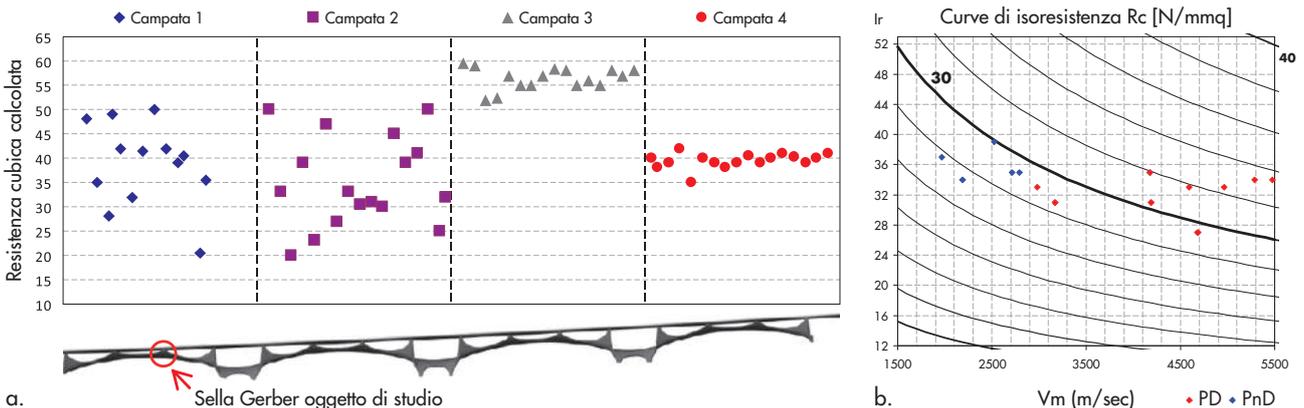


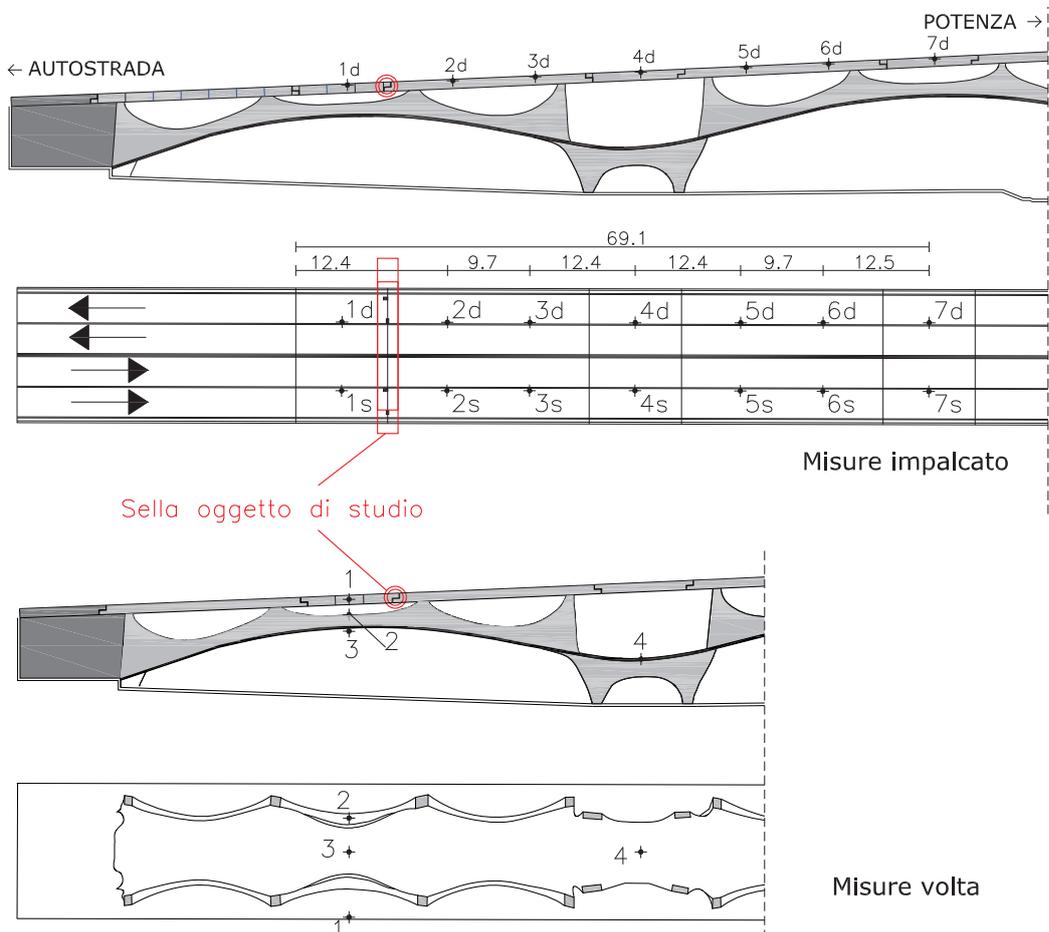
Tabella 3 - Resistenze dei materiali da considerare nel calcolo della valutazione della sicurezza

Calcestruzzo			Acciaio		
	Volta +impalcato	Sella Gerber		Volta +impalcato	Sella Gerber
R_{cm} (N/mm ²)	40.00	31.15	f_y (N/mm ²)	380	375
$f_{cm} = R_{cm} \cdot 0.83$ (N/mm ²)	33.20	25.85	-	-	-
γ_c	1.50	1.50	γ_s	1.15	1.15
FC	1.2	1.00	FC	1.2	1.00
$f_{cd} = f_{cm} / \gamma_c / FC$ (N/mm ²)	18.44	17.24	$f_{yd} = f_y / \gamma_s / FC$ (N/mm ²)	275.4	326.1

quenze principali di vibrazione, deformate modali e caratteristiche dissipative espresse dal fattore di smorzamento viscoso equivalente associato alle frequenze di oscillazione del ponte. Sulla struttura dell'impalcato la risposta dinamica, in condizioni di eccitazione ambientale (vento e traffico), è stata registrata tramite due allineamenti di 7 coppie di servo accelerometri con fondo scala 0.1 g, orientati orizzontalmente nelle due direzioni principali del ponte (longitudinale e trasversale), posizionati a livello superiore dell'impalcato (vedi Figura 10a), paralleli all'asse longitudinale e in corrispondenza delle due carreggiate esterne del ponte (allineamento s e d). La

risposta dinamica in direzione verticale è stata registrata, invece, mediante una coppia di servo accelerometri posizionati in maniera alternata lungo le 7 postazioni, per un totale di 5 combinazioni per ogni allineamento. Sulla struttura della volta sottostante, gli strumenti sono stati posizionati in corrispondenza di 4 punti d'interesse, 3 sul guscio in c.a. e uno, formato da una terna completa di strumenti, sull'impalcato, come mostrato in Figura 10b. Dopo aver valutato gli spettri in ciascun punto di misura, al fine di identificare il modo fondamentale del ponte, sono state stimate le funzioni di trasferimento che hanno consentito di definire

Figura 10
Indicazione delle posizioni degli accelerometri in Prospetto e Pianta per le misure sull'impalcato (prima e seconda campata) e sulla struttura della volta (prima campata).



anche la deformata modale relativa al modo fondamentale di oscillazione trasversale. Tutte le funzioni di trasferimento sono state calcolate utilizzando come stazione di riferimento gli accelerometri della postazione 1. Nella Figura 11 sono riportate, le funzioni di trasferimento relative alla direzione trasversale (es. allineamento d, Figura 11b), la deformata modale del modo fondamentale ottenuta normalizzando gli spostamenti rispetto al valore massimo valutato nella porzione di ponte monitorata (Figura 11a) e la trasformata di Welch (Welch, 1967) relativa alla componente verticale misurata sull'impalcato (Figura 11c). Dall'analisi degli spettri e delle funzioni di trasferimento è stata individuata una frequenza fondamentale del ponte corrispondente a 1.46 Hz, corrispondente ad un modo traslazionale. Considerando separatamente le stazioni di misura ubicate sull'impalcato e le corrispondenti stazioni ubicate sul guscio sottostante, sono stati

valutati gli spettri relativi alla componente trasversale, del guscio e dell'impalcato, e alla componente verticale del solo impalcato, da cui è risultato un primo modo verticale caratterizzato da una frequenza pari a 2.66 Hz. Per la valutazione del fattore di smorzamento viscoso equivalente (ξ), relativo al modo fondamentale della struttura, è stata utilizzata una tecnica non parametrica di tipo only-output (Mucciarelli and Gallipoli, 2007), valida anche per segnali non stazionari. Dall'analisi dei valori dei fattori di smorzamento, relativi al modo fondamentale di vibrazione, è stato possibile dedurre che l'impalcato è caratterizzato da un valor medio del fattore di smorzamento pari a circa 5% mentre, per il guscio, è pari a circa 4%. I valori delle frequenze associate al primo modo trasversale e al primo modo verticale di oscillazione del ponte e le relative caratteristiche dissipative sono riportati in Tabella 4.

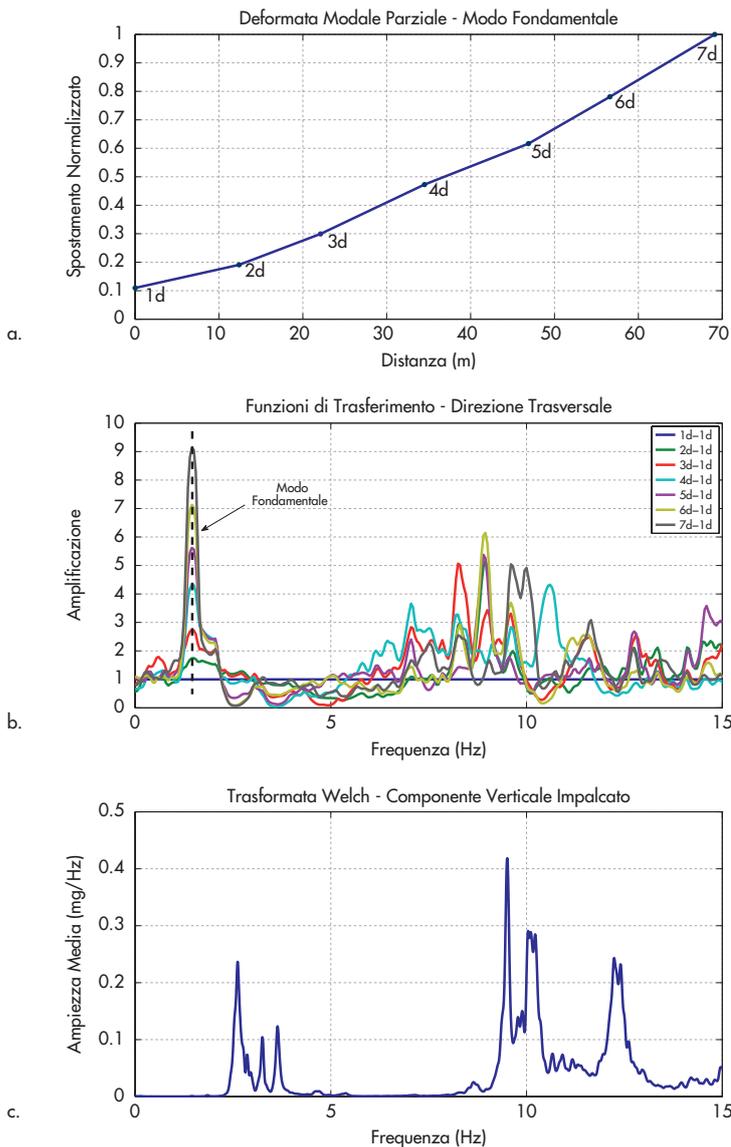


Figura 11
 a) Deformata modale relativa al modo fondamentale normalizzato rispetto alla porzione di struttura monitorata;
 b) Funzioni di trasferimento relative alla direzione trasversale valutate utilizzando la stazione 1d come riferimento;
 c) trasformata di Welch relativa alla componente verticale misurata sull'impalcato.

Tabella 4 - Riepilogo delle principali caratteristiche dinamiche del ponte Musmeci

Modo di vibrare	Frequenza (Hz)	Smorzamento (%)	
		Impalcato	Guscio
I Modo trasversale	1.46	»5	»4
I Modo verticale	2.66	»4	»3

4. Valutazione della sicurezza

Per valutazione della sicurezza s'intende quel procedimento quantitativo e qualitativo volto a stabilire se la struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto previste dalle attuali Normative Tecniche per le Costruzioni (NTC 08), o in alternativa, a determinare l'entità massima delle azioni e delle relative combinazioni che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle norme.

La valutazione della vulnerabilità sismica della struttura del ponte Musmeci è stata effettuata considerando modelli numerici appositamente costruiti a seconda del livello di sicurezza richiesto e utilizzando i metodi di analisi lineare. I risultati delle verifiche sono espressi in termini di confronto tra le azioni agenti ottenute dall'analisi per le diverse combinazioni di carico e le resistenze delle sezioni degli elementi critici, che definiscono il livello di sicurezza dell'opera. Le sollecitazioni considerate sono state calcolate nei confronti dei carichi statici gravitazionali e variabili da traffico e dei carichi sismici aggiornati alle vigenti normative. La resistenza ultima delle sezioni critiche è stata valutata considerando geometria, dettagli costruttivi e caratteristiche dei materiali ricavati dalle fasi precedenti.

4.1 Modelli numerici

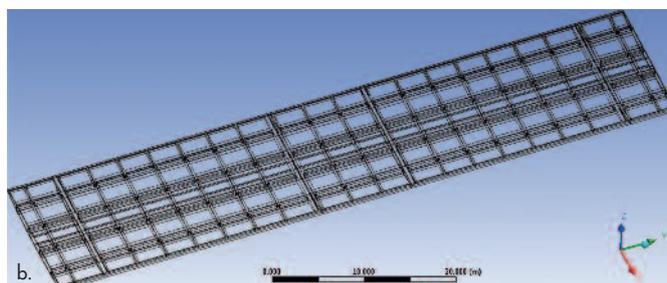
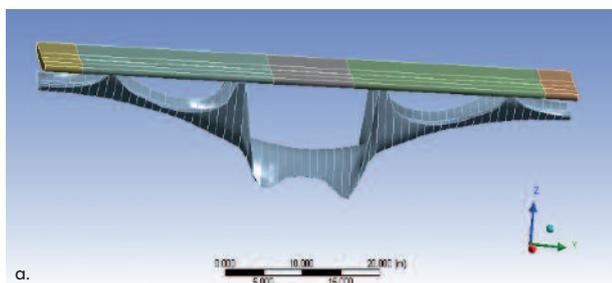
La complessità della struttura in esame e la necessità di raggiungere un livello accurato nella definizione degli stati di sollecitazione presenti negli elementi strutturali principali hanno determinato la necessità di ricorrere a due modelli numerici separati, in grado di cogliere la risposta globale e locale della struttura.

4.1.1 Modello Globale

La *Modellazione Globale* è stata realizzata mediante il software di calcolo agli elementi finiti (ANSYS Academic Mechanical Research), che ha utilizzato, come input geometrico, la rappresentazione in corpi solidi assemblati della struttura della volta e delle diverse parti di impalcato ricavati dal rilievo Laserscan 3D. La ripetitività geometrica dell'opera ha permesso l'adozione di un modello limitato ad una campata tipo (Figura 12a). Il modello della volta portante è stato realizzato mediante discretizzazione dei solidi con elementi finiti tetraedrici a dieci nodi, mentre la porzione d'impalcato interessato è stata suddivisa in 5 solidi discontinui interrotti dalle 4 selle Gerber presenti e completata dai setti di irrigidimento trasversali e longitudinali, come mostrato in Figura 12b.

Per considerare nel modello numerico gli effetti della precompressione applicata nei setti trasversali, in corrispondenza dei punti di appoggio tra volta e impalcato, sono state inserite delle forze concentrate equivalenti alla forza dei cavi di precompressione, valutate considerando anche le perdite di tensione. Nella modellazione, al fine di simulare una situazione prossima a quella reale, i vincoli alla base sono stati considerati come incastri, mentre il collegamento tra volta e impalcato è stato realizzato considerando la continuità strutturale. Alle due estremità della campata sono state inserite, inoltre, delle condizioni al contorno di simmetria per poter meglio rappresentare la continuità dell'opera. Nel modello del ponte in esame è stata considerata la rigidità del calcestruzzo non fessurato, in quanto, data la particolare forma e in condizioni di carico verticale, gli elementi portanti della volta sono caratterizzati da una

Figura 12
a) modello globale agli elementi finiti relativo alla campata tipo;
b) modello dell'impalcato.



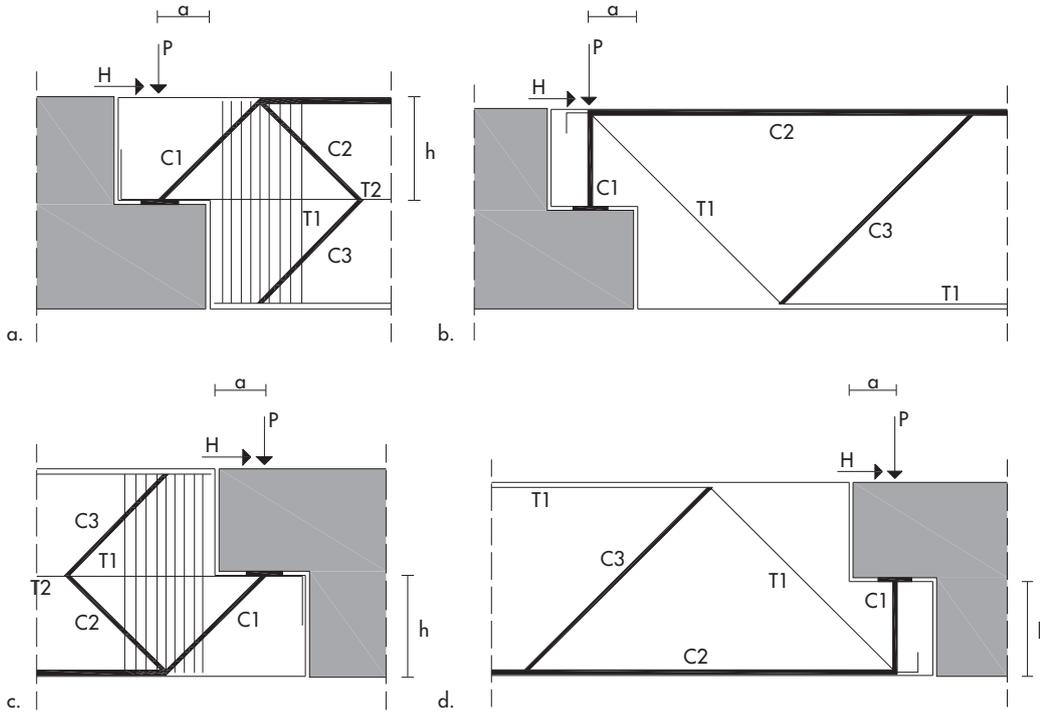


Figura 13
 a) e b) Parte appoggiata:
 Schemi per il meccanismo
 tirante-puntone della Sella
 Gerber (EC2, 2005);
 c) e d) Parte appoggio:
 schemi a tirante e puntone
 (Circ. 617/2009).

prevalente condizione di compressione costante e da un momento flettente trascurabile.

4.1.2 Modello Locale

Sono stati considerati, invece, modelli locali per la schematizzazione delle zone di discontinuità dell’impalcato realizzate con appoggi del tipo sella Gerber, adottando uno schema di trave doppiamente appoggiata di lunghezza 10.38 m per l’impalcato (Figura 2 e Figura 4) e due diversi modelli tirante-puntone per le zone di appoggio. In particolare per questi ultimi la parte appoggiata del modello “tirante-puntone” consiste, secondo la denominazione dell’Eurocodice (EC2, 2005), in due differenti schemi di riferimento, mostrati in Figura 13 a) e b), che eventualmente possono essere combinati tra loro o usati separatamente in funzione degli elementi componenti il traliccio considerati nella verifica. Vista la simmetria del problema in Figura 13 c) e d), è mostrato il modello a traliccio della parte di appoggio.

4.2 Azioni

I carichi e le azioni di tipo statico e dinamico, per le verifiche a fatica, considerati nelle analisi effettuate sono stati ricavati dalle indicazioni contenute nelle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08) e relativa Circolare (Circ. 617/2009) per ponti di 1ª Categoria.

I carichi statici gravitazionali considerati per il modello globale sono rappresentati dai carichi permanenti (Peso proprio degli elementi in c.a.; $G_1 = 17.686 \text{ t/m}$) e dai carichi permanenti non strutturali (Massicciata, Cordoli, Parapetti e guard-rails; $G_2 = 3.18 \text{ t/m}$).

I carichi variabili da traffico, comprensivi degli effetti dinamici, sono stati definiti a partire dagli schemi di carico n. 1 e n. 5 descritti al (§5.1.3.3.3 NTC 08). Tali carichi sono stati disposti su 5 corsie convenzionali, come riassunto in Tabella 5, considerando la carreggiata di larghezza 15.65 m, unica e senza spartitraffico. Tale disposizione dei carichi sulla carreggiata determina le condizioni più sfavorevoli di solle-

Tabella 5 - Valori dei carichi da traffico considerati per le diverse corsie

Corsia Convenzionale	Largh. corsia w_1 (m)	Carico distribuito q_{ik} (kN/m ²)	Carico asse Q_{ik} (kN)
1	3	9.00	300
2	3	2.50	200
3	3	2.50	100
4	3	2.50	0.00
5	3	2.50	0.00

citazione per tutti gli elementi della struttura. La forza di frenamento o di accelerazione, applicata a livello della pavimentazione in direzione dell'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita su tutta la lunghezza dell'impalcato (288 m) in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, pari a $q_3 = 900 \text{ KN}$.

Il calcolo dell'azione del vento è stato eseguito con riferimento a quanto prescritto al Cap. 3.3 delle NTC 08. La pressione di picco generata su ciascun elemento dall'azione del vento, considerata costante per tutta l'altezza del ponte, è stata assunta pari a $p = 1.896 \text{ KN/m}^2$, valutata in funzione dell'altitudine del sito in cui sorge l'opera, pari a m. 800 s.l.m.

L'azione sismica per il caso in esame è stata definita facendo riferimento alla pericolosità sismica di base del sito (coordinate dell'opera 40.6274545 N e 15.8076739 E), alla classe d'uso e vita nominale della struttura (c_u IV; V_N 100 anni) e alle caratteristiche del suolo di fondazione (Suolo E; coefficiente topografico T1), come mostrato in Figura 14. Nella stessa figura sono riportati gli spettri di risposta $S_e(T)$ della componente sismica orizzontale e verticale rela-

tivi ai diversi Stati Limite SLO, SLD, SLV e SLC considerati nelle analisi.

Ai fini della verifica Globale allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), è stata considerata solo la componente sismica trasversale, rimandando ad ulteriori studi la verifica con le tre componenti principali del sisma agenti contemporaneamente. Ai fini delle verifiche, le combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni considerate sono definite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC 08. Gli effetti della variabilità spaziale del moto sismico nel caso in esame non sono stati considerati nell'analisi in quanto si fa riferimento ad una campata tipo di modesta lunghezza, per la quale è lecito considerare che le proprietà del suolo non varino in corrispondenza dei punti di contatto con il terreno.

Nelle analisi numeriche mediante analisi dinamica al passo l'azione sismica trasversale è stata definita da tre accelerogrammi naturali selezionati dallo "European Strong Motion Data Base" (ESD) (Iervolino et al., 2008), rappresentati in Figura 15a, le cui caratteristiche generali sono riportate in Figura 15b, dove è evidenziata anche la verifica di compatibilità con lo spettro elastico di riferimento allo SLV.

Figura 14
Valori dei parametri di riferimento dell'azione sismica per il sito in esame e spettri elastici componente verticale e orizzontale.

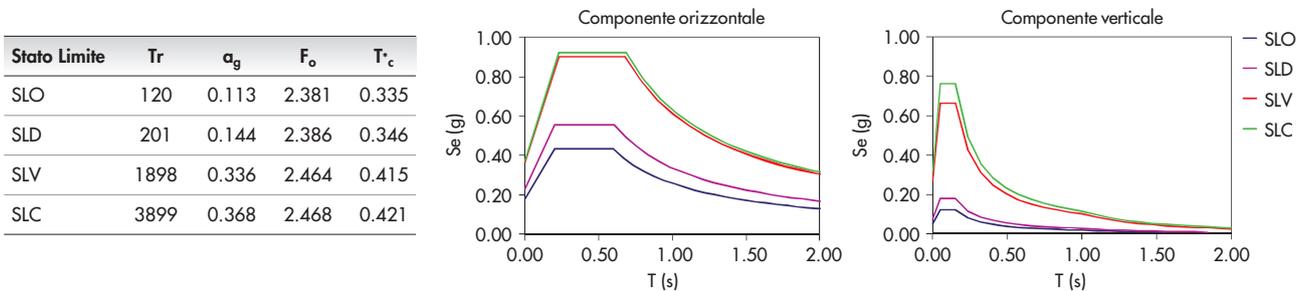
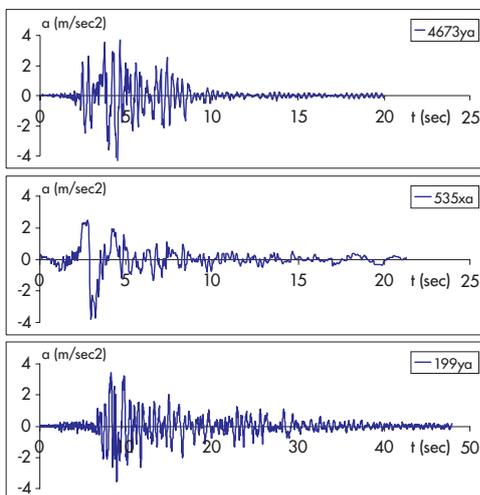
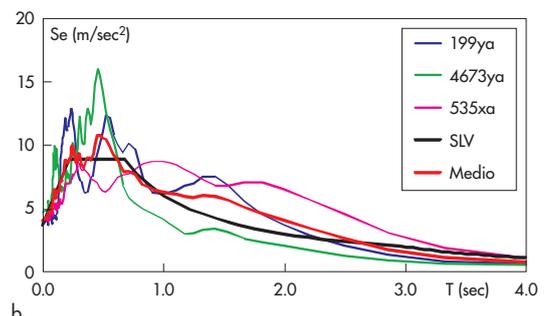


Figura 15
a) Accelerogrammi naturali selezionati per le analisi dinamiche lineari;
b) verifica di compatibilità media degli accelerogrammi selezionati con spettro elastico di riferimento allo SLV.



Waveform ID	Station ID	Earthquake Name	Mw	Distance (km)
199ya	ST67	Montenegro	6.9	16
535xa	ST205	Erzincan	6.6	13
4673ya	ST2482	South Iceland	6.5	15



Per le verifiche locali, i carichi considerati nello schema appoggio-appoggio della parte di impalcato tra due selle Gerber consecutive sono rappresentati dai carichi permanenti strutturali e portati e dagli schemi di carico da traffico n° 1 e 2, (§5.1.3.3.3 NTC 08), diversamente combinati a seconda dello Stato Limite Ultimo (SLU) di riferimento per la verifica. Per la parte d'appoggio della sella Gerber è stata considerata anche la forza orizzontale dovuta all'azione di frenatura o accelerazione $q_3 = 388$ KN, ottenuta considerando $Q_{1k} = 300$ KN; $q_{1k} = 9$ KN/m²; $w_1 = 3$ m; $L = 10.38$ m. La forza di frenatura è applicata come valore caratteristico fondamentale, mentre le altre azioni da traffico con il loro valore frequente. Le verifiche a fatica della sella Gerber sono state condotte utilizzando i modelli di carico indicati nel (§5.1.4.3 NTC 08), riguardanti le verifiche a fatica per vita illimitata. Tali modelli sono costituiti dallo schema di carico n° 1, che considera il valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e quello dei carichi distribuiti ridotti del 70%, e per le verifiche locali, se più gravoso, il modello di carico n° 2, costituito dall'asse singolo considerato autonomamente, con valore del carico ridotto del 30%. Per portare in conto la presenza di discontinuità strutturali (§5.1.3.4 NTC 08), è stato considerato, infine, un incremento dinamico addizionale (q_2) da applicare a tutti i carichi (§5.1.4.3 NTC 08), pari a 1.29. Ai fini della verifica a fatica è stato impiegato il modello

di carico proposto al (§5.1.4.3 NTC 08), considerando i carichi disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima nell'appoggio considerato.

4.3 Verifiche Modello Globale

4.3.1 Analisi modale

Prima dell'effettuazione delle verifiche, il modello numerico è stato verificato e calibrato eseguendo un confronto fra le frequenze modali ricavate dalle analisi e quelle riscontrate sperimentalmente in situ. A tale scopo è stata eseguita l'analisi modale considerando il modello globale con le seguenti masse associate all'azione sismica: carico permanente, carico permanente non strutturale e una percentuale pari al 20% del carico variabile da traffico (§3.2.4. NTC 08). Le masse per ogni elemento del modello e la massa totale utilizzate sono riportate nella Tabella 6a. In Tabella 6b sono mostrati, in sintesi, i confronti tra le frequenze ricavate dalle analisi modali e quelle valutate in situ sperimentalmente. Le analisi mostrano una buona corrispondenza tra la frequenza numerica dei primi due modi di vibrare e le corrispondenti frequenze sperimentali. In Figura 16 è riportata la forma del primo modo trasversale ottenuto dal modello numerico, sostanzialmente corrispondente a quella valutata sperimentalmente (Figura 11). Il modello numerico globale della campata tipo è in grado di descrivere i

Tabella 6 - a. valori delle masse strutturali della campata tipo; b. risultati dell'analisi modale del modello Globale

Parti	Massa (t)	Modo	Direzione	Numerica f (Hz)	Sperimentale f (Hz)
Permanenti IMPALCATO	1479.92	1	Trasv.	1.59	1.46
Permanenti VOLTA	852.38	2	Vert.	3.06	2.67
20% Variabile da traffico	107.62				



Figura 16
Forma del primo modo di vibrare in direzione trasversale della campata tipo.

gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica della struttura del ponte e quindi di riprodurre le caratteristiche di inerzia, di rigidità della struttura e di vincolo degli impalcati allo stato attuale.

4.3.2 Verifica in condizione NON SISMICA

Una stima della sicurezza nei confronti della condizione non sismica è stata conseguita considerando tre fasi differenti:

1. Confronto tra le sollecitazioni ottenute dal modello numerico e quelle indicate nella relazione di progetto, considerando in entrambi i casi i carichi valutati secondo le normative vigenti all'epoca del progetto (Circ. 384/62);
2. Confronto tra le deformazioni ottenute dal modello numerico e i risultati delle prove sperimentali effettuate sul modello in scala del ponte, a parità di carichi applicati;
3. Calcolo delle sollecitazioni ottenute dal modello numerico considerando i carichi e le combinazioni definite dalle NTC 08.

Le tensioni di compressione massime in corrispondenza delle principali sezioni della volta indicate in Figura 3, ottenute dalla fase 1), sono riportate in Tabella 7. Si è fatto riferimento alle condizioni di

solli carichi permanenti e di carichi permanenti più sovraccarichi. Il confronto ha mostrato in entrambi i casi un buon accordo tra le tensioni ottenute dall'analisi numerica con il modello FEM e quelle calcolate manualmente in fase di progetto, a testimonianza della correttezza del calcolo originario e dell'efficacia del modello numerico.

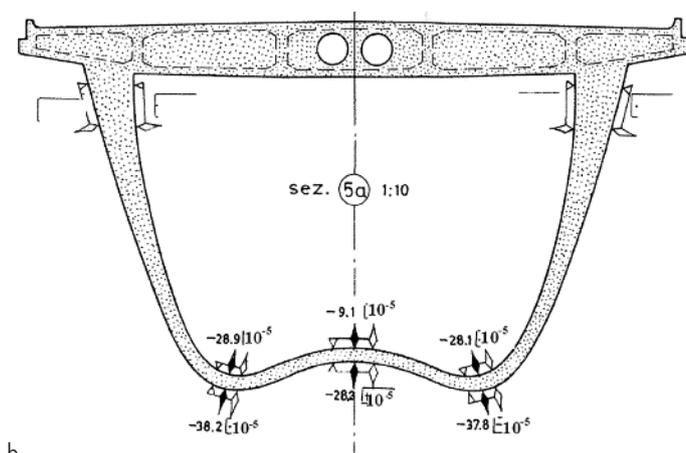
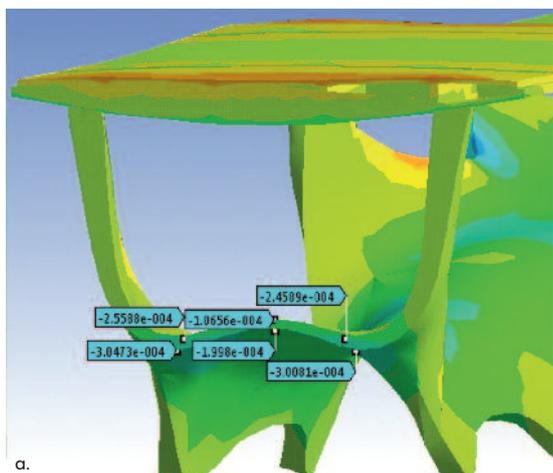
In Figura 17a sono riportate, in formato grafico, le deformazioni normali longitudinali all'interno del guscio valutate nella fase 2) sul modello numerico, mentre in Figura 17b sono riportate le deformazioni misurate durante la sperimentazione sul modello in scala 1:10 in corrispondenza della sezione della volta denominata 1/8. Anche in questo caso il confronto mostra esiti soddisfacenti, a dimostrazione di un corretto funzionamento statico-verticale del modello numerico messo a punto.

Nella fase 3 sono stati applicati al modello numerico i carichi permanenti, accidentali e variabili da traffico previsti allo SLU dalle attuali norme NTC 08, considerando tre diverse posizioni per gli assi tandem considerate come mostrato in Figura 18. I risultati delle analisi allo SLU, in termini di tensioni normali longitudinali massime agenti nelle sezioni significative della volta, sono riportati in Tabella 8. I valori mas-

Tabella 7 - Fase 1: confronto tra le tensioni normali massime σ_{max} (MPa) agenti nelle sezioni principali della volta

Sezioni	Carichi permanenti (strutt. e non)		Carichi permanenti + carichi variabili (Circ. 384/62)	
	Modello FEM	Progetto originale	Modello FEM	Progetto originale
0	5.5	6.6	8.1	8.1
1/16	4.7	6.1	8.7	8.4
1/8	6.6	-	9.5	-
3/16	6.5	6.4	9.8	8.3
1/4	7.0	6.8	10.2	8.9
5/16	8.0	6.9	10.8	10.5

Figura 17
Confronto tra:
a) deformazioni riscontrate dalle analisi numeriche con carico permanente e sovraccarico uniformemente distribuito (circ. 1962) e
b) deformazioni misurate durante la sperimentazione sul modello in scala 1:10.



simi delle tensioni normali longitudinali ricavati dalle analisi numeriche nelle sezioni dell'elemento volta (condizione di carico 3), mostrano un andamento mediamente costante, come previsto dallo studio accurato della forma dello stesso guscio fatta dal progettista dell'opera. Nella Figura 19 è riportato l'andamento delle tensioni massime normali longitudinali e trasversali all'interno del guscio che costituisce la volta, ottenute dalle analisi numeriche. Le figure evidenziano la presenza di zone di trazione nella

volta, riscontrate anche dal progettista in fase di redazione del progetto originale, e valori di tensione elevati sui bordi della volta.

4.3.2 Verifica in condizione SISMICA

In generale la verifica allo SLV per ponti con struttura resistente alle azioni orizzontali in direzione trasversale di tipologia iperstatica (portali multipli, telaio, etc.), è condotta in termini di capacità deformativa per i meccanismi/elementi duttili e di resistenza per quelli fragili.

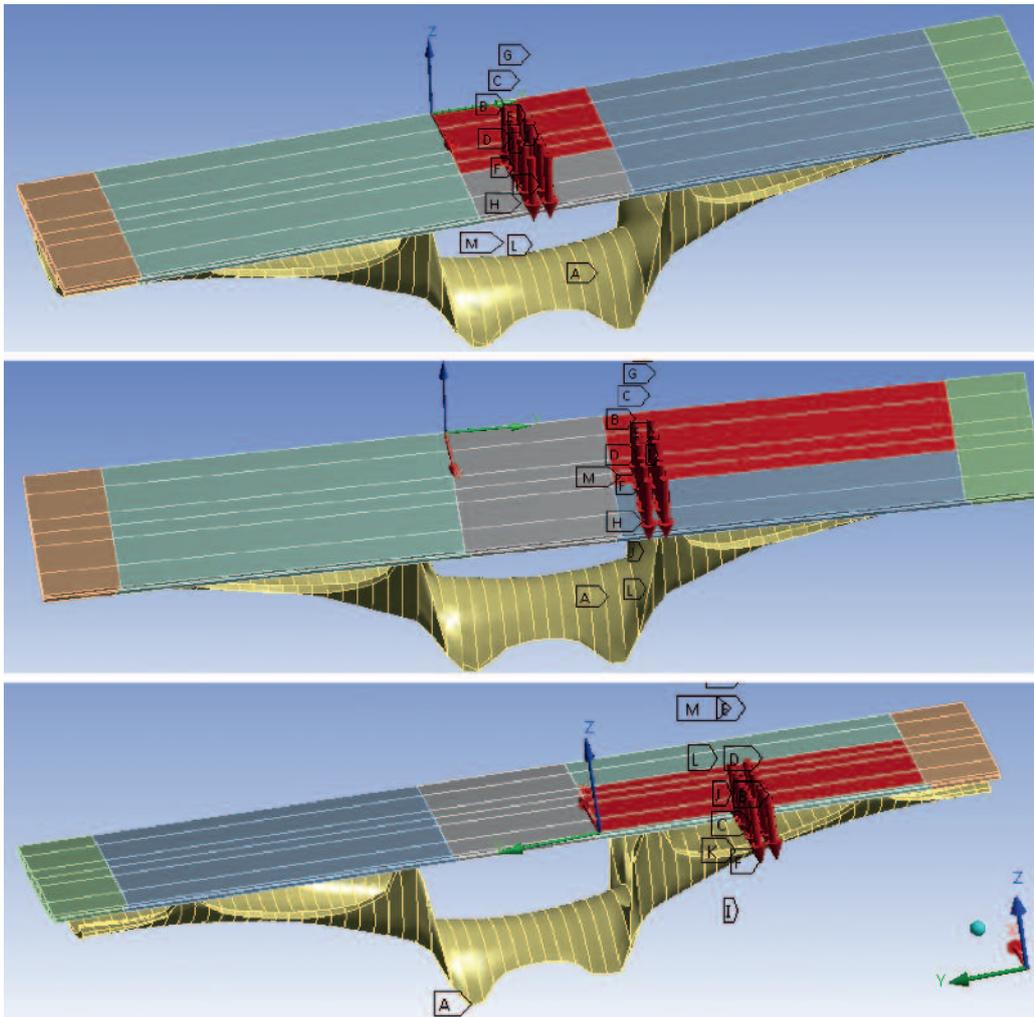
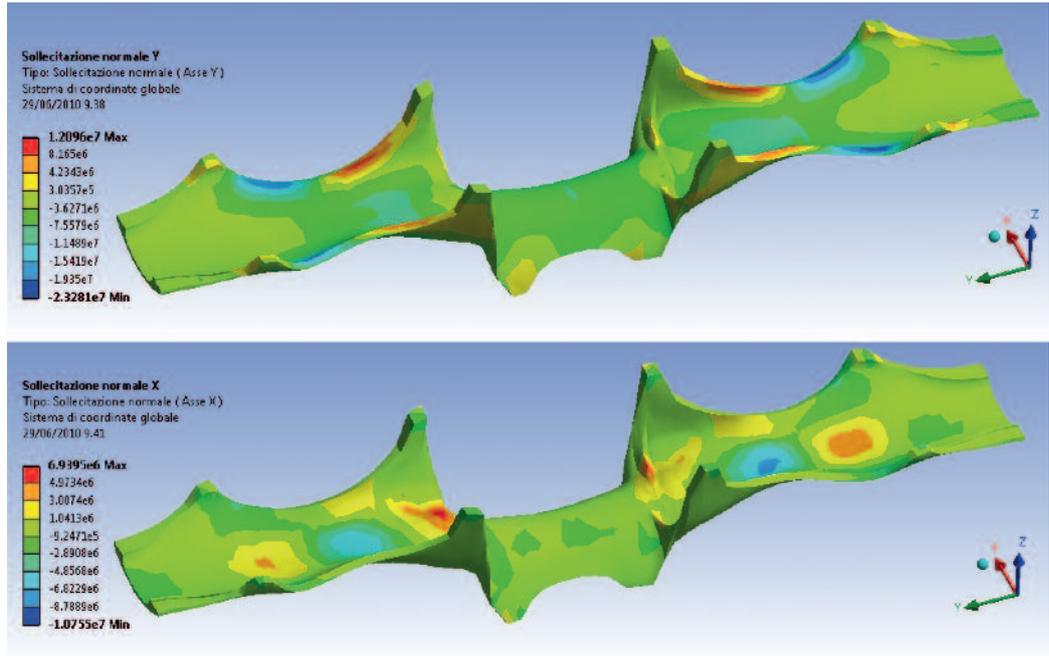


Figura 18
Tre differenti posizioni per gli assi tandem considerate nelle combinazioni di carico.

Tabella 8 - Fase 3: tensioni normali longitudinali massime σ_{max} (MPa) agenti nelle sezioni principali della volta

Sezioni	Configurazione di carico 1 (NTC 08)	Configurazione di carico 2 (NTC 08)	Configurazione di carico 3 (NTC 08)
0	8.2	8.7	9.2
1/16	6.9	7.1	7.3
1/8	11.2	11.3	12.0
3/16	12.2	12.8	13.6
¼	12.2	13.0	14.0
5/16	12.5	13.3	14.5

Figura 19
Fase 3: andamento delle tensioni longitudinali e trasversali all'interno del guscio costituente la volta (Configurazione di carico n.3).



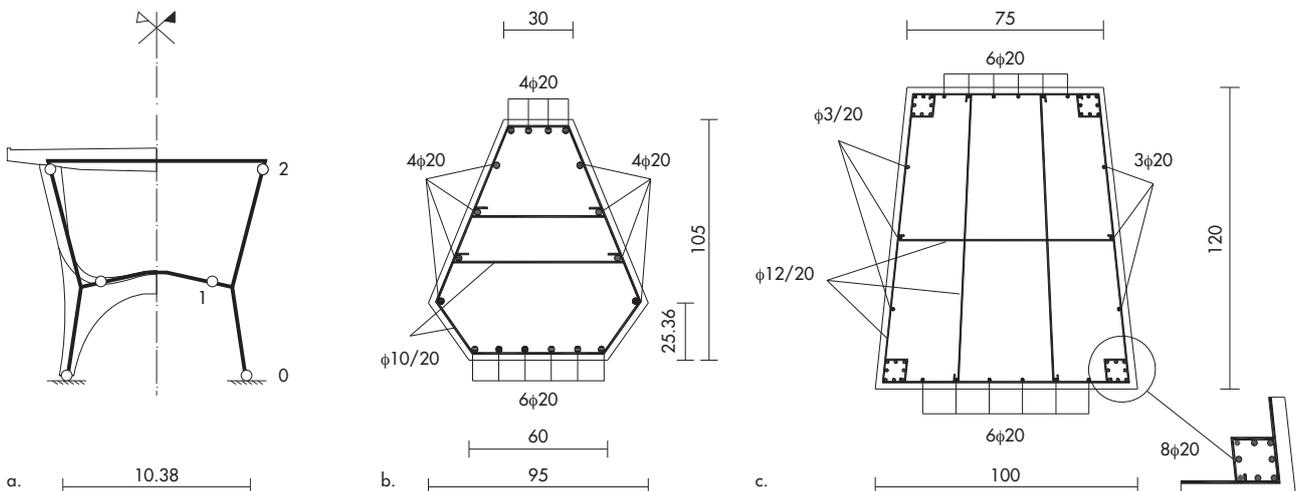
Dall'analisi della documentazione progettuale reperita si evince che la struttura del ponte non è stata progettata per resistere all'azione sismica, quindi, in teoria, non risulta dotata di quelle capacità dissipative determinate dalla possibilità di creazione di opportune zone di plasticizzazione concentrate in determinati elementi strutturali.

Date le caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera, per la direzione trasversale è stata ipotizzata una capacità dissipativa, seppur minima, dovuta alla formazione di cerniere plastiche a comportamento inelastico di tipo flessionale concentrate in zone limitate definite sezioni critiche (Figura 20a). Tali sezioni sono localizzate in corrispondenza delle sezioni d'attacco

della volta all'impalcato (sezione 2) e alle fondazioni (sezione 0) e nelle sezioni della volta in corrispondenza dei punti di flesso caratterizzati da curvatura nulla (sezione 1). Nessuna capacità dissipativa è stata, invece, attribuita agli elementi dell'impalcato, degli appoggi a sella Gerber, delle strutture di fondazione e delle spalle.

In questa fase di studio, si è focalizzata l'attenzione sulle verifiche in direzione trasversale del ponte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), con riferimento alle sole sezioni critiche 0 e 2 maggiormente sollecitate della volta. Le sezioni trasversali con le relative armature delle zone critiche 0 e 2 sono riportate in Figura 20. Le valutazioni sulla sicurezza nei confronti delle azioni di tipo sismico sono state condotte

Figura 20
a) Schema del telaio resistente considerato per la verifica della condizione sismica in direzione trasversale;
b) sezione trasversale della Zona critica 2 di attacco volta-impalcato;
c) sezione trasversale della Zona critica 0 di attacco volta-fondazioni.



mediante analisi dinamiche lineari (a) con spettro di risposta elastico e (b) con integrazione al passo, considerando il modello numerico globale sopra descritto. Nel caso dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa (CQC). Nel caso di utilizzo dell'analisi dinamica lineare con integrazione al passo, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori ottenuti dall'applicazione dell'accelerogramma più sfavorevole tra i tre considerati (NTC 08). A titolo di esempio in Figura 21 vengono mostrati separatamente i risultati dell'analisi lineare per i soli carichi verticali, e i risultati ottenuti dall'analisi lineare con integrazione al passo dell'accelerogramma 4673xa, che ha determinato la combinazione degli effetti più gravosa per la struttura. Nella verifica delle sezioni critiche la formulazione generale che esprime il livello di sicurezza ρ è data:

$$\rho_i = (D_{G,i} \pm D_{E,i} / q) / C_i \quad (1)$$

dove: $D_{i,G}$ e $D_{i,E}$ rappresentano la domanda determinata dall'analisi per carichi statici e azione sismica rispettivamente, C_i la corrispondente capacità di rotazione o resistenza. Data la complessità del problema, è stato assunto cautelativamente il minimo fattore di struttura q pari a 1.5 per i meccanismi duttili e fragili. Dall'analisi delle tensioni e delle deformazioni in direzione verticale e trasversale si è potuto osservare che la sezione critica 2 (attacco volta-impalcato) è soggetta prevalentemente a presso-fles-

sione $M_{Ed}(N)$ e taglio V_{Ed} , mentre la sezione critica 0 (attacco volta-fondazione) è soggetta prevalentemente a sforzo normale N_{Ed} e Taglio V_{Ed} . I valori delle resistenze delle sezioni 0 e 2 sono riportati in Tabella 9, nella quale sono mostrati:

1. i valori di capacità di rotazione $\theta_{Rd,i}$, validati dal confronto con i valori forniti dalla formulazione proposta al Cap C8A.8 delle NTC 08 per il calcolo dei valori medi al collasso della rotazione rispetto alla corda;
2. la resistenza a taglio V_{Rd} , valutata considerando la somma dei contributi del calcestruzzo, dello sforzo normale e delle armature trasversali, come previsto al capitolo C8A.8.6.5 della Circ. alle NTC 08;
3. la resistenza a Sforzo Normale N_{Rd} di compressione, valutata considerando anche il contributo delle barre longitudinali.

Il livello di sicurezza sismica in direzione trasversale per le due sezioni critiche considerate allo SLV è espresso in termini di ρ_θ , ρ_V e ρ_N dove $\theta_{G,i}$; $\theta_{Ed,i}$; $V_{G,i}$; $V_{Ed,i}$ e $N_{G,i}$; $N_{Ed,i}$ e rappresentano le rotazioni e le sollecitazioni agenti per effetto del momento, taglio e sforzo normale rispettivamente, forniti dall'analisi con l'accelerogramma 4673xa.

Valori del livello di sicurezza maggiore dell'unità ($\rho_V > 1$) indicano che le verifiche non sono soddisfatte.

Dalla Tabella 9 risulta che allo SLV la condizione di sollecitazione più gravosa per la struttura, è rappresentata dal taglio in corrispondenza delle sezioni di attacco volta / fondazioni. In tal caso il coefficiente ρ_V assume, in condizioni sismiche, il valore più grande, pari a circa 3.6.

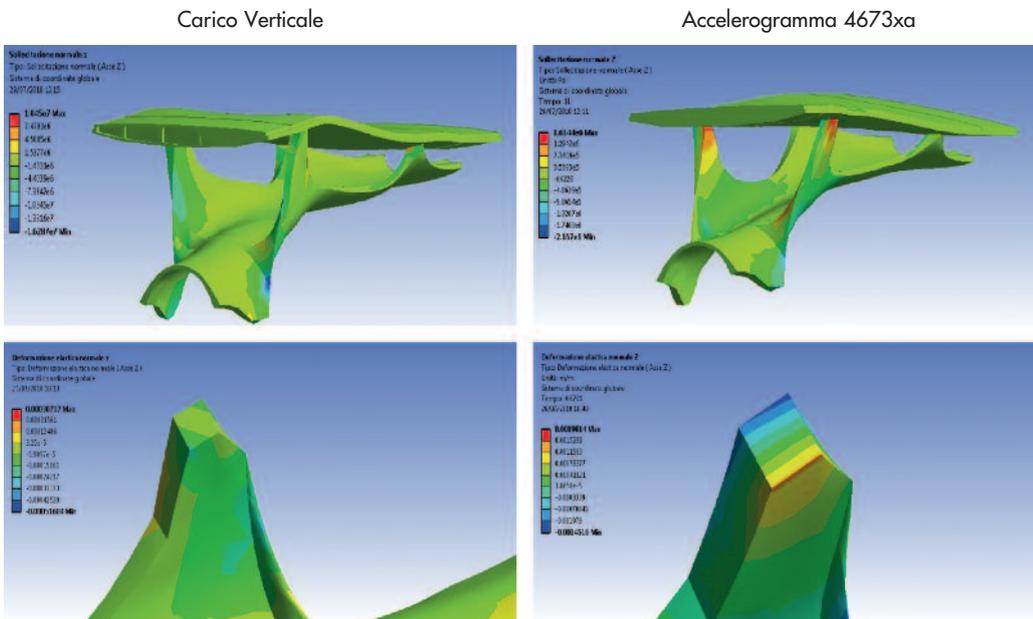


Figura 21 Andamento delle tensioni normali e delle deformazioni in direzione verticale dell'elemento critico nella condizione di soli carichi verticali e nella condizione di solo sisma allo SLV.

Tabella 9 - Risultati delle verifiche sismiche in direzione trasversale del ponte allo SLV

Zone critiche	Momento				Taglio				Sforzo Normale			
	$\theta_{G,i}$	$\theta_{Ed,i}$	$\theta_{Rd,i}$	ρ_θ	$V_{G,i}$	$V_{Ed,i}$	$V_{Rd,i}$	ρ_V	$N_{G,i}$	$N_{Ed,i}$	$N_{Rd,i}$	ρ_N
					kN	kN	kN		kN	kN	kN	
2	0	0.0026	0.0038	0.46	400	2860	1322	1.75				
0 (Trazione)					500	4357	950	3.58	-6880	15287	4324	0.77
0 (Compressione)					500	4357	3701	0.92	-6880	-15287	-19814	0.86

Per quanto riguarda le sollecitazioni flettenti e assiali (compressione/trazione) la struttura mostra sufficienti capacità resistenti.

4.4 Verifiche Modello Locale

Con riferimento al modello locale descritto nel par. 4.1.2, i valori delle sollecitazioni massime da considerare per le verifiche della sella Gerber sono stati ottenuti dall'involuppo delle sollecitazioni ricavate considerando le forze viaggianti allo SLU di resistenza e allo Stato limite di Fatica. La verifica della parte appoggiata della Sella Gerber (meccanismo "tirante-puntone" (Figura 13 a e b), come indicato nell'EC2 (EC2, 2005) (AICAP 2008 v.1), consiste nel controllare che gli sforzi di trazione nell'armatura longitudinale e nei ferri inclinati e gli sforzi di compressione nei puntoni di calcestruzzo risultino inferiori alle rispettive resistenze di calcolo dei materiali. La sezione resistente dell'armatura della sella Gerber (Figura 4) è stata considerata con il suo valore nominale, senza portare in conto i fenomeni di corrosione riscontrati in sito, che risultano di entità trascurabile.

La verifica dell'appoggio della Sella Gerber, considerando il meccanismo a "tirante inclinato e puntone inferiore" (Figura 13c e d) è stata effettuata come in precedenza confrontando gli sforzi di trazione nei tiranti e gli sforzi di compressione nei puntoni con le rispettive resistenze di calcolo. L'armatura presente nell'appoggio della sella

Gerber (parte appoggio e parte appoggiata) è riassunta nella Tabella 10.

4.4.1 Verifica allo SLU

Considerando come reazione vincolare il valore determinato allo Stato Limite Ultimo con la combinazione fondamentale delle azioni, è stato possibile eseguire la verifica delle parti aggettanti delle mensole (parte appoggiata). Tale verifica è stata condotta considerando i due diversi schemi indicati dall'EC2, che prevede la verifica delle armature e dei puntoni seguendo lo schema b) e integrando l'armatura con lo schema a) al quale si affida almeno il 50% della reazione della sella.

La sezione resistente della sella è rappresentata dai 4 setti longitudinali (Figura 5b), all'interno dei quali è disposta l'armatura a taglio, con sezione equivalente rettangolare b (4×45 cm) \times d (55 cm) pari $a = 0.99$ m².

Utilizzando la combinazione degli schemi di calcolo a) e b) si ottengono per i puntoni e i tiranti le seguenti condizioni di sicurezza, espressi in termini di rapporto tra sollecitazione e resistenza, come riportato in Tabella 11.

4.4.2 Verifica a fatica

Le verifiche a fatica sono state condotte separatamente per l'acciaio e per il calcestruzzo secondo le indicazioni contenute nelle NTC 08, considerando le combinazioni di carico descritte

Tabella 10 - Armatura presente nella Sella Gerber

Descrizione	Armatura Fe38k aderenza migliorata
Parte appoggiata	
Armatura longitudinale inferiore (T2 schema B)	4x8 ϕ 30
Armatura inclinata della sella (T1 schema B)	4x8 ϕ 30
Armatura orizzontale appoggio sella (T2 schema A)	4x3 ϕ 30
Armatura orizzontale appoggio sella (T1 schema A)	4x4 ϕ 30
Staffe verticali fuori dalla zona di appoggio	ϕ 10 / 10; 15; 20
Armatura di frettaggio orizzontale e verticale	ϕ 10/5
Parte appoggio	
Armatura inclinata	4x8 ϕ 30
Armatura longitudinale appoggio sella	4x3 ϕ 30
Armatura di frettaggio orizzontale e verticale	ϕ 10/5
Staffe verticali in corrispondenza appoggio	ϕ 10/15; 20; 25

Tabella 11 - Risultati delle verifiche Locali della Sella Gerber

Elemento	N_{Ed} (KN)	N_{Rd} (KN)	ρ	Schema
Tirante T1	2824	3685	0.76	A
Tirante T2	3436	7368	0.46	B
Puntone C1	-2552	-8520	0.29	A
Puntone C2	-2313	-8520	0.27	B
Puntone C3	-3271	-8520	0.38	B

in precedenza e le integrazioni contenute nell'Eurocodice 2-2.

Per barre di armatura soggette a trazione la resistenza a fatica è soddisfatta se la variazione di tensione $\Delta\sigma_s$ risulta contenuta entro i 70 N/mm². Dall'analisi delle sollecitazioni per la combinazione di azioni frequente deriva una reazione minima e massima sull'appoggio della sella (parte appoggiata), pari rispettivamente a $T_{min} = 1806$ KN e $T_{max} = 3582$ KN, le quali generano nel tirante più soggetto a fatica (T1 schema a, Figura 13 a), le seguenti tensioni minima e massima, $\sigma_{s,min} = 83$ N/mm² e $\sigma_{s,max} = 165.00$ N/mm², con un $\Delta\sigma_s$ pari a 82.0 N/mm², valore leggermente superiore al limite di norma.

Per il calcestruzzo compresso si può assumere che la verifica di resistenza a fatica sia soddisfatta se $\sigma_{c,max}/f_{cd} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \sigma_{c,min}/f_{cd} \leq 0.9$, dove $\sigma_{c,max}$ e $\sigma_{c,min}$ sono gli sforzi massimo e minimo di compressione. Dall'analisi delle sollecitazioni per la combinazione di azione frequente, deriva una reazione minima e massima sull'appoggio della sella (parte appoggio) pari rispettivamente a $T_{min} = 1806$ KN e $T_{max} = 3582$ KN, le quali generano nel puntone maggiormente sollecitato (C1 schema B, di Figura 13 d, dove $b = 180$ cm e $d = 55$ cm), le seguenti tensioni di compressione minime e massime, che valgono rispettivamente: $\sigma_{s,min} = 0.91$ N/mm² e $\sigma_{s,max} = 1.81$ N/mm². Si ottiene che la resistenza a fatica del calcestruzzo è adeguata, $0.136 \leq 0.533 \leq 0.9$.

5. Conclusioni

Nel presente lavoro sono riportati i risultati delle verifiche di sicurezza condotte sul ponte Musmeci di Potenza in condizioni di carico statico e sismico, sulla base dei criteri definiti dalle NTC 08 agli Stati Limite Ultimi SLU e di Esercizio SLE.

I modelli numerici utilizzati per le analisi, messi a punto secondo due livelli di dettaglio (Globale e Locale), sono stati preliminarmente calibrati considerando i risultati di prove in situ appositamente condotte utilizzando tecniche di indagini classiche (rilievi, saggi, prove distruttive e non sul materiale calcestruzzo) e tecniche innovative (Laserscan 3D, Georadar, misure Vibrazionali). In funzione della

documentazione progettuale reperita, le indagini effettuate in situ hanno permesso di raggiungere livelli di conoscenza elevati dell'opera.

Le verifiche allo SLU e SLE in condizione non sismica, considerando quindi peso proprio, carico permanente, variabile e variabile da traffico, sono state effettuate con il metodo di analisi lineare statica, considerando: (i) il modello globale della Campata tipo e (ii) il modello locale della sella Gerber tipo. Nel primo caso le analisi hanno evidenziato per la struttura che costituisce la volta portante in c.a. un grado di sicurezza globale prossimo all'unità. Le verifiche di tipo locale hanno mostrato una resistenza accettabile delle parti indagate rispetto ai carichi statici ed accidentali, mentre variazioni di tensione leggermente superiori a quelle massime consentite dalle norme sono stati osservati nel caso di verifiche a fatica.

Tale condizione, unitamente alla possibilità di evoluzione dello stato di corrosione che già interessa parte delle armature in corrispondenza delle selle Gerber, potrebbe determinare situazioni di rischio non trascurabili.

Le verifiche allo SLV in condizione sismica, eseguite sul modello globale della campata tipo con il metodo dell'analisi lineare dinamica (con spettro elastico e con integrazione al passo), considerando peso proprio, carico permanente, aliquota del carico variabile da traffico e azione sismica, hanno evidenziato, alcune zone critiche della struttura, in corrispondenza degli attacchi della volta portante in c.a. con le fondazioni e con l'impalcato, con meccanismi potenziali di rottura per taglio. Al fine di semplificare il calcolo, nelle verifiche si è fatto riferimento alla sola componente trasversale del terremoto, che rappresenta la condizione di carico più gravosa per la struttura.

Come esito delle verifiche si può dunque affermare che la struttura in esame, pur presentando complessivamente condizioni accettabili considerata l'epoca di costruzione, necessita di interventi di risanamento/riparazione localizzati in corrispondenza delle zone degradate e di interventi di miglioramento/rinforzo degli elementi critici della volta (sezione in corrispondenza degli attacchi a terra e con l'impalcato superiore) e della sella Gerber (dalla parte dell'intradosso dell'impalcato).

6. Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato finanziato dalla "Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici della Basilicata" e dalla "Direzione Regionale per i beni Culturali e Paesaggistici della Basilicata", nell'ambito delle convenzioni con il DiSGG dell'Università degli Studi della Basilicata per lo studio del progetto "Ponte

Musmeci Potenza: Analisi del Degrado dei Materiali e Progettazione degli Interventi" – parte 2 e 3. Parte degli studi sono stati condotti, inoltre, nell'ambito del progetto ISTIMES - Settimo Programma Quadro (FP7/2007-2013), Grant Agreement n° 225663, Joint Call FP7-ICT-SEC-2007-1, finanziato dalla Comunità Europea.

Bibliografia

- ACI – American Concrete Institute 214.4R-03 (2003) - Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results.
- ANSYS Academic Mechanical Research (2010) Licenza d'uso software n. 614402.
- AICAP (2008) - Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso.- Volume 1. Progettazione di strutture in calcestruzzo armato guida all'uso dell'eurocodice 2.
- Bavusi M., Soldovieri F., Di Napoli R., Loperte A., Di Cesare A., F.C. Ponzò (2011) - Ground penetrating radar and microwave tomography 3D applications for the deck evaluation of the Musmeci bridge (Potenza, Italy). *Journal Of Geophysics And Engineering* (ISSN:1742-2132). 33-46.
- Bavusi M., Bernini R., Lapenna V., Loperte A., Soldovieri F., Ponzò F.C., Di Cesare A., Ditommaso R. (2012) - Electromagnetic Sensing Techniques for Non-Destructive Diagnosis of Civil Engineering Structures, *Earthquake Research and Analysis/Book 4*, INTECH Open Access Publisher, ISBN 979-953-307-680-4.
- Circolare LL.PP. n°1472 del 23/5/1957 (1957) - Armature delle strutture in cemento armato.
- Circolare LL.PP. n°1547 del 17/5/1965 (1965) - Caratteristiche e modalità d'impiego degli acciai ad aderenza migliorata.
- Circolare LL.PP. n°180 del 30/5/1972 (1972).
- Circolare n. 617/C.S.LL.PP. del 02/02/2009 (2009) - Esplicativa dell NTC 08.
- Circolare n° 384 del 14-2-1962 (1962) - M.LL.PP, norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali.
- Gasparik (1992) - Prove non distruttive nell'edilizia. Quaderno didattico AlPnD, Brescia.
- Guida A.C.I. 214.4R-03 (2003) - Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results 2003.
- Guccione M. (2004) - Il ponte e la città Sergio Musmeci a Potenza - Gangemi editore.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2008) - Selezione assistita di input sismico e nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Atti del Convegno Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a., Convegno ReLUIS, Roma, 29-30 Maggio 2008.
- Linee Guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento di ponti esistenti in c.a. (2009) - Progetto Reluis L3, www.reluis.it.
- Mucciarelli M., Gallipoli M.R. (2007) - Non-parametric analysis of a single seismometric recording to obtain building dynamic parameters, *Annals of Geophysics*, Vol. 50, N. 2, April 2007.
- Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 08) (2008) - Emanate con D.M. 16/01/2008.
- Petrisi C. (2005) - Sergio Musmeci a Potenza: il ponte e la città, - Basilicata Regione Notizie.
- Ponzò F.C., Mossuca A., Di Cesare A., Nigro D., Dolce M., Moroni C. (2011) - Seismic assessment of the R/C buildings: the case study of Di.Coma.C Centre after the L'Aquila (Italy) 2009 seismic sequence, *Proc 9th PCEE*, Auckland, New Zealand. ISBN: 9780908960583
- UNI EN 12390 (2003) - Prova sul calcestruzzo indurito.
- UNI EN 1992-2:2006 (2006) Eurocodice 2 - parte 2: ponti di calcestruzzo.
- Verderame G.M., Stella A., Cosenza E. (2001) - Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60, X convegno nazionale L'Ingegneria sismica in Italia, Potenza - Matera 9-13 settembre.
- Welch P.D. (1967) - The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms, *IEEE Transactions on Audio Electroacoustics*, AU-15, 70-73.