

# Indagini statiche e dinamiche di un ponte in muratura a tre arcate sulla linea Canicattì-Gela-Comiso

Elio Lo Giudice<sup>a</sup>, Gian Luigi Di Marco<sup>b</sup>, Roberta Mantione<sup>b</sup>, Valentina Carlisi<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Laboratorio Dismat srl, C.da Andolina, S.S. 122 – km 28 – 92024 Canicattì (AG).

<sup>b</sup> Studio Tecnico Lo Giudice – Di Marco, Via Garibaldi, 225 92020 Racalmuto (AG).

*Keywords: analisi statica, analisi dinamica, sicurezza statica, verifica sismica*

## ABSTRACT

La linea ferroviaria Canicattì-Gela-Comiso è stata di recente oggetto di un intervento di adeguamento a nuovi parametri di esercizio ed in particolare alla velocità di transito dei convogli. Ciò ha comportato, in accordo con quanto previsto dal capitolo 8 delle Norme Tecniche, la verifica della sicurezza statica delle strutture. Allo scopo RFI ha selezionato un campione significativo di opere d'arte su cui effettuare tali analisi. Nella memoria si riferisce sugli studi che sono stati condotti su un ponte in muratura a tre arcate di particolare pregio, e segnatamente si approfondiscono le metodologie sperimentali e numeriche impiegate con speciale riferimento alle prove di caratterizzazione dinamica impiegate per la calibrazione del modello FEM.

## 1 INTRODUZIONE

La verifica della capacità portante del ponte in muratura, appartenente al complesso delle infrastrutture della tratta ferroviaria Vittoria-Comiso alla chilometrica 268+905, è scaturita dalla necessità della Committenza di conformare la linea ai nuovi standards che ne hanno previsto la velocizzazione. Il complesso delle indagini eseguite, concordato con l'Ente Gestore, ha previsto una serie di analisi conoscitive sui materiali che compongono il manufatto e sul comportamento globale, sia statico che dinamico, al fine di formulare un giudizio sulla sicurezza statica delle strutture.

## 2 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

L'opera è un ponte ad arco in muratura a tre campate i cui archi a tutto sesto hanno stessa geometria con luce pari a 8,20 m; esso è realizzato nella sua interezza in muratura con blocchi lapidei squadri. La lunghezza complessiva e la larghezza dell'impalcato sono pari rispettivamente a 33,70 m e 4,90 m, mentre l'altezza delle strutture di sostegno è pari a 4,80 m.



Figura 1. Vista frontale del ponte a tre arcate

Dall'esame visivo e dalla campagna di rilievo condotta, il manufatto si presenta in buono stato di conservazione; solo porzioni ridotte sono affette da degrado attribuibile alla infiltrazione di acqua proveniente dagli strati di riempimento e rinfianco che hanno provocato la disgregazione dei giunti di malta all'intradosso delle volte (Figura 2) e macchie da dilavamento nelle pile centrali (Figura 3).



Figura 2. Particolare degrado volta centrale



Figura 3. Particolare degrado pila sinistra

### 3 PIANO D'INDAGINI ESEGUITO

Il complesso delle indagini svolte, in accordo con l'Ente Gestore, ha permesso la conoscenza globale della struttura con il raggiungimento del livello di conoscenza prestabilito per l'esecuzione delle verifiche statiche e sismiche.

Il piano d'indagine ha riguardato in primo luogo il rilievo geometrico-strutturale e del degrado dell'opera seguito dalla caratterizzazione meccanica, fisica e chimica di tutti i materiali di cui è composta; infine particolare attenzione è stata posta alla valutazione del comportamento globale del manufatto tramite prova di identificazione dinamica.

#### 3.1 Prove di caratterizzazione dinamica

Per la valutazione del comportamento globale della struttura sono state condotte prove di identificazione dinamica, secondo un unico set up di prova, utilizzando una forzante di tipo impulsivo. Il manufatto è stato strumentato mediante dodici sensori accelerometrici piezoelettrici (PCB 393 A03) collocati in punti prestabili, al fine di ricostruire con accuratezza le forme modali corrispondenti alle frequenze fondamentali, e collegati ad una centralina di acquisizione a 24 bit con convertitore Analogico/Digitale (N.I. C-Daq 9172+4 USB9234).



Figura 4. Sensori accelerometrici PCB 393A03



Figura 5. Centralina con convertitore A/D HW e SW di acquisizione

Nelle figure seguenti è stato riportato lo schema utilizzato per la disposizione della strumentazione.

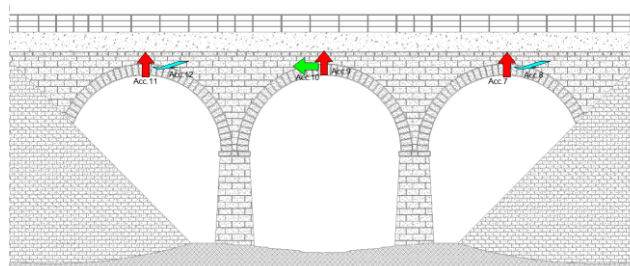


Figura 6. Disposizione strumentazione di prova lato valle

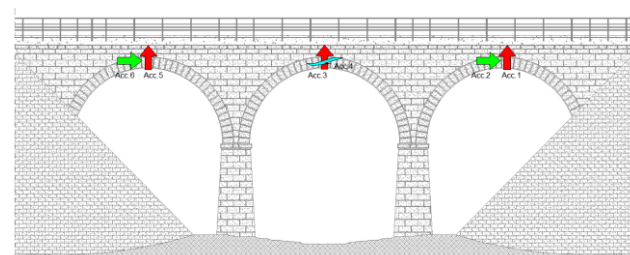


Figura 7. Disposizione strumentazione di prova lato monte

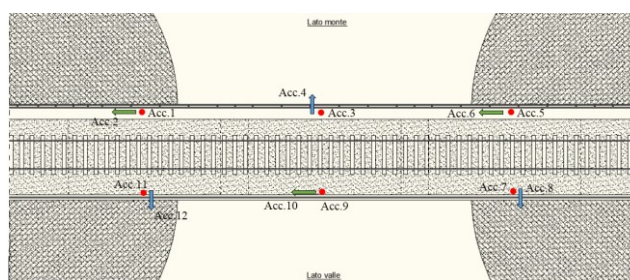


Figura 8. Disposizione strumentazione in pianta

I parametri dinamici della struttura, quali frequenze naturali, coefficienti di smorzamento e forme modali, nel caso in esame di input noto, sono stati ricercati per mezzo della *Funzione di Risposta in Frequenza (FRF)* la quale è espressa dalla relazione:

$$H(j\omega) = \frac{U(j\omega)}{F(j\omega)} \quad (1)$$

dove  $U(j\omega)$  è la trasformata di Fourier della risposta e  $F(j\omega)$  è la trasformata di Fourier dell'ingresso.

Tutte le elaborazioni sono state condotte tramite software dedicato (NVA Modal Test) e l'identificazione delle frequenze naturali è avvenuta per mezzo della lettura dei picchi, metodo Peak-Picking, sui grafici degli spettri di potenza.

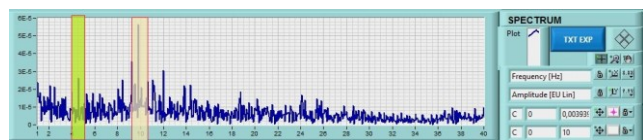


Figura 9. Spettro di frequenza accelerometro 10

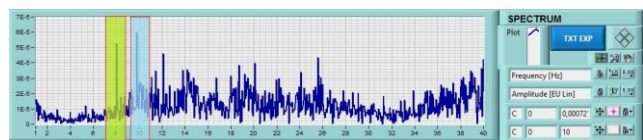


Figura 10. Spettro di frequenza accelerometro 11

In sintesi vengono riportati, in Tabella 1, i risultati sperimentali delle prime frequenze fondamentali e le corrispondenti deformate modali.

Tabella 1. Sintesi dei risultati

Frequenze sperimentali	
$f_1$ [Hz]	3.90
$f_2$ [Hz]	5.45
$f_3$ [Hz]	9.80
$f_4$ [Hz]	11.00
$f_5$ [Hz]	14.50

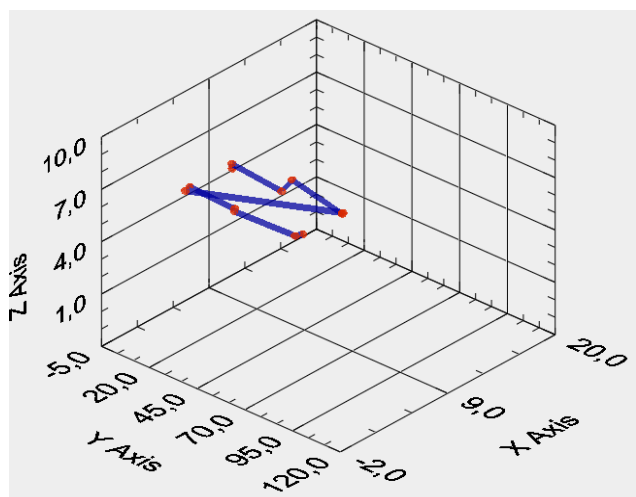


Figura 11. Forma modale 3.90 Hz – Traslazionale lungo y

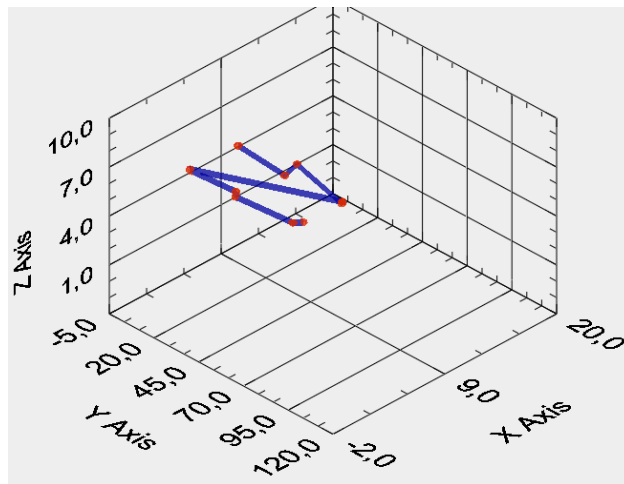


Figura 12. Forma modale 5.45 Hz – Torsionale

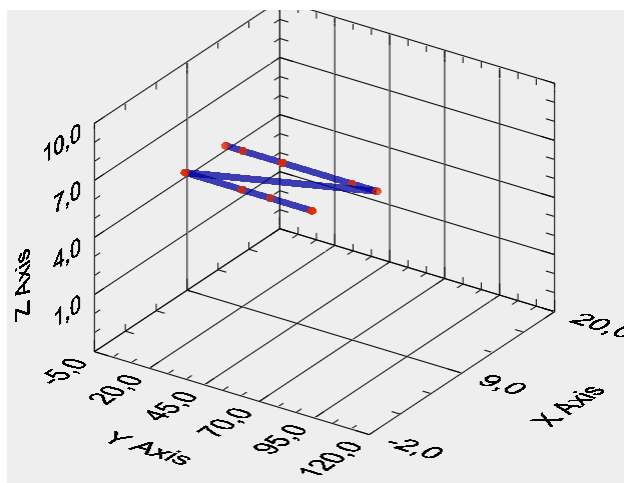


Figura 13. Forma modale 9.80 Hz – Traslazionale lungo x

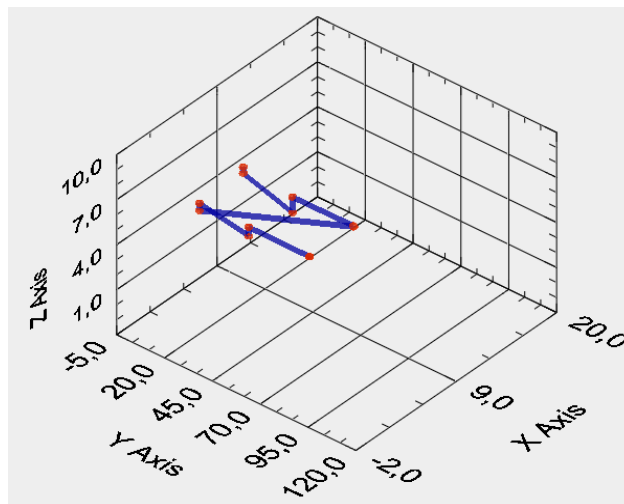


Figura 14. Forma modale 11.0 Hz – Flessionale

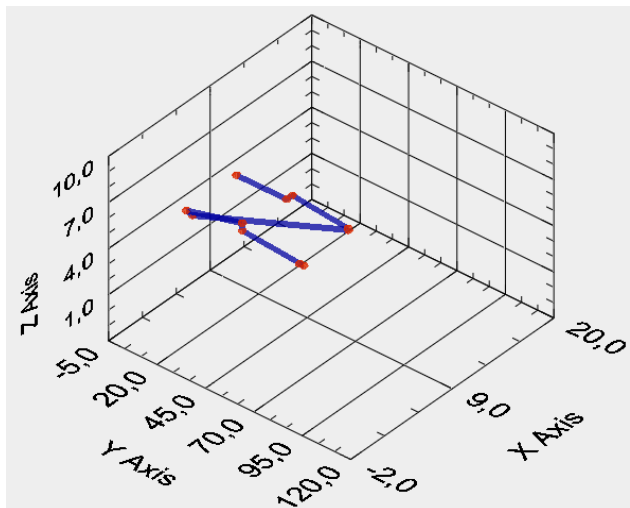


Figura 15. Forma modale 14.50 Hz – Torsionale

Altro parametro fondamentale è rappresentato lo smorzamento, esso è stato calcolato mediante il metodo del decadimento logaritmico espresso dalla seguente relazione, considerando due picchi distanti  $n$  cicli:

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{x_0}{x_n} \quad (2)$$

da questo si deduce l'indice di smorzamento

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} \quad (3)$$

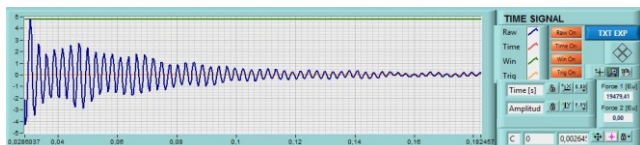


Figura 16. Time history – Zoom tra 0.02 e 0.18 sec

Si riporta un esempio di determinazione su time history della terza prova valutando l'indice di smorzamento tra 0.02 e 0.1 sec (26 cicli) dal quale si ricava il valore di  $\xi$  pari all'1.5%.

#### 4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DI SERVIZIO

A valle delle indagini, prove ed analisi condotte è stato realizzato un modello FEM, opportunamente validato, mediante il quale è stato possibile determinare lo stato tensionale, calcolare le sollecitazioni ed effettuare le verifiche statiche e sismiche del manufatto.

##### 4.1 Modello FEM e validazione dinamica

Il manufatto è stato costruito tramite elementi solidi a 6 e 8 nodi, la muratura ed il riempimento sono stati modellati come un mezzo omogeneo. L'interazione terreno-struttura è stata simulata con il classico modello alla Winkler tarando

opportunamente le rigidezze verticali e orizzontali in fase di validazione dinamica del modello, in modo iterativo, in modo tale che i parametri dinamici dedotti per via numerica risultassero prossimi a quelli sperimentali, sia in termini di frequenze fondamentali che di deformate modali.

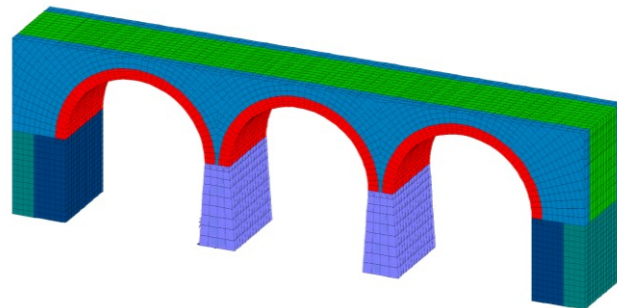


Figura 17. Vista d'insieme del modello FEM

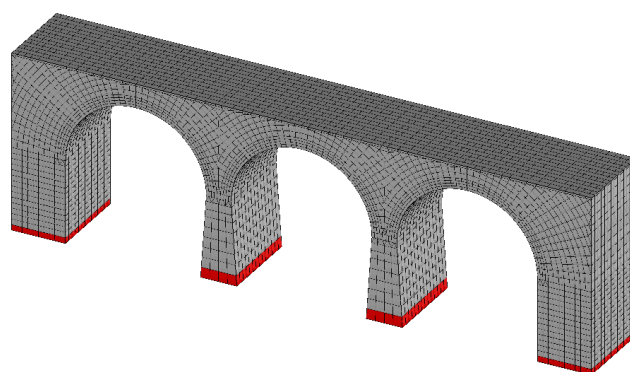
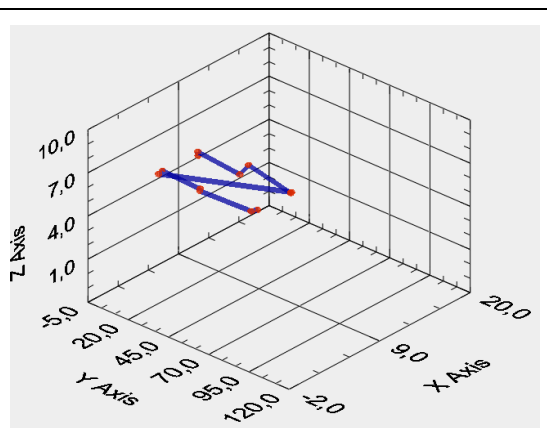
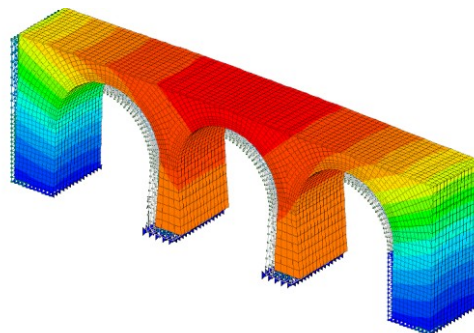


Figura 18. Modello FEM con vincoli alla Winkler

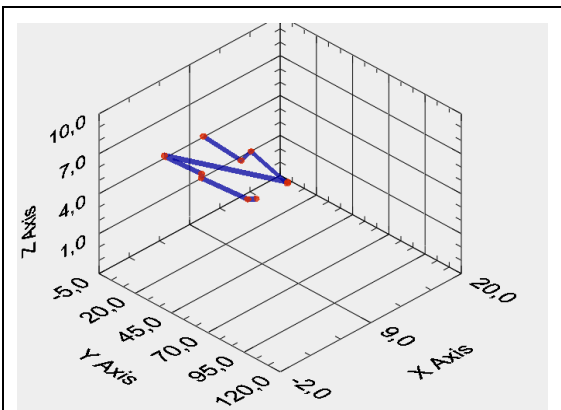


Sper.  $f_1 = 3.90$  Hz

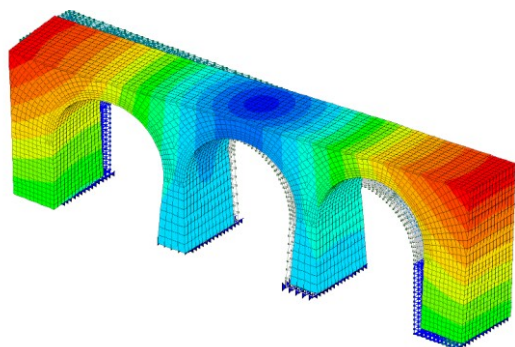


FEM  $f_1 = 3.55$  Hz

$\Delta = -8.9\%$

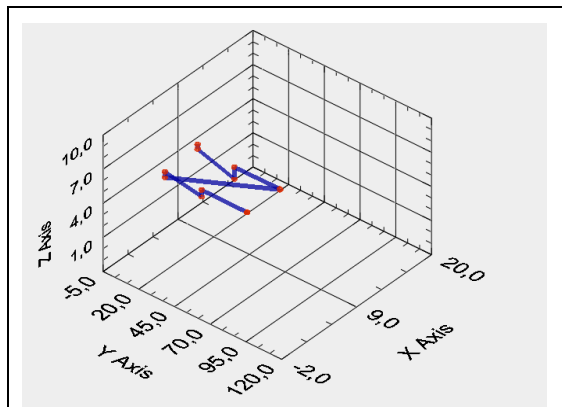


Sper.  $f_2 = 5.45$  Hz

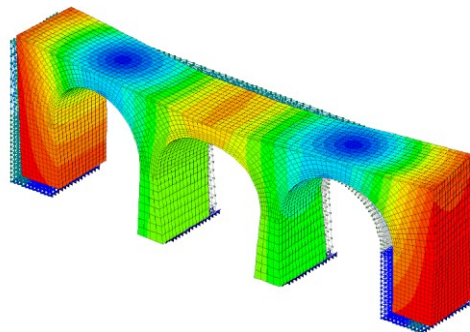


FEM  $f_2 = 5.99$  Hz

$\Delta = 9.0\%$

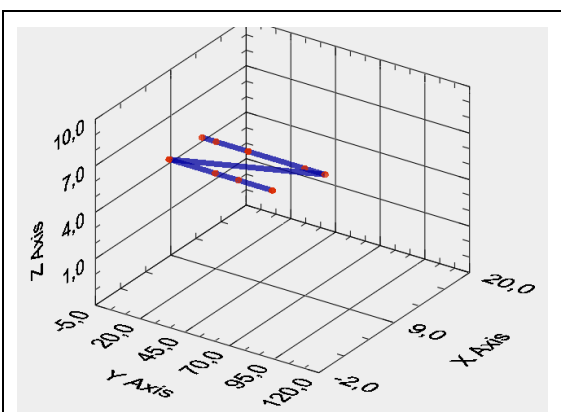


Sper.  $f_4 = 11.00$  Hz

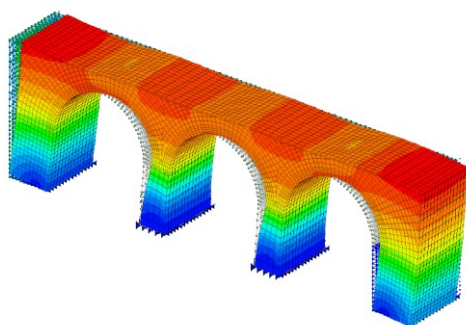


FEM  $f_4 = 11.27$  Hz

$\Delta = -2.4\%$

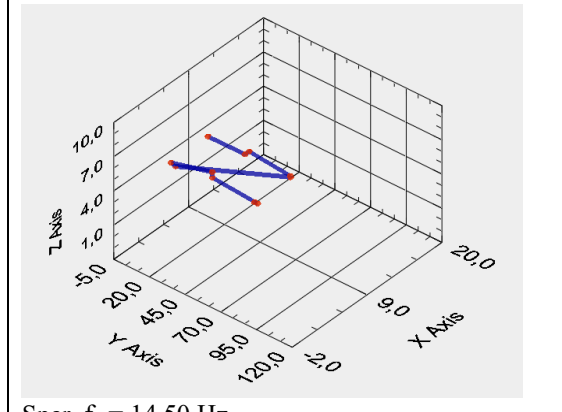


Sper.  $f_3 = 9.80$  Hz

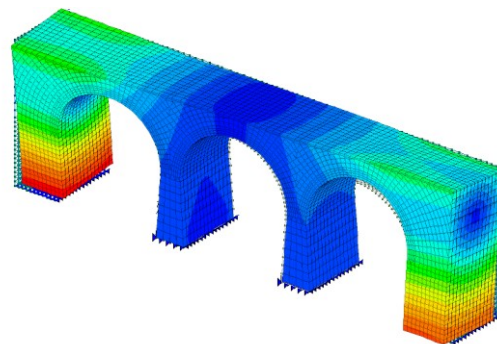


FEM  $f_3 = 9.91$  Hz

$\Delta = 1.1\%$



Sper.  $f_5 = 14.50$  Hz



FEM  $f_5 = 14.73$  Hz

$\Delta = 1.6\%$

## 5 AZIONI SULL'OPERA ED EFFETTI DINAMICI DEI CARICHI

I carichi permanenti ed accidentali agenti sul manufatto sono stati considerati secondo quanto previsto per le linee ferroviarie al § 5.2.2 delle NTC 2008 e al § 2.5 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili. In fase di verifica è stato valutato l'effetto prodotto dalla natura dinamica del transito dei convogli verificando se il manufatto rispettasse i limiti imposti dal "fuso" al § 5.2.2.3.3 delle NTC 2008 (Figura 19).

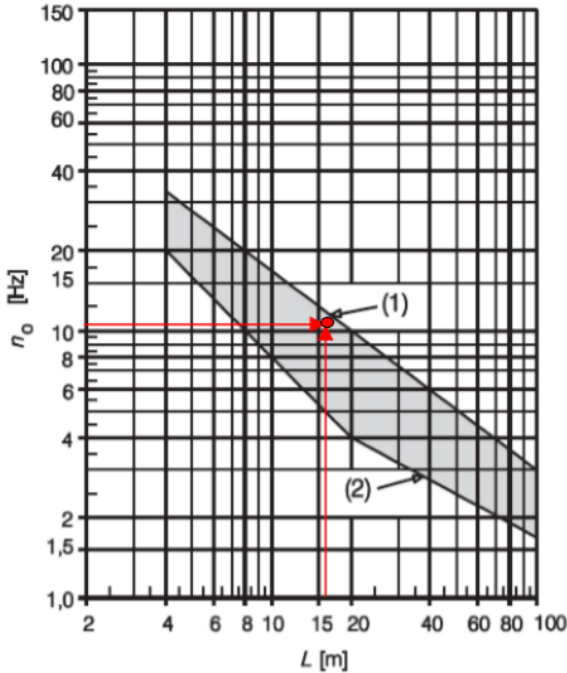


Figura 19 Limiti della frequenza  $n_0$  in funzione della luce della campata

Nel caso in esame, considerando  $n_0$  (prima frequenza flessionale) pari ad 11.0 Hz ed  $L_\varphi$  (lunghezza caratteristica) pari a 16.0 m, la verifica ha dato esito positivo per cui si è determinato il coefficiente di amplificazione dinamica  $\varphi_{reale}$  pari a 1.48 da moltiplicare per i carichi agenti.

Per i ponti ferroviari, così come dettato al § 5.2.3.1.3 del DM 2008, le azioni verticali dovute alla presenza dei convogli sono state combinate insieme alle azioni derivanti da traffico ferroviario secondo i tre gruppi di carico che massimizzano, rispettivamente le azioni verticali e laterali, la stabilità laterale e l'azione longitudinale definiti al § 5.2.3.1.3.

Le azioni di carico variabile verticale sono state considerate tenendo conto dei reali treni circolanti sulla linea; nello specifico la linea in questione considera il modello di carico C3 con lunghezza del convoglio pari a 11.10 m. La

distribuzione di tale carico è stata applicata in tre posizioni differenti al fine di massimizzare le sollecitazioni.

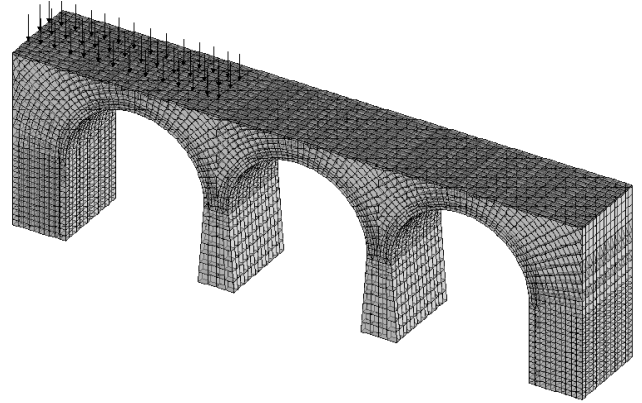


Figura 20. Modello di carico C3 – Pos. I

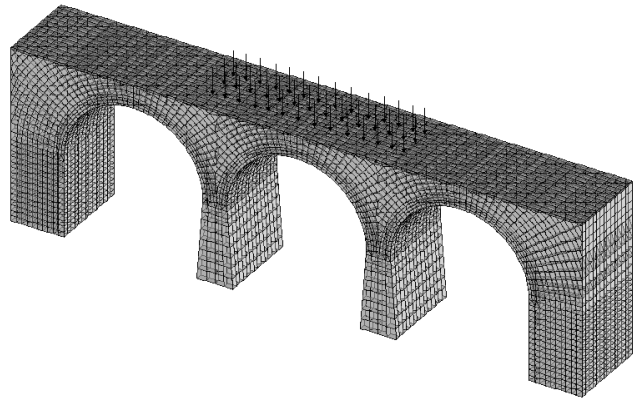


Figura 21. Modello di carico C3 – Pos. II

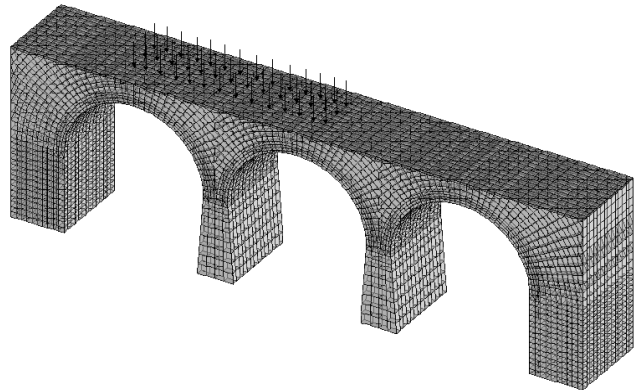


Figura 22. Modello di carico C3 – Pos. III

Ai fini della verifica di sicurezza agli stati limite ultimi, trattandosi di costruzioni esistenti, si è fatto riferimento al § 8.3 delle NTC 2008 utilizzando la combinazione fondamentale:

$$\begin{aligned} &\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \\ &+ \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \end{aligned} \quad (4)$$

Ai fini della verifica sismica è stata adottata la relazione:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad (5)$$

dove  $\Psi_{2i}$  è pari a 0,2 nel caso di ponti.

Gli effetti sulla struttura sono stati successivamente combinati secondo la relazione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (6)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi ed individuazione degli effetti più gravosi.

Sono state così ottenute, per le combinazioni allo SLU con azione sismica, 216 combinazioni di carico (24 combinazioni per ogni gruppo di azione e per le tre posizioni del modello di carico C3).

## 6 VERIFICHE STATICHE E SISMICHE

Le verifiche strutturali sono state condotte secondo i criteri di sicurezza previste del DM 14/01/2008 eseguendo verifiche a pressoflessione fuori piano sia sulla sezione di chiave della volta maggiormente sollecitata sia alla base della spalla e della pila maggiormente sollecitata.

Tuttavia si è adottata una procedura convenzionale che ha previsto preliminarmente un controllo sul livello tensionale e successivamente, nelle sezioni maggiormente cimentate, la verifica a pressoflessione.

Il valore massimo di compressione del materiale, superato il quale si viene a delineare una situazione critica, è stato determinato con la seguente relazione:

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} \quad (7)$$

dove  $f_k$  è il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura ottenuto dalle indagini sui materiali; FC è il Fattore di Confidenza, ricavato in ragione del livello di conoscenza raggiunto;  $\gamma_m$  è il coeff. parziale di sicurezza del materiale che per le murature è pari a 3 in condizioni statiche e a 2 in condizioni sismiche.

Il momento ultimo, per la verifica fuori piano, nelle sezioni maggiormente sollecitate è stato calcolato come:

$$M_u = \left( \frac{t^2 \cdot l \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right) \quad (8)$$

Di seguito vengono raffigurati i modelli con l'indicazione delle sollecitazioni, per le combinazioni di carico più gravose e la tabella riassuntiva dei risultati per le verifiche svolte:

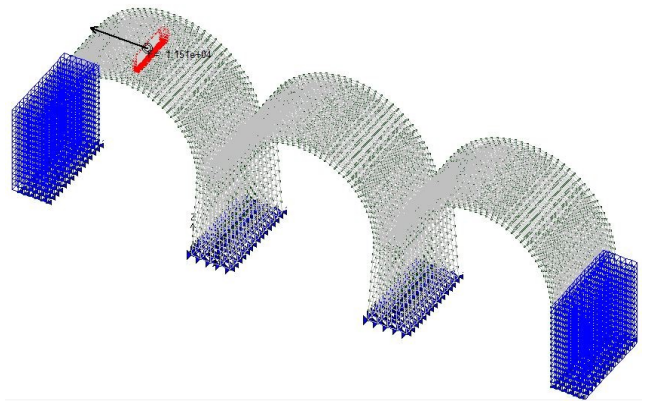


Figura 23. Sollecitazione in chiave –  $F_x$

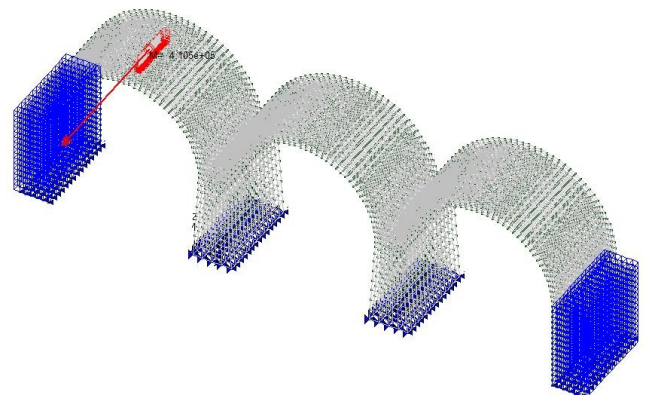


Figura 24. Sollecitazione in chiave –  $M_y$

Tabella 2. Risultati verifiche statiche e sismiche.

	Coeff. sfrutt. comb. per carichi verticali	Coeff. sfrutt. comb. sismica
chiave	0.67	1.17
spalla	0.47	0.31
pila	0.14	0.002

## 7 CONCLUSIONI

La necessità di adeguare la linea ferroviaria Canicattì-Gela-Comiso ai nuovi standards di velocità previsti per i convogli ha indotto l'Ente Gestore a predisporre un piano sistematico di indagini sui manufatti per verificarne il comportamento globale.

Il complesso delle indagini sperimentali sul ponte a tre campate in muratura, completato dalla realizzazione di un modello analitico tarato e validato sulle prove di caratterizzazione dinamica, ha permesso di esprimere un giudizio circa la sicurezza statica della struttura. Le verifiche effettuate hanno consentito di affermare che per i carichi cui il manufatto è sottoposto in condizioni di esercizio risulta essere idoneo a svolgere la sua funzione. Diversamente, quando la struttura è sottoposta alla massima azione sismica con fattore di struttura  $q$  pari a 1.2, le

verifiche risultano in alcune sezioni non soddisfatte.

## REFERENCES

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 – D.M. 14/01/2008
- D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008
- Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP.
- Specifica tecnica riclassificazione delle linee e circolabilità delle locomotive sui ponti*; Ferrovie dello Stato  
Divisione infrastruttura; codifica:  
DITC/ARMOIFS001A.
- Manuale di Progettazione RFI (RFI DTC SICS PS MA IFS 001A rev A del 29/12/2015).
- Istruzioni per la valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura* – Consiglio Nazionale per le Ricerche 2015, ulteriori riferimento per i manufatti in muratura o che hanno parti in muratura.
- UNI 10985:2002, *Vibrazioni su ponti e viadotti: linee guida per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici*.
- D.J. Ewins, “Modal Testing: Theory and Practice”, John Wiley & Sons Inc, USA, 1984.
- J. Heyman, “The Stone Skeleton: Structural engineering of masonry architecture”, Cambridge University, 1995.
- C. Costa, A. Arede, A. Costa, “Dynamic characterization of a masonry arch bridge”, 1<sup>st</sup> International Operational Modal Analysis Conferce (IOMAC).
- Lo Giudice E., Di Marco G. L., Fidotta G., Sollami G., *Caratterizzazione dinamica di un ponte ad arco in muratura sulla tratta Palermo Trapani*, AIPnD Conferenza Nazionale sulle Prove non Distruttive – Monitoraggio – Diagnostica. Trieste, 2013.
- Viola E., *Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture* – Pitagora Ed.