

Caratterizzazione dinamica di un ponte ad arco in muratura sulla tratta Palermo Trapani

G. Di Marco¹, G. Fidotta², E. Lo Giudice², G. Sollami²

¹Studio Lo Giudice- Di Marco, 92024 Canicattì (AG),

²DISMAT s.r.l., C.da Andolina, S.S. 122 – km 28 – 92024 Canicattì (AG),

tel. 0922 859406, fax 0922 853877,

info@dismat.it; pfidotta@gmail.com

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro mostra i risultati ottenuti dalle verifiche statiche effettuate su un ponte ad arco in muratura.

Trattasi di un ponte ferroviario a tre arcate in muratura, appartenente alla tratta ferroviaria PA-TP progressiva km 140+401 in località Mazara del Vallo (TP).

Le problematiche principali, nell'affrontare tale studio, sono legate alla conoscenza dei materiali presenti nella struttura, al rilievo della geometria e all'identificazione del comportamento statico e dinamico. Mentre, per le caratteristiche dei materiali e per la geometria si è ricorso alle classiche indagini di tipo diagnostico, per il secondo aspetto si è adottato un approccio teorico-sperimentale. Tale metodo, di tipo iterativo, permette di tarare il modello numerico FEM della struttura sulla base della risposta dinamica sperimentale del manufatto.

Il modello validato è stato poi utilizzato per la valutazione della risposta statica e dinamica della struttura in campo elastico lineare. Parallelamente al metodo FEM ne sono stati adottati anche altri basati sull'applicazione dei teoremi dell'analisi limite al problema degli archi in muratura e se ne sono confrontati i risultati.

I risultati ottenuti hanno permesso la formulazione di un giudizio sull'idoneità della struttura a sopportare gli attuali carichi di esercizio, fissi e mobili, previsti per la categoria di appartenenza.

2. DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

L'opera in oggetto è il ponte ferroviario appartenente alla tratta ferroviaria PA-TP sito alla progressiva km 140+401 in località Mazara del Vallo (TP). Il manufatto collega le ripide scarpate rocciose di un vallone solcato dalla Fiumara Mazaro. Si tratta di un ponte a tre arcate a tutto sesto le cui pile e spalle sono realizzate con muratura a blocchi lapidei squadrati, mentre la volta è in calcestruzzo non armato. La larghezza dell'impalcato è di 5.50 metri, la lunghezza complessiva di 44.30 metri, l'altezza pile centrali è di 7.05 metri e la luce delle tre arcate di 7.00 metri (**Figura 1**).

Un attento esame visivo e la campagna d'indagini effettuata hanno permesso di determinare le principali caratteristiche geometriche e dei materiali che costituiscono l'opera. Le Spalle hanno uno spessore pari a 0.70 metri e sono costituite da muratura a blocchi lapidei squadrati di arenaria. Le pile sono costituite dello stesso materiale.



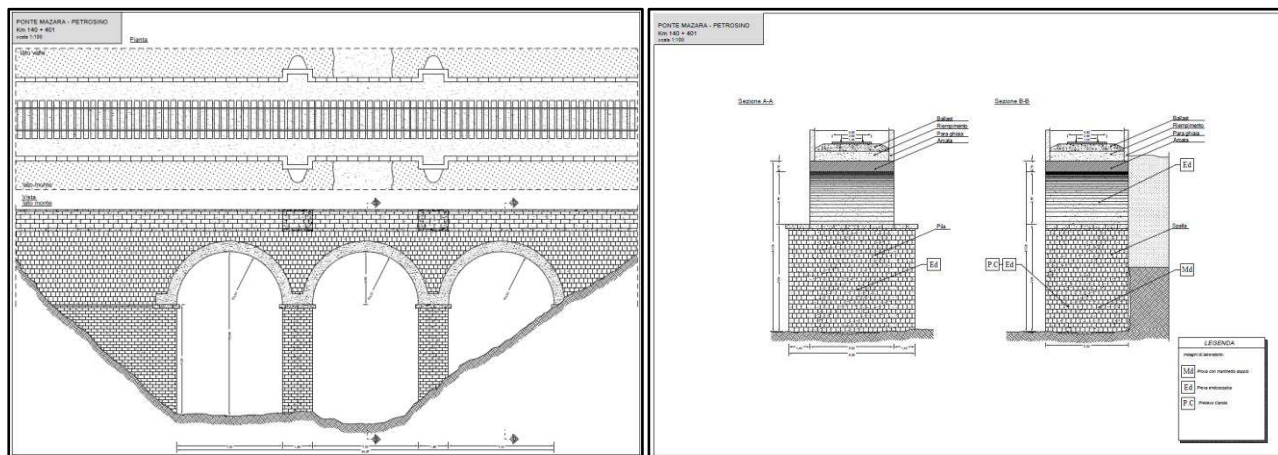


Figura 1 – Pianta, prospetto e sezioni del manufatto.

Le tre volte, uguali fra loro, sono in calcestruzzo non armato e hanno spessore di 70 cm. Altre parti costitutive del manufatto sono: il rinfiango e il riempimento. Trattandosi di elementi nascosti, non è possibile definire con assoluta certezza le dimensioni di queste componenti costitutive, ma certamente, almeno per quanto riguarda il rinfiango, grazie a un'estesa campagna di indagini endoscopiche e diagnostiche, si è in grado di ipotizzarne le principali caratteristiche geometriche e meccaniche: trattasi di pietrame disordinato di grossa pezzatura legato con malta di calce.

La struttura presenta dei muri d'ala che raccordano le scarpate del vallone con le fronti delle spalle del ponte. Anche questi elementi sono realizzati in muratura di blocchi lapidei squadri. Tuttavia, si possono distinguere due tipologie di arenaria: una più compatta e resistente, la stessa con cui sono realizzate le pile, utilizzata dalla fondazione sino alla quota d'imposta delle volte, l'altra, più tenera, con cui sono realizzati anche i muri frontali del timpano, utilizzata dalla quota di imposta delle volte sino al coronamento.

3. PIANO DI INDAGINI

Si è seguito un piano d'indagine in grado di fornire i dati per un'ideale costruzione e calibratura del modello numerico e interpretativo della struttura.

Tabella 1 – Piano d'indagini

Numero	Tipo di prelievo / Campione
N°5	Endoscopia
N°1	Martinetti piatti Doppi
N°2	Carote D100
N°1	Prova dinamica
N°1	Prova MASW

La prova con i martinetti doppi è stata eseguita disponendoli su due listature non consecutive in modo da riprodurre il comportamento globale della muratura. La pressione massima di esercizio della strumentazione ha raggiunto 45 bar, la tensione della muratura associata a tale valore è di 3,4 N/mm².

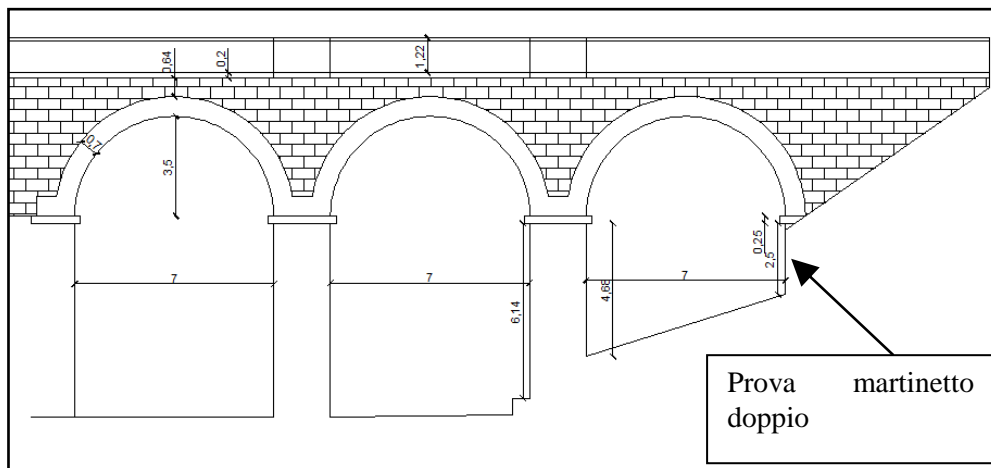


Figura 2 - Localizzazione prova con martinetto doppio.

Un'estesa campagna d'indagini endoscopiche è stata eseguita al fine di determinare la geometria degli elementi che non forniscono un immediato riscontro visivo e la tipologia di materiale che li costituisce. La **Figura 3** mostra la localizzazione dei fori delle endoscopie.

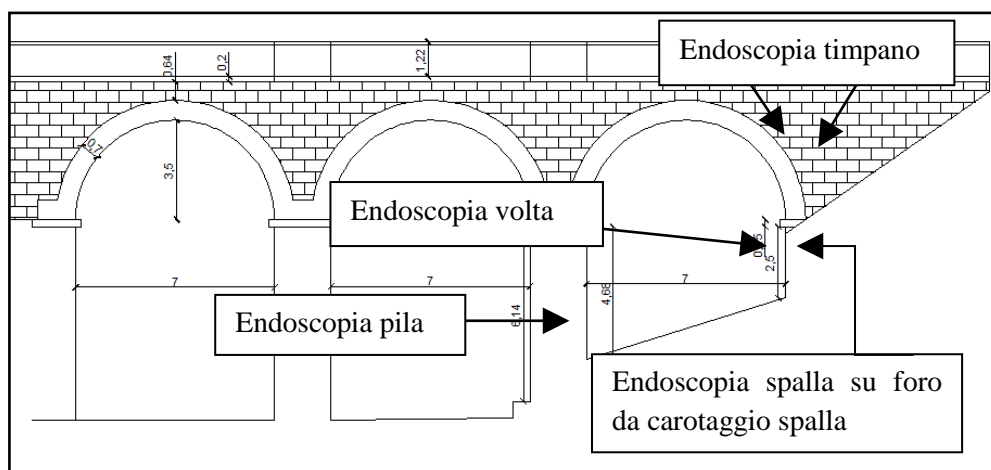


Figura 3 – Localizzazione dei fori per l'endoscopia.

L'indagine sperimentale sui materiali ha previsto l'esecuzione di carotaggi eseguiti sui conci di una spalla e sulla volta in calcestruzzo. Le carote, tagliate e rettificate, sono state schiacciate al fine di ottenere una stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali.



Figura 4 – Carota prelevata dalla spalla.

In **Tabella 2** si riporta una sintesi dei parametri meccanici dei materiali utilizzati per la realizzazione del modello FEM. I valori sono stati desunti per la maggior parte da indagini sperimentali; per i materiali non indagabili sono state ricavate le caratteristiche meccaniche con riferimento alle vigenti norme; si è quindi proceduto coerentemente a quanto indicato nella tabella C8A.2.1 della circolare del 02/02/2009 relativa al D.M. 14/01/2008:

Tabella 2 – Caratteristiche meccaniche dei materiali.

Elemento Strutturale	Tipologia di materiale	Peso spec. [kN/m ³]	Modulo Elastico [N/mm ²]	Resistenza a compr. [N/cm ²]
Volte	Calcestruzzo	25	27000	$f_{ck}=1200$
Spalle e pile	Mur. a blocchi lapidei squadrati	20	6000	$f_m=600$
Riempimento	Muratura in pietrame disordin.	16	690	-
Timpani	Mur. a conci di pietra tenera	18	1260	$f_m=240$

L'indagine dinamica è stata eseguita acquisendo le accelerazioni indotte al passaggio di treni. Sono stati disposti 4 accelerometri secondo gli schemi riportati in **Figura 5** e **Figura 6**.

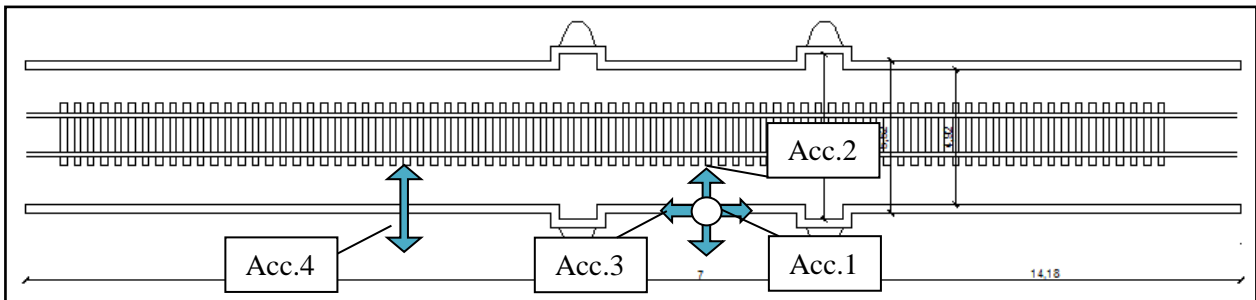


Figura 5 - Disposizione degli accelerometri (vista planimetrica).

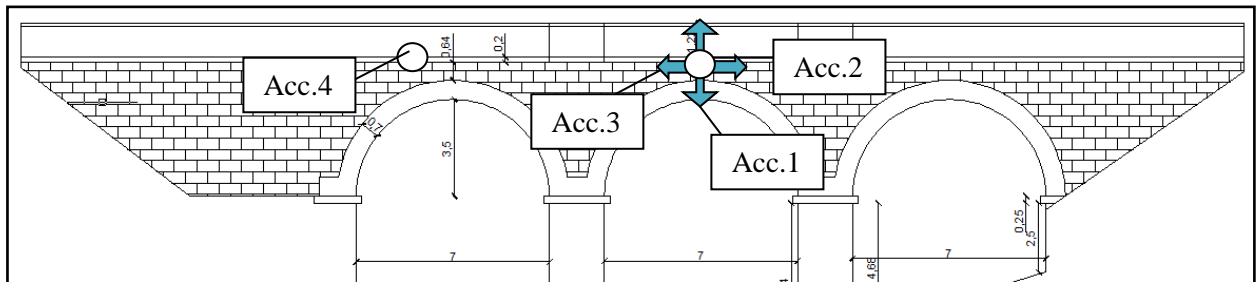


Figura 6 - Disposizione degli accelerometri (vista frontale).

Di seguito si riportano le elaborazioni dei segnali accelerometrici acquisiti durante il passaggio di un treno in servizio.

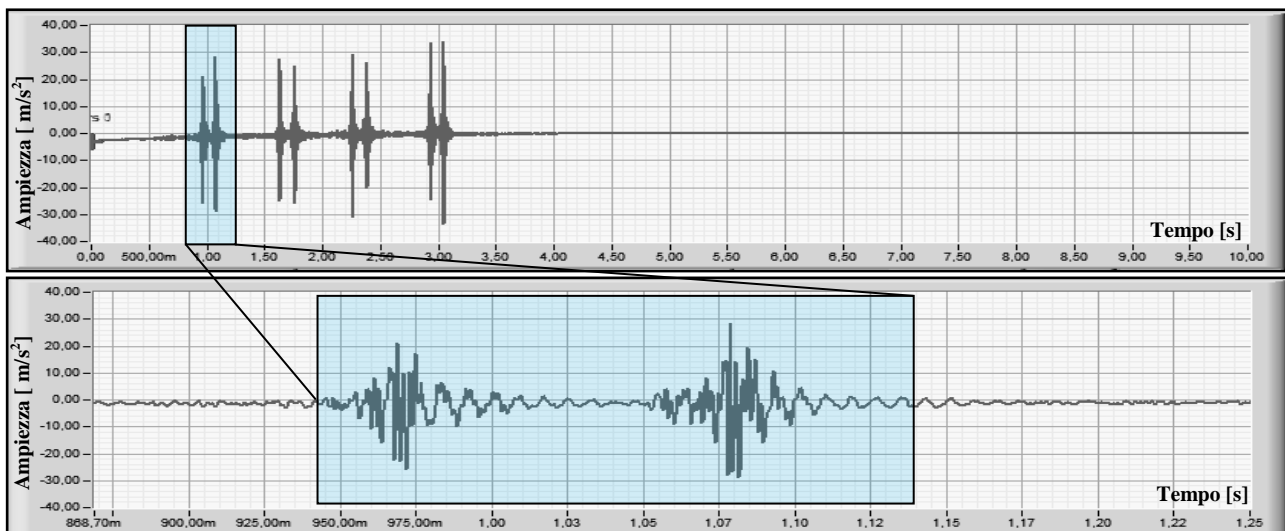


Figura 7 – Time History.

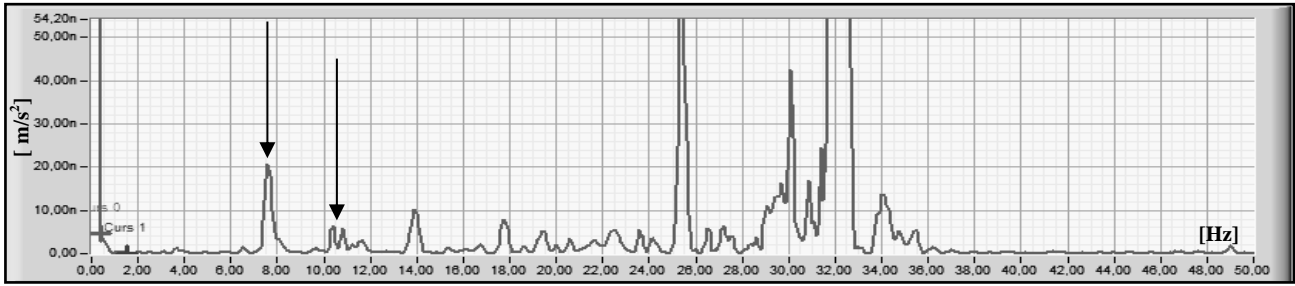


Figura 8 – Spettro di frequenza, Acc2.

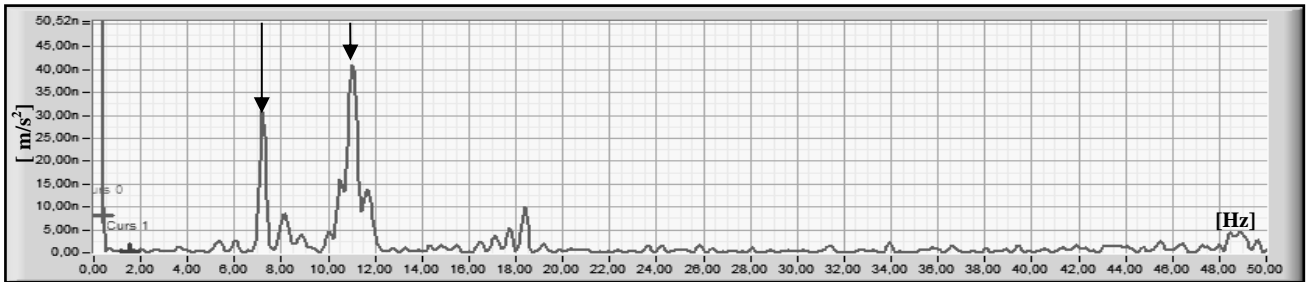


Figura 9 – Spettro di frequenza, Acc4.

La **Tabella 3** riepiloga le frequenze rilevate.

Tabella 3 – Frequenze rilevate.

	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]
Frequenza rilevata	7.50	10.00	11.00

4. TARATURA DEL MODELLO

La struttura è stata schematizzata come un insieme costituito da: volta, spalle, contrafforti, timpani, rinfranco e riempimento. A valle del processo di schematizzazione si è creato un modello matematico tridimensionale tramite tecnica FEM.

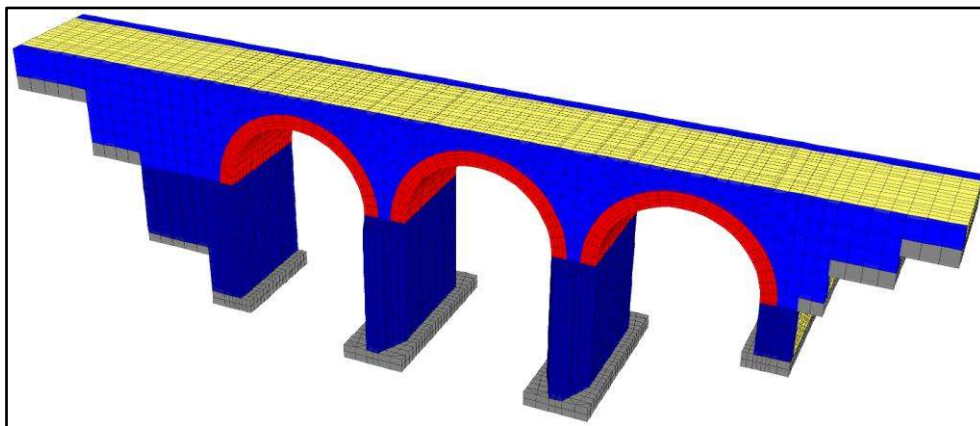


Figura 10 - Vista d'insieme geometria configurazione indeformata.

Gli elementi solidi utilizzati sono a 6 ed 8 nodi. La mesh è stata raffinata fino al raggiungimento di un livello di dettaglio più che adatto per le analisi condotte (28694 nodi e 27064 elementi brick). La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti (per esempio, per la muratura, i mattoni o le pietre e i giunti di malta) non sono rappresentati distintamente. Il comportamento dei materiali è ipotizzato di tipo elastico-lineare.

L'effetto di contenimento dovuto alla presenza del terrapieno alle estremità del ponte è stato modellato attraverso l'utilizzo di vincoli elastici; il valore di rigidezza assegnato a tali vincoli, assimilabili a delle molle elastiche lineari, è stato tarato in fase di validazione dinamica del modello. Nella figura seguente sono evidenziati in rosso gli elementi solidi che sono interessati da detti vincoli elastici applicati nei nodi delle loro facce esterne al manufatto.

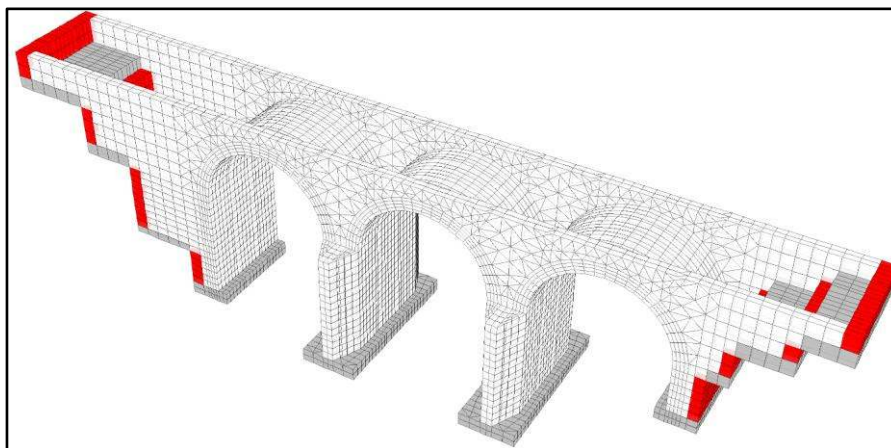


Figura 11 – Elementi solidi vincolati esternamente attraverso vincoli elastici.

I solidi denominati fondazione e rappresentati in grigio nella figura precedente sono modellati attraverso elementi solidi con vincoli elastici di fondazione alla Winkler, tarando opportunamente le rigidzze verticali e orizzontali.

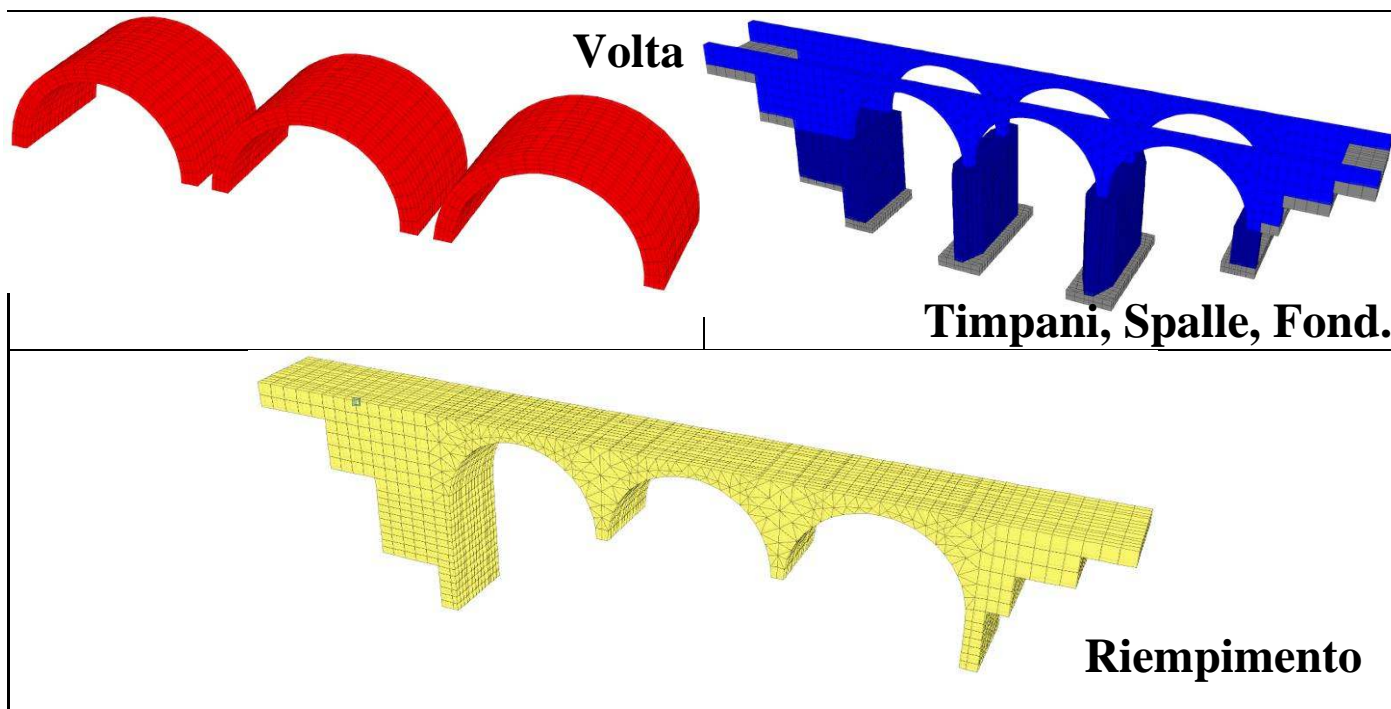


Figura 12 – Volta; Muri di timpano, Spalle e Fondazione; Riempimento.

Il software utilizzato è il PRO_SAP PROFESSIONAL Structural Analysis Program prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara.

La procedura d'identificazione strutturale consiste nell'attribuire ad una serie di parametri liberi (Caratteristiche dei materiali, geometria, carichi, condizioni di vincolo) valori tali da far sì che il modello riproduca con sufficiente accuratezza alcuni parametri di controllo (frequenze, forme modali, comportamento tenso - deformativo) misurati

sperimentalmente; risultati sperimentali e modellazione numerica sono messi a confronto per verificarne l'attendibilità.

Di seguito sono rappresentati i parametri dinamici (frequenze e forme modali) derivanti dall'analisi modale del modello FEM;

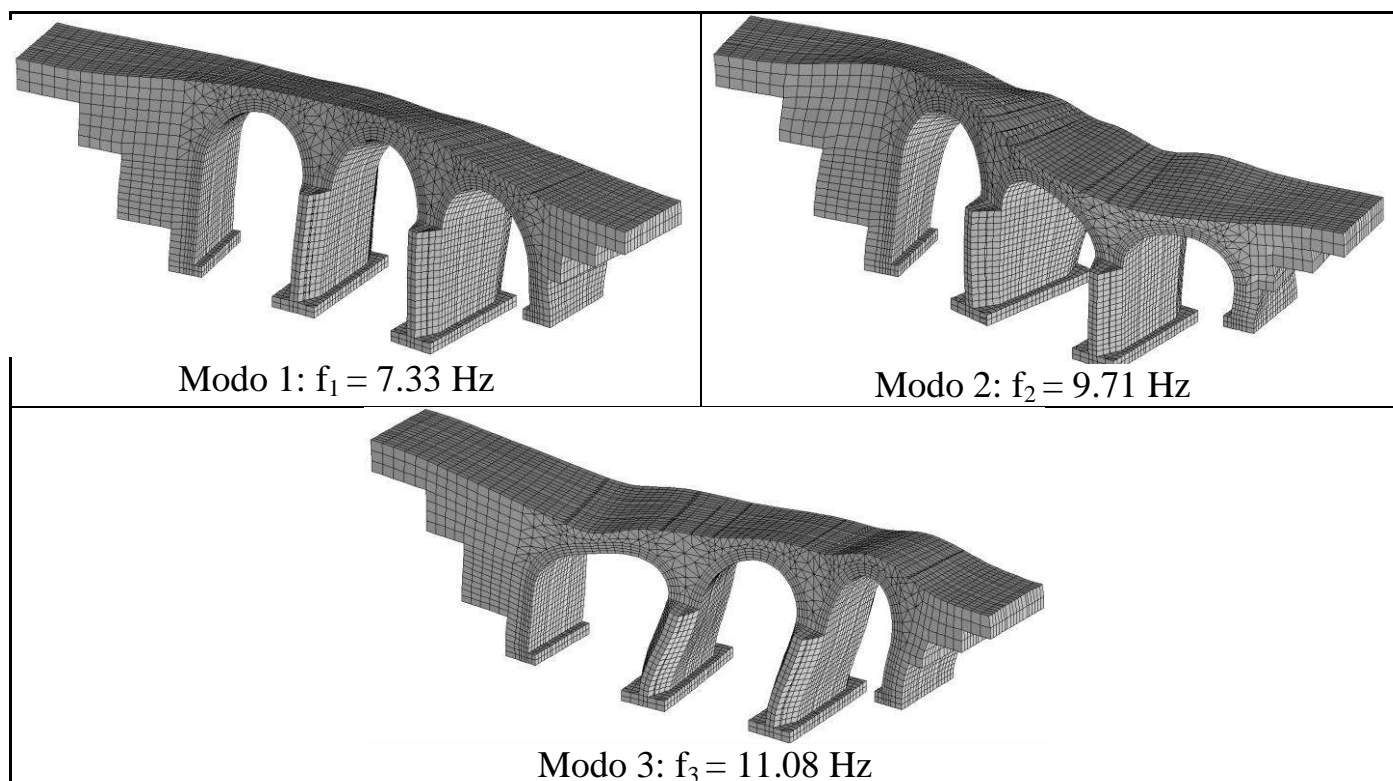


Figura 13 – Modi di vibrare.

Il buon accordo tra i valori delle frequenze sperimentali e quelle del modello numerico permette la validazione di quest'ultimo e di utilizzarlo nelle successive fasi di verifica.

5. VERIFICHE

Al fine di determinare le combinazioni delle azioni sul ponte sono stati calcolati i carichi che gravano su di esso considerando quelli che si applicano alle linee ferroviarie.

Le azioni permanenti considerate sono dovute ai pesi propri dell'opera.

Le NTC2008 al paragrafo 5.2.2.1.1 per la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione propongono un peso di volume pari a 18.0 kN/m^3 .

L'attuale Normativa prescrive che le azioni di carico variabile verticali devono essere definite attraverso l'utilizzo del treno di carico rappresentativo del traffico normale "Treno di carico LM71" e del traffico pesante "Treno di carico SW". Oltre ai modelli di carico definiti nelle attuali norme sono stati utilizzati i modelli C3 e D4. Inoltre è opportuno considerare il carico come un carico viaggiante, in tal modo sarà possibile determinare la condizione più gravosa per la struttura. Le figure seguenti mostrano alcune delle posizioni assunte dal carico variabile verticale.

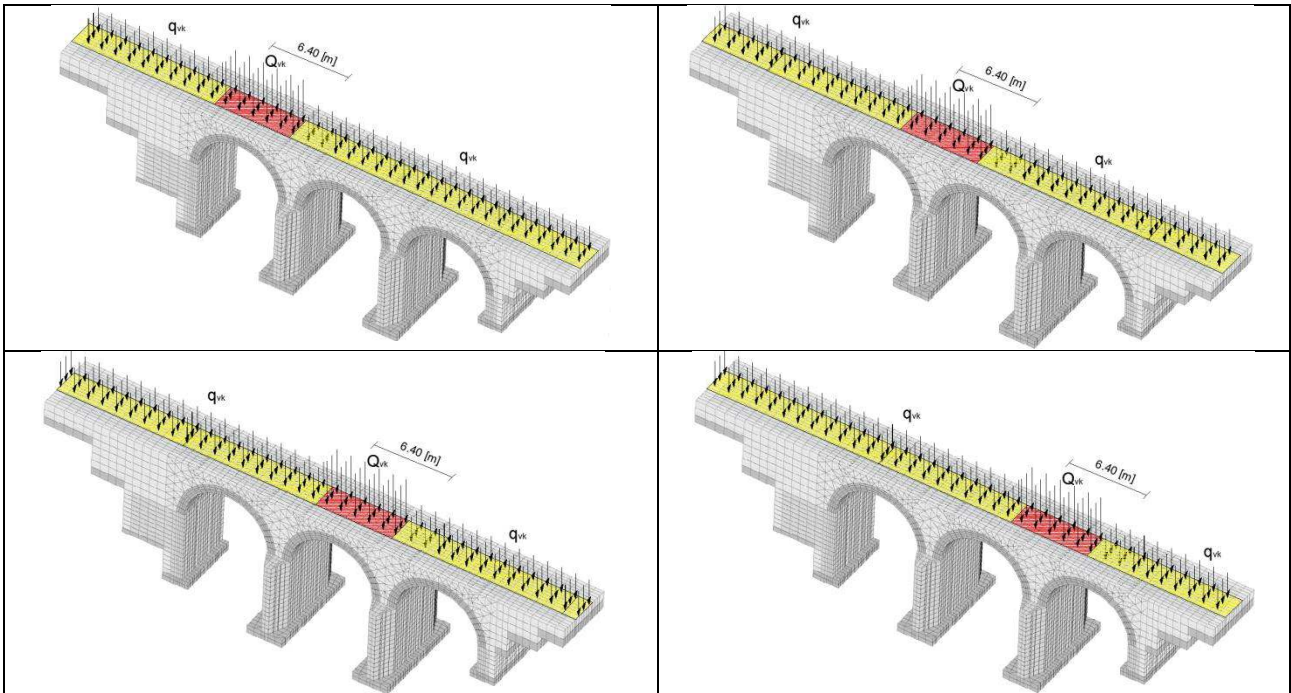


Figura 14 – Posizioni assunte per il modello di carico LM71

Per ogni modello di carico sono state utilizzate cinque diverse posizioni. La **Figura 15** mostra il modo in cui gli altri modelli sono distribuiti sull'impalcato.

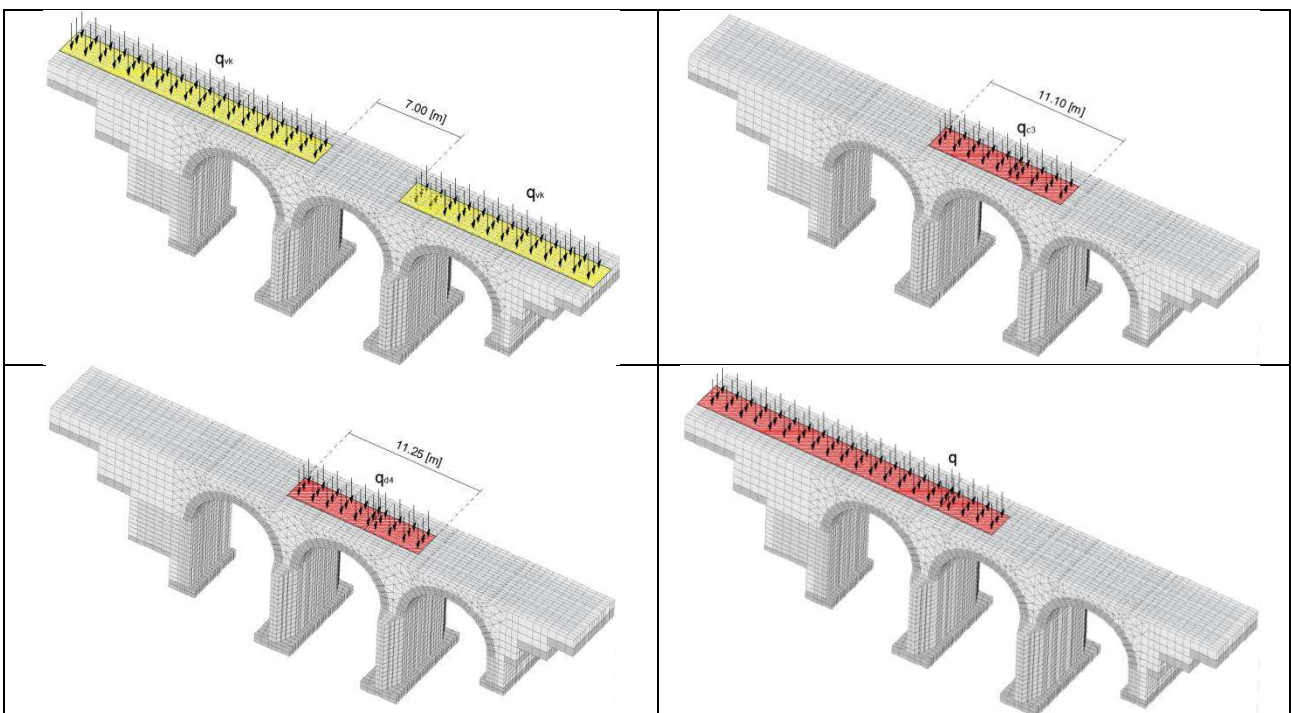


Figura 15 – Modelli di carico SW, C3, D4 e treno scarico.

Le azioni verticali derivanti dai carichi permanenti e variabili vanno considerate insieme alle azioni orizzontali del Serpeggio e Avvio/Frenatura definendo così tre gruppi di carico che massimizzano, rispettivamente, le azioni verticali e laterali, le azioni laterali e le azioni longitudinali.

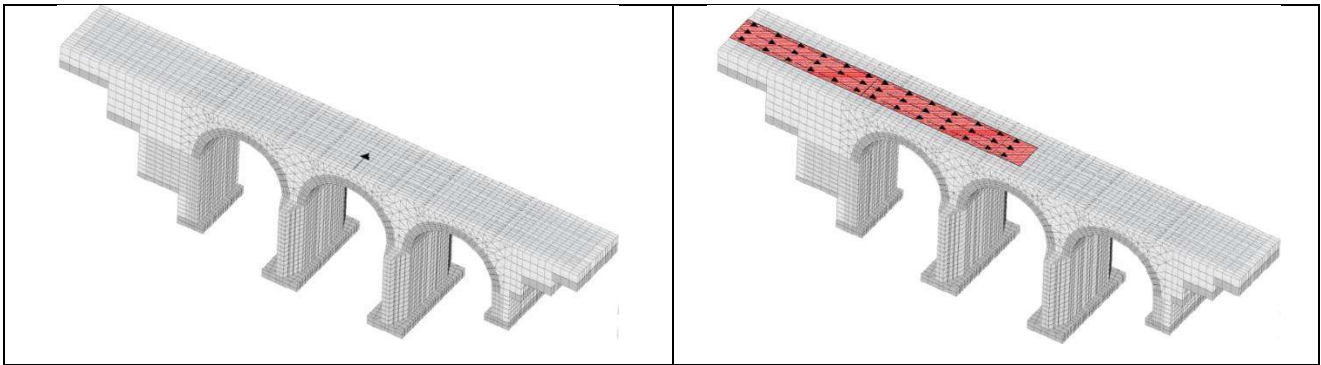


Figura 16 – Azioni orizzontali dovute al Serpeggio e Avvio/Frenatura.

Per l'azione sismica si fa riferimento al Cap. 3 delle NTC2008.

Per quanto riguarda i criteri generali, valgono quelli indicati per i ponti di nuova costruzione al § 7.9.2. delle NTC. Come indicato al § 8.3 delle NTC, la valutazione della sicurezza è eseguita solo per gli SLU.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Le NTC2008 al paragrafo 5.2.3.1.3 indicano che gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario.

Per quanto riguarda le combinazioni fondamentali agli SLU, sulla base delle indicazioni appena discusse, sono state realizzate in totale 150 condizioni di carico (escluse le combinazioni sismiche); Le 150 combinazioni sono divise in gruppi da 30, uno per ogni modello di carico, cioè LM71, SW/0, SW/2, C3 e D4. Ognuno di questi gruppi è poi ulteriormente suddiviso in cinque sottogruppi, uno per ogni posizione.

Tabella 4 – Generica combinazioni di carico per ogni uno dei tre gruppi.

		Perm. Str.	Perm. Portati	Variabili Verticali	Treno Scarico	Avvio o Frenatura	Serp.
CDC 1	Gruppo1: Verticali e Laterali	1.35	1.5	1.45*φ*α	0	0.5*α	1*α
CDC 2	Gruppo2: Stabilità Laterale	1.35	1.5	0	1.45*φ*α	0	1*α
CDC 3	Gruppo3: Azioni Long.	1.35	1.5	1.45*φ*α	0	1*α	0.5*α

Compiuta la fase sperimentale e definite le azioni e le combinazioni delle azioni agenti sulla struttura si è proceduto alla verifica statica.

Per la verifica si è proceduto: dapprima con il metodo grafico di Mery, con il metodo di Heyman attraverso l'ausilio del software ARCO del Prof. Gelfi e infine attraverso una modellazione agli elementi finiti.

Con il metodo di Mery, noti i carichi esterni, è possibile ricavare l'andamento della curva delle pressioni. Imponendo il passaggio obbligato del poligono d'equilibrio per il terzo medio inferiore e il terzo medio superiore la verifica è soddisfatta se non sono presenti forze di trazione, ovvero se la curva delle pressioni che ne deriva è interna al terzo medio di ogni sezione.

Dalla **Figura 17** è si osserva come la linea delle pressioni tracciata secondo le ipotesi del Mery fuoriesce dai limiti del terzo medio (linee tratteggiate all'interno dell'arco).

L'arco, sottoposto ai soli carichi permanenti, non è quindi interamente compresso, vi sarà presenza di tensioni di trazioni in alcune parti di esso.

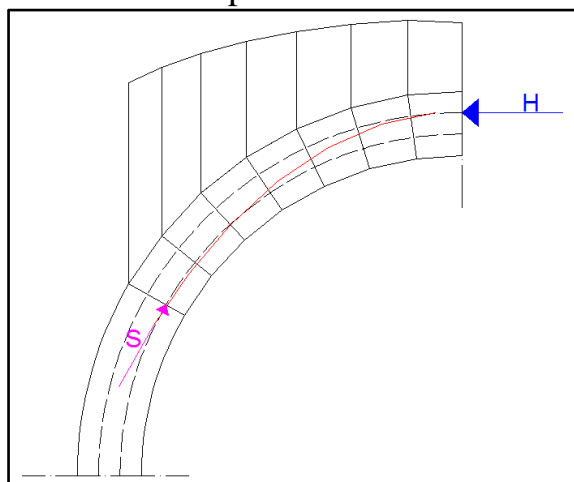


Figura 17 – Metodo di Mery: Curva delle pressioni.

Il metodo di Heyman (1966) utilizza l'approccio statico nell'analisi limite della struttura. Il programma ARCO del Prof. Gelfi, basato sui criteri di sicurezza del metodo di Heyman, individua iterativamente la curva delle pressioni che minimizza lo spessore dell'arco fittizio. È possibile così ricavare il fattore di sicurezza geometrico come rapporto tra lo spessore reale dell'arco e quello minimo necessario a contenere interamente la curva delle pressioni.

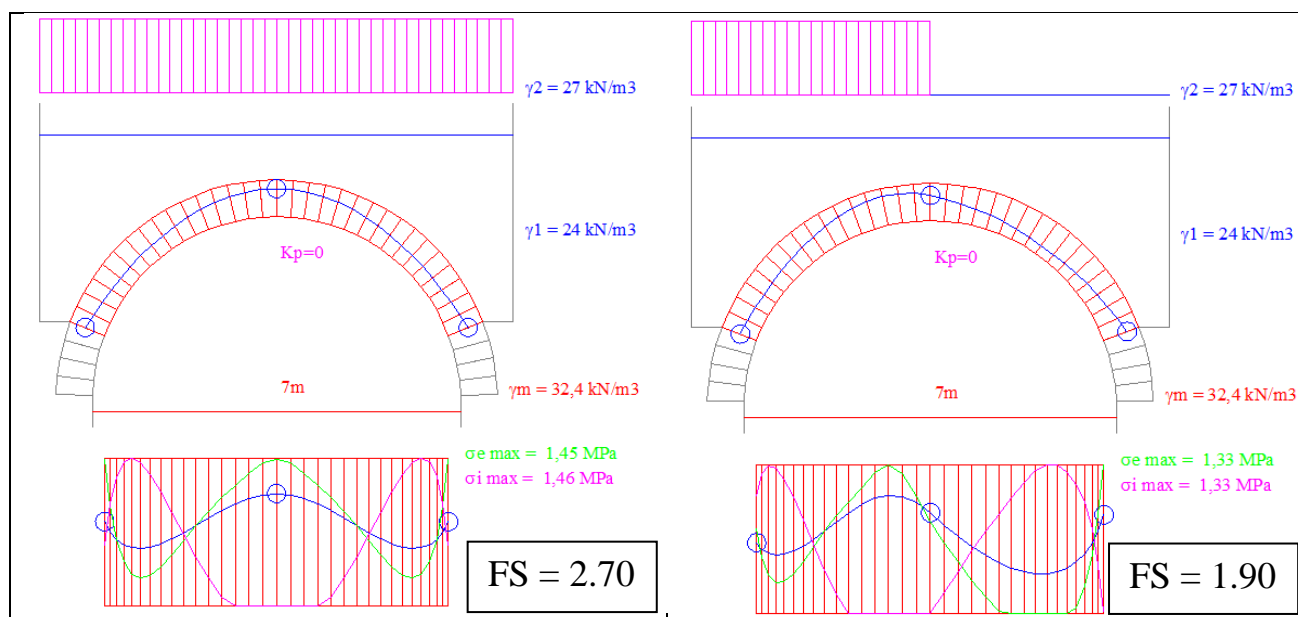


Figura 18 – Modello di carico C3.

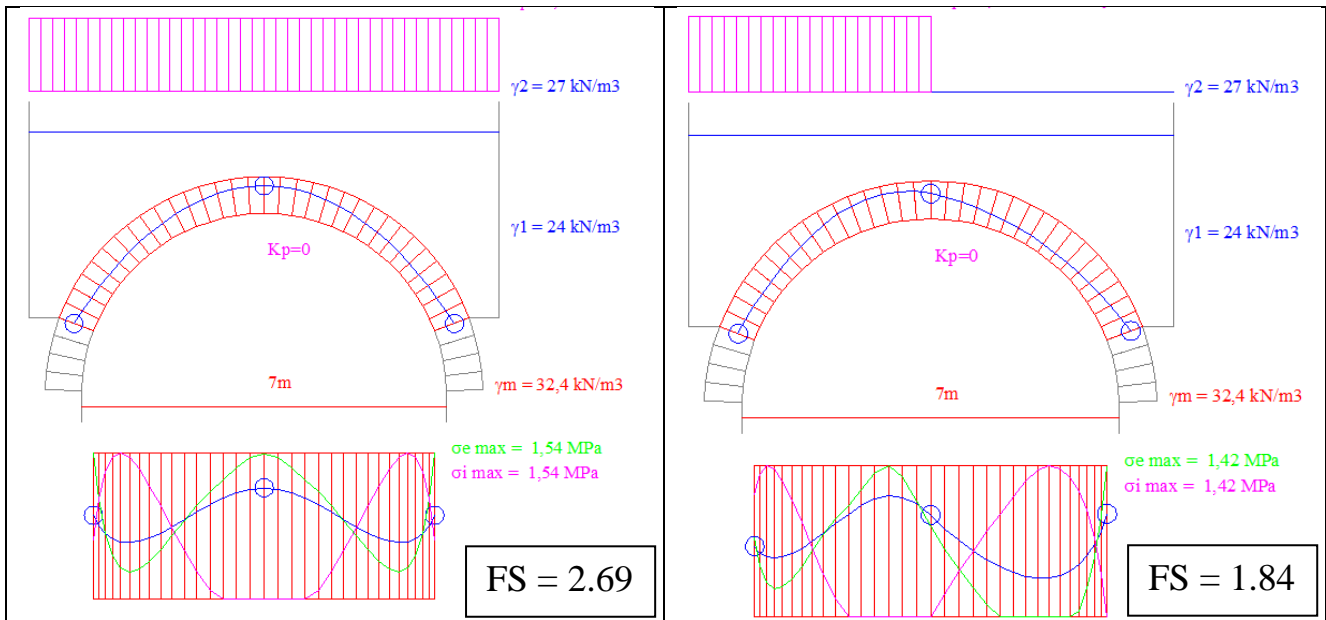


Figura 19 – Modello di carico D4.

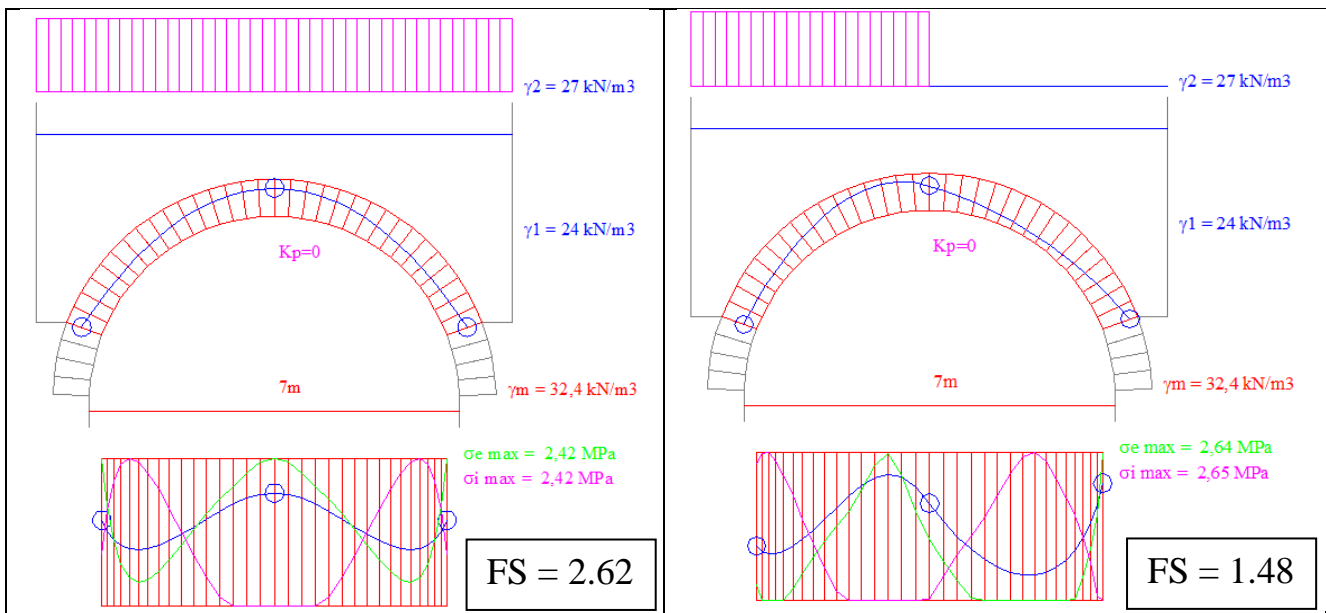


Figura 20 – Modello di carico LM71.

Dall'applicazione del metodo di Heyman e dall'analisi dei risultati ottenuti si evince che il modello di carico LM71 risulta essere molto più gravoso dei due precedenti. In particolare la condizione peggiore si ha quando il carico variabile verticale è applicato in maniera asimmetrica.

Il metodo dell'analisi limite condotto con il programma Arco restituisce esito positivo giacché, se pur con un margine molto ridotto, la linea delle pressioni è sempre interna allo spessore dell'arco; è comunque presente un forte impegno a trazione della muratura nei conci dell'arco in cui la sezione si parzializza.

Le analisi, statiche lineari, effettuate sul modello FEM identificato sono state condotte distintamente per i diversi modelli di carico. Nelle figure che seguono si rappresentano: le tensioni principali massime del sistema strutturale, le tensioni principali minime, le tensioni in direzione globale X-X e le configurazioni deformate.

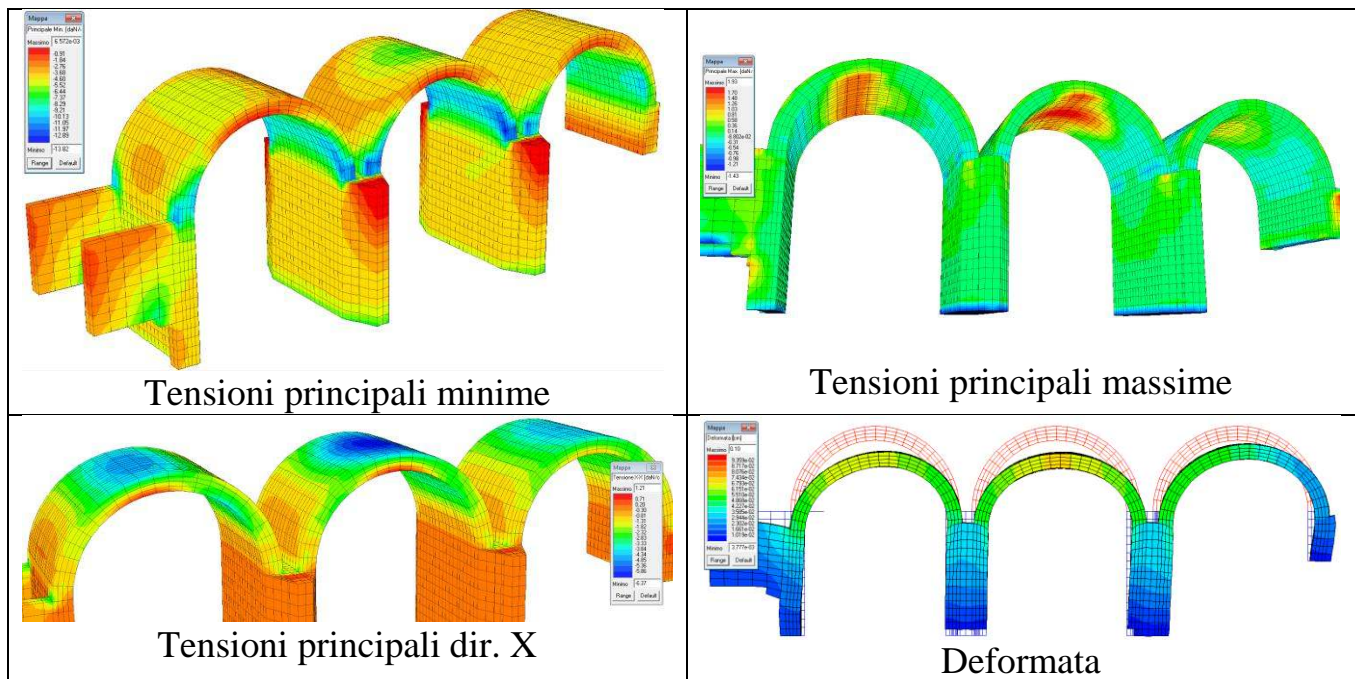


Figura 21 – Modello di carico C3, posizione centrale; mass. azioni longitudinali.

6. CONCLUSIONI

Con il presente lavoro sono stati presentati i risultati ottenuti dalla verifica d' idoneità statica di un ponte ferroviario ad arco in muratura.

L'esperienza affrontata ha fatto emergere le difficoltà di caratterizzazione meccanica tipiche di questa tipologia strutturale. Le indagini dinamiche sperimentali hanno fornito un apporto decisivo per una migliore conoscenza del manufatto. La sperimentazione dinamica ha infatti permesso, attraverso la taratura di un modello agli elementi finiti, di definire con maggiore accuratezza condizioni di vincolo e caratteristiche meccaniche dei materiali altrimenti difficilmente indagabili.

Si è potuto stabilire che il ponte oggetto di studio risulta strutturalmente idoneo al transito di traffico ferroviario assimilabile ai modelli di carico analizzati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.J. Ewins, **Modal Testing: Theory and Practice**. John Wiley & Sons Inc, USA, 1984.
- [2] Anil K. Chopra, **Dynamics of Structures**. Prentice-Hall, New Jersey, 2001.
- [3] J. Heyman., **The stone Skeleton: structural engineering of masonry architecture**. Cambridge University, 1995.
- [4] M.A. Pisani., **Consolidamento delle strutture**. Biblioteca tecnica Hoepli.
- [5] DM 14 gennaio 2008, **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**. (GU 4 febbraio 2008, n.29, SO n.30).
- [6] Circolare 2 febbraio 2009 n.617, **Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M 14 gennaio 2008**. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- [7] Circolare 10 aprile 1997 n.65/AA.GG., **Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica" di cui al D.M 16 gennaio 1996**. Ministero dei Lavori Pubblici (GU 28 aprile 1997, SO n.97).