

FRAGILITÀ E ROBUSTEZZA STRUTTURALE DI PONTI AD ARCO IN ACCIAIO A SPINTA ELIMINATA

STRUCTURAL FRAGILITY AND ROBUSTNESS OF TIED STEEL ARCH BRIDGES

Cyrille Denise Tetougeni
Emanuele Maiorana
Independent researcher
emaior@libero.it

Paolo Zampieri
Carlo Pellegrino
DICEA – Università di Padova
paolo.zampieri@unipd.it

ABSTRACT

The tied-arched steel bridges represent an advantageous structural scheme for the construction of crossing works of medium-sized spans between 100 and 200 m on average. The design philosophy with which modern steel arch bridges are conceived is a compromise between the achievement of two objectives that are different from each other: optimization and structural strength. While, on the one hand, the optimization of the structure leads to the creation of increasingly lighter structures in order to minimize the use of material from material, the structural robustness of the designer to conceive “redundant” structures that have sufficient resilience in dealing with extreme actions to avoid the progressive collapse of the structure. The study made it possible to make interesting considerations on the concept of robustness and structural optimization of the bridges considered as case studies and led to interesting ideas for increasingly cutting-edge designs that can pursue the objectives that are imposed on us by today’s society.

SOMMARIO

I ponti in acciaio ad arco a spinta eliminata rappresentano uno schema strutturale vantaggioso per la realizzazione di opere di attraversamento di luci di medie dimensioni comprese mediamente tra 100 e 200 m. La filosofia progettuale con la quale si concepiscono i ponti ad arco in acciaio moderni è un compromesso tra il raggiungimento di due obiettivi che sono tra loro discordanti: l’ottimizzazione e la robustezza strutturale. Se da un lato l’ottimizzazione strutturale porta alla realizzazione di strutture sempre più leggere al fine di ridurre al minimo l’impegno di materiale da costruzione, la robustezza strutturale stimola il progettista a concepire strutture “ridondanti” che abbiano una sufficiente resilienza nei confronti delle azioni estreme per evitare il collasso progressivo della struttura. Lo studio ha consentito di effettuare interessanti considerazioni sul concetto di robustezza e ottimizzazione strutturale del ponte considerato come caso studio e ha portato a degli spunti interessanti per progettazioni sempre più all’avanguardia che possano perseguire gli obiettivi che ci vengono imposti dalla società odierna.

Ventisei pendini inclinati, disposti come in Fig. 2, sono costituiti da trefoli in acciaio e sono ancorati alle travi principali a sezione scatolare rettangolare ed equispaziate a ciascuna sezione a doppio "T" che costituisce l'arco. In questo modo, le azioni flessionali nell'arco sono molto basse e di conseguenza l'arco, soggetto ai carichi di progetto, risulterà prevalentemente compresso. Una soletta in calcestruzzo armato di spessore costante pari a 30 cm, resa collaborante con i traversi tramite dei pioli, attribuisce rigidità trasversale all'impalcato e collabora alla ripartizione trasversale dei carichi da traffico.

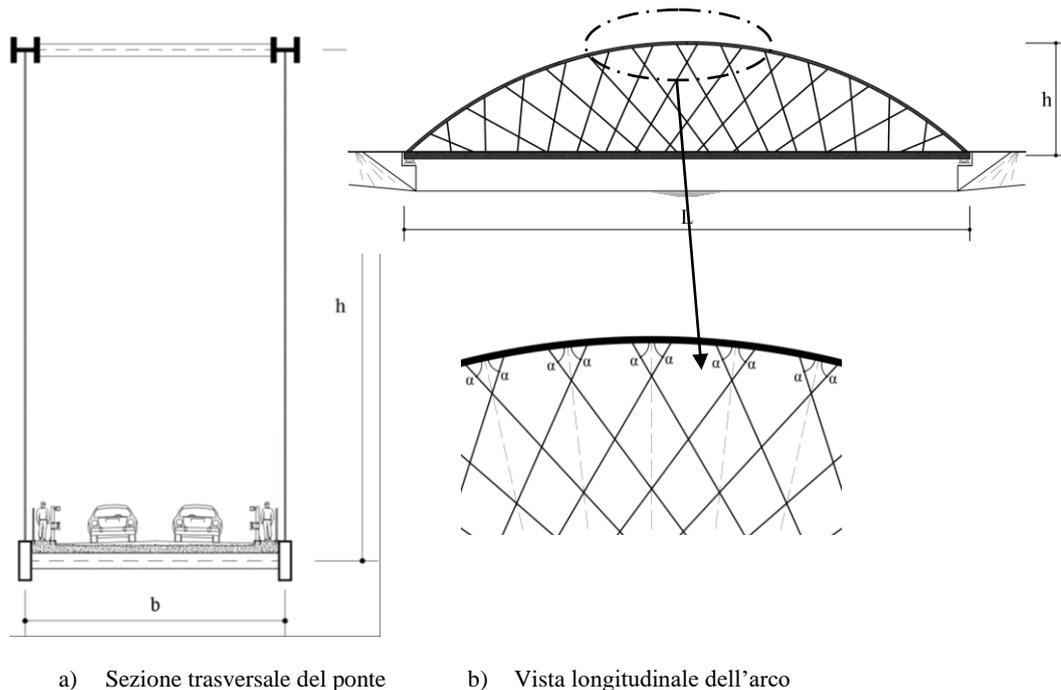


Fig. 2. Geometria del ponte

3 ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

3.1 Modellazione numerica

Il modello 3D agli elementi finiti del ponte è stato realizzato con l'utilizzo di elementi monodimensionali ad esclusione della soletta che è stata modellata con elementi shell (2D). Gli elementi shell con i quali è stata discretizzata la soletta sono collegati rigidamente con i nodi dei traversi. La Fig. 3 illustra il modello globale del ponte dove, nel caso specifico mostrato, L_{br} è pari al 70% dello sviluppo complessivo dell'arco. I carichi permanenti strutturali sono definiti in automatico dal programma di calcolo definita la densità dei materiali (7850 kg/m^3 e 2500 kg/m^3 rispettivamente per l'acciaio e per il calcestruzzo). La sezione trasversale della carreggiata è costituita da due marciapiedi laterali larghi 1 m nei quali è stato previsto un carico accidentale di $2,5 \text{ kN/m}^2$ mentre nella parte centrale dell'impalcato (la sede stradale larga 8 m) uno strato di conglomerato bituminoso è stato posto sulla soletta in c.a. per il piano di rotolamento della sede stradale. I carichi da traffico sono stati definiti in accordo alla (EN1991, 2002) e disposti secondo due corsie convenzionali di carico.

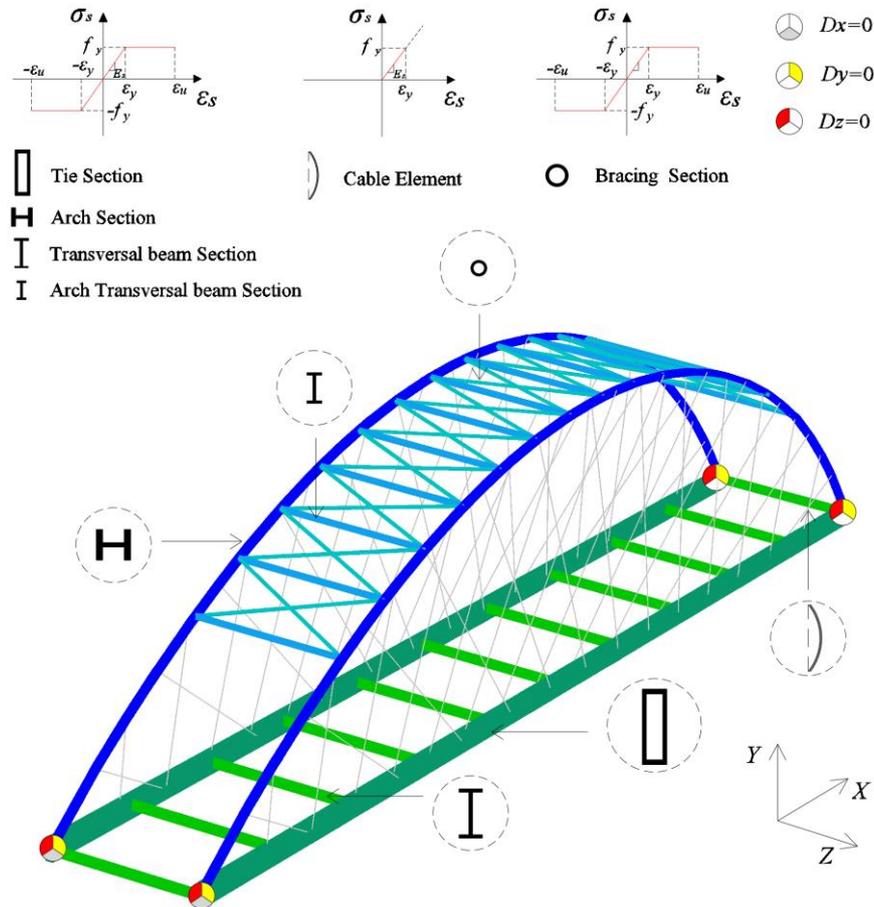


Fig. 3. Modello 3D FEM del ponte

3.2 Scenario di perdita dei pendini

Al fine di considerare gli effetti dinamici indotti in un ponte NAB da una perdita accidentale di uno o più pendini, l'azione di perdita del pendino è stata analizzata come azione dinamica che si verifica in una frazione temporale molto piccola (minore a 10 s). L'analisi dinamica non lineare è stata eseguita imponendo una rampa di carico come quella rappresentata in Fig. 4a per introdurre le azioni permanenti (eliminando eventuali effetti inerziali dovuti ad accelerazione applicate alle masse della struttura). Successivamente, dopo la rimozione del generico pendino; è stata implementata (Fig. 4b) l'azione istantanea che si innesca come conseguenza alla perdita istantanea dell'elemento.

La risposta del ponte NAB, studiata tramite analisi dinamica non lineare, fa riferimento a un ponte con ventisei pendini per ciascun arco (Fig. 5) per un numero complessivo (n) pari a cinquantadue. In particolare, la numerazione dei pendini fa riferimento dalla nomenclatura riportata in Figura 5 e lo scenario di perdita riguarda tutte le possibili combinazioni di perdita di uno o due pendini. Nello specifico, nel modello FEM, il pendino viene rimosso e due forze dinamiche uguali ed opposte vengono applicate alle due estremità del pendino rimosso come illustrato in Fig. 5.

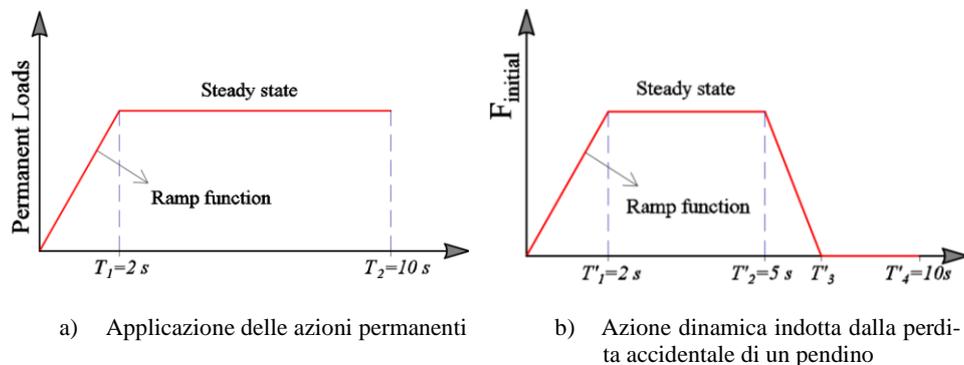


Fig. 4. Azioni considerate nella analisi dinamica non-lineare del ponte

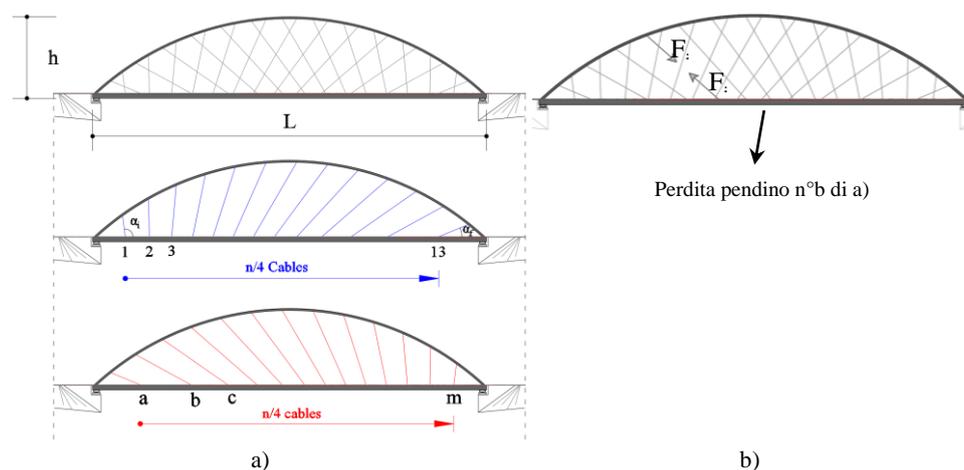


Fig. 5. Scenario di perdita dei pendini

In Figura 6 sono illustrati i principali risultati in termini di effetto dinamico indotto da uno scenario di perdita di uno o due pendini. Come evidenziano i risultati riportati in Fig. 6, l'effetto dinamico indotto dalla perdita improvvisa dei pendini dipende fortemente dalla localizzazione del/dei pendini. In particolare, dai risultati ottenuti, maggiori effetti dinamici vengono introdotti dalla perdita dei pendini prossimi alle spalle; tali effetti dinamici si attenuano se i pendini mancanti sono disposti al centro del ponte. Tale risultato potrebbe dipendere dall'effetto irrigidente offerto dal sistema di controventamento dell'arco nella zona centrale del ponte. Infatti, nelle zone di estremità dell'arco, non essendoci controventi trasversali, la perdita di uno o più pendini provoca maggiori effetti dinamici. Inoltre, gli effetti dinamici indotti dalla perdita improvvisa di uno o due pendini sono confrontabili.

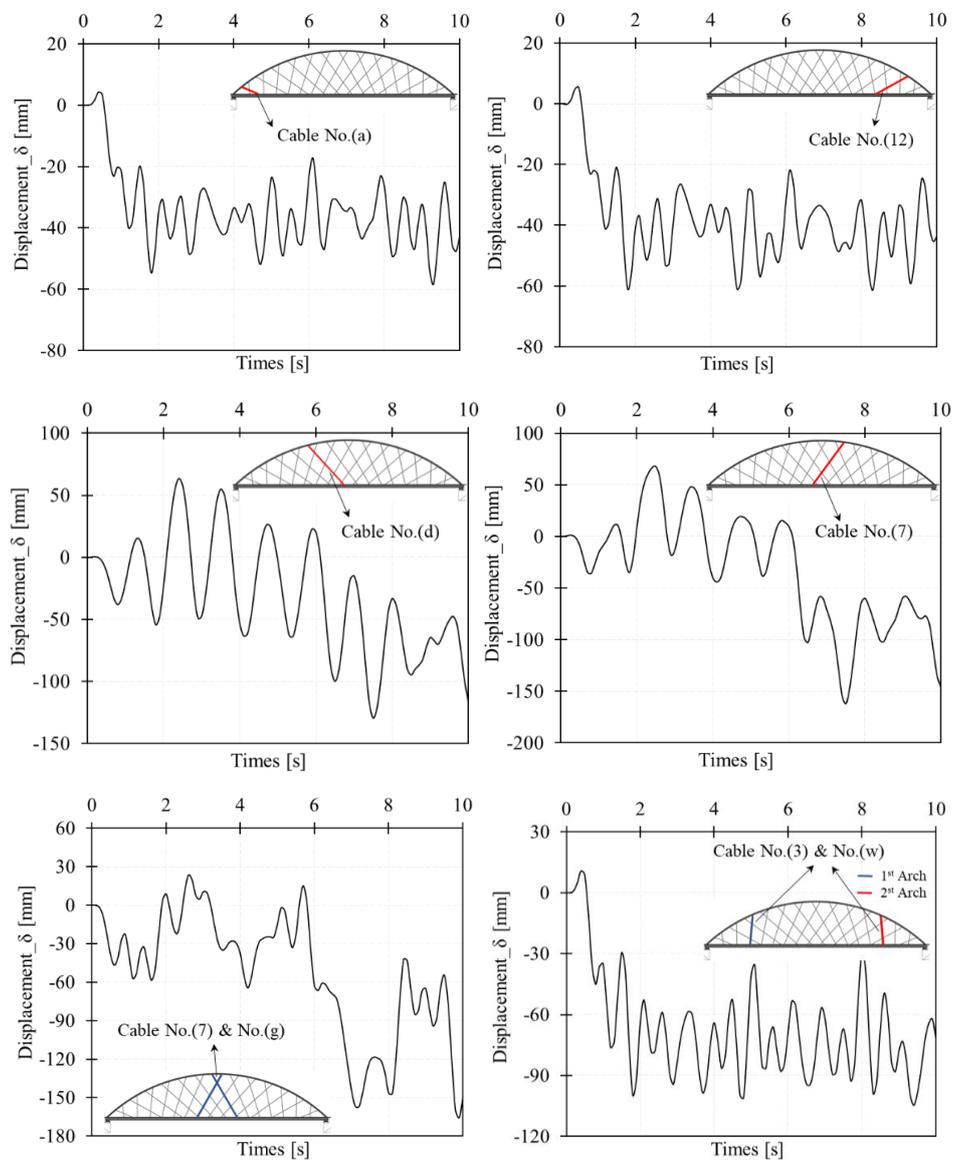


Fig. 6. Risposta dinamica del ponte a seguito della perdita di uno o due pendini

Successivamente è stata valutata la capacità portante del ponte soggetto alla perdita dei pendini. A tal fine un'analisi non-lineare di pushdown è stata implementata considerando le azioni permanenti costanti e l'azione incrementale del carico da traffico fino al raggiungimento del collasso del ponte. In questo modo è stato possibile definire le curve di capacità (forza-spostamento) della struttura al variare dello scenario di danno considerato (Fig. 7). Come riportato nei grafici di Fig. 7, la perdita percentuale di

capacità portante per effetto della perdita istantanea di uno o due pendini dipende dalla localizzazione della rottura. In particolare, la perdita di uno o due pendini nella zona centrale del ponte provoca una maggiore riduzione della capacità portante del ponte oltre che a una maggiore riduzione di duttilità della struttura rispetto al caso in cui la rottura è localizzata nelle zone di estremità del ponte (Fig. 7a). Inoltre, come illustrato in Fig. 8 una maggiore lunghezza della zona controventata dell'arco L_{br} migliora la robustezza strutturale dell'opera. Infatti, per lo stesso scenario di danno, un maggior valore di L_{br} produce una minore perdita di capacità portante del ponte.

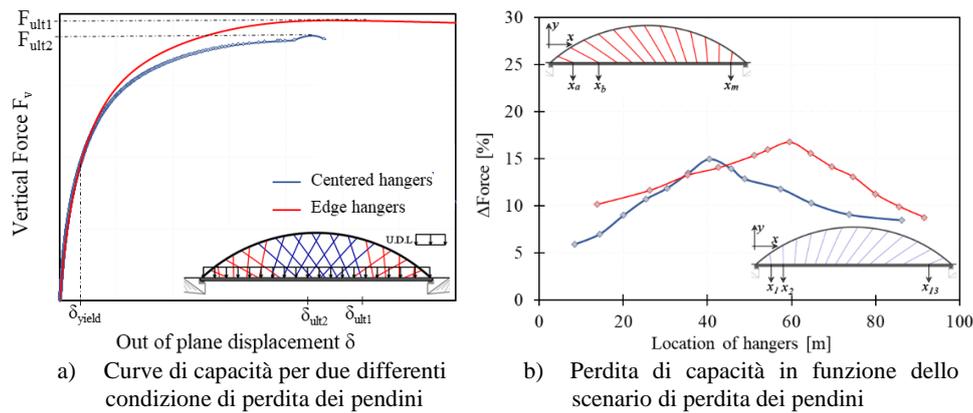


Fig. 7. Capacità portante dell'arco soggetto alla perdita dei pendini ($L_{braced} = 70$ m)

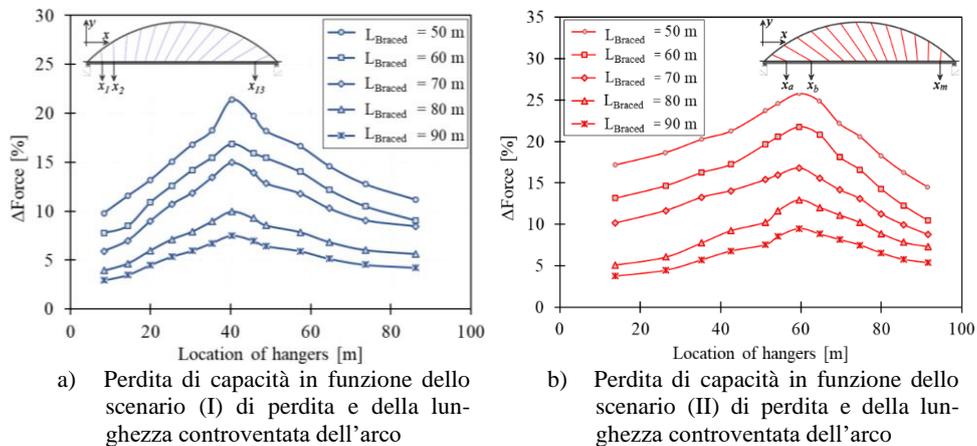


Fig. 8. Capacità portante dell'arco soggetto a perdita dei pendini per diversi valori di L_{braced}

CONCLUSIONI

In questa memoria è stato analizzato il comportamento non-lineare dei ponti ad arco in acciaio a spinta eliminata denominati “Network Arch Bridges” facendo particolare attenzione al concetto di robustezza strutturale dell’opera. Dopo aver definito le caratteristiche del ponte oggetto di studio è stato possibile eseguire delle analisi statiche e dinamiche non lineari al fine di valutare gli effetti di uno scenario di perdita accidentale dei pendini sulla robustezza strutturale del ponte. Il primo importante risultato è consistito nel verificare che a seguito della perdita di uno o due pendini il ponte ha una riduzione massima di capacità portante pari al 25%, rispetto a quella che si avrebbe in condizione integra dell’opera. Tuttavia, anche se lo scenario di danno riduce la resistenza della struttura, il collasso localizzato di uno o due elementi non porta al collasso progressivo dell’opera. Ne consegue che la tipologia strutturale esaminata è dotata di una certa robustezza strutturale. La risposta del ponte a seguito della perdita improvvisa di uno o due pendini è dipendente principalmente dalla posizione dei pendini rimossi, sia per quanto riguarda gli effetti dinamici indotti dalla perdita e sia per quanto concerne la riduzione di resistenza ultima. Infine, si è potuto riscontrare che l’estensione del sistema di controventamento trasversale dell’arco influenza positivamente la robustezza strutturale dell’opera.

RIFERIMENTI

- [1] Tveit, P. (2010). Optimal network arches for road and rail bridges. Proceedings of the 6th International Conference on Arch Bridges, Fuzhou, Fujian, China, October.
- [2] Schanack, F. (2009). In-plane arch buckling of network arc. World Steel Bridge Symposium, Valdivia, Chile, April.
- [3] Pellegrino C., Cupani, G. and Modena, C. (2010). The effect of fatigue on the arrangement of hangers in tied arch bridges. *Engineering Structures*. 32, 1140-1147. doi:10.1016/j.engstruct.2009.12.040.
- [4] Zampieri P., Tetougueni C.D., Maiorana E. and Pellegrino C. (2020). Post-buckling of network arch bridges subjected to vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*. doi:10.1080/15732479.2020.1778742.

KEYWORDS

Arch bridges; bridge networks; cable loss; geometrical non-linearity; non-linear buckling; steel arches; structural capacity; structural integrity.