

Una idea innovativa per un ponte sospeso di grandissima luce

ponti

4

Ing. Marco Peroni
Marco Peroni Ingegneria - Faenza (RA)
peroni@marcoperoni.it

INTRODUZIONE

Da più di vent'anni i governi di Spagna e Marocco stanno studiando l'ipotesi di attraversamento dello Stretto di Gibilterra che divide il continente Africano da quello Eurasiatico.

Riteniamo che sia l'occasione per proporre un nuovo sistema statico innovativo per i ponti di grande luce: un sistema tenso-strutturale che permetta non solo di stabilizzare il ponte contro gli effetti del vento e che consenta di coprire la luce centrale con una unica campata di 10 Km.

L'IDEA DEL PONTE

Già nel 1965 in occasione del concorso per l'attraversamento dello Stretto di Messina, l'architetto Sergio Musmeci propose un sistema tensostrutturale a "doppio effetto" che per la prima volta diede importanza allo studio degli effetti dell'azione del vento e dei fenomeni aero-elastici.

Sviluppando i concetti proposti da Musmeci, la mia soluzione per lo Stretto di Gibilterra è una tensostruttura basata sulla forma del paraboloide iperbolico (Fig. 1): consiste in particolare in una rete tridimensionale di funi interlacciate tra di loro come un cesto da basket.

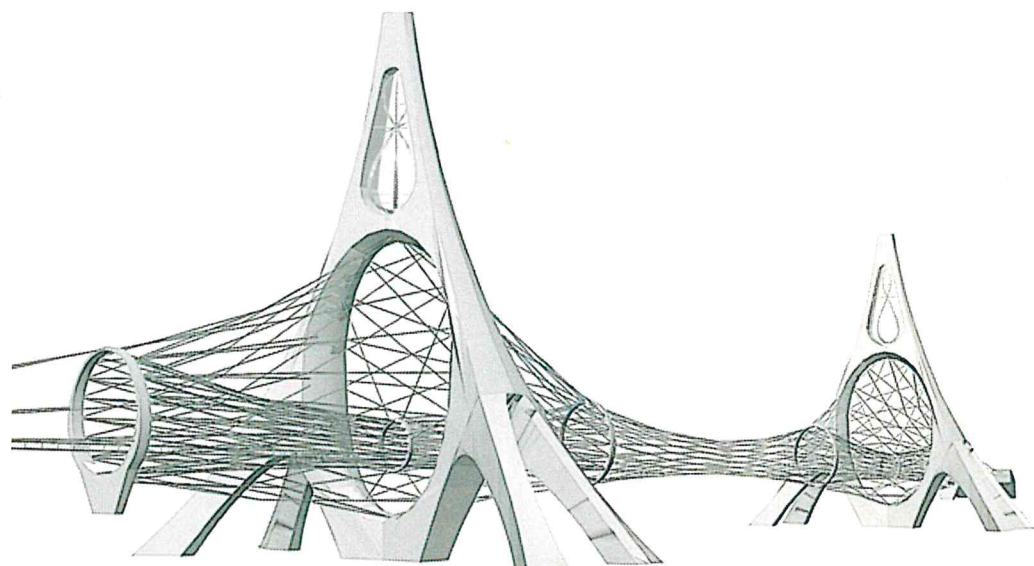


Figura 1, figura 2: rendering tridimensionale del ponte

Il modello è basato sui seguenti concetti:

- L'aumento di rigidità torsionale della struttura a seguito della configurazione a iperboloide ad una falda che genera una superficie anti-clastica a doppia curvatura.
- Riduzione del peso proprio del ponte attraverso l'uso delle funi in CFRP (fibra di carbonio) in combinazione con un impalcato leggero e aerodinamicamente rastremato.

La rete di funi in CFRP si estende dalle estremità delle due torri distanti tra loro 10 Km e di altezza circa 2000m dal livello del mare (Fig. 2). Le funi della rete esterna hanno un diametro di 1.6m mentre quelle della rete interna che si sviluppa in prossimità delle torri hanno un diametro di 0.8 m. La particolare conformazione delle funi forma come si è detto un "sistema chiuso" estremamente stabile nei confronti delle azioni orizzontali, verticali e torsionali provocate dal vento. Tutte le funi del sistema formano un sistema strutturale molto leggero e contribuiscono assieme a creare la rigidità necessaria alla stabilità della costruzione.

In questa ultima versione del ponte (sviluppata a partire dai primi studi del 2006 presentati al congresso IABSE di Budapest) le due reti di funi si formano attorno a delle strutture cerchianti verticali che sono tra l'altro necessarie alla costruzione del ponte e che costituiscono gli elementi di sostegno di una serie di sottoponti strallati interni che suddividono la campata in ponti più piccoli a cui è appeso l'impalcato. In questo modo la filosofia finale su cui si basa questa idea è: i sottoponti interni delegati a portare l'impalcato sono realizzati mediante una soluzione tradizionale su piccole luci mentre la vera innovazione è nella rete di funi esterna che porta il complesso.

L'ANALISI AL COMPUTER

Dal gennaio 2010 (approfittando dell'occasione della presentazione del progetto al convegno LSB's organizzato dall'Università di Tor Vergata di Roma, ho svolto una analisi al computer di un modello semplificato del ponte utilizzando il software MIDAS/Gen 2010.

L'analisi effettuata ha permesso di verificare, in una sorta di "dimensionamento preliminare", la distribuzione delle tensioni nella rete di funi e il loro valore massimo a seconda della distribuzione di carico sia verticale che al vento considerato stazionario. Sono stati considerati due modelli: il primo di 6Km di luce libera e il secondo di 10 Km in modo da valutare il diverso comportamento delle due strutture e la dipendenza dei risultati dalla luce di progetto.

Il modello di calcolo è stato costruito utilizzando elementi cable "tension-only" per le funi ed elementi beam per schematizzare le torri e i cerchianti intermedi. In totale sono stati generati 1.127 nodi e 2.648 elementi.



Figura 3: schema dei carichi applicati

I carichi verticali e le azioni del vento orizzontali sono stati applicati in tre condizioni di carico (PP, LL, VENTO) come carichi equivalenti agli elementi cerchianti (Fig. 3) che sono stati dotati di opportuna rigidità in modo da poter trasmettere le azioni alle reti di funi interna ed esterna.

In particolare i carichi verticali sono stati considerati comprensivi del peso dell'impalcato del ponte e degli stralli (che non sono stati schematizzati nel modello) e dell'insieme dei carichi verticali mobili equivalenti (costituiti dal carico delle automobili e dei treni) per un totale di 160.000 KN applicati ogni 750 m come carichi nodali agli elementi beam dei cerchianti. I carichi orizzontali equivalenti da vento hanno invece una entità di 175.000 KN / 750 m.

Alle reti di funi sia esterne che interne sono stati applicati i "pretension load" (dal menu load > prestress load) nella condizione di carico di peso proprio (PP).

Sono state poi effettuate analisi non linear static per determinare le deformazioni del ponte sotto le stese di carichi permanenti e variabili con o senza pretensione nelle funi. La non linear static analysis è di tipo geometrico (vedi menù non linear analysis control) con metodo di iterazione Newton Raphson con n°10 passi di

carico per ogni condizione di carico e 30 iterazioni per ogni passo di carico. Nel menu non linear analysis data > loading sequence for nonlinear analysis è stata impostata la sequenza delle condizioni di carico in ordine a come si vuole eseguire il caricamento della struttura. Le deformate finali sono la somma man mano delle condizioni di carico analizzate.

Il risultato di questa prima analisi ha mostrato per il ponte di 6 Km di luce una freccia massima (Fig. 4) di 11 m in mezzeria (con una pretensione in ognuna delle funi della rete esterna di 200.000 KN) e di 12 m di deformazione orizzontale sotto l'azione del carico orizzontale da vento supposto spirante a 150 Km/h.

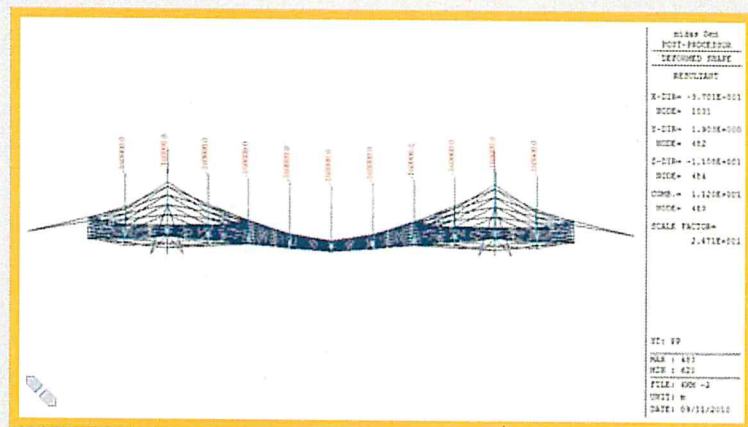


Figura 4: deformata verticale sotto carichi totali

La tensione massima risultante nei cavi è di circa 80.000 t (Fig. 5).

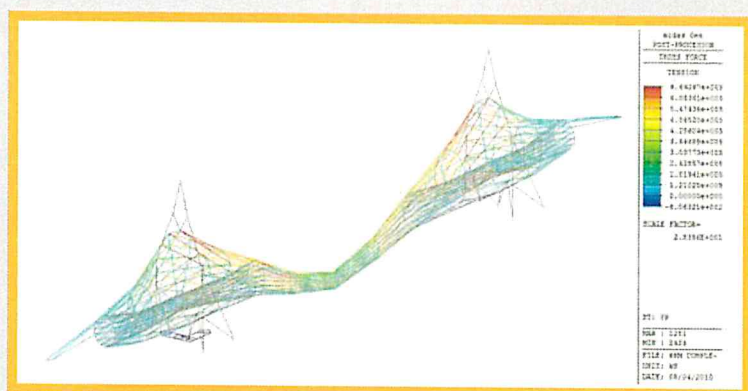


Figura 5: le tensioni nelle funi

È stata infine eseguita una analisi dinamica (eigenvalue analysis) in modo da valutare i modi propri di vibrare della struttura. L'analisi eseguita è stata una "sub-space iteration" con 20 frequenze esaminate e 25 iterazioni.

In questo caso è stato possibile eliminare dalla ricerca dei modi di vibrazione le torri (annullando mediante la spunta "use mass density" nella definizione delle proprietà dei materiali) in modo da concentrarsi sul comportamento della rete di funi e allo stesso tempo considerare nell'analisi la pretensione delle funi che influisce sensibilmente sul risultato. Ciò è possibile in MIDAS calcolando gli sforzi nelle aste mediante il controllo Load > Initial forces-Small displacement > initial forces control data (dove seleziono la condizione di carico dove voglio considerare la pretensione, in questo caso nella condizione PP di peso proprio). Dalla tabella Result Table (menu Results > results table > initial element force) ricavo gli sforzi di calcolo che copio nella initial element force. Si è ottenuto un primo modo risultante di circa 13 sec. (Fig. 6) e un primo modo torsionale di 4.70 sec.

Si è poi esaminata la versione del ponte di 10 Km di luce libera con lo stesso schema strutturale ma con il diametro delle funi esterne incrementato a 1.6 m. Questo modello ha portato ad avere una deformazione verticale di circa 46 m che si è ottenuta senza pretensione che corrisponde a $L/217$ mentre con una pretensione nelle funi di 800.000 KN si può arrivare a deformazioni massime nell'ordine di circa 18 m ($<L/500$).

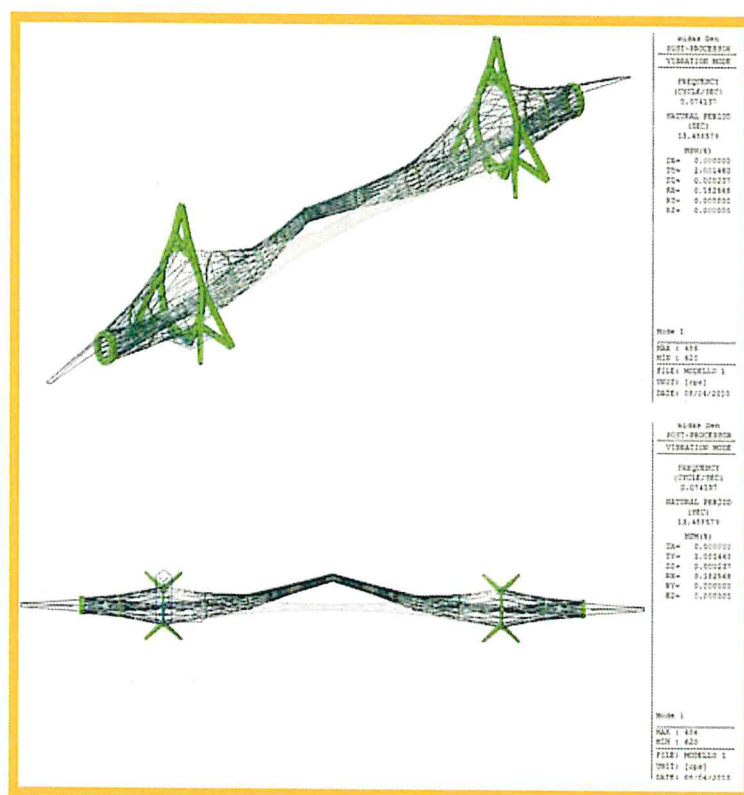


Figura 6: primo modo di vibrazione flessionale

Le tensioni massime nelle funi salgono in questo caso a 1.350.000 KN. Lo spostamento laterale con l'azione di vento statico è in questo caso di 13 mt ($L/769$).

Il primo modo di vibrare in questo caso è di circa 19 sec. evidenziando una struttura molto rigida anche in considerazione della luce così elevata. L'analisi statica non lineare del modello descritto ha richiesto circa 24.0 sec. di tempo di esecuzione mentre l'analisi dinamica circa 4.2 sec.

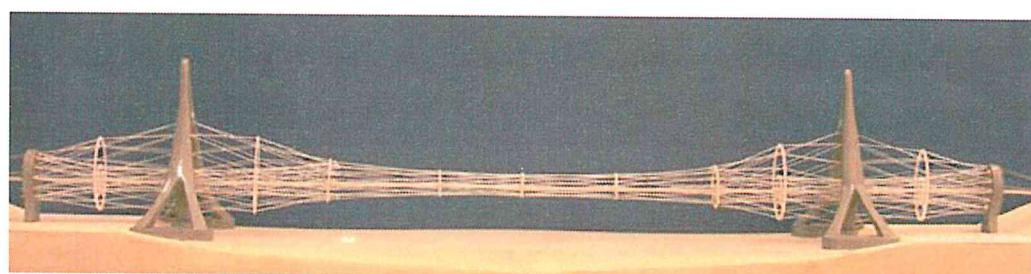


Figura 7: il modello del ponte

In occasione del congresso LSB's abbiamo costruito un modello in scala del ponte che abbiamo presentato a Roma l'ultima giornata del Workshop. Si tratta di una maquette in legno (Fig. 7 e 8), resina e fili elastici che ha una lunghezza di 3 m rappresentando in scala 1/4.000 l'intero sviluppo del ponte.

CONCLUSIONI

Questo idea costituisce un nuovo e rivoluzionario concetto da applicare ai ponti sospesi di grandissima luce, maggiore di 4-5 Km, e insieme all'uso delle fibre di carbonio lo rende quanto mai attuale e innovativo.

Il progetto va però ulteriormente sviluppato sia a livello di calcoli che di esecutività dell'opera e questo sarà possibile solo con l'aiuto della comunità scientifica che in questi anni ha apprezzato e appoggiato il progetto dandone risalto e visibilità durante i congressi specialistici.

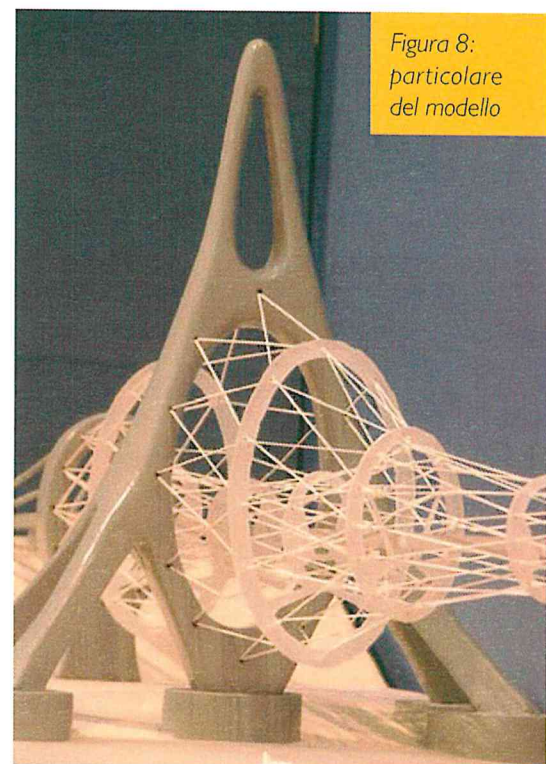


Figura 8: particolare del modello