

Progetti

Analisi di una passerella Ciclo-pedonale ad arco tipo “Network”

Franco Melocchi¹ ■



Nome dell'opera/progetto:

Passerella ciclopedonale sul fiume Serio

Ubicazione:

Crema (CR)

Committente:

Privato

Progettazione architettonica:

Studio di ingegneria Ing. Franco Melocchi,
Via. B. Colleoni 15 Osio Sotto (BG)

Progettazione strutturale:

Studio di ingegneria Ing. Franco Melocchi

Anno di completamento lavori:

2017

Modello FEM:

422 nodi; 612 elementi: 144 tipo Truss e 468 tipo Beam

Carpenteria metallica:

S355-J2

1. Introduzione e caratteristiche tecniche dell'opera in esame

Nel presente articolo vengono presentati i risultati delle indagini preliminari per l'ottimizzazione del progetto di un ponte ciclopedonale ad arco tipo network con campata centrale di luce 50 metri e successivamente della relativa progettazione esecutiva. Di seguito sono elencate le principali caratteristiche tecniche dell'opera e sono riportate alcune immagini.

Per definizione del professore emerito della Agder University in Norvegia PER TVEIT, ideatore e studioso di tale configurazione, i ponti ad arco tipo network hanno pendini inclinati che si incrociano almeno due volte: tali geometrie portano a membrature molto snelle sottoposte prevalentemente a forze assiali.

Per raggiungere grande efficienza con questo tipo di strutture devono essere rispettate alcune regole:

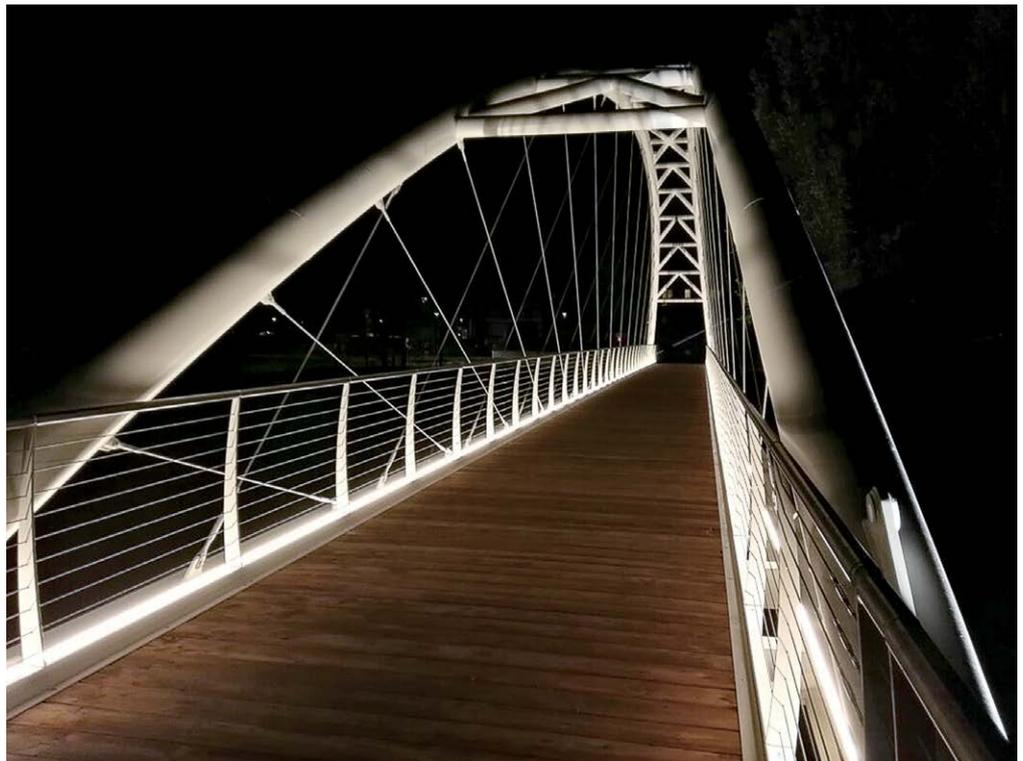
- l'arco deve essere parte di una circonferenza per rendere la costruzione semplice e contribuire ad una più costante distribuzione di sforzo assiale nella porzione centrale dell'arco e a momenti massimi uniformi sulla catena d'impalcato.

¹ Libero professionista – Studio di ingegneria Ing. Franco Melocchi - ing.francomelocchi@gmail.com

Figura 1
Opera in esame – Vista 1.



Figura 2
Opera in esame – Vista 2.



- I pendini devono essere distribuiti a spaziatura costante sugli archi e non convergere nello stesso nodo. Questa caratteristica diminuisce il momento flettente causato dalla curvatura e fornisce un più efficiente ritegno all'arco per l'instabilità.

Paragonato con archi a spinta eliminata a pendini verticali, il ponte Network mostra che la catena è soggetta a piccolissimi momenti flettenti. Il ponte agisce nel suo complesso, come una trave semplice e mostra una rigidità più alta con conseguenti minori deformazioni.

La disposizione dei pendini ha una notevole influenza sul comportamento strutturale e, esattamente come le altre variabili fondamentali come lunghezza della campata, curvatura e freccia dell'arco, determina le forze e la variazione di forza all'interno membrature del ponte e prevalentemente dell'arco. Le figure che seguono ci aiutano a capire le ragioni.

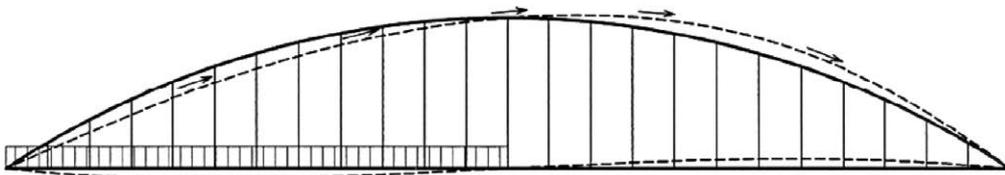


Figura 3
 Ponte a pendini verticali
 – risposta strutturale sotto
 carico parziale.

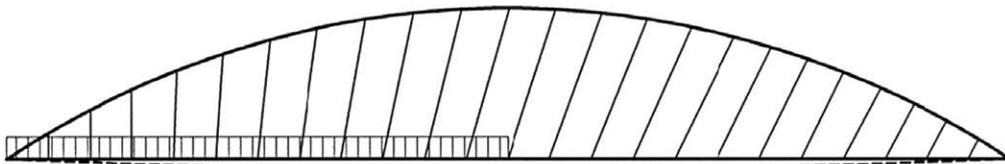


Figura 4
 Ponte a pendini inclinati
 – risposta strutturale sotto
 carico parziale.

Carichi asimmetrici e parziali in campata portano, nella configurazione a pendini verticali, a deformazioni sia nell'arco che nel tirante inferiore. Ciò provoca momenti flettenti che devono essere assorbiti dalle sezioni d'arco e di impalcato che necessariamente devono avere inerzie maggiori.

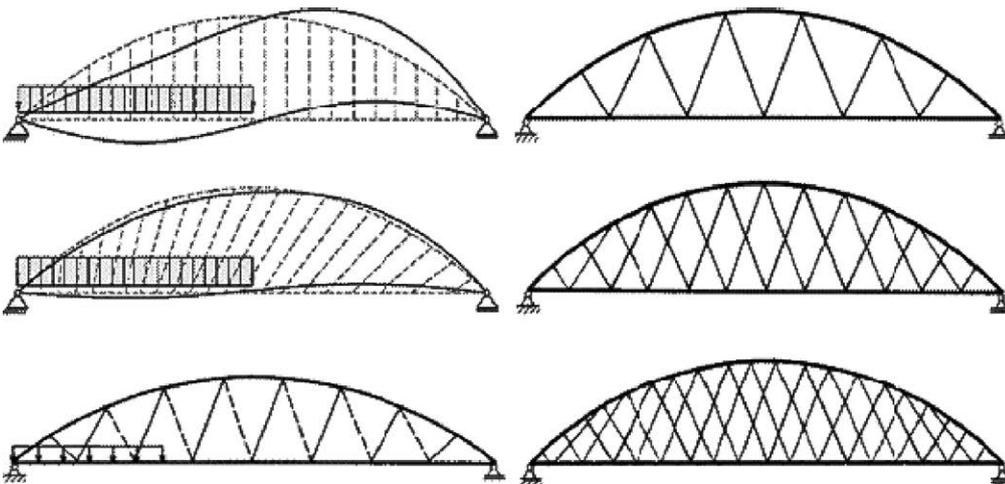


Figura 5
 Comportamento dell'arco
 con carico su metà impalcato
 con differenti configurazioni
 di pendini (a sinistra);
 vari step per arrivare alla
 configurazione network
 (a destra).

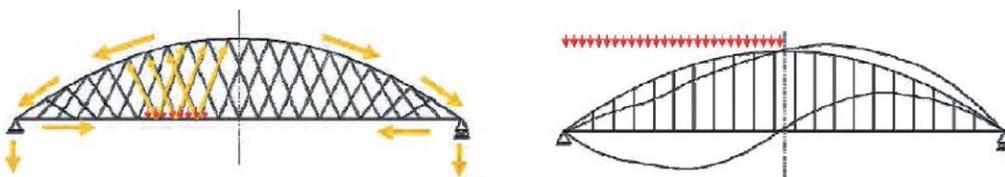


Figura 6
 Deformate per diverse
 configurazioni dei pendini.

Quando i pendini sono inclinati, la deformata verticale è decisamente minore perché i pendini stessi nella parte non caricata rimangono tesi.

I ponti tipo Nielsen (con i pendini posati in diagonale) lavorano con lo stesso principio con la differenza sostanziale che i pendini opposti si rilassano e, in alcuni casi, addirittura i pendini possono andare in compressione.

Fatta questa doverosa premessa, si mostra quindi il risultato di questo processo di ottimizzazione che ha previsto inizialmente il confronto dei risultati di modelli FEM con diverse geometrie e che poi ha portato alla scelta della configurazione finale. Utilizzando il programma Midas-Gen, sono stati costruiti 5 modelli con disposizione di pendini diverse mantenendo ovviamente invariata la geometria dell'arco.

1. Modello n. 1 - PER TVEIT con pendini ad angolo variabile $\Phi_0=85^\circ$ $\Delta\Phi=-3^\circ$
2. Modello n. 2 - BRUNN e SCHANACK con 32 pendini a inclinazione fissa pari a $\Phi=50^\circ$ equidistanti sull'arco;
3. Modello n. 3 - BRUNN e SCHANACK con 36 pendini a inclinazione fissa pari a $\Phi=50^\circ$ equidistanti sull'arco;
4. Modello n. 5 - BRUNN e SCHANACK con 36 pendini a inclinazione fissa pari a $\Phi=45^\circ$ equidistanti sull'arco;
5. Modello n. 5 - BRUNN e SCHANACK con 36 pendini a inclinazione fissa pari a $\Phi=40^\circ$ equidistanti sull'arco;

I modelli 2, 3, 4, e 5 adottano la geometria radiale "RADIAL ARRANGEMENT" proposta da BRUNN and SCHANACK nella loro tesi di laurea.

Lo schema degli appoggi è tipico dei ponti isostatici e prevede quattro vincoli disposti agli angoli dell'impalcato in corrispondenza del punto di intersezione dell'arco con il tirante di impalcato.

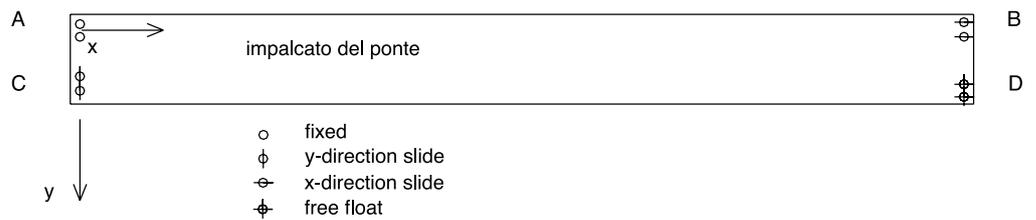


Figura 7
Modello n. 1 - PER TVEIT
con angolo variabile $\Phi_0=85^\circ$
 $\Delta\Phi=-3^\circ$.

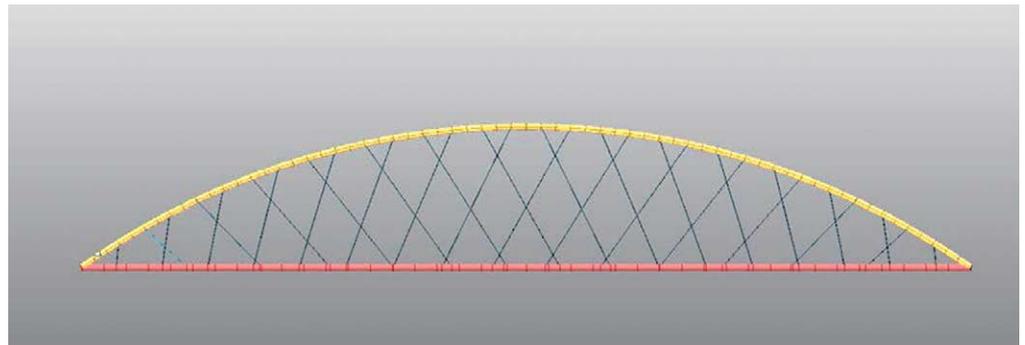


Figura 8
Modello n. 2 - BRUNN AND
SCHANACK 32 pendini
equidistanti su arco con
angolo fisso $\Phi=50^\circ$.

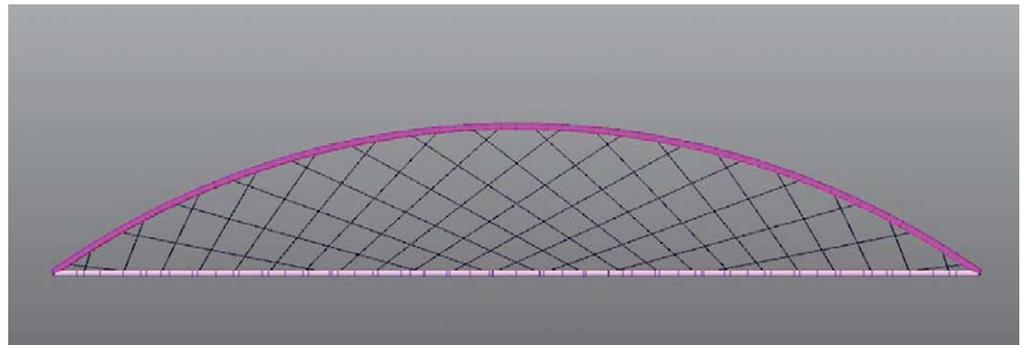
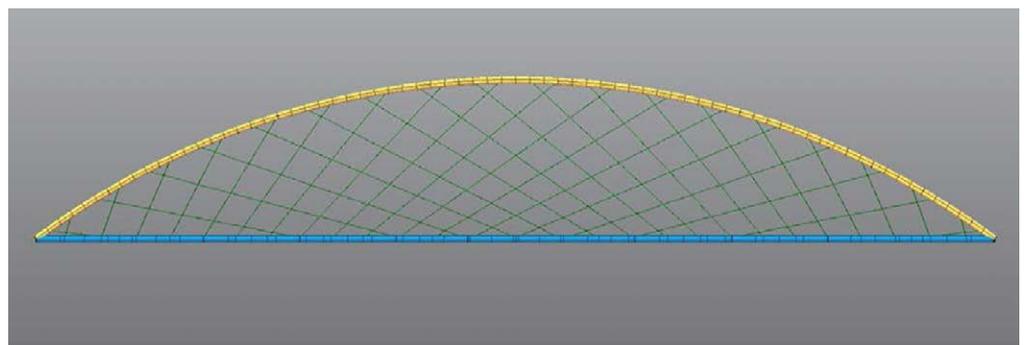


Figura 9
Modello n. 3 - BRUNN AND
SCHANACK 36 pendini
equidistanti su arco con
angolo fisso $\Phi=50^\circ$



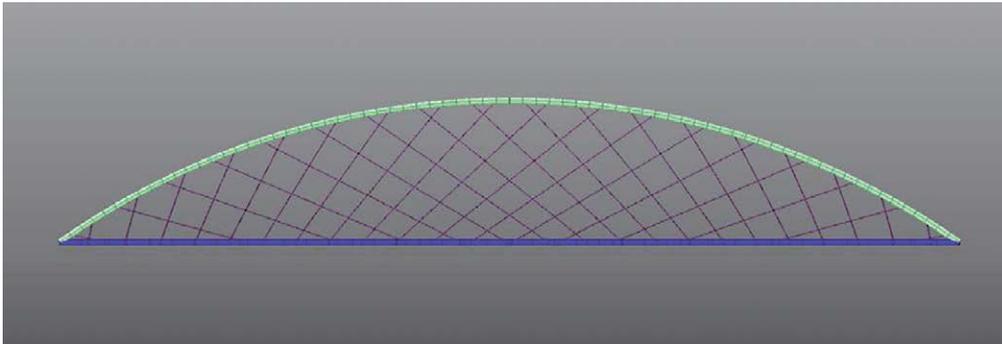
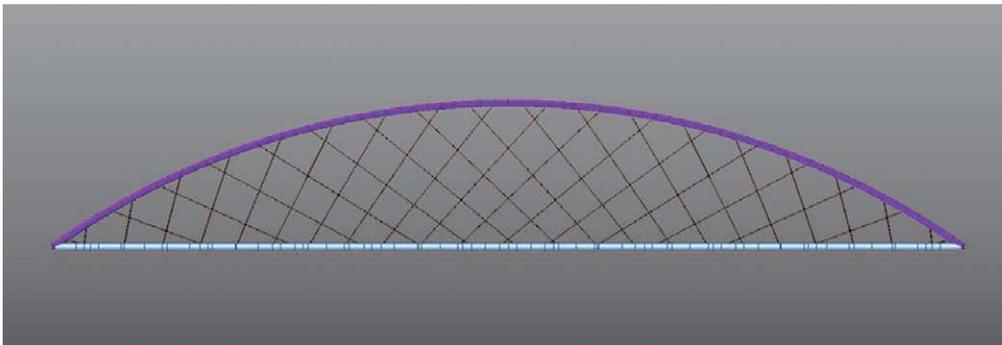


Figura 10
Modello n. 4 - BRUNN AND SCHANACK 36 pendini equidistanti su arco con angolo fisso $\Phi=45^\circ$.



Modello n. 5 - BRUNN AND SCHANACK 36 pendini equidistanti su arco con angolo fisso $\Phi=40^\circ$.

Si è proceduto comparando i risultati ottenuti alle varie configurazioni applicando un carico eccentrico distribuito di 5 kN/m^2 sulla metà sinistra dell'impalcato; di seguito, si riportano le risultanze di questo confronto.

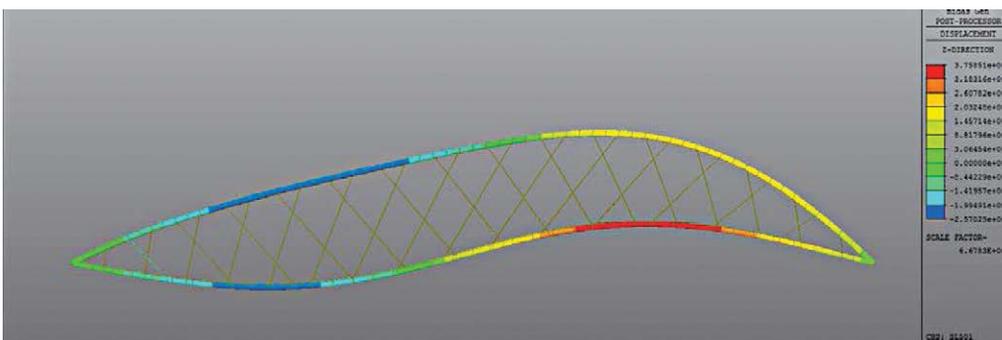


Figura 11
Model n. 1 - PER TVEIT con angolo variabile $\Phi_0=85^\circ$ $\Delta\Phi=3$ $F_z \text{ max} = 37.58 \text{ cm}$.

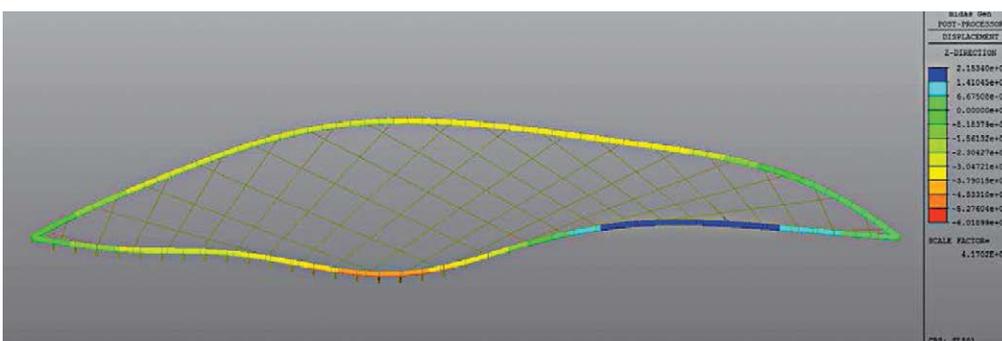


Figura 12
Model n. 2 - BRUNN AND SCHANACK 32 pendini equidistanti su arco con angolo fisso $\Phi=50^\circ$ $F_z \text{ max} = 6.05 \text{ cm}$.

Figura 13
Model n. 3 - BRUNN AND
SCHANACK 36 pendini
equidistanti su arco con
angolo fisso
 $\Phi=50^\circ$
 $F_{z \max} = 4.94 \text{ cm.}$

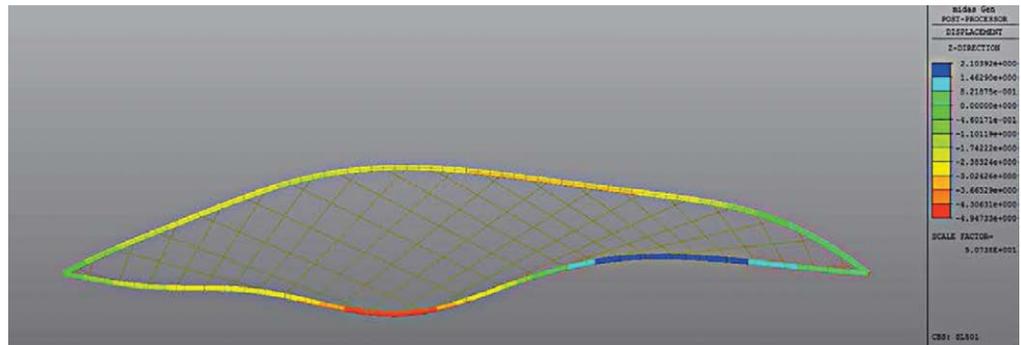


Figura 14
Model n. 4 - BRUNN AND
SCHANACK 36 pendini
equidistanti su arco con
angolo fisso
 $\Phi=45^\circ$
 $F_{z \max} = 7.65 \text{ cm.}$

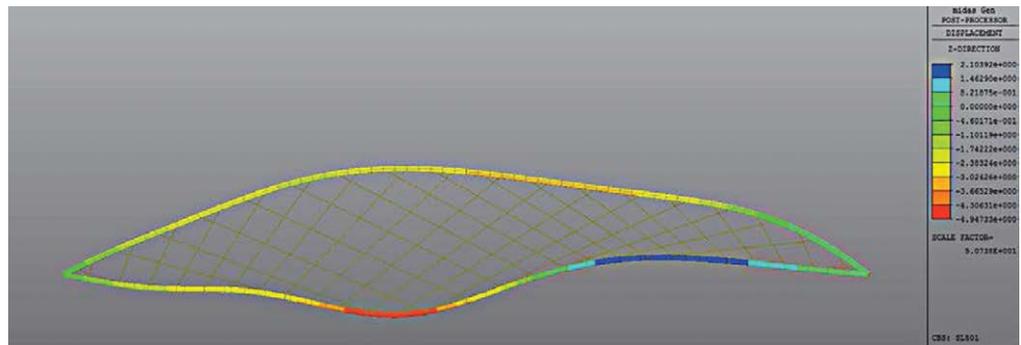
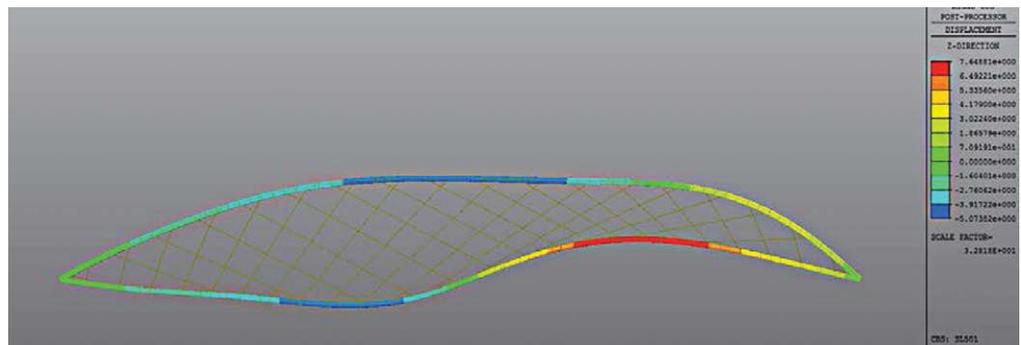
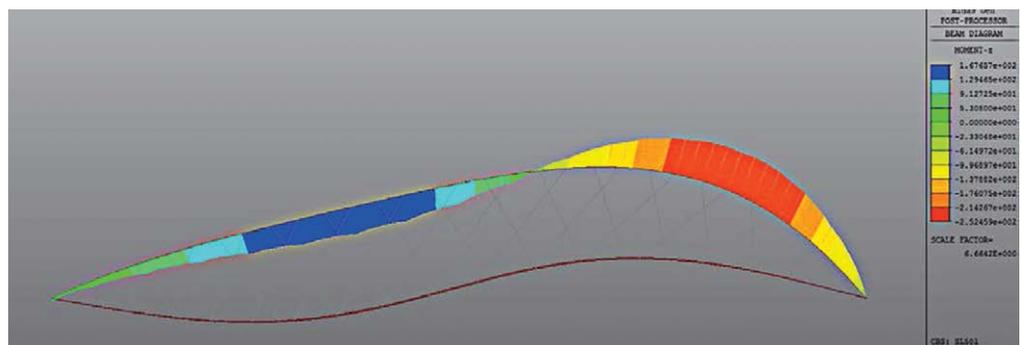


Figura 15
Figura 15: Model n. 5 -
BRUNN AND SCHANACK
36 pendini equidistanti su
arco con angolo fisso
 $\Phi=40^\circ$
 $F_{z \max} = 16.6 \text{ cm.}$



Si riporta di seguito il confronto tra i momenti flettenti negli archi con carico eccentrico.

Figura 16
Model n. 1 - PER TVEIT con
angolo variabile
 $\Phi_0=85^\circ$
 $\Delta\Phi=3$
 $M_{z \max} = 252 \text{ kNm.}$



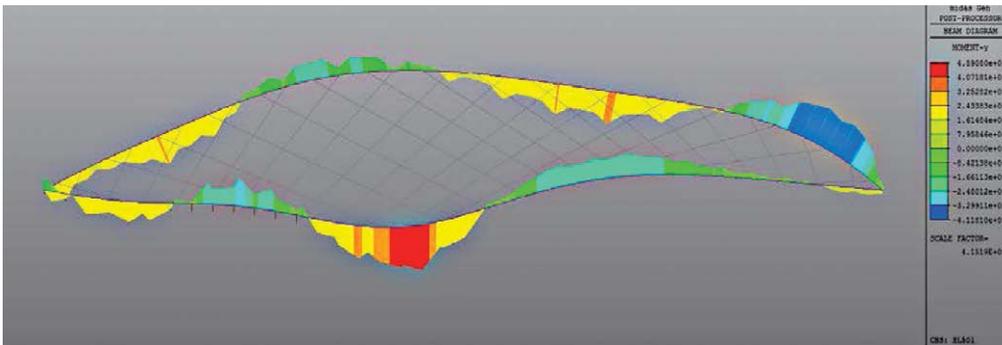


Figura 17
 Model n. 2 - BRUNN AND
 SCHANACK 32 pendini
 equidistanti su arco
 $\Phi=50^\circ$
 $M_z \max = 48.9 \text{ kNm}$.

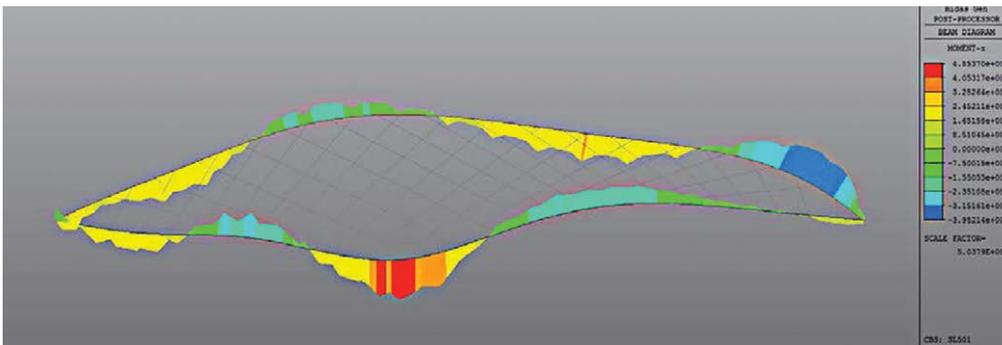


Figura 18
 Model n. 3 - BRUNN AND
 SCHANACK 36 pendini
 equidistanti su arco
 $\Phi=50^\circ$
 $M_z \max = 48.53 \text{ kNm}$.

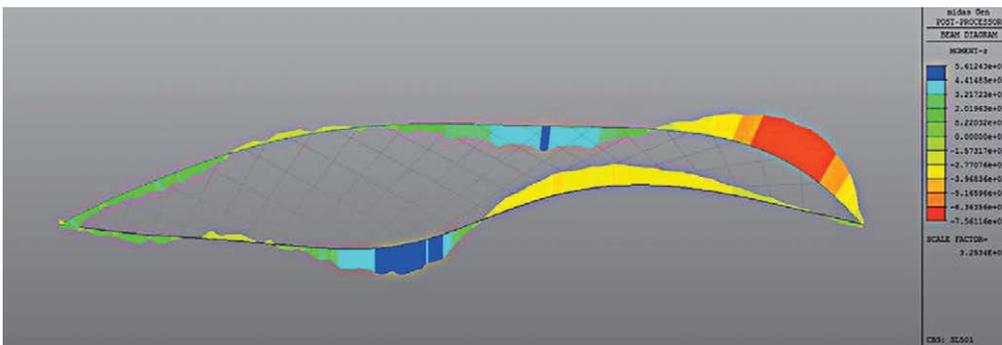


Figura 19
 Model n. 4 - BRUNN AND
 SCHANACK 36 pendini
 equidistanti su arco
 $\Phi=45^\circ$
 $M_z \max = 56.12 \text{ kNm}$.

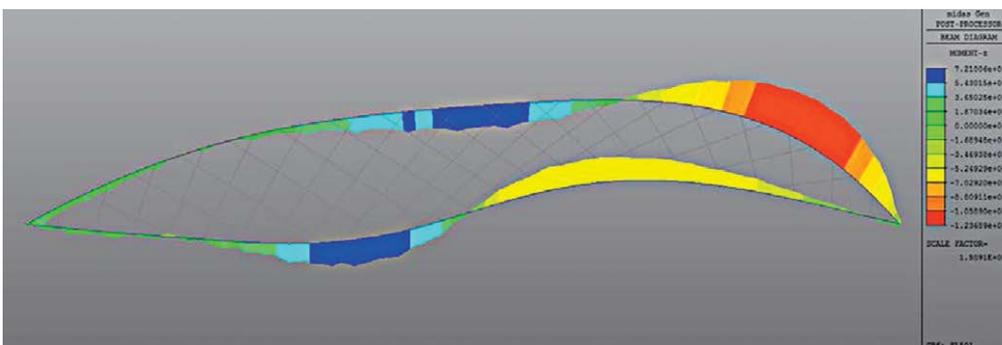


Figura 20
 Model n. 5 - BRUNN AND
 SCHANACK 36 pendini
 equidistanti su arco
 $\Phi=40^\circ$
 $M_z \max = 75.61 \text{ kNm}$.

Al termine di questa indagine preliminare approfondita, si è determinato che la configurazione ottimale, considerando gli aspetti economici e la facilità di costruzione, è uno schema PER TVEIT con 30 pendini incrociati per arco (in fase esecutiva i primi due sono stati sostituiti da una piastra in acciaio, ad inclinazione variabile (da 50° a 37.5°) ed archi inclinati di 9 gradi rispetto la verticale. I pendini sospendono le travi principali di impalcato (HEA 400) ogni 312.5 cm ed i traversi, costituiti da IPE 300, sono posti ad interassi di 156.25 cm.

Le travi principali di impalcato costituiscono anche la catena dell'arco e contrastano la componente della spinta orizzontale degli archi, evitando la trasmissione della reazione orizzontali in fondazione.

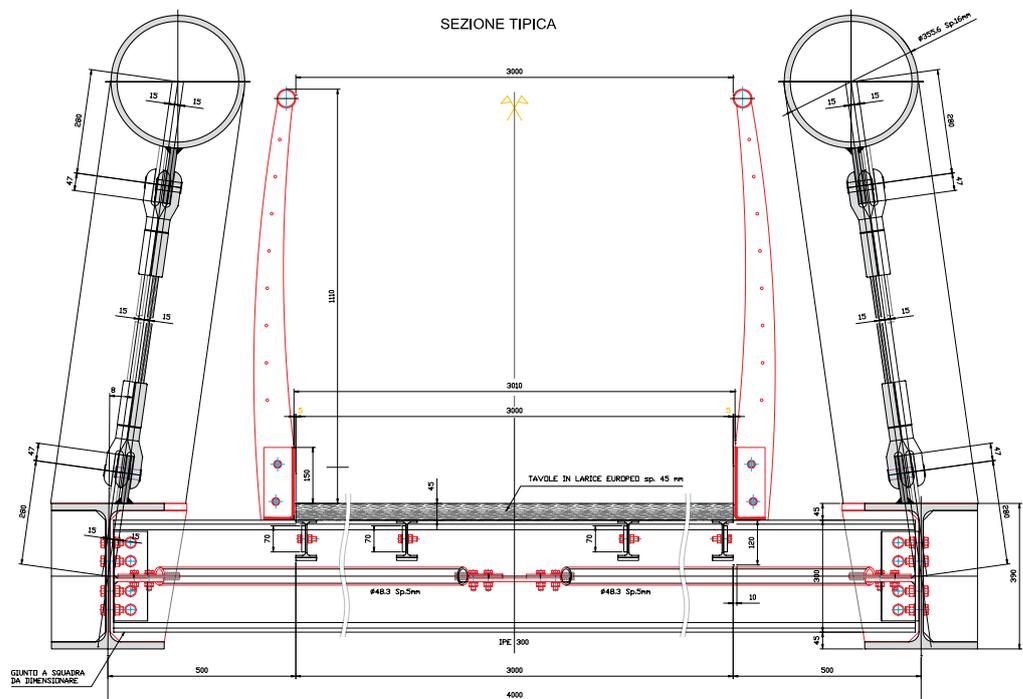
La ridotta distanza tra gli ancoraggi per il sistema di sospensione ha contribuito a ridurre lunghezza d'inflessione gli archi, a minimizzare i momenti flettenti nell'impalcato, a ridurre la sensibilità alla perdita accidentale dei pendini e a dare una grande efficienza nella distribuzione dei carichi concentrati sul ponte.

Lo schema isostatico auto equilibrato ha consentito anche di assemblare il manufatto sulla riva del fiume, e di posizionarlo sulle pile in c.a. con un solo sollevamento senza operare in alveo.

Gli elementi strutturali del ponte sono:

1. archi di altezza 8 m perfettamente circolari ($R_{curv} = 86.10$ m), realizzati con profili di acciaio a sezione circolare CHS 406,4 x 125 mm;
2. travi di impalcato (che assolvono anche alla funzione di catena d'arco) realizzate con profili di acciaio HEA 400;
3. 28 pendini per arco che sostengono l'impalcato pedonale realizzati con funi spiroidali $F = 13.2$ e modellati a truss con sezione "solid round";
4. 16 controventi di impalcato realizzati con profili di acciaio a sezione circolare CHS 76.1 x 4 mm;
5. 13 controventi per l'arco con profili di acciaio a sezione circolare CHS 193.7 x 8 mm;
6. 32 traversi di impalcato realizzati con profili laminati IPE 300 posti ad interasse di 156.25 cm.

Figura 21
Sezione tipica dell'opera in esame.



I carichi previsti sul manufatto sono i seguenti:

Permanenti

P.P. parapetto in acciaio (H=110 cm resistente a 1.5 kN/m)	= 0.400 kN/m
P.P. pavimento in legno spessore tavole 5 cm: 0.045 m x 500 kN/m ³	= 0.225 kN/m ²
Grigliato metallico barra portante 50 x 3 mm interasse 44 mm	= 0.475 kN/m ²
Totale peso proprio impalcato	= 0.700 kN/m ²

Carichi accidentali

I sovraccarichi da applicare alla struttura sono stati ricavati dalle norme tecniche DM 20/3/2008 nel capitolo 5. Per la struttura in esame si fa riferimento, oltre che alle azioni antropiche, anche a quelle di vento, sisma e temperatura. Il carico da folla previsto è di 5 kN/m² ed è stato disposto sull'impalcato con i seguenti schemi in modo da massimizzare gli effetti e gli sforzi sugli archi:

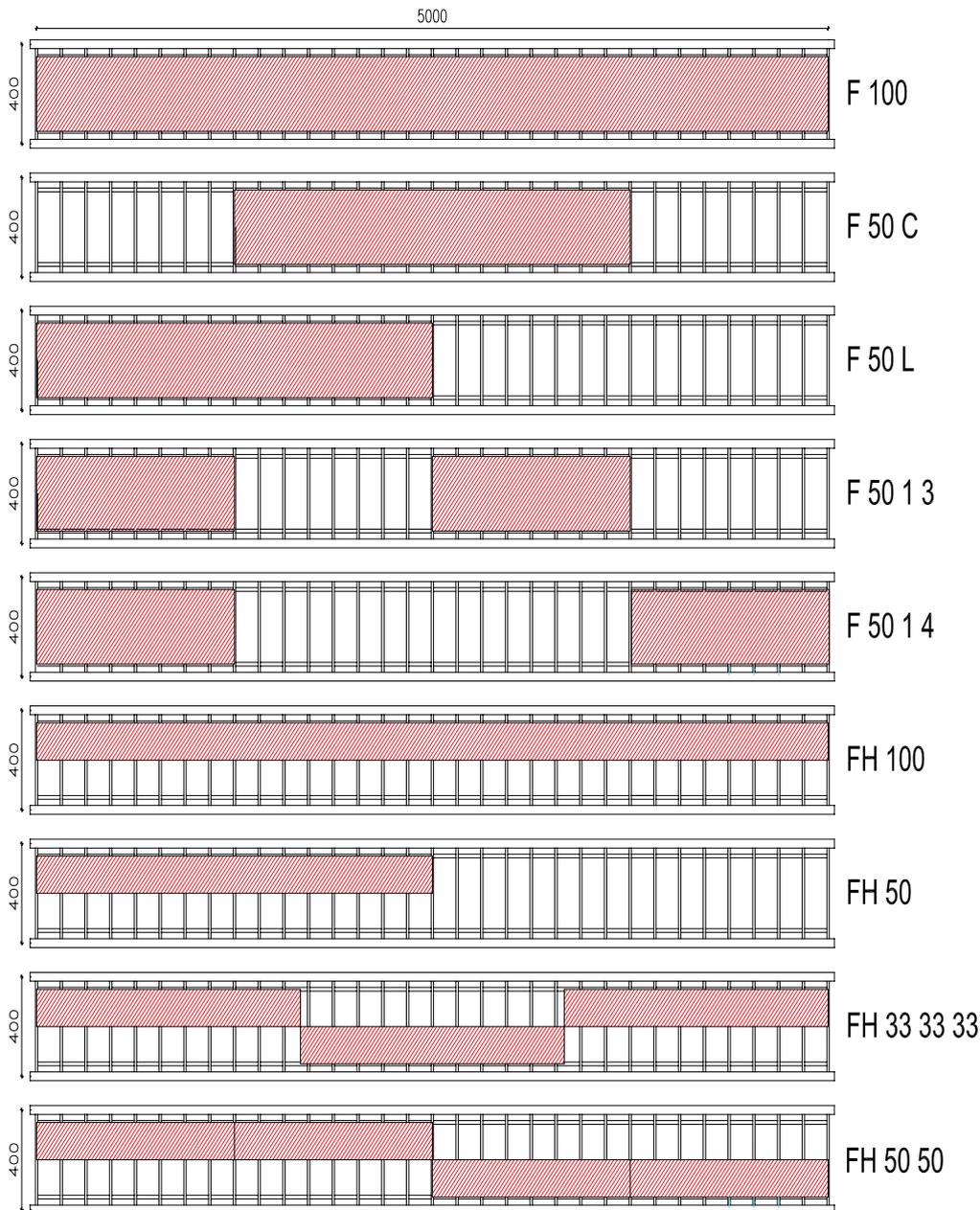


Figura 22
Schemi utilizzati per massimizzare l'effetto dei carichi accidentali.

Per il calcolo del sisma e del vento si è fatto riferimento alle normative vigenti in Europa considerando, per la determinazione degli spettri di progetto, i seguenti parametri:

- $\psi_2 = 0.2$
- fattore di struttura $q = 1$
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: II.

Si è così proceduto alla modellazione definitiva del ponte con analisi lineari e poi con analisi non lineari modellando, in seconda battuta, i pendini e gli elementi di controvento come "Tension Only" sfruttando le potenzialità messe a disposizione dal programma di calcolo.

Figura 23
Vista laterale del modello di calcolo con schema "Per Tveit" e pendini ad angolo variabile $\Phi_0=50^\circ$ $\Delta\Phi=2.5^\circ$.

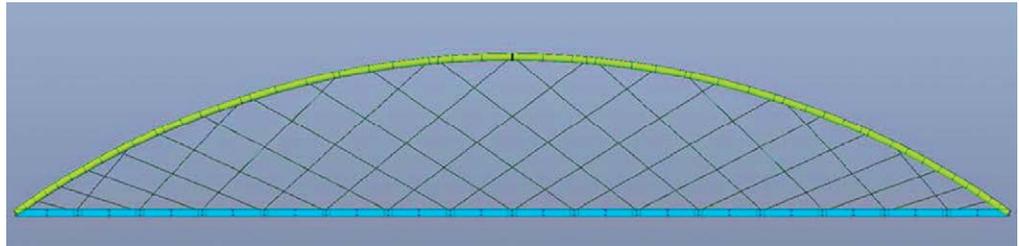


Figura 24
Vista tridimensionale del modello di calcolo.

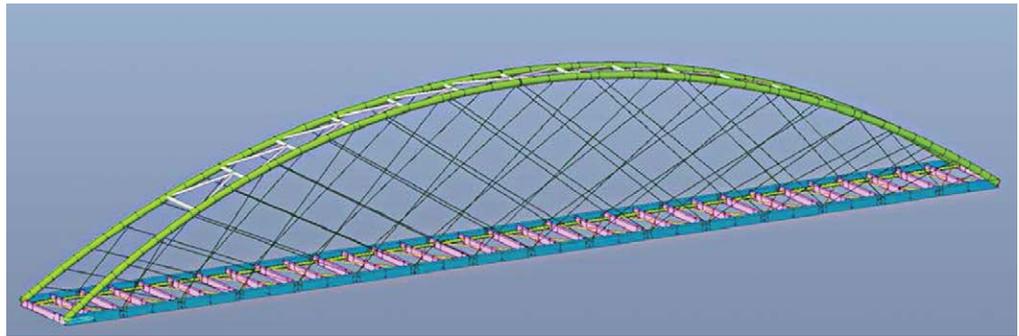


Figura 25
Vista in pianta del modello di calcolo.

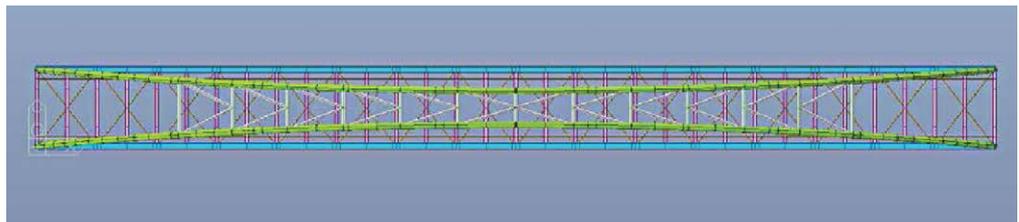
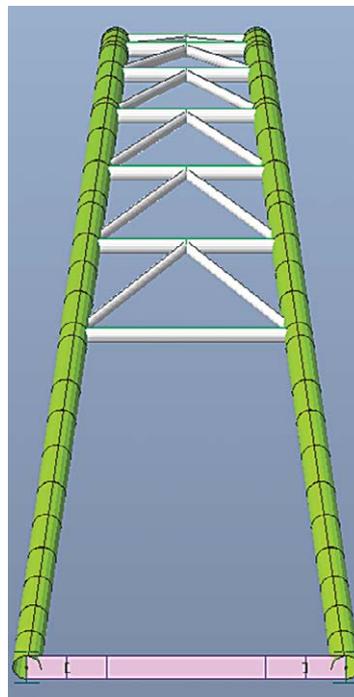


Figura 26
Vista laterale del modello di calcolo.



I risultati ottenuti dalla modellazione definitiva hanno confermato quanto emerso nelle indagini preliminari evidenziando il buon comportamento della struttura nel suo complesso manifestando piccole deformazioni teoriche del tutto confrontabili con le misure in opera ed effettuate in fase di collaudo statico e dinamico.

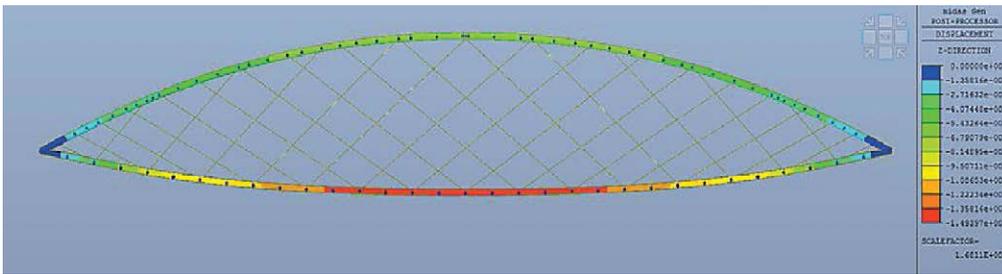


Figura 27
Comb. RARA3 -
Abbassamento (solo peso proprio e permanenti portati)
 $D_z F_z \max = 1.49 \text{ cm}$.

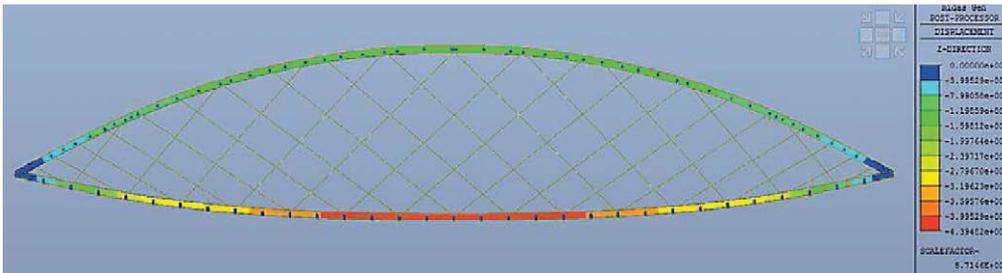


Figura 28
Comb. RARA1 -
Abbassamento D_z per carico distribuito simmetrico -
 $F_z \max = 4.39 \text{ cm}$.

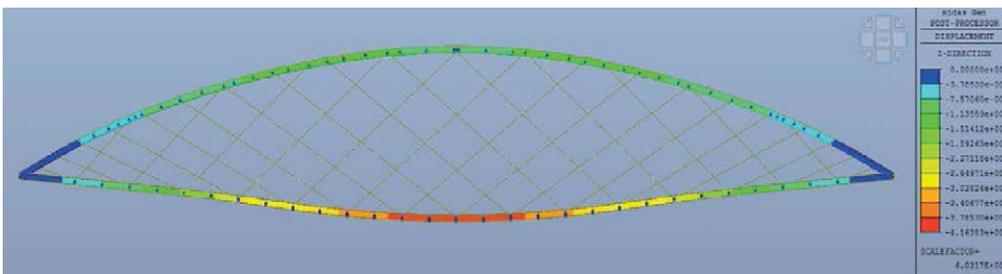


Figura 29
Comb. RARA3 -
Abbassamento D_z per semi-carico centrale -
 $F_z \max = 4.16 \text{ cm}$.

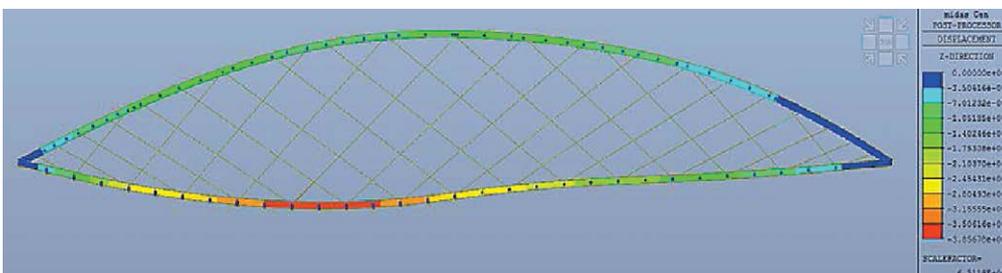


Figura 30
Comb. RARA5 -
Abbassamento D_z per semi-carico asimmetrico -
 $F_z \max = 3.87 \text{ cm}$.

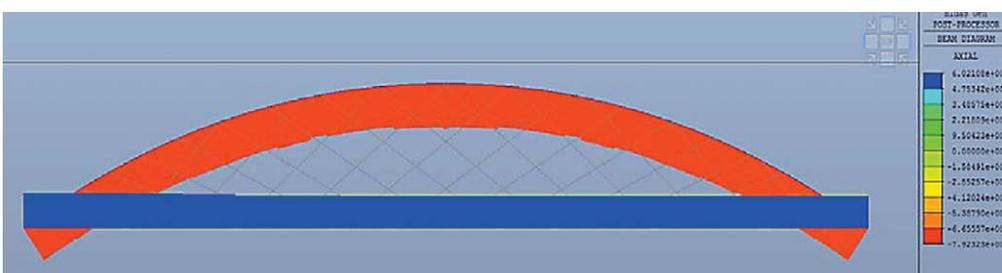


Figura 31
Comb. SLU100, Folla 5 kN/m² uniformemente distribuita -
 $F_{x \text{ arc max}} = -768.2 \text{ kN}$
 $F_{x \text{ tir max}} = 618 \text{ kN}$.

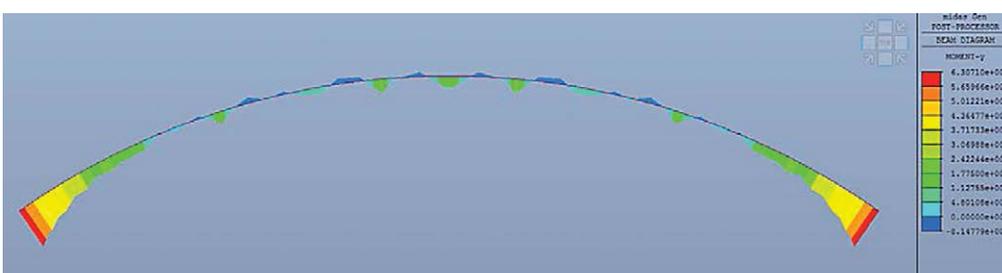
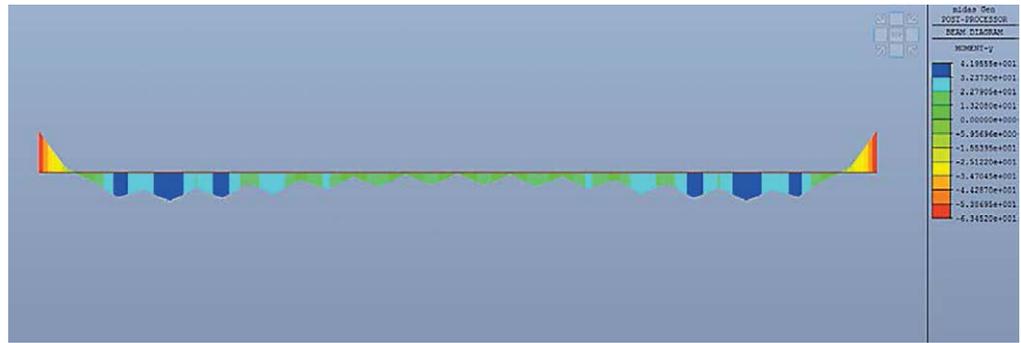


Figura 32
Comb. SLU100, Folla 5 kN/m² uniformemente distribuita -
 $M_{y \text{ arc max}} = 63.07 \text{ kNm}$.

Figura 33
 Comb. SLU100, Folla 5 kN/m²
 uniformemente distribuita -
 $M_{y \text{ tir}}$ 63.45 kNm.



Ovviamente, a cascata, dopo l'analisi statica, si è proceduto a caratterizzare il manufatto dal punto di vista dinamico effettuando un'analisi modale dalla quale sono stati estratti i modi principali di vibrare con relative frequenze e masse partecipanti: prima con carico da folla fattorizzato con $\psi = 0.2$ e poi a ponte scarico.

Figura 34
 Forma modale n° 1.

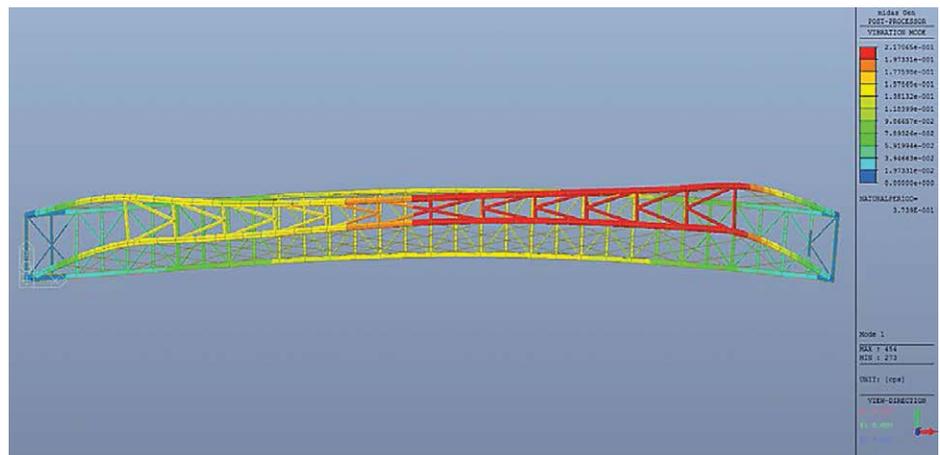


Figura 35
 Forma modale n° 2.

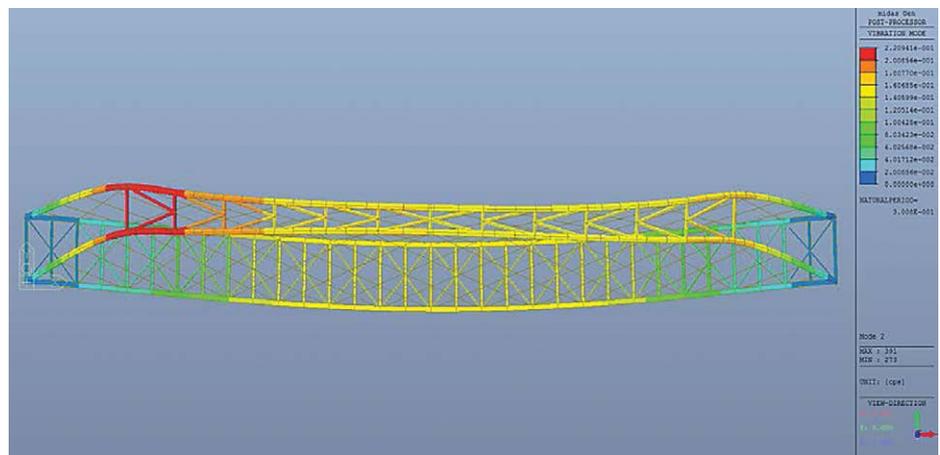
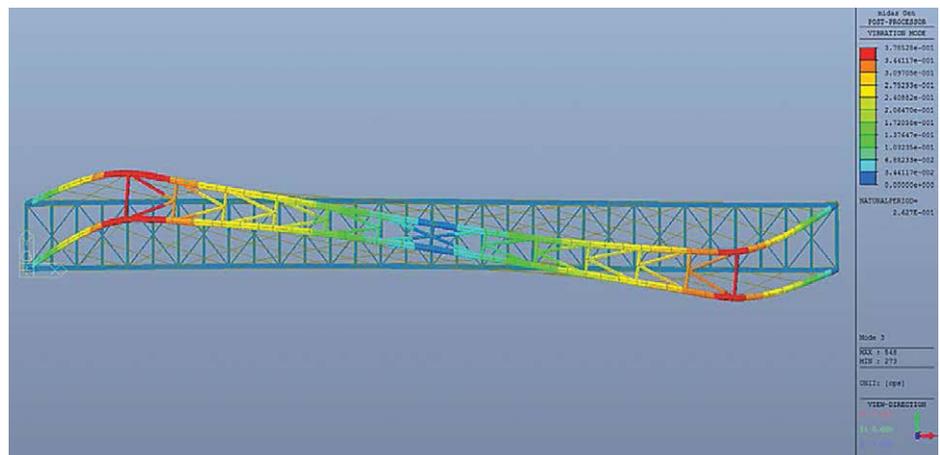


Figura 36
 Forma modale n° 3.



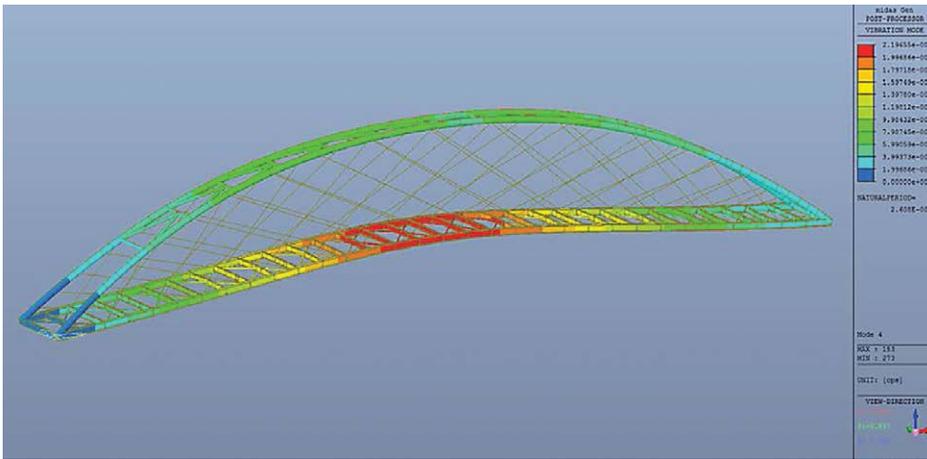


Figura 37
Forma modale n° 4.

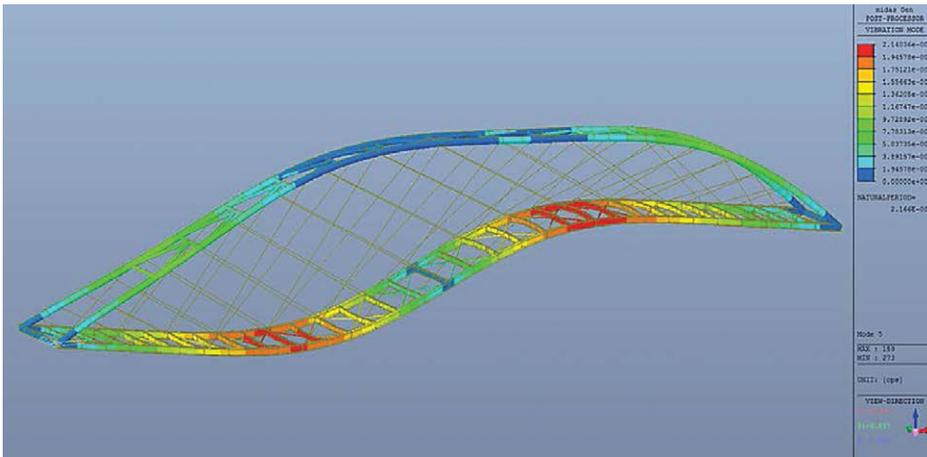


Figura 38
Forma modale n° 5.

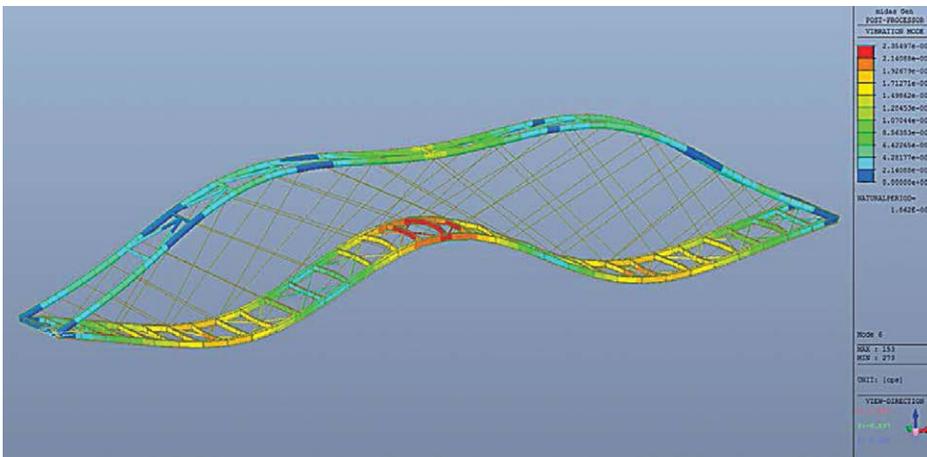


Figura 39
Forma modale n° 5.

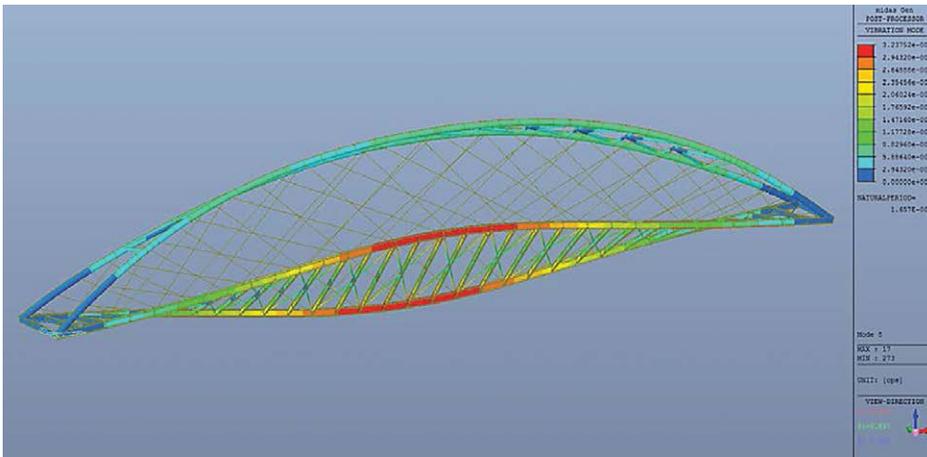
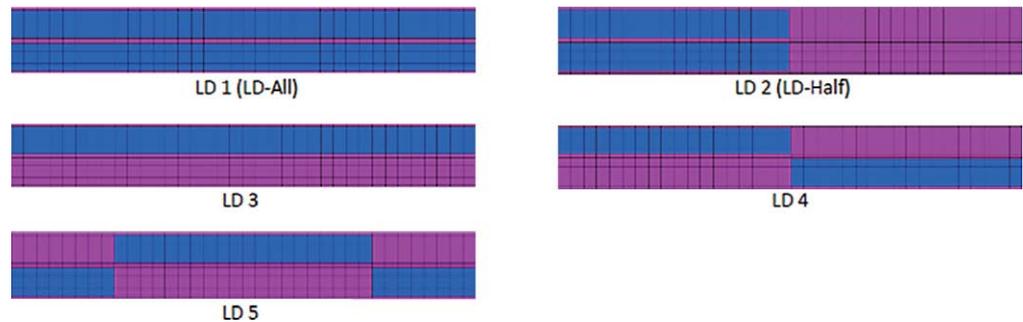


Figura 40
Forma modale n° 8.

Interessante è l'utilizzo che si è fatto dell'analisi di buckling per la determinazione del carico critico N_{cr} da utilizzare nelle formule da normativa della snellezza adimensionalizzata.

Per valutare il fattore di buckling, sono stati applicate 5 differenti disposizioni di carico; le zone blu corrispondono all'applicazione del carico da normativa di 5 kN/m^2 .

Figura 41
Disposizioni di carico per le analisi di buckling.



Per ogni disposizione di carico si sono considerate le prime 5 forme modali e tutte hanno evidenziato che lo sbandamento avviene fuori dal piano.

Di seguito vengono riportati i più piccoli coefficienti associati a ciascun modo forma di instabilità.

Figura 42
Modo 1 - $\lambda = 6.11$ per disposizione di carico LD1.

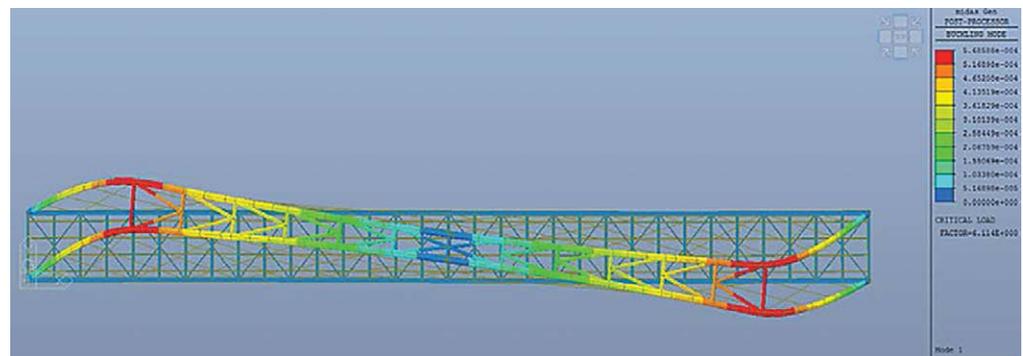


Figura 43
Modo 1 - $\lambda = 8.9$ per disposizione di carico LD2.

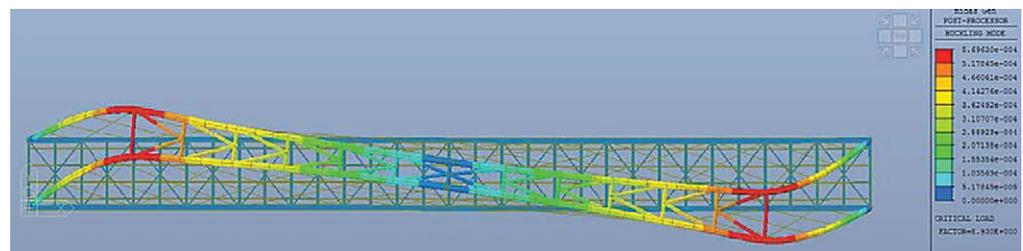
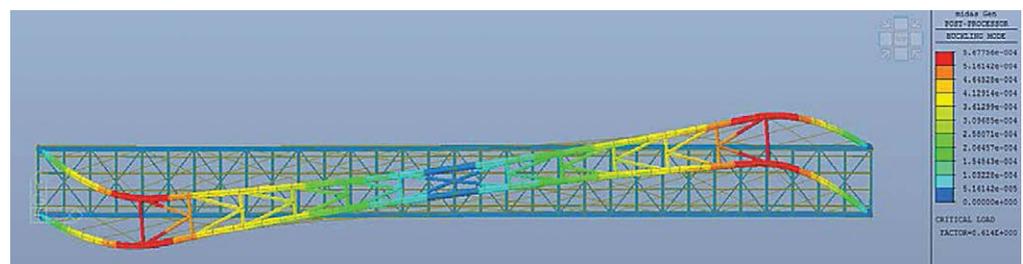


Figura 44
Modo 1 - $\lambda = 8.62$ per disposizione di carico LD3.



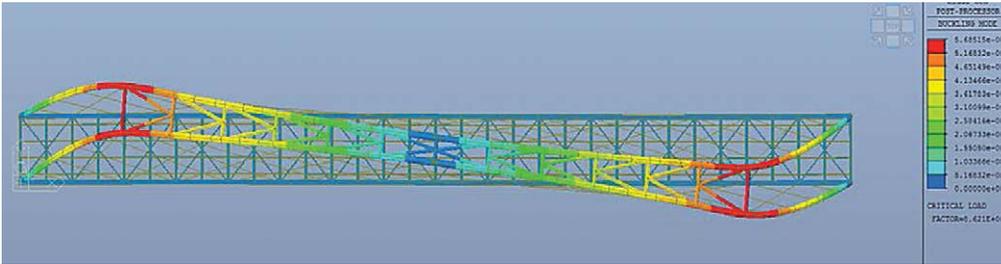


Figura 45
Modo 1 - $\lambda = 8.62$ per disposizione di carico LD4.

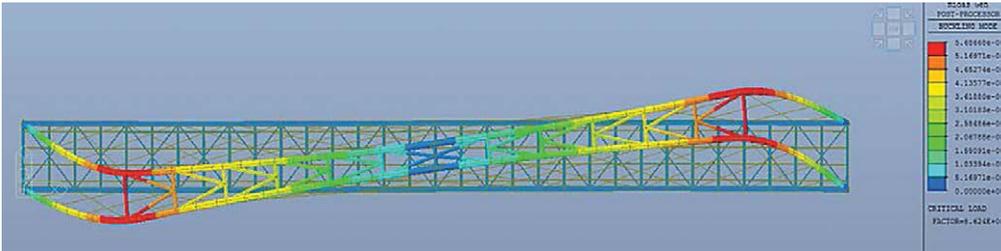


Figura 46
Modo 1 - $\lambda = 8.62$ per disposizione di carico LD5.

Una volta determinata la condizione che dà il minor moltiplicatore dei carichi critici, si è applicata una imperfezione geometrica massima pari ad un 400 della luce secondo la deformata del primo modo di instabilità come indicato dalle norme DIN 18800. La procedura è stata implementata in modo automatico sfruttando ancora una volta la funzione messa a disposizione dal programma Midas Gen.

Su questo nuovo modello, si è ripetuta l'analisi estraendo il più piccolo fattore di amplificatore dei carichi (fattorizzati allo SLU) che portasse all'instabilità.

Una volta ottenuti i fattori di buckling, si è ottenuto il valore del carico critico N_{cr} dell'arco moltiplicando la lo sforzo normale N agente sull'arco e moltiplicandolo per il fattore di instabilità.

La conseguenza della leggerezza e snellezza della struttura è la estrema sensibilità del manufatto alle vibrazioni indotte dal traffico pedonale: a causa della ridotta massa, le forze dinamiche possono provocare grandi ampiezze di vibrazione. Più le strutture diventano snelle e più attenzione deve essere prestata ai fenomeni di vibrazione.

L'ultima fase della progettazione ha quindi affrontato il problema della risonanza in accordo alla procedura prevista nel codice SETRA secondo lo schema ed il diagramma di flusso di seguito rappresentato:

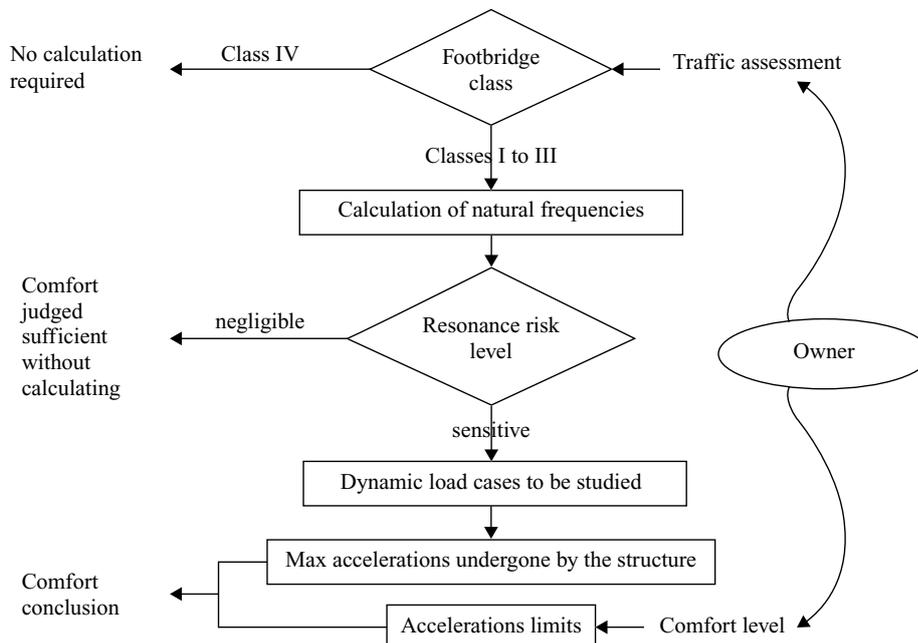


Figura 47
Algoritmo per l'accertamento del comfort.

Determinata la classe del ponte pedonale e scelto il livello di comfort che il proprietario del manufatto voleva raggiungere, è stato necessario determinare le frequenze naturali di vibrazione nelle tre direzioni dello spazio (verticale (Z), trasversale orizzontale (Y) e trasversale longitudinale (X)) per due assunzioni distinte di massa:

- ponte scarico;
- ponte uniformemente caricato con 700 N/m² (rappresenta circa 1 pedone per m²).

La norma individua quattro range di frequenza in entrambe le direzioni orizzontali (X e Y) e verticali (Z) corrispondenti alla diminuzione del rischio di risonanza con i quali confrontare le frequenze ottenute dal modello di calcolo: da questo confronto scaturisce la necessità o meno di procedere con una analisi dettagliata di tipo "time history" con una forzante periodica costruita con le regole contenute nelle norme SETRA.

1. Range 1: massimo rischio di risonanza;
2. Range 2: rischio medio di risonanza;
3. Range 3: basso rischio di risonanza per condizioni di carico standard;
4. Range 4: rischio di risonanza trascurabile.

Figura 48
La tabella 2.3 definisce i Range di frequenza per le vibrazioni verticali e orizzontali longitudinali (direzione globale Z e X); La tabella 2.4 definisce i Range di frequenza per le vibrazioni orizzontali trasversali (direzione globale Y).

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

I risultati dell'analisi in termini di periodi e frequenze sono contenuti nella Tabella di Figura 49.

Figura 49
Periodi e frequenze proprie della struttura.

Mode	UX	UY	UZ	RX
EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	17.6910	2.8156	0.3552	4.8294e-027
2	23.3682	3.7192	0.2689	4.8294e-027
3	24.3923	3.8822	0.2576	4.8294e-027
4	28.7492	4.5756	0.2186	4.8294e-027
5	34.7129	5.5247	0.1810	4.8294e-027
6	40.3938	6.4289	0.1555	4.8294e-027
7	40.6872	6.4756	0.1544	4.8294e-027
8	44.4009	7.0666	0.1415	4.8294e-027
9	45.6348	7.2630	0.1377	4.8294e-027
10	47.2220	7.5156	0.1331	4.8294e-027
11	52.2631	8.3179	0.1202	4.8294e-027
12	52.8092	8.4048	0.1190	4.8294e-027
13	54.5900	8.6883	0.1151	4.8294e-027
14	54.7414	8.7124	0.1148	4.8294e-027
15	54.7831	8.7190	0.1147	4.8294e-027

Mode	UX	UY	UZ	RX
EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
16	54.7997	8.7216	0.1147	4.8294e-027
17	54.8076	8.7229	0.1146	4.8294e-027
18	54.8122	8.7236	0.1146	4.8294e-027
19	54.8150	8.7241	0.1146	2.3643e-025
20	54.8169	8.7244	0.1146	1.1768e-023
21	54.8181	8.7246	0.1146	3.7376e-021
22	54.8190	8.7247	0.1146	3.7497e-019
23	54.8196	8.7248	0.1146	3.0685e-020
24	54.8201	8.7249	0.1146	5.4918e-019
25	54.8204	8.7249	0.1146	1.6260e-017
26	54.8205	8.7250	0.1146	3.7195e-019
27	56.6834	9.0214	0.1108	4.8294e-027
28	56.7104	9.0257	0.1108	4.8294e-027
29	63.6719	10.1337	0.0987	4.8294e-027
30	68.1970	10.8539	0.0921	4.8294e-027
31	69.4143	11.0476	0.0905	4.8294e-027
32	72.5564	11.5477	0.0866	4.8294e-027
33	80.5349	12.8175	0.0780	4.8294e-027
34	81.7654	13.0134	0.0768	4.8294e-027
35	86.7955	13.8139	0.0724	4.8294e-027
36	88.9415	14.1555	0.0706	4.8294e-027
37	89.4617	14.2383	0.0702	4.8294e-027
38	93.1258	14.8214	0.0675	4.8294e-027
39	105.9734	16.8662	0.0593	4.8294e-027
40	110.5519	17.5949	0.0568	4.8294e-027

Per i modi trasversali (direzione Y) si prendono in considerazione le frequenze dei modi 1,2 e 3 ai quali è associata la gran parte della massa partecipante.

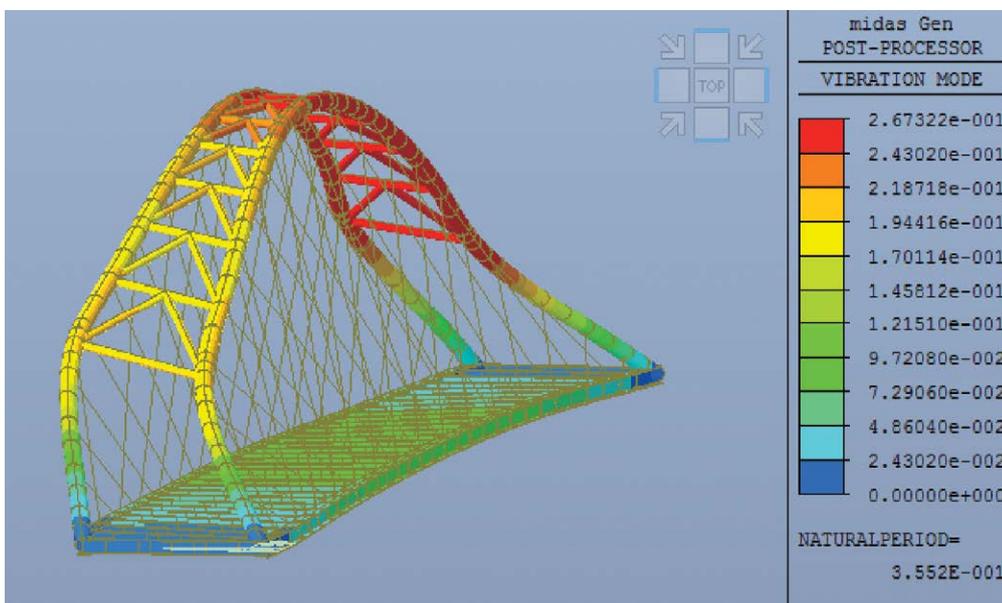


Figura 50
Ponte scarico -
Modo 1 - Periodo 0.355 sec
- Frequenza 2.82 cycle/sec.

Figura 51
 Ponte scarico - Modo 2
 Periodo 0.268 sec - Frequenza
 3.72 cycle/sec.

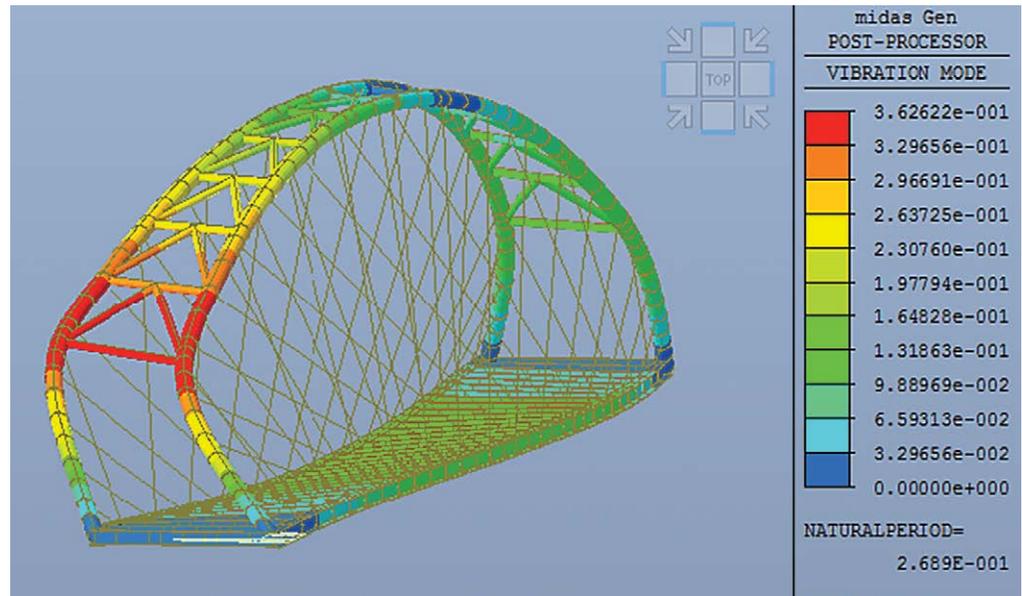
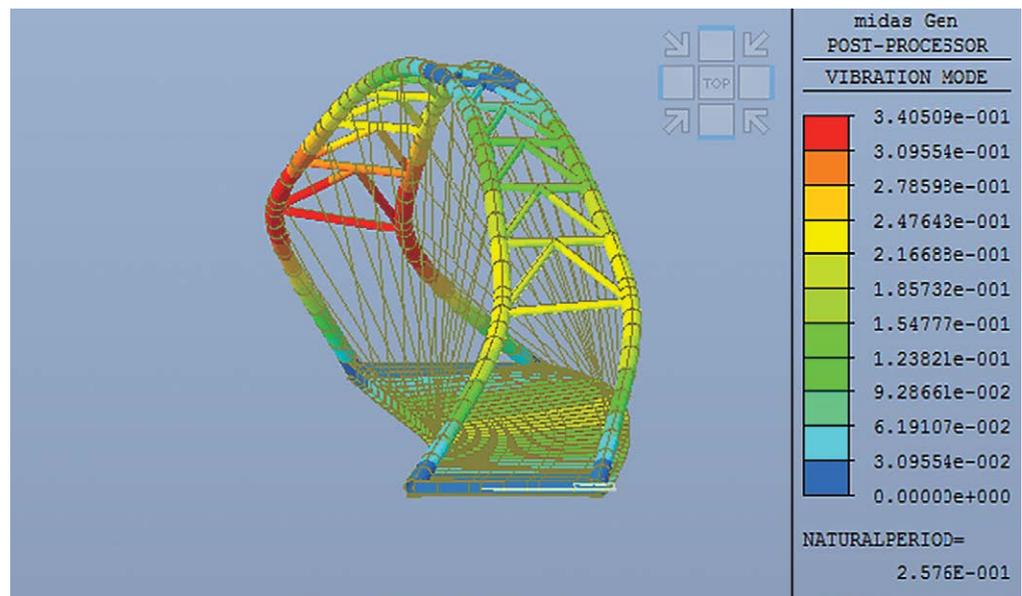


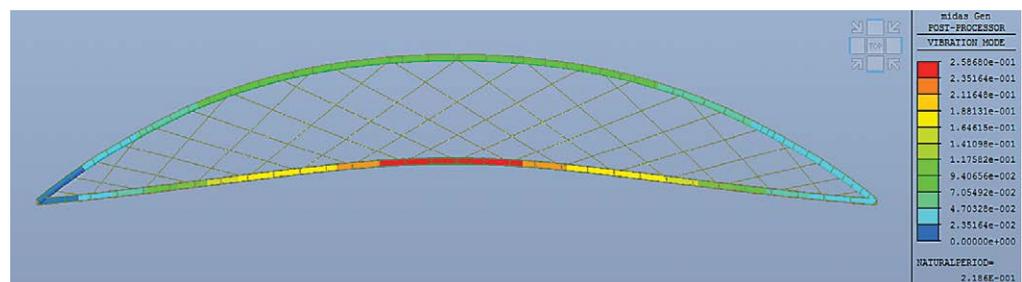
Figura 52
 Ponte scarico - Modo 3
 Periodo 0.2576 sec -
 Frequenza 3.88 cycle/sec.



Come si può notare, tutti e tre i primi modi che insieme coinvolgono circa l'84% della massa in direzione trasversale ricadono in zona verde e quindi in una zona di comfort: il modo 3, che sembra coinvolgere la massa dell'impalcato corrisponde una frequenza di 3.98 cycle/sec in pieno Range 4 e cioè in zona verde.

Per i modi verticali (direzione Z) si prende in considerazione la frequenza derivante dal primo modo verticale e cioè il "Modo 4".

Figura 53
 Ponte scarico - Modo 4 -
 Periodo 0.2186 sec -
 Frequenza 4.57 cycle/sec.



Si è ripetuta poi la medesima analisi, ma, come indicato dalla norma, prendendo in considerazione anche la massa equivalente ad 1 pedone/m² e cioè i 700 N/ m².

Come prima si considerano i primi 40 modi e si valutano le masse partecipanti.

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)										
	1	0.0000	0.0000	73.5046	73.5046	0.0001	0.0001	12.0396	12.0396	0.0000	0.0000	0.0022	0.0022
	2	0.0000	0.0000	7.9915	81.4961	0.0001	0.0003	55.6411	68.4808	0.0000	0.0000	0.5800	1.1823
	3	0.0000	0.0000	1.7824	83.2785	0.0003	0.0005	0.4615	68.9423	0.0000	0.0000	25.9659	27.1482
	4	1.5526	1.5526	0.3002	83.2787	66.8892	66.8897	0.0005	68.9427	0.0468	0.0469	0.0001	27.1482
	5	0.6945	2.2471	0.3000	83.2787	0.0310	66.9207	0.0000	68.9427	40.0161	40.0650	0.0000	27.1483
	6	0.6574	2.9045	0.3000	83.2787	8.2775	75.1982	0.0001	68.9428	0.0004	40.0654	0.0000	27.1483
	7	0.0000	2.9045	0.2114	83.4901	0.0000	75.1982	6.9910	75.9338	0.0000	40.0654	0.2049	27.3532
	8	19.4064	22.3109	0.3000	83.4901	0.4438	75.6420	0.0000	75.9339	8.4749	48.5403	0.0000	27.3532
	9	6.8566	29.1674	0.3000	83.4901	0.1722	75.8142	0.0000	75.9339	8.9361	57.4763	0.0008	27.3539
	10	2.1082	31.2756	0.3000	83.4901	0.0037	75.8178	0.0000	75.9339	0.1007	57.5771	0.0001	27.3540
	11	0.5715	31.8471	0.3000	83.4901	0.0003	75.8181	0.0000	75.9339	0.0515	57.6286	0.0000	27.3540
	12	0.3254	32.1725	0.3000	83.4901	0.0000	75.8181	0.0000	75.9339	0.0015	57.6300	0.0000	27.3540
	13	0.1892	32.3617	0.3000	83.4901	0.0001	75.8182	0.0000	75.9339	0.0021	57.6321	0.0000	27.3540
	14	0.1144	32.4761	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0002	57.6323	0.0000	27.3540
	15	0.0736	32.5497	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0012	57.6336	0.0000	27.3540
	16	0.0493	32.5990	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0002	57.6337	0.0000	27.3540
	17	0.0320	32.6310	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0006	57.6344	0.0000	27.3540
	18	0.0215	32.6525	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0001	57.6345	0.0000	27.3540
	19	0.0134	32.6659	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0003	57.6347	0.0000	27.3540
	20	0.0082	32.6741	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0000	57.6348	0.0000	27.3540
	21	0.0043	32.6784	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0001	57.6349	0.0000	27.3540
	22	0.0019	32.6803	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0000	57.6349	0.0000	27.3540
	23	0.0005	32.6808	0.3000	83.4901	0.0000	75.8183	0.0000	75.9339	0.0000	57.6349	0.0000	27.3540
	24	0.0000	32.6808	0.2791	83.7692	0.0000	75.8183	0.8614	76.7953	0.0002	57.6351	22.517	49.8657
	25	0.0000	32.6808	0.5168	84.2861	0.0000	75.8183	8.0784	84.8737	0.0000	57.6351	1.0205	50.8862
	26	0.0000	32.6808	0.3645	84.3505	0.0000	75.8183	0.5340	85.4077	0.0000	57.6351	15.0901	65.9763
	27	0.0064	32.6872	0.3000	84.3505	4.6908	80.5091	0.0001	85.4078	0.0000	57.6352	0.0000	65.9763
	28	0.0000	32.6872	0.3088	84.3593	0.0000	80.5091	2.2631	87.6708	0.0000	57.6352	0.0308	66.0071
	29	8.9918	41.6790	0.3000	84.3593	0.2511	80.7602	0.0000	87.6709	0.0161	57.6513	0.0000	66.0071
	30	0.5207	42.1997	0.3001	84.3594	1.4564	82.2166	0.0001	87.6709	0.4351	58.0863	0.0000	66.0071
	31	0.0000	42.1997	0.3000	84.3594	0.0000	82.2166	0.0124	87.6833	0.0000	58.0863	0.0495	66.0566
	32	1.0415	43.2412	0.3000	84.3594	0.2065	82.4231	0.0000	87.6833	7.4493	65.5356	0.0000	66.0566
	33	0.0000	43.2412	6.5593	91.0186	0.0000	82.4231	1.8111	89.4945	0.0000	65.5356	0.0332	66.0898
	34	9.4480	52.6893	0.3000	91.0187	0.5173	82.9404	0.0000	89.4945	1.0254	66.5610	0.0001	66.0899
	35	1.5669	54.2562	0.3000	91.0187	0.2234	83.1636	0.0000	89.4945	0.0269	66.5879	0.0000	66.0899
	36	0.0000	54.2562	0.3068	91.0255	0.0001	83.1638	2.0050	91.4995	0.0000	66.5879	0.1237	66.2136
	37	0.2169	54.4731	0.3000	91.0255	2.9267	86.0905	0.0000	91.4995	0.0460	66.6339	0.0000	66.2136
	38	0.0000	54.4731	0.1087	91.1341	0.0000	86.0905	0.1261	91.6256	0.0000	66.6339	0.7127	66.9263
	39	5.7460	60.2190	0.3000	91.1341	0.0009	86.0914	0.0000	91.6256	0.0041	66.6381	0.0085	66.9349
	40	0.0025	60.2215	0.3032	91.1374	0.0001	86.0915	0.0006	91.6261	0.0002	66.6382	11.0095	77.9443

Figura 54 Masse coinvolte nei primi 40 modi di vibrare.

Dall'analisi del modello carico otteniamo i seguenti risultati in termini di periodi e frequenze:

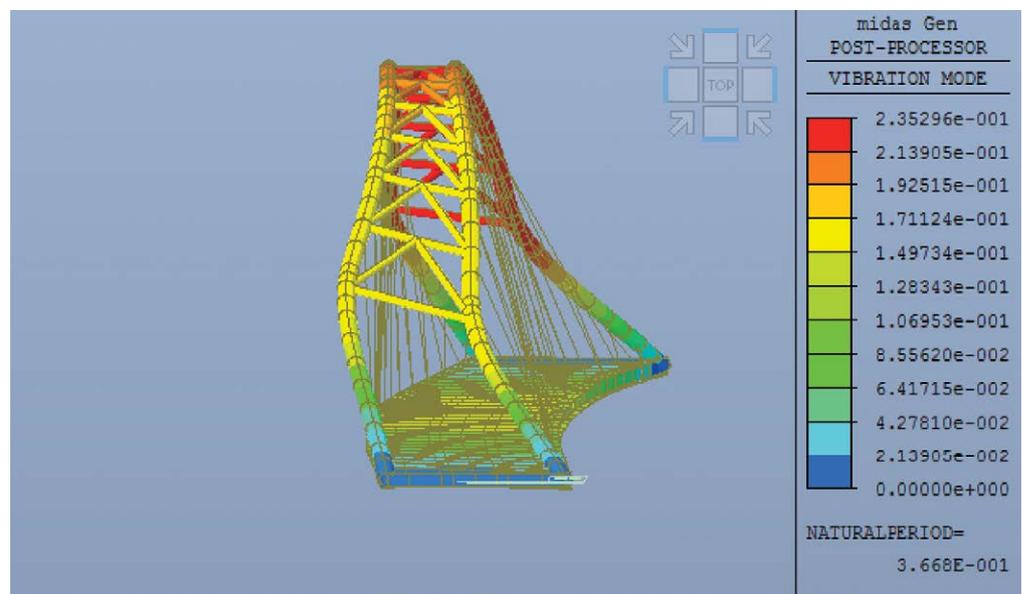
Node	Mode	UX		UY		UZ		RX	
EIGENVALUE ANALYSIS									
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance			
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)				
	1	17.1305	2.7264	0.3668	4.2458e-027				
	2	21.4830	3.4191	0.2925	4.2458e-027				
	3	23.9510	3.8119	0.2623	4.2458e-027				
	4	25.2510	4.0188	0.2488	4.2458e-027				
	5	30.4206	4.8416	0.2065	4.2458e-027				
	6	35.4071	5.6352	0.1775	4.2458e-027				
	7	38.6921	6.1580	0.1624	4.2458e-027				
	8	40.5289	6.4504	0.1550	4.2458e-027				
	9	41.3228	6.5767	0.1521	4.2458e-027				
	10	42.2029	6.7168	0.1489	4.2458e-027				
	11	42.2937	6.7313	0.1486	4.2458e-027				
	12	42.3207	6.7356	0.1485	4.2458e-027				
	13	42.3322	6.7374	0.1484	4.2458e-027				
	14	42.3380	6.7383	0.1484	4.2458e-027				
	15	42.3413	6.7388	0.1484	4.2458e-027				

Figura 55 Periodi e frequenze proprie della struttura.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX
EIGENVALUE ANALYSIS					
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
	16	42.3433	6.7391	0.1484	4.2458e-027
	17	42.3447	6.7394	0.1484	8.8737e-028
	18	42.3456	6.7395	0.1484	1.6361e-023
	19	42.3462	6.7396	0.1484	1.9664e-021
	20	42.3467	6.7397	0.1484	3.0034e-022
	21	42.3470	6.7397	0.1484	5.7030e-021
	22	42.3472	6.7398	0.1484	1.3529e-019
	23	42.3473	6.7398	0.1484	3.4649e-021
	24	43.4407	6.9138	0.1446	4.2458e-027
	25	44.4000	7.0665	0.1415	4.2458e-027
	26	47.6913	7.5903	0.1317	4.2458e-027
	27	51.9372	8.2661	0.1210	4.2458e-027
	28	53.8267	8.5668	0.1167	4.2458e-027
	29	61.0220	9.7120	0.1030	4.2458e-027
	30	64.5510	10.2736	0.0973	4.2458e-027
	31	65.9994	10.5041	0.0952	4.2458e-027
	32	66.6690	10.6107	0.0942	4.2458e-027
	33	71.5327	11.3848	0.0878	4.2458e-027
	34	75.8275	12.0683	0.0829	4.2458e-027
	35	82.2180	13.0854	0.0764	4.2458e-027
	36	84.4304	13.4375	0.0744	4.2458e-027
	37	84.7616	13.4902	0.0741	4.2458e-027
	38	87.0726	13.8580	0.0722	4.2458e-027
	39	96.4383	15.3486	0.0652	4.2458e-027
	40	97.4962	15.5170	0.0644	4.2458e-027

Come già discusso sopra, anche in caso di ponte caricato con 700 N/mq le frequenze sono fuori dal range di pericolosità.

Figura 56
 Ponte carico - Modo 1 -
 Periodo 0.3668 sec -
 Frequenza 2.72 cycle/sec.



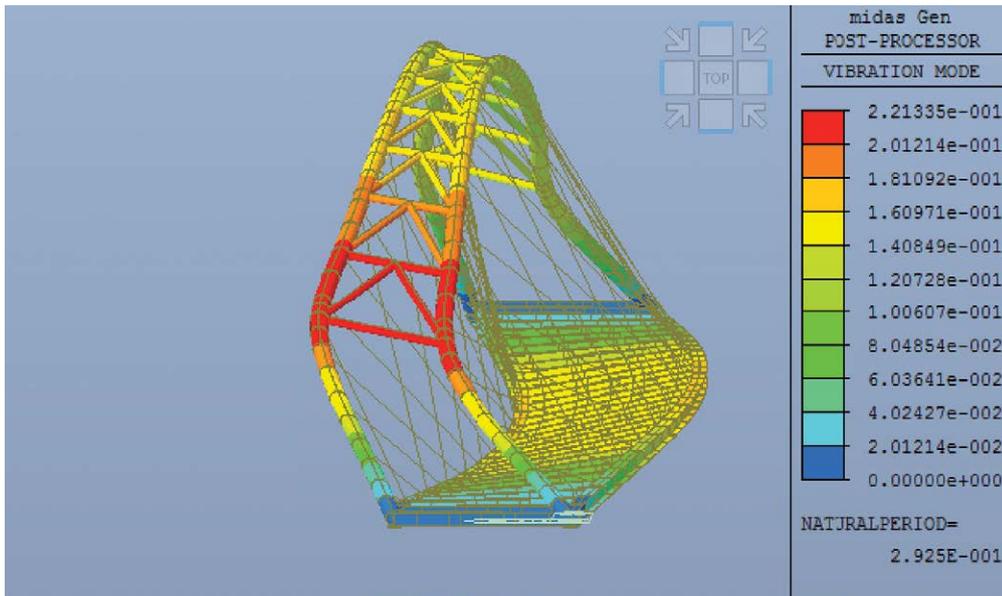


Figura 57
Ponte carico - Modo 2 -
Periodo 0.292 sec -
Frequenza 3.42 cycle/sec.

Per i modi verticali (direzione Z) si prende in considerazione la frequenza derivante dal solo "Modo 4".

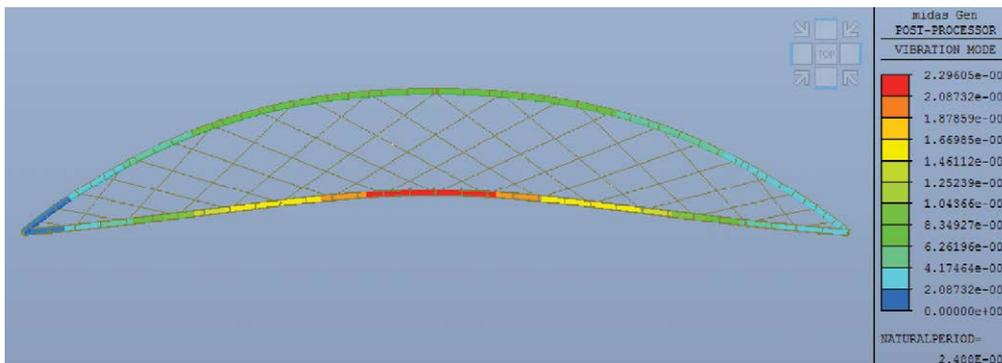


Figura 58
Ponte carico - Modo 5 -
Periodo 0.248 sec -
Frequenza 4.02 cycle/sec.

Ringraziamenti

Per il contributo fornito in fase di validazione del modello numerico di Midas Gen, si ringrazia il team di supporto tecnico al calcolo strutturale della società Harpaceas s.r.l.

Bibliografia

- Technical guide (2006) - Footbridges, Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading, published by the Sétra, realized within a Sétra/Afgc.
- Feldmann M., Heinemeyer Ch., Lukic M., Caetano E., Cunha Á., Goldack A., A. Keil, Schlaich M., Hicks S., Smith A., Hechler O., Obiala R., Galanti F., Waarts P. (2010) - Human induced Vibrations of Steel Structures, Design of Footbridges, background Document RFS2-CT-2007-00033, Research Fund for Coal & Steel.
- Millanes Mato F., Ortega Cornejo M., Nebreda Sánchez J. (2011) - Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Antonio Carnerero Ruiz.
- Brunn B., Schanack F. (2003) - Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards, University of Technology - Department of Civil Engineering - Technische Universität Dresden, Høgskolen i Agder.
- Contribution to Optimizing Network Arch Bridges, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden Stephan Teich. (2014) - The Network Arch, Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries, Per Tveit.
- (2014) - Systematic Thesis on Network Arches By Per Tveit, dr. ing. UiA, Norway.
- T.J.M. Smit (2013) - Design and Construction of a Railway Arch Bridge with a Network Hanger Arrangement, Graduation Research Report, Delft University of Technology, Iv Infra.

An Introduction to the Network Arch Lectures at NTNU Trondheim on August 15th 2006 Given by Per Tveit, HiA, 4876 Grimstad, Norway. D.M. 14 Gennaio 2008 " Norme tecniche per le costruzioni.

Istruzioni per l'applicazione delle " Norme tecniche per le costruzioni" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

EN1991-2 - European Committee for Standardization (CEN) "Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges", September 2005.

EN1993-1-1 - European Committee for Standardization (CEN) "Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings" December 2003.

EN1993-2 - European Committee for Standardization (CEN) "Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges", October 2006.

Technical Guide: footbridges Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading SÈTRA (Ottobre 2006) Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.

L'Autore

Lo studio di ingegneria dell'Ing. Franco Melocchi offre consulenze in ambito civile ed edile specializzato in progettazione e direzione lavori strutturale e architettonica, project management e attività varie di consulenza tecnica.