

**CRITICITÀ DI CARATTERE STRUTTURALE OSSERVATE
SUL PROGETTO DEFINITIVO 2011
DEL PONTE A LUCE UNICA DA 3.300 M
PER L'ATTRAVERSAMENTO DELLO STRETTO DI MESSINA**

**ALCUNE OSSERVAZIONI E DOMANDE SOTTOPOSTE AL COMITATO SCIENTIFICO
DELLA STRETTO DI MESSINA S.P.A.**

*di Mario DE MIRANDA, Federico M. MAZZOLANI e Santi RIZZO
13 febbraio 2024*

INDICE

1. Introduzione	2
2. Aspetti di scala, dimensioni, e proporzioni	2
3. Verifiche di deformabilità e percorribilità.....	7
3.1 – Aspetti e Verifiche di Deformabilità	
3.2 – Verifiche di sicurezza sulla Percorribilità ferroviaria	
4. Stabilità aerodinamica	13
4.I – Prove aerodinamiche sull' Impalcato	
4.C – Prove aerodinamiche sui Cavi accoppiati	
4.T – Prove aerodinamiche sulle Torri	
5. Costruibilità	22
6. Conclusioni	22

1. INTRODUZIONE

Al progetto definitivo della soluzione a luce unica presentata dal General Contractor (GC) nel 2011 è seguita recentemente una **Relazione del GC** redatta con lo scopo di indicare gli aggiornamenti da apportare a tale progetto; tale documento ed il progetto definitivo 2011 sono stati successivamente oggetto di una **Relazione di Verifica** del Comitato Scientifico.

Poiché i risultati delle analisi e verifiche svolte in entrambi i documenti non sono ancora stati resi disponibili, chi scrive ha condotto una prima **analisi indipendente** del tema e del relativo progetto definitivo per verificarne preliminarmente le caratteristiche e la fattibilità.

Da tale analisi sono emerse una serie di **potenziali criticità** di carattere tecnico strutturale che si ritiene utile manifestare a chi ha in carico la responsabilità della fattibilità e sicurezza dell'opera.

Allo scopo quindi di fornire un **contributo costruttivo** sulla verifica delle scelte relative all'Attraversamento dello Stretto di Messina, si riportano nel seguito una serie di osservazioni, ed anche di domande, su tali elementi di potenziale criticità, sia rilevati esaminando il progetto definitivo del 2011 del ponte, ma anche dichiarati espressamente in detto progetto, a cui si ritiene fiduciosamente debbano essere date le opportune risposte da codesto Comitato, appositamente preposto al controllo del progetto e della sicurezza del ponte.

Tali criticità appaiono in effetti rilevanti in relazione alle indispensabili verifiche sulla inderogabile, **assoluta sicurezza** e sulla necessaria **robusta fattibilità** del ponte nella configurazione attuale, requisiti di base che un atteggiamento di doverosa elevata **cautela** ci sembra imporre – per un'opera prefigurata di tale dimensione ed impegno – come **prioritarie precondizioni** rispetto a qualsiasi eventuale azione di impegno economico o di esecuzione di eventuali operazioni sul territorio o lavori.

Per queste ragioni, mossi dalla preoccupazione sui possibili rischi connessi allo scavalco delle tappe naturalmente necessarie, si ritiene doveroso portare a conoscenza di Codesto Comitato dette criticità al fine di consentirne l'analisi per fornirne i relativi possibili chiarimenti e prendere le eventuali più opportune azioni.

2. ASPETTI DI SCALA, DIMENSIONI E PROPORZIONI

Esistono alcuni aspetti generali sulla fattibilità della soluzione ufficiale di ponte a campata unica di 3330 m, che meritano di essere sottolineati.

La tabella in Fig. 2.1 mostra l'elenco dei ponti più lunghi del mondo in ordine decrescente.

Si osserva che fino al 2022, il ponte più lungo del mondo, solo stradale, era l'Akashi Kaikyo costruito a Kobe (Giappone) nel 1998 con una luce di 1991 m. Dopo più di 20 anni, il suo primato è stato superato di qualche decina di metri dal ponte sui Dardanelli a Gallipoli (Turchia) con una luce di 2023 m.

Una prima importante distinzione va fatta fra i ponti solo stradali e quelli con percorso sia stradale che ferroviario, cui fa parte il progetto ufficiale voluto dal Governo.

Nella stessa tabella sono anche evidenziati gli unici quattro ponti sia stradali che ferroviari fino ad oggi realizzati con luce superiore a i 1000 m; in ordine cronologico sono stati:

- ponte 25 Aprile, L=1013 m, Lisbona (Portogallo),
- ponte Minami-Bisan Seto, L=1100 m, Kojima-Sakalde (Giappone),
- ponte Tsing Ma, L= 1377 m, Hong Kong (Cina),
- ponte Yavuz Sultan Selim, L=1408 m, Bosforo (Turchia)

Name	Place	Country	End	Span (m)
Dardanelli bridge	Gallipoli	Turkey	2022	2023
Akashi Kaikyo	Kobe-Naruto	Japan	1998	1991
Yangsiqiang br.	Wuhan	China	2019	1700
Nansha bridge	Dongguang	China	2019	1688
Xihoumen bridge	Zoushan arch.	China	2009	1650
Great Belt	Funen-Zealand	Denmark	1998	1624
Osman Gazi br.	Yalova-Gebze	Turkey	2016	1550
Runyang br.	Yangtze river	China	2005	1490
Fourth bridge	Nanjing	China	2012	1418
Humber	Hull	U.K.	1981	1410
3rd Bosphorus br.	Bosphorus	Turkey	2016	1408
Jiangyin bridge	Yangtze river	China	1999	1335
Jiangyin	Fiume Yangtze Kiang	China	1997	1385
Tsing Ma	Hong Kong	China	1997	1377
Hardanger br.	Ullensvang-Ulvik	Norway	2013	1310
Verrazano Narrows	New York, NY	USA	1964	1298
Golden Gate	San Francisco, CA	USA	1937	1280
Yangluo bridge	Yangtze river	China	2007	1280
Hoga Kusten br.	Algermanalven riv.	Sweden	1997	1210
Nansha West br.	Dongguan	China	2019	1200
Red Army br.	Chishuihe riv.	China	2019	1200
Longjiang br.	Baoshan	China	2016	1196
Aizhai bridge	Jishou	China	2012	1176
Mackinac	Strait of Mackinac, MI	USA	1957	1158
Ulsan br.	Ulsan	S. Corea	2015	1150
Halogaland br.	Narvik	Norway	2018	1145
Qingshui br.	Guizhou	China	2015	1130
Braila bridge	Braila	Romania	2023	1120
Huangpu br.	Canton	China	2008	1108
Minami Bisan-Seto	Kojima-Sakaide	Japan	1988	1100
Xinggang bridge	Sichuan	China	2018	1100
Fatih Mehmet Sultan	Istanbul	Turkey	1988	1090
Bosforus I	Istanbul	Turkey	1973	1074
George Washington	New York-New Jersey	USA	1931	1067
Karushima III	Onomichi-Imabari	Japan	1999	1030
Karushima III	Onomichi-Imabari	Japan	1999	1020
25 de Abril	Lisbona	Portugal	1966	1013
Forth Road	Firth of Forth	Scotland	1964	1006
Kita Bisan-Seto	Kojima-Sakaide	Japan	1987	990
Severn br.	Wales	U.K.	1966	988
Yichang br.	Yangtze river	China	2001	960
Shimotsui-Seto	Kojima-Sakaide	Japan	1988	956
Ohnaruto	Kobe-Naruto	Japan	1984	876
Tacoma Narrows	Tacoma Narrows, WA	USA	1950	853
Innoshima	Onomichi-Imabari	Japan	1983	770
Okland Bay Bridge	San Francisco, CA	USA	1936	704

Fig. 2.1

Lo schema d'impalcato è simile nei primi tre casi: sezione reticolare con doppia via di corsa superiore e inferiore. Il ponte di Lisbona è stato costruito nel 1996, ma bisogna attendere alcuni anni per realizzarne l'adeguamento ferroviario, che iniziò a funzionare in occasione della Expo-Internazionale.

Il ponte giapponese è stato aperto nel 1988. Il ponte cinese è stato realizzato nel 1997 per collegare il centro di Hong Kong con il nuovo aeroporto di Macao e si tratta di un treno leggero tipo metropolitana. La sua luce massima è stata superata di qualche decina di metri solo nel 2016 nel terzo ponte sul Bosforo, ma pare che per la posa dei binari occorra attendere il 2028.

Ma prima di entrare in un esame più dettagliato degli aspetti caratteristici di questi ponti è necessario fare una premessa.

Oltre alla luce massima di un ponte, un parametro indicativo delle sue prestazioni strutturali è dato dal rapporto (H/L) fra l'altezza dell'impalcato (H) e la lunghezza della campata più lunga (L). Il numero denominatore di questo rapporto rappresenta la "snellezza" di un ponte ed è un parametro fondamentale per giudicare la sua deformabilità, che cresce al crescere di questo valore.

I ponti stradali e ferroviari sopra citati hanno i seguenti rapporti di snellezza:

- ponte 25 Aprile, L=1013 m, H/L=1/100
- ponte Minami-Bisan Seto, L=1100 m, H/L=1/85
- ponte Tsing Ma, L= 1377 m, H/L=1/180
- ponte Yavuz Sultan Selim, L=1408 m, H/L=1/256



Fig. 2.3

Arrivati al grande salto fra le isole di Fionia e di Zealand dove si trova Copenaghen, le due vie si biforcano: sul ponte sospeso viene convogliato il traffico automobilistico, mentre i treni vengono deviati e spediti in un tunnel profondo scavato sotto il livello del mare (Fig. 2.3). Certamente questa scelta apparirebbe al profano del tutto irrazionale e stupidamente dispendiosa. La spiegazione logica è che si è preferito spendere più del doppio in lavori, piuttosto che far passare il treno su un ponte con luce di 1624 m e snellezza pari a 374 (Fig. 2.4).



Fig. 2.4

Il ponte che il Governo italiano ha deciso di attuare ha luce $L=3300$ m e snellezza pari a 1250 ($L = 3300$ m, $H = 2,635$ m). Rispetto alle caratteristiche del più lungo ponte stradale e ferroviario fino ad oggi costruito, questo ponte avrebbe quindi una luce superiore di oltre due volte ($3300/1408$) ed una snellezza 4,8 volte superiore ($1250/256$). (Fig. 2.5).

H/L= rapporto altezza impalcato/luce della campata più lunga

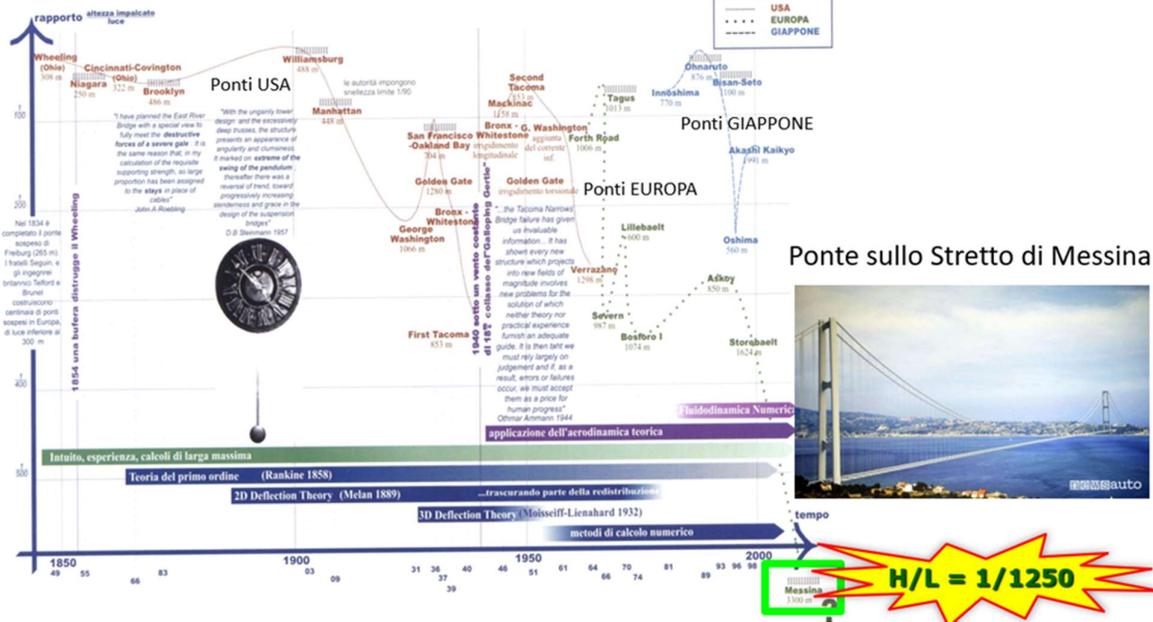


Fig. 2.5

Per rendersi conto dell'improprietà di questa soluzione, basta guardare il grafico di Fig. 2.6, che mostra la crescita della luce dei ponti dal 1931 ad oggi, cioè da quando si è superato il chilometro di luce con il Washington bridge di New York. Si vedono due curve di crescita distinte fra i ponti solo stradali e quelli anche ferroviari. Si osserva che la crescita dei ponti stradali negli ultimi anni si è stabilizzata intorno ai 2 km circa, mentre quella dei ponti anche ferroviari è arrivata negli ultimi anni a circa 1,4 km. I diagrammi mostrano che entrambe le crescite sono avvenute in maniera abbastanza graduale.

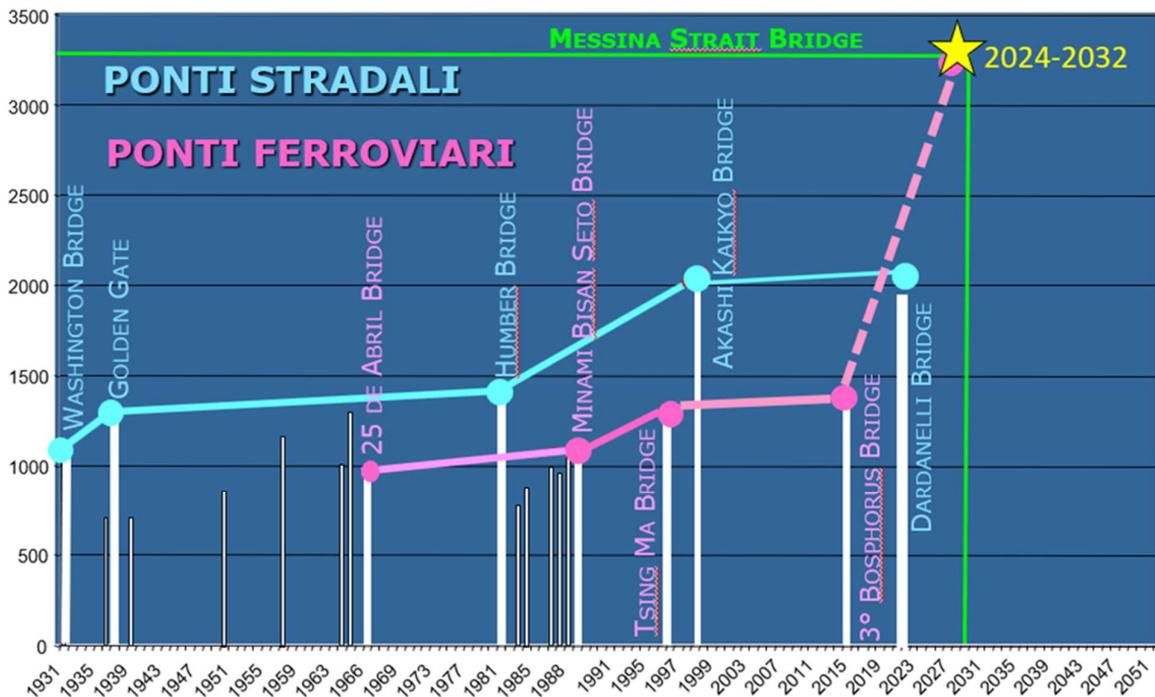


Fig. 2.6

Invece, la promessa dell'attuale Ministro delle Infrastrutture di predisporre il progetto esecutivo di un ponte con una luce di 3300 metri nel 2024 ed inaugurarlo nel 2032 corrisponderebbe ad una crescita che, come mostra il diagramma di Fig. 2.6, avrebbe un'impennata ad andamento iperbolico, crescita che non ha mai trovato riscontro nell'evoluzione dei ponti. L'impennata della curva è impressionante e non è sostenuta da nessuna considerazione tecnica che la possa giustificare.

Per queste ragioni questa soluzione si considera improponibile per un elevato rischio di difficile quantificazione. Una crescita così abnorme si potrebbe giustificare solo se ci fosse stata nel frattempo una "rivoluzione" nei materiali da costruzione, ma questo oggi non si è verificato.

Si può chiarire questo concetto con un esempio del passato. Basta pensare alla così detta Rivoluzione Industriale che si è avuta in Inghilterra alla fine del secolo diciottesimo. Ma quale era stato il protagonista di questa Rivoluzione? L'aver scoperto il nuovo materiale acciaio ed averlo impiegato nelle strutture. Chiunque fosse nato agli inizi dell'Ottocento era abituato a vedere i ponti tradizionali in muratura come venivano ancora costruiti fin dai tempi dei romani con luci di 20-30 metri. Anche il più fantasioso di loro non avrebbe mai potuto immaginare che nel corso della sua vita avrebbe visto ponti con luci fino a mezzo chilometro. Ma ai giorni nostri questa rivoluzione non c'è stata.

3. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ E PERCORRIBILITÀ

3.1 Aspetti e Verifiche di Deformabilità

Si rileva preliminarmente che l'impalcato, in virtù della configurazione di ponte sospeso di grande luce a travata molto snella, presenta elevate deformazioni e vibrazioni per effetto dei carichi di servizio e del vento.

In particolare si evidenzia quanto segue:

- Il ponte sospeso, come è noto, è una struttura sempre caratterizzata da elevata deformabilità, in quanto le funi portanti reagiscono ai carichi localizzati attraverso elevati e macroscopici cambiamenti di forma (fig. 3.1).

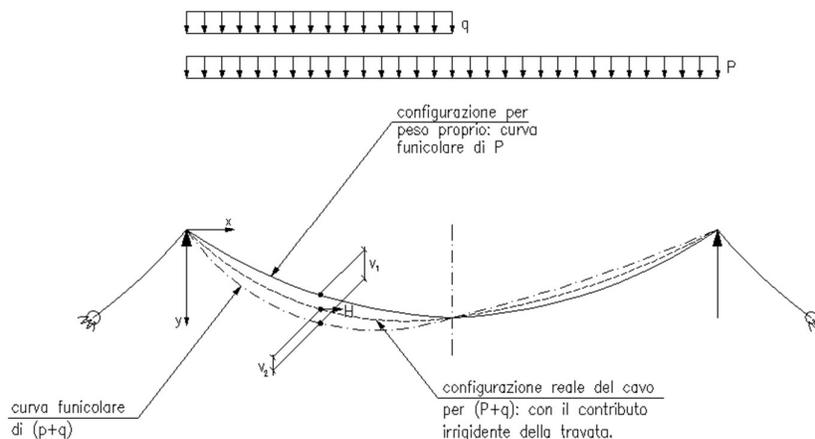


Fig. 3.1 - Diagrammi della deformazione di un ponte sospeso per l'azione di carichi localizzati su metà campata, che è la condizione che produce il massimo spostamento verticale dell'impalcato.

- Normalmente si tende a sopperire a questa carenza di rigidezza realizzando una travata d'impalcato molto rigida, ossia una cosiddetta "travata irrigidente", spesso reticolare, come mostrato in Fig. 3.2.



Fig. 3.2 - Il ponte Akashi Kaikyo con luce di 1991 m a travata irrigidente

- Il progetto del ponte a luce unica del PD 2011 prevede, viceversa, un impalcato non irrigidente per la scelta, correttamente funzionale ad una serie di esigenze aerodinamiche di ottenere una elevata trasparenza aerodinamica, e quindi presenta una **molta elevata** deformabilità. L'impalcato, come visto, ha uno spessore pari a $1/1250$ della luce, ossia una snellezza tre volte e mezzo più elevata di quella del realizzato ponte stradale sullo Storebaelt. Inoltre un ponte di grande luce, pur considerando i pesanti aumenti di sezione e peso necessari a far fronte agli effetti di scala, ed il conseguente aumento della rigidità geometrica, presenta una deformabilità proporzionale alla luce, e quindi ancora **maggiormente elevata**.
- Il transito ferroviario esige, viceversa e per ben noti ed evidenti motivi, una deformabilità molto **ridotta**, limitata dalle normative, che prescrivono tipicamente un limite di freccia pari a $1/600$ della luce, ad esempio la Specifica RFI_DTC_INC_PO_SP_IFS_001_A. Si nota che a tale freccia corrisponde una pendenza massima longitudinale dello 0.7%, che corrisponde quindi alla pendenza tipicamente, e storicamente, accettabile per il transito dei carichi mobili. **La elevata deformabilità del ponte a luce unica, in contrasto con le esigenze di minima deformabilità dei ponti ferroviari e dei parametri limite che l'esperienza del reale esercizio ferroviario ha dimostrato essere validi, desta quindi una prima forte preoccupazione.**

Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α , il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore $L/600$.

Il numero di binari da caricare sarà secondo quanto riportato in tabella 5.2.III (par.1.8.2.2).

Fig. 3.3 - Estratto dalle Istruzioni Ferroviarie Italiane (RFI) che mostrano i limiti di deformabilità vigenti a dicembre 2011: l'inflessione (f) non deve superare $1/600$ della luce L ($f < L/600$); si nota che in passato il limite era $1/1000$ e l'esperienza con tale limite era risultata positiva.

D.1 - Si chiede al Comitato scientifico, nel merito, se i progettisti ed i loro controllori hanno ricevuto il benestare di RFI a derogare da tale limite, come risulta da Fig. 3.4.

Infatti nel caso in esame, da una analisi dei documenti del progetto definitivo del 2011 risultano i seguenti valori di spostamenti:

a) Nel piano verticale longitudinale

○ **Lo spostamento massimo verticale per il transito dei treni risulta pari a: 10.50 m**, secondo la fig. 2.1 del documento n. PS0001 - *Serviceability Checks*, valore elevatissimo in assoluto e inusuale in opere di ingegneria civile, che corrisponde, per dare un riscontro fisico ben individuabile, all'altezza di una palazzina di tre piani.

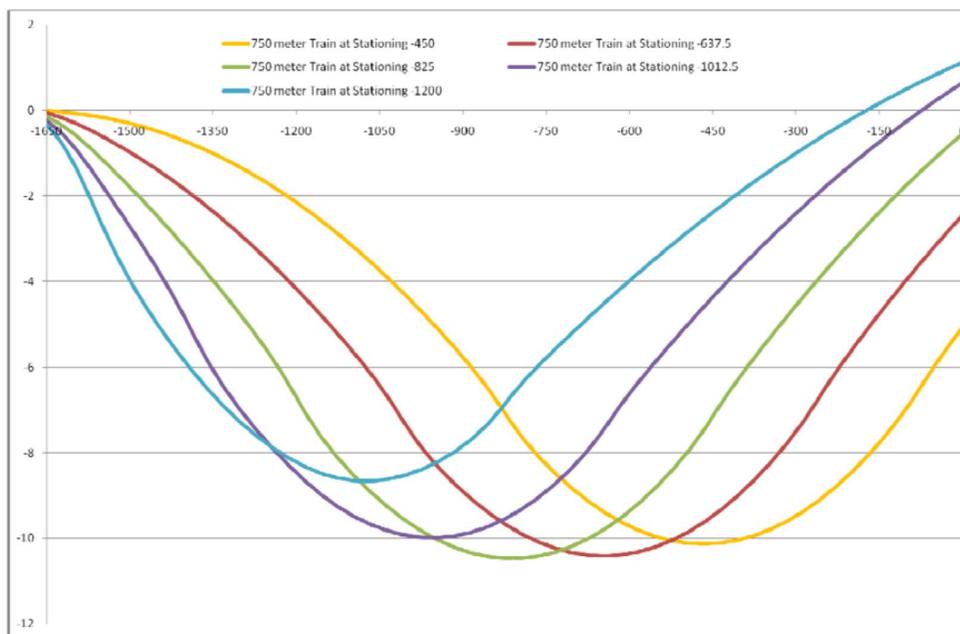


Figure 2.1: Deck deflections applying two 750 m long trains on two different tracks at the 5 locations - deflections are given in m (vertical axis).

Fig. 3.4 - Profilo dell'impalcato, in scala alterata, al transito dei treni. Elaborato PS0001.

Su una lunghezza di inflessione di 1650 m, ossia metà luce, come indicato in Fig. 3.4 per “Stationing 825”, corrisponde un rapporto $f/L = 1/157$, che risulta ben quattro volte maggiore del limite stabilito da RFI e da tutte le normative del mondo, pari a $1/600$.

La differenza di quattro volte tra la deformabilità della luce unica ed il valore di normativa appare molto elevata, anche considerando che le normative ammettono oggi di rilassare un po' tali valori per le luci maggiori, e non risultano evidenti chiare giustificazioni nella documentazione di progetto disponibile che tale macroscopico superamento della normativa sia accettabile.

○ **Lo spostamento massimo verticale per il vento in servizio**, secondo il citato documento e nella fig. 5.24, risulta di: + **1.50 m**, con ampiezza dell'oscillazione **pari 2.0 m**.

○ **Lo spostamento verticale dovuto al traffico veicolare** non è indicato nel documento, ma comparando l'entità del carico veicolare (circa 80 kN/m) rispetto a quello dei treni (circa 180 kN/m), si stima un ulteriore spostamento dell'ordine di 4.50 m. Sovrapponendo infine carichi ferroviari e stradali, si ottengono quindi spostamenti complessivi dell'ordine di 15 m.

Si nota inoltre che – come si intravede dal diagramma e come è tipico della deformazione dei ponti sospesi – nel tratto non caricato, la deformata si muove verso l'alto, con un picco dell'ordine di circa due

metri **inducendo una differenza tra il punto più alto e quello più basso del deck dell'ordine di 16-17 m.**

D.2 - Si richiede al Comitato Scientifico se può confermare i valori degli spostamenti rilevati e se essi possano essere considerati accettabili.

o Si rileva poi che l'**inclinazione** longitudinale per i carichi mobili in SLS1 viene indicata in progetto nella Tabella 2.2 di PS0001 **per un solo treno pari a 1.77%** (l'“equivalente”, ossia mediata sulla lunghezza del treno), mentre invece nella precedente Tabella 2.1 si indica lo stesso valore di pendenza 1.77% per il transito di due treni, **dato che ci sembra incoerente, contraddittorio.**

Misurando poi la pendenza sul diagramma “Stationing 1200” nel tratto iniziale verso l'appoggio, si rileva un abbassamento di 4 m su una lunghezza di 150 m, che corrisponde ad una pendenza per i soli treni del 2.7%, già maggiore del limite di 2.0% indicato dalle attuali Specifiche.

Inoltre nella Tabella 3.1 si riporta una pendenza longitudinale della travata pari al **4.94%**, molto elevata, anch'essa superiore al limite del 2% indicato dalle Specifiche e tale da creare forti criticità di transito dei treni, ed in contrasto con le precedenti.

La pendenza sopra indicata è riferita alla travata stradale, ma la presenza dei traversi rende sostanzialmente uguali le deformazioni dei cassoni stradali e ferroviari in caso di carichi massimi.

D.3 - Si richiede quindi al Comitato Scientifico di verificare le apparenti incoerenze riscontrate e possibilmente di comunicare quale risultati la effettiva pendenza massima longitudinale al transito dei treni e dei carichi mobili, attualmente dell'ordine del 5% in base ai documenti esaminati e ben superiore a quella considerata ammissibile, e se la si ritenga accettabile.

b) Nel piano orizzontale in direzione trasversale

o Lo spostamento trasversale per il vento in servizio risulta anch'essa di circa **10.50m**, sommando il valore per la componente uniforme della spinta del vento, pari a 7.50 m, e quella per vento turbolento, variabile nel tempo, pari a circa 3,0 m (fig. 3.5, SLS1, come riportato nelle fig. 5.4 e 5.11 di PB0038-*Aerodynamic Calculation, Buffeting*); tale valore corrisponde, per averne un'idea fisica, alla larghezza di tre corsie di marcia.

A tali valori, come si rileva dall'esame del diagramma degli spostamenti, corrisponde una inclinazione nel piano orizzontale pari a: $\sim 1.8\% [(3\text{m}/230\text{m}) \cdot (10.50/7.50)]$ che risulta molto maggiore del limite stabilito da RFI e altre normative, pari allo 0.35%.

D.4 - Trattandosi di valori molto elevati e che destano qualche preoccupazione, si chiede al Comitato Scientifico se tali valori di spostamenti e inclinazione possono essere considerati come accettabili.

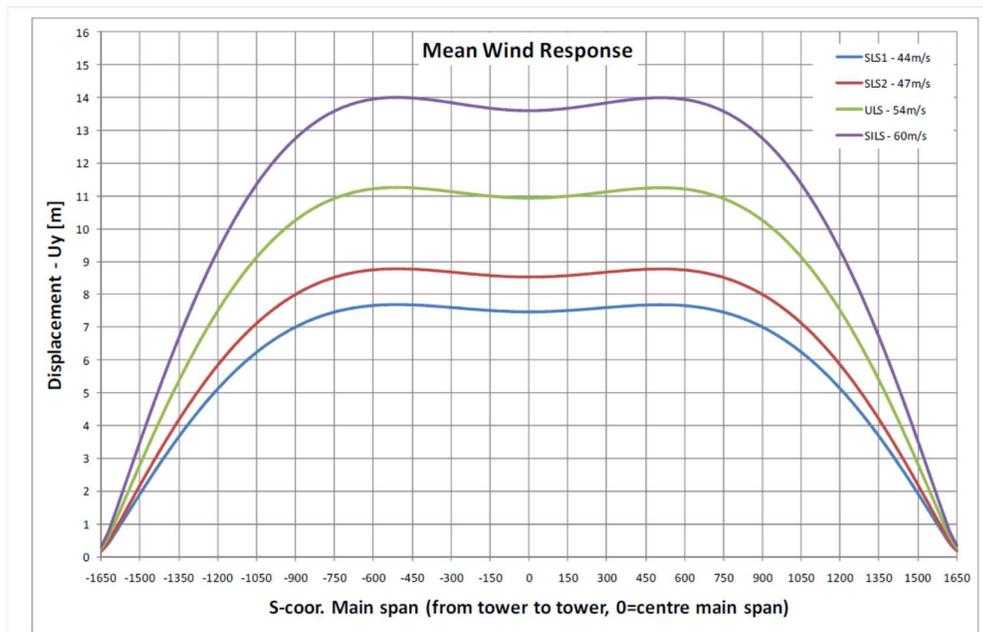


Figure 5.4 Horizontal (along wind) displacement of the bridge girder for load conditions SLS1, SLS2, ULS and SILS.

Fig. 3.5 - Profilo della travata deformata trasversalmente per effetto della componente media, ossia senza raffiche, dell'azione del vento.

c) Nel piano trasversale torsionale

o La inclinazione dovuta alla rotazione torsionale massima dell'impalcato per carichi mobili e vento risulta pari a $\cong 4.4\%$, tabella in Fig. 3.6 sotto (Fig.4, tratta da Tabella 4.1 di PS0001 – SLS1 Combination 4), che produce un dislivello trasversale complessivo pari a 2.60 m, ossia un dislivello ben percepibile a occhio nudo, ed un dislivello tra le due rotaie dello stesso binario pari a 66 mm.

Table 4.1 Total transverse slope of roadway girder in SLS1 - wind is blowing from Y+ direction - slopes are given in %.

	Y- roadway girder		Y+ roadway girder	
	Max rs	Min rs	Max rs	Min rs
QR road traffic load	1.56	-1.56	1.56	-1.56
QR rail traffic load	1.61	-2.01	2.01	-1.61
VV, SLS1 static mean wind load	0.76 ¹⁾	-0.39 ¹⁾	0.77 ¹⁾	-0.38 ¹⁾
VS, SLS1 seismic load	0.04	-0.04	0.04	-0.04
VT, SLS temperature load	0.08	-0.03	0.03	-0.08
SLS1 load comb. 2 (PP+PN+QR+VT)	3.25	-3.60	3.60	-3.25
SLS1 load comb. 4 (PP+PN+QR+VV+VT)	4.01	-3.99	4.37	-3.63
SLS1 load comb. 5 (PP+PN+QR+VS+VT)	3.29	-3.64	3.64	-3.29
Roadway built in cross fall	2.00	2.00	-2.00	-2.00
Total transverse slope	6.01	-1.99	2.37	-5.63

¹⁾ These slopes are conservatively based on dynamic wind without traffic

Fig. 3.6 - Inclinazioni trasversali (torsionali) dell'impalcato stradale e quindi anche di quello ferroviario, nelle prime otto righe in tabella.

I valori prima segnalati sopra risultano molto elevati ed inconsueti, che suscitano anch'essi una serie di perplessità nei confronti della possibilità di un transito sicuro di convogli ferroviari lanciati a velocità di 120 km/h, la velocità prevista sul ponte dalle attuali Specifiche contrattuali, di valore ridotto rispetto a quello fissato nelle Specifiche del 2006, pari a 130 km/h.

Si registra cioè come l'elevata inclinazione trasversale del binario può ridurre significativamente la stabilità del treno nei confronti del deragliamento e del ribaltamento, in quanto essa provoca uno spostamento trasversale del baricentro delle carrozze, distante circa due metri dal piano del ferro, ed un conseguente momento ribaltante, come illustrato in Fig. 3.7.

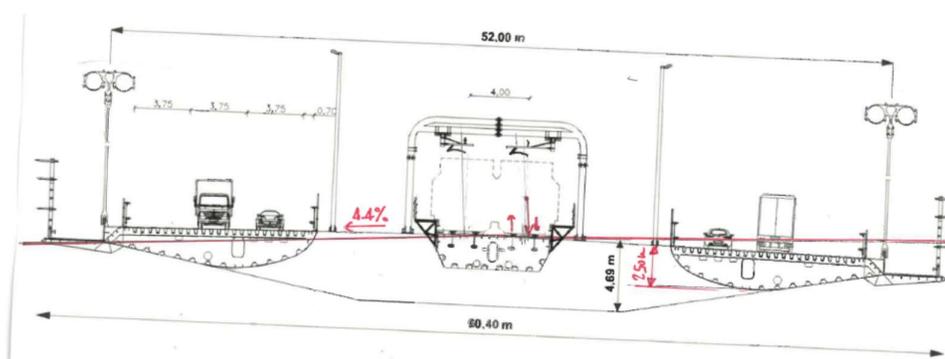


Fig. 3.7 - Sezione trasversale dell'impalcato a luce unica deformata per torsione, disegnata in scala con la rotazione del 4.4% della combinazione di carico n. 4.

D.5 – Si chiede pertanto al Comitato Scientifico se ritiene accettabili tali valori di inclinazioni trasversali, molto superiori a quelli normalmente accettati, e possibilmente di verificare e confermare se tali pendenze, insieme alle eccentricità dei carichi nei vagoni previste dalle NTC2008, siano state considerate nel calcolo della sicurezza al ribaltamento dei treni.

3.2 - Verifiche di sicurezza sulla Percorribilità ferroviaria

Sempre con riferimento alla percorribilità ed in particolare al rischio di ribaltamento, si rileva che nella relazione PB0029 - *Analisi di Percorribilità, Sicurezza e Comfort*, si dichiara (pag. 21):

- *La verifica al ribaltamento è soddisfatta se il rapporto $\Delta P/P$ tra lo scarico e la forza statica risulta inferiore a 0.9.* Si nota che nelle Specifiche del 2006 (GCG.F.04.01) il valore di sicurezza era pari a 0.6, coerentemente alle indicazioni di molte normative e ad un principio di prudenza, in considerazione del fatto che i valori di normativa sono calibrati su binari posti a terra su base rigida e non su una struttura molto deformabile, come quella dell'impalcato di progetto, ed in considerazione delle elevate incertezze presenti sulla dinamica e aerodinamica del ponte in oggetto.

D.6 - Si chiede al Comitato Scientifico se concorda nella riduzione del coefficiente di sicurezza rispetto alle originali Prescrizioni e adottata solo dopo lo svolgimento della gara d'appalto.

- E peraltro, al punto 11.3, pag. 132 di PB0029, si rileva il valore $\Delta P/P = 0,92 > 0,90$: **si certifica quindi di fatto che la verifica NON risulta soddisfatta.** E a pag.133 si riportano, per l'accelerazione non compensata, valori pari a 0.928 e 1.070 m/sec², valori entrambi ben maggiori rispetto al limite di normativa e delle Specifiche, pari a 0.60 m/sec²: **si certifica nuovamente una situazione di non conformità e apparente violazione dei requisiti di sicurezza.**
- Al paragrafo 3.1 precedente si è visto che la massima rotazione trasversale dichiarata risulta pari al 4.37%.

Tuttavia, in un'altra verifica al ribaltamento riportata a pag. 172 nell'Appendice 1 del medesimo elaborato PB0029, si legge il valore $\Delta P/P = 0,88$, ma calcolato in presenza di una contestuale pendenza trasversale pari a $i_T = 1,66\%$, ben minore del $4,37\%$ sopra dichiarata.

Se però si considera la massima pendenza trasversale del $4,4\%$, ossia il $2,8\%$ maggiore del valore considerato, si calcola che essa produce uno scarico del 4% e si ottiene in tal caso

$\Delta P/P = 0,88 + 0,04 = 0,92 > 0,90$: **si ottiene pertanto che tale verifica risulta anch'essa NON soddisfatta.**

Peraltro, a pag.172 dell'Appendice si riporta un valore del rapporto di ribaltamento pari a **1,047**, già maggiore di **0.90**, seppure con una pendenza trasversale considerata solo dell'**1.5%**.

Queste verifiche, tutte purtroppo negative, anche rispetto al limite meno conservativo di quello previsto originariamente, destano perplessità sulla reale sicurezza del passaggio dei treni sul ponte e richiama le considerazioni e conclusioni dei capitoli 2 e 3.1 della presente nota.

D.7 - Si richiede quindi a codesto C.S. di verificare se i coefficienti che attualmente paiono indicare un rischio di ribaltamento dei treni maggiore di quello accettabile secondo le Specifiche del 2011 e molto maggiore di quello considerato accettabile nelle Specifiche originali, siano del tutto accettabili e sicuri.

4 – STABILITÀ AERODINAMICA

Le domande formulate in questo paragrafo derivano dalla lettura di alcuni selezionati elaborati del Progetto Definitivo 2011 (PD 2011 o semplicemente PD) del Ponte, relativi alla vasta campagna (2010-2011) di prove aerodinamiche condotta su modelli in scala degli elementi portanti fondamentali della struttura del Ponte, i **cavi principali portanti accoppiati**, la **torre** e l'**impalcato**. La campagna, con prove condotte presso ben 5 Laboratori (3 in EU e 2 in Canada) dotati di modernissime *gallerie del vento*, testimonia la cura posta dai progettisti nella ricerca delle eventuali criticità concernenti la stabilità aerodinamica dell'opera.

Nel testo che segue gli elaborati esaminati verranno indicati con il codice alfanumerico che contrassegna il relativo file pdf.

Affermazioni, commenti o conclusioni contenute in ciascuno elaborato, ritenute considerevoli di approfondimento, sono state riportate mediante citazione testuale in carattere corsivo.

4.I – Prove aerodinamiche sull'Impalcato

La forma adottata nel 2011 per la sezione dell'impalcato del Progetto Definitivo, elaborato PG0004, oggetto delle considerazioni di questo paragrafo è riportata nella Fig. 4.1 seguente. Tale forma, riteniamo opportuno qui molto sinteticamente richiamare, è frutto di una ben lunga evoluzione sviluppatasi tra il 1978 (progetto del Gruppo Ponte di Messina, presentata presso l'Accademia dei Lincei, 1979) e il 2011 (anno in cui viene completato e messo a punto il Progetto Definitivo). Riteniamo tuttavia di poter omettere, una puntuale descrizione di tale evoluzione, che potrà trovare spazio in altra sede.

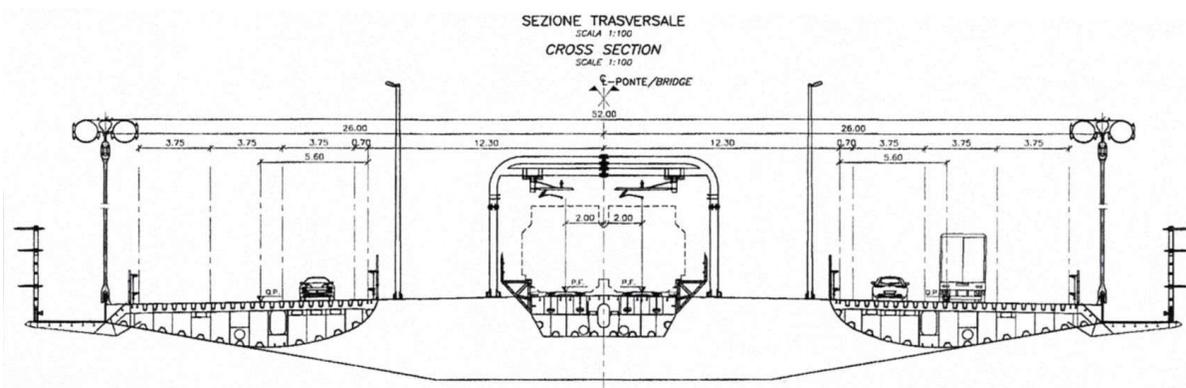


Fig. 4.1 – Sezione dell'impalcato, Progetto Definitivo 2011 – Elaborato PG0004

La complessa struttura dell'impalcato è costituita dagli elementi strutturali portanti che di seguito si elencano e sinteticamente si richiamano:

- Ponte stradale e ferroviario: 2+1 e 2+1 corsie stradali; 2 binari ferroviari; 2 corsie laterali a sbalzo, per la manutenzione
- 4 funi portanti ($\Phi=1,24$ m)
- trasverso (3,75x4,68x52,0 m), con passo longitudinale 30 m
- 2+2 pendini (Φ variabile) per ciascun trasverso
- 2 cassoni stradali (14,219x2,635 m).
- 1 cassone ferroviario (7,500x2,275 m).
- vuoti tra i cassoni (8,03x26,25 m).
- pendenze 2%, da mezzeria verso l'esterno.

Le prove di stabilità aerodinamica su modelli a diversa scala dell'impalcato (1/30, 1/65, 1/80) sono state effettuate presso le *gallerie del vento* di quattro laboratori: FORCE (DANIMARCA), BMT (UK), NRC e BWTL (CANADA). Gli elaborati di progetto pertinenti e consultati sono in particolare: PB0034 – *Prove in Galleria del vento – Relazione di sintesi* e i relativi n.10 allegati, PB0034 – ANNEX 1, 2, 3, 4.1, 4.2, 5, 6, 7, 8, 9. Le citazioni testuali di seguito riportate sono tutte estratte dall'elaborato PB0034.

a) PB0034, pagine 20-22

4 Verifica della geometria dell'impalcato

I sub-test D2, D3, D4, D5, D6 e D8 sono stati eseguiti per verificare ulteriormente la geometria dell'impalcato, ottenere i valori di progetto per i coefficienti di carico da vento statico e l'ammittenza aerodinamica nonché le derivate aerodinamiche per i calcoli numerici della stabilità aerodinamica ed i livelli di smorzamento aerodinamico. Le prove sono state eseguite presso la NRC (sub-test D2), la BLWTL (sub-test D3, D5 e D6), FORCE (sub-test D1 e D4) e BMT (sub-test D8) e sono riportate in [1], [4], [5], [6], [7], [11] e [13].

4.1 Stabilità aerodinamica

La Tabella 4.1 riassume le velocità di vento flutter critiche misurate ottenute dalle tre serie di prove in galleria del vento, D1 [4], D3 [6] e D8 [13]. Le prove D8 sono state effettuate con due tipi di frangivento: di tipo B con fori incisi circolari, di tipo A, fatti di metalli stirato. Sia gli schermi Force che BLWTL corrispondono alla tipologia B.

Tabella 4.1 Velocità del vento critiche misurate per la sezione di impalcato in flusso calmo e turbolento. *Per $\eta = -4^\circ$ in flusso turbolento, le prove sono state interrotte a velocità del vento di fondo scala di 76 m/s in quanto la risposta del modello ha superato i limiti fisici di risposta fissati dalle pareti della galleria del vento.

		D1 Force	D3 BLWTL	D8 BMT		D3 BLWTL		
		Assenza di traffico	Assenza di traffico	Assenza di traffico, schermo A	Assenza di traffico, schermo B	Treno e veicoli stradali, cassone sopravento	Veicoli stradali	Solo treno
Flusso	η [deg]	V_c [m/s]	V_c [m/s]	V_c [m/s]	V_c [m/s]	V_c [m/s]	V_c [m/s]	V_c [m/s]
calmo	-4	> 124 m/s	> 114 m/s	-	-	> 100 m/s	> 100 m/s	> 105 m/s
	0	91 m/s	> 120 m/s	108 m/s	> 118 m/s	50 m/s	> 100 m/s	> 105 m/s
	+4	117 m/s	84 m/s	-	-	93 m/s	83 m/s	94 m/s
turbolento	-4	83* m/s	-	-	-	-	-	-
	0	81 m/s	99 m/s	-	-	> 100 m/s	> 99 m/s	> 97 m/s
	+4	126 m/s	-	-	-	-	-	-
Requisito SdM		75 m/s				54 m/s		

Si nota dalla Tabella 4.1 che l'impalcato soddisfa i criteri in assenza di traffico e solo nella situazione combinata di traffico stradale e treno presenti scende al di sotto dei requisiti a flusso calmo con angolo del vento di 0° . La corrispondente velocità critica del vento nella prova a flusso turbolento è superiore a 100 m/s, il che sta ad indicare che la presenza di una turbolenza appena un po' più forte nelle prove del vento piuttosto che in quelle a flusso calmo incrementerà la velocità critica in modo significativo. **Si consiglia di verificare questo aspetto ulteriormente durante la fase del progetto esecutivo.** (!?)

I test D8 hanno pure verificato l'effetto delle maglie orizzontali tra i cassoni (vedi il paragrafo successivo relativo alle vibrazioni dovute a distacco dei vortici per un'ulteriore spiegazione) nel caso di schermi frangivento di tipo A, con e senza turbolenza nel flusso in arrivo. Le velocità critiche del vento ottenute sono state pari a 92 m/s e 103 m/s, rispettivamente. Le maglie orizzontali non compromettono quindi la stabilità aerodinamica.

b) PB0034, pag. 24

4.2 Vibrazioni indotte dai vortici

Le vibrazioni indotte da vortici hanno fatto parte delle misurazioni effettuate durante il sub-test D7 presso la BMT come discusso al punto 3.2.1 e verificate, con maggior dettaglio, nel sub-test D8 per la sezione d'impalcato C5/63 caratterizzata da tre disposizioni degli schermi.

c) PB0034, pag. 27

Il posizionamento di una maglia perforata orizzontale tra il cassone ferroviario ed i cassoni stradali come indicato si rivela molto efficiente nell'eliminazione della risposta verticale come dimostrato in Figura 4.4 (Schermo A, $k = 3.7 + H$).

d) PB0034, pag. 28

Avendo dimostrato nel sub-test D8 che la risposta al distacco dei vortici dell'impalcato dipende fortemente dalla disposizione dettagliata delle maglie degli schermi frangivento e di sicurezza e non è solo in funzione del coefficiente di perdita di carico, si propone di studiare ulteriormente questo effetto prima della o durante la fase esecutiva (!?), allo scopo di

trovare una configurazione degli schermi frangivento ottimale comprendente effetti di mitigazione del distacco dai vortici e di protezione.

e) dall'Appendice di PB0034: pag. 59 e pag. 64

The report shall be accompanied by high quality video recordings of selected test runs.

I risultati delle sperimentazioni **sulla stabilità aerodinamica dell'impalcato**, sopra richiamati, indicano il possibile emergere di alcune **criticità o incertezze** che gli scriventi riassumono nelle considerazioni e nei quesiti che seguono.

I.1 – Le prove sono state eseguite, nei diversi laboratori, su modelli di impalcato a diversa scala: in alcuni a scala 1:30, in altri a scala 1:65, in altri ancora a scala 1:80 e i risultati presentano differenze a volte significative. **Si chiede al Comitato Scientifico:**

Quale concreta affidabilità può darsi a risultati derivanti da prove realizzate su modelli a diversa scala del medesimo componente strutturale?

Quale concreta affidabilità può darsi a risultati ottenuti a bassi numeri di Reynolds, in attesa di eseguire le necessarie prove con più elevati valori del numero di Reynolds indispensabili per migliorare la similitudine aerodinamica?

Non andrebbero applicati coefficienti di sicurezza che tengano conto di tale disuniformità di prove e imprecisioni dei risultati?

I.2 – **Stabilità aerodinamica dell'impalcato rispetto al fenomeno aeroelastico di flutter**

Nelle prove di stabilità aerodinamica dell'impalcato si osserva (citazione a) come, in un solo caso e *al di sotto dei requisiti a flusso calmo con angolo del vento di 0°*, è stata rilevata una velocità critica del vento, rispetto all'insorgere del pericoloso fenomeno aeroelastico di *flutter*, di valore inferiore alle prestazioni attese (50 m/s rilevato contro 54 m/s requisito, tab. 4.1, sub-test D3, *galleria del vento* del BLWT, treno e traffico stradale compresenti) mentre in tutte le altre prove, la risposta aeroelastica dell'impalcato soddisfa i requisiti. Gli sperimentatori concludono affermando: *Si consiglia di verificare questo aspetto ulteriormente durante la fase del Progetto Esecutivo.*

Attesa la cruciale necessità di assicurare la sicurezza dell'impalcato rispetto al *flutter*, **si chiede al Comitato Scientifico:**

Risultano complessivamente adeguate – alla luce delle criticità osservate – le prove di stabilità aerodinamica eseguite sull'impalcato relative al fenomeno aeroelastico di flutter?

O, invece, tali prove avrebbero dovuto essere proseguite – adottate le opportune modifiche di progetto – sino al completo soddisfacimento degli stessi e irrinunciabili requisiti di progetto?

E' poi accettabile proporsi di effettuare nuove prove ma "... durante la fase del Progetto Esecutivo.", come proposto dagli sperimentatori?

O invece, le criticità già osservate in sede di Progetto Definitivo, non avrebbero dovuto trovare superamento e risoluzione già all'interno della stessa fase prima di passare al Progetto Esecutivo? E ancor prima di sottoscrivere un qualsivoglia contratto di appalto?

I.3 – **Stabilità aerodinamica dell'impalcato rispetto al fenomeno aeroelastico di vortex shedding.**

I risultati di altre prove sui modelli dell'impalcato, riportati poi al par. 4.2 (citazioni b e c), mostrano l'insorgenza del fenomeno aeroelastico di *vortex shedding*. Al fine di mitigare, controllare o eliminare la criticità osservata, gli sperimentatori si spingono a suggerire ai progettisti di inserire delle piastre forate frangivento (da progettare) tra gli impalcati (sic!), ed effettuare nuove prove ma *in futuro*, anche in questo caso (cfr. considerazioni e quesiti I.2 precedenti)! **Si chiede pertanto al Comitato Scientifico:**

La soluzione proposta, di inserimento di schermi traforati tra i cassoni d'impalcato stradali e ferroviario, a parte la attuale assenza di un progetto e la difficoltà della sua realizzazione in similitudine aerodinamica nel passaggio dal prototipo al modello, non compromette o deteriora il funzionamento di *impalcato multi-box ventilato* del PD 2011, Fig. 4.1?

Inoltre, considerato che l'introduzione ipotizzata di tali schermi forati tra i cassoni produrrà un disegno di sezione trasversale di impalcato significativamente differente rispetto a quella del PD 2011, con variazioni dei coefficienti di resistenza che determinano le azioni orizzontali sull'impalcato e quindi la risposta e il dimensionamento strutturale, non sarà conseguentemente necessario riprogrammare e rifare l'intera campagna di prove sull'impalcato?

I.4 – In considerazione dell'entità relativamente elevata dei coefficienti di smorzamento strutturale indicati nel progetto (0.5% dello smorzamento critico in PB0034, e 2.0% in PG0025) ed in considerazione dei valori molto minori di smorzamento presenti in strutture formate essenzialmente da funi e con rigidità essenzialmente fornita da variazioni di geometria, non si ritiene prudente e opportuno riesaminare criticamente i valori utilizzati fino ad ora nelle prove in wind tunnel e nelle analisi numeriche?

I.5 – Carattere dinamico delle prove e video-registrazione

Le prove in galleria del vento hanno carattere eminentemente dinamico e risulta pertanto indispensabile la loro documentazione non soltanto con acquisizione strumentale in continuo (*data acquisition system*), ma anche – ai fini di una completa e confidente lettura dei risultati delle prove – con registrazione di video ad alta qualità, mediante le quali è possibile esaminare con attenzione e anche al rallentatore, a prove ultimate, l'intero sviluppo del comportamento del modello. Nel nostro caso, delle registrazioni video promesse nella citazione d) sopra (e ripetutamente, alle pagg. 59 e 64 dell'elaborato PB0034) non v'è traccia alcuna tra gli oltre 8.000 elaborati di progetto. **E si chiede quindi al Comitato Scientifico:**

Per quale ragione il GC ha ritenuto di dover omettere le promesse registrazioni video di tali cruciali prove di stabilità aerodinamica?

Esiste un link tramite il quale tali video sono possono essere consultati?

I.5 – Riferimenti bibliografici inseriti nell'elaborato PB0034 e nei relativi allegati

Nel testo degli elaborati consultati vi sono riferimenti tra parentesi quadra alla bibliografia interna riportata in calce, la cui consultazione avrebbe consentito di dare luce completa al testo, **ma non è stato purtroppo possibile reperire nessuno di tali riferimenti.**

4.C – Prove aerodinamiche sui Cavi accoppiati

Il ponte è sostenuto da due coppie di cavi portanti principali, le cui caratteristiche essenziali sono illustrate nella Fig. 4.2 seguente (elaborato PG0010):

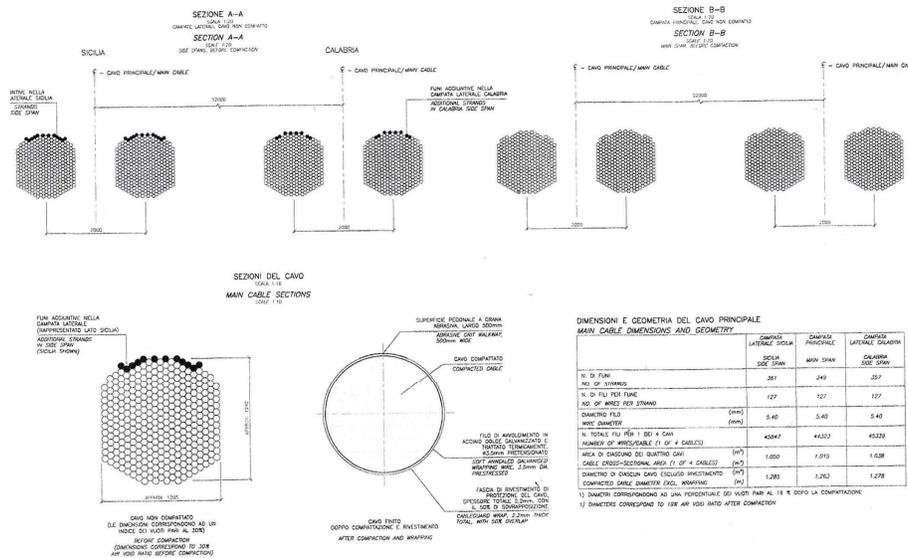


Fig. 4.2 – Sezioni delle coppie di Cavi portanti principali, Progetto Definitivo 2011 – Elaborato PG0010

Tali caratteristiche sono di seguito riassunte:

- funi preformate a fili paralleli
- filo galvanizzato Classe A
- $\min f_y = 1.350 \text{ MPa} = 13.766 \text{ kgf/cm}^2$
- $\min f_u = 1.860 \text{ MPa} = 18.967 \text{ kgf/cm}^2$
- n. 347 funi/cavo
- n. 127 fili/fune, $\Phi = 5,4 \text{ mm}$
- sez. resistente 1 cavo portante, $A=1,015 \text{ m}^2$
- ingombro cavo, $\Phi = 1,263 \text{ m}$.

Le prove di stabilità aerodinamica sono state effettuate su di un modello di cavi accoppiati in scala 1/33, presso la Galleria del Vento del laboratorio DLR (GERMANIA). Dall'elaborato pertinente, PB0035 – *Prove in Galleria del vento, cavi*, si estraggono le citazioni testuali che seguono.

f) PB0035, pagine 10-11

Non è stato possibile estendere le misurazioni di C_D oltre $Re \approx 2 \cdot 10^6$ a causa delle gravi vibrazioni prodotte dal distacco dei vortici.

...

Misurazioni con Re più alti hanno dovuto essere tralasciate nel campo di afflusso $4 < \alpha < 12 \text{ deg}$, a causa delle gravissime vibrazioni del cavo sottovento. Si ritiene (sic !?) che tali vibrazioni siano causate dal galloping di interferenza come descritto in [2] e verranno comunque trattate ulteriormente in [3].

g) PB0035, pag. 13

4. Conclusioni

Le misurazioni dei coefficienti di portanza e resistenza per un modello di cavo principale con numeri di Reynolds di fondo scala hanno previsto coefficienti di carico da vento per il cavo principale e un'indicazione del possibile (sic !?) galloping di interferenza e del galloping den Hartog classico tra i due cavi ... Un'ulteriore valutazione delle potenziali instabilità galloping è presentata in [3]."

Anche nelle prove **sulla stabilità aerodinamica dei Cavi accoppiati** gli sperimentatori hanno dovuto pertanto osservare delle **criticità e delle incertezze** che di seguito si commentano.

C.1 – Instabilità aerodinamica di *galloping* del cavo sottovento

Le prove sono state effettuate su un modello costituito da due tubi rigidi accoppiati di diametro pari a 38 mm, in Scala Froude non dichiarata ma stimata pari a 1/33. **Nel merito, si chiede al Comitato Scientifico:**

Quali ulteriori e necessarie prove, alla luce della criticità osservata e prima richiamata di *galloping di interferenza* – che ha costretto gli sperimentatori a dover interrompere le prove per “... le gravissime vibrazioni ...” manifestatesi – si intende effettuare in sede di aggiornamento del Progetto Definitivo?

In altra parte della relazione si parla della possibile installazione di dispositivi di smorzamento dei quali non esiste attualmente né progetto né prove effettuate né certezza di risultato. Non ritiene il C.S. che si debbano attendere i risultati positivi e robusti di tali prove prima di procedere con ulteriori azioni?

Come superare le incertezze interpretative delle stesse prove, rese evidenti dalle parole degli stessi sperimentatori: ... si ritiene che ... e ... *possibile galloping di interferenza*..., contenute nella relazione PB0035?

C.2 – Riferimenti bibliografici e documentazione video delle prove

Si possono ripetere qui, nel merito, i commenti e quesiti I.4 e I.5, prima riportati per le prove sull'impalcato. Il PB0035 sui cavi accoppiati contiene infatti una sola foto e, ancora una volta, nessun video delle prove è disponibile!

4.T – Prove aerodinamiche sulle Torri

Le due coppie di cavi portanti principali poggiano sulle due Torri di sostegno, poste alla distanza pari alla luce della campata unica centrale del ponte, pari a $L=3.300$ m. Nella Fig. 4.3 seguente se ne fornisce una sintetica rappresentazione (disegni dagli elaborati PG0005-0027-0028-0029).

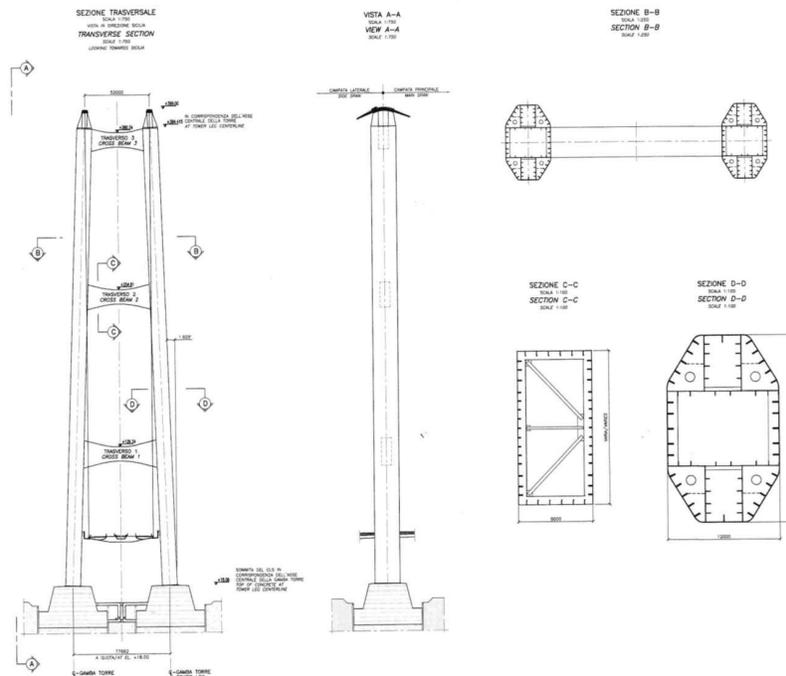


Fig. 4.3 – Torri – Viste e sezioni, Progetto Definitivo 2011 – Elaborati PG0005-0027-0028-0029

Le sue caratteristiche salienti sono di seguito riassunte.

- altezza $H_{\text{tot}} = 399$ m
- interasse gambe: - spiccato fond. $i_f = 77,66$ m; - sommità $i_s = 52,00$ m
- gambe – sezione trasversale a cassone ottagonale: ingombro in pianta alla base 22×12 m
- trasversi – sezione trasversale a cassone rettangolare: - $b_T = 8,00$ m; - variabile $h_T = \sim 11,50 \div 22-20-18$ m; - passo $p_T = \sim 125,00$ m
- controfrecchia di 1,61 m verso Sicilia e Calabria, a ponte ultimato e con soli carichi permanenti.

Le prove di stabilità aerodinamica sono state effettuate su modelli di torre realizzati e testati presso le gallerie del vento dei laboratori BMT (UK) e BWTL (CANADA). Dagli elaborati di progetto pertinenti, PB0033 – *Prove in Galleria del vento, torri* e PB0036 – *Calcoli aerodinamici, torri*, sono state estratte le citazioni testuali sotto riportate.

h) PB0033, pag. 5

1 Relazione di sintesi

Prove in galleria del vento del modello sezionale sono state condotte con un modello in scala 1:100 della struttura della torre del Ponte sullo stretto di Messina al fine di determinare i coefficienti di carico da vento in relazione al progetto strutturale e per fornire una valutazione indicativa degli effetti del vento sulle torre, come vibrazioni indotte da vortice e stabilità aerodinamica.

Prove su modello aeroelastico sono state inoltre condotte in scala 1:200 in due diverse strutture di galleria del vento, al fine di esaminare gli effetti del vento e verificare la risposta della torre al flusso di vento di strato limite. Il punto di interesse principale dell'indagine condotta al The Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory (BLWTL), presso la University of Western Ontario in Canada, era quello di verificare il comportamento della torre secondo quanto riscontrato al BMT Fluid Mechanics, Inghilterra.

Uno degli obiettivi principali delle prove in galleria del vento era quello di individuare il livello di smorzamento strutturale necessario al fine di mitigare la risposta di distacco dei vortici.

i) PB0033, pag. 17

*Le verifiche di BLWTL mostrano che la risposta massima in fase di costruzione (torre in verticale) durante quasi tutte le prove si verifica con la torsione della torre. **La risposta massima della torre si ha nelle prove con direzione del vento a 20° in flusso turbolento con una velocità del vento di $V_{FS}=46$ m/s, che ha portato ad un'interruzione delle prove per elevate risposte al buffeting.***

Velocità del vento tra 50-63 m/s sono state saltate nelle prove BLWTL sulla configurazione in service a causa delle grosse risposte della torre.

j) PB0036, pag. 5

1 Relazione di Sintesi

La presente relazione elabora i risultati dell'eccitazione da distacco di vortici, rilevati durante i subtest T3 per la torre, nella condizione in-service simulata per pervenire al progetto dello smorzatore a massa accordata necessario per mitigare l'eccitazione da distacco di vortici delle gambe delle torri a livelli di accelerazione accettabili.

E' stato rilevato che la risposta della torre, indotta dal vortice, lungo la direzione dell'asse del ponte, può essere mitigata in modo soddisfacente introducendo smorzatori a massa accordata con una massa sismica ? di 560 tonnellate a livello del secondo traverso.

Si suggerisce si effettuare un test aeroelastico in scala 1:100 della torre, incluso modello TMD (TMD, Tuned Mass Damper, n.d.r.) al fine di verificare il progetto TMD e la previsione della risposta della torre. Si prevede che tali test saranno effettuati durante la fase di Progetto Esecutivo.

2 Sub-test T3

Le prove in galleria del vento su un modello di torre in scala Froude 1:200 sono state condotte presso la BMT, Londra, RU e la BLWTL, Londra, Canada [1]. **Entrambe le serie di prove hanno dimostrato che il grave distacco di vortici delle gambe delle torri nella flessione lungo l'asse del ponte nella condizione in-service si verifica probabilmente a velocità del vento inferiori a $V = 71 \text{ m/s}$ corrispondenti alla condizione SILS in corrispondenza di $z =$ livello di 250 m. Le prove condotte presso la BMT hanno prodotto in generale risposte indotte dal vento più ampie in direzioni del vento di 2,5 e 5 gradi con la perpendicolare in direzione della linea del ponte...**”

k) PB0036, pagine 9-10

L'attivazione del sistema TMD (sulle torri, n.d.r.) nel Ponte di Messina è illustrato nel Disegno: CG1000-PAXDPSVT4TO000000-07_C e riprodotto in Figura 6.

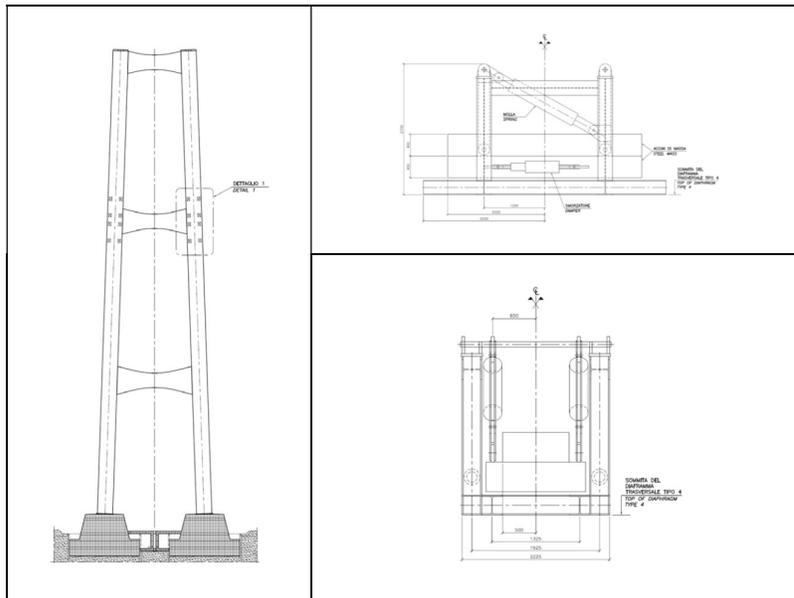


Figura 6 Disposizione di smorzatori a massa accordata sulla torre. A sinistra: **installazione di 16 TMD per torre a livello del secondo traverso**. A destra: **vista laterale e posteriore di un singolo TMD**.

Si ipotizza di testare l'applicazione degli smorzatori a massa accordata (TMD) con una prova aeroelastica della torre su scala 1:100 includendo il modello di TMD al fine di verificare il progetto dei TMD e la prevista risposta della torre. Si ipotizza di effettuare tali prove durante la fase del Progetto Esecutivo.

A seguire 2 ulteriori commenti, infine, sulle criticità osservate nelle prove aerodinamiche condotte sui modelli delle Torri.

T1 – *Vortex shedding* nelle prove sui modelli della Torre

Anche queste prove hanno pertanto individuato il manifestarsi del fenomeno di instabilità aerodinamica di *vortex shedding* nel modello della Torre a scala Froude 1:200, con forti vibrazioni, tali da dover ipotizzare la necessità di progettare ed installare ben 16 smorzatori per ciascuna Torre, e di dover testare – ancora una volta in sede di Progetto Esecutivo! – un ulteriore e nuovo modello a scala 1:100. Si chiede pertanto al Comitato Scientifico:

La criticità di *vortex shedding* osservata dagli sperimentatori non richiederebbe forse una approfondita rielaborazione – in sede di Progetto Definitivo – del disegno delle Torri, atta ad eliminare la stessa criticità?

Come si pensa di accordare i dispositivi TMD alle molteplici frequenze di vibrazione della Torre?

T.2 – Riferimenti bibliografici e documentazione video delle prove

Si possono nuovamente ripetere, al riguardo, i commenti e i quesiti prima riportati: I.4 e I.5, per le prove sull'impalcato, e C2, per le prove sui cavi.

5. COSTRUIBILITÀ

Problemi nuovi.

Le grandissime dimensioni in gioco: luce della campata centrale $L=3300$ m, altezza delle torri 399 m, la grande lunghezza dei cavi e dei fili di acciaio (~5300m ciascun cavo, con un totale di 943000 km di fili); gli aspetti di **collegamento in opera** di elementi molteplici e complessi, con estese saldature su lamiere di grosso spessore a **grandi altezze** ed in presenza di forte **vento e sensibili oscillazioni**; la realizzazione mai sperimentata – a questa scala – di due coppie di cavi affiancati; pongono certamente problemi **mai affrontati in queste dimensioni e a questa scala**, in ordine al controllo di lunghezze, forze, precisioni, movimenti e vibrazioni per effetto del vento durante operazioni complesse e delicate, prima, durante e dopo la costruzione.

Alcuni eventi vissuti da uno degli autori di queste note e citati in (De Miranda, M., Rivista L'Ingegnere Italiano, n. 383) nella realizzazione del ponte Storebaelt, con luce di 1624 m, mostrano poi che nella fase della costruzione **problemi** anche **inaspettati possono insorgere e spesso insorgono** così come eventi imprevedibili e conseguenti incertezze, che tendono ad aumentare, piuttosto che ridursi, al crescere della scala dell'opera da realizzare, come nel caso in esame.

In altre parole, quando un'opera presenta dimensioni e caratteristiche poco maggiori di quanto fino a quel momento realizzato, essa può essere considerata come ragionevolmente o ingegneristicamente fattibile, pur con straordinario impegno in quanto si sta superando un record. Ma se il divario è molto ampio ed il salto troppo lungo, al di là delle simulazioni numeriche necessariamente approssimate e basate su esperienze pregresse fatte su scale minori, il successo non è purtroppo scontato.

Si chiede al Comitato Scientifico, in conclusione, se ha acquisito serena, consapevole e piena convinzione che i rischi di costruzione connessi alle dimensioni ben superiori a quelle per le quali sussiste una sufficiente esperienza, anche tenuto conto dell'evoluzione dei ponti sospesi a doppia funzione – stradale e ferroviario – sopra richiamata. O se invece non ritenga che i rischi connessi all'essere costretti a muoversi su un terreno inesplorato siano eccessivi, e talmente grandi da comportare probabilità di insuccesso maggiori di quelle correlate ai coefficienti di affidabilità requisiti dalle attuali Normative e Decreti Ministeriali.

6. CONCLUSIONI

Le osservazioni contenute nella presente Nota rappresentano una prima serie di commenti sui temi di dimensioni, deformabilità, aerodinamica e costruibilità formulati dopo una prima analisi della documentazione disponibile del PD 2011, una analisi a tutto campo che ha evidenziato numerosi e cruciali aspetti di possibile criticità anche in altre aree, qui non trattate, quali: geo-sismo-tettonica, sicurezza statica e a fatica, valutazioni dei costi di costruzione. Ci preme qui ricordare che comunque le **incertezze** di cui si è accennato tendono, storicamente, ad **aumentare i costi** ed i rischi, che possono diventare anch'essi elemento di costo, aree e temi che potranno eventualmente essere ripresi successivamente.

Le osservazioni sopra segnalate e documentate degli scriventi nascono, in sintesi, da una serie di preoccupazioni che riteniamo sottoporre – con senso di responsabilità – all’attenta, scrupolosa valutazione del Comitato scientifico:

- Le dimensioni dell’opera, molto al di là di quelle fino ad oggi realizzate, e quindi senza esperienza pregressa, con i relativi rischi in relazione a costruibilità e movimenti e vibrazioni della struttura.
- Le grandi, forse eccessive deformazioni attese ed i rischi connessi al transito stradale e soprattutto ferroviario.
- Gli effetti del vento su di una struttura molto flessibile e le conseguenti vibrazioni, ed i rischi correlati alle criticità già emerse ed alle attuali incompletezze ed incertezze, sia dei risultati delle numerose prove in gallerie del vento che delle correlate analisi di stabilità aerodinamica del ponte.
- La attuale incompletezza del progetto definitivo e – in taluni punti – alcune sue incongruenze riscontrate, e viceversa la ovvia necessità – che si invita a valutare – di risolvere tutti i problemi ivi segnalati già in fase di aggiornamento del Progetto Definitivo, e pertanto prima di procedere alla redazione del Progetto Esecutivo e ad ogni eventuale azione di realizzazione, od espropri o interventi sul territorio.

Per tali ragioni, i sottoscritti hanno quindi ritenuto opportuno, tempestivo e doveroso presentare a codesto Comitato Scientifico, con l’intento costruttivo dichiarato nell’introduzione, sia le criticità accertate che quelle potenziali, allo scopo di contribuire – con le riflessioni e le domande ivi contenute – alla più accurata e attenta valutazione sulla affidabilità e sulla fattibilità della soluzione in oggetto, nel rispetto di un necessario e certamente condiviso principio di cautela, in considerazione sia della particolare, epocale importanza dell’opera, per un verso, che delle difficoltà del prefigurato lavoro di progettazione ulteriore ed eventuale realizzazione, dall’altro.

In fede

Mario de Miranda

Federico M. Mazzolani

Santi Rizzo



Milano, Napoli, Palermo, 13 febbraio 2024