

INFRASTRUTTURE ■ La recente costruzione di due ponti a grande luce libera sottolinea l'importanza di riaprire il dibattito tecnico circa le possibili impostazioni concettuali del progetto del ponte sullo stretto di Messina.

Ponti a grande luce libera: stato dell'arte e possibili evoluzioni

di **CLAUDIO BORRI (*)**,
MASSIMO MAJOWIECKI ()**,
PAOLO SPINELLI (*)

(*) Dip.to di Ingegneria Civile, Università di Firenze
(**) Ist.to di Tecnica delle Costruzioni, Università di Bologna

Nel campo della progettazione dei ponti sospesi di grande luce è ormai evidente il conflitto, nella scelta progettuale, fra la soluzione di impalcato aerodinamicamente

«trasparente» e quella, alternativa, di impalcato con alta rigidità e conseguente alta resistenza all'azione del vento; ciò è conseguenza della necessità di dotare l'impalcato stesso di una forte rigidità torsionale e contemporaneamente minimizzare l'effetto di «trascinamento» (drag), molto rilevante per le grandi luci.

In occasione del simposio ISALB '92 (Aerodynamics of large bridges, Copenhagen 1992, [1]), che può essere considerato il riferimento più aggiornato sullo stato dell'arte e

sulle tendenze odierne nel settore della aerodinamica dei ponti di grande luce, sono emersi risultati, confermati nel Congresso IASS di Toronto del Luglio 1992 [2], totalmente differenti nella concezione progettuale delle opere più imponenti recentemente realizzate, e cioè:

- il ponte sospeso sullo Storebelt (DK), con luce centrale di 1624 m e dall'impalcato aerodinamicamente molto efficiente;
- il ponte Akashi Kaikyo (Giappone), con luce centrale di 1990 m e struttura di impalcato reticolare ad altissima rigidità.

Sembra dunque di essere pervenuti ad una vera e propria «biforcazione» dei criteri guida di progettazione: seguendo il primo ramo si tende verso la riduzione delle azioni sofferte dalla struttura, mentre con il secondo si cerca di incrementarne la resistenza. In aggiunta, appare sempre più legittimo chiedersi se sia opportuno riproporre lo schema classico del ponte sospeso a doppia fune portante e pendini verticali anche per le grandissime luci senza introdurre elementi innovativi nella concezione strutturale.

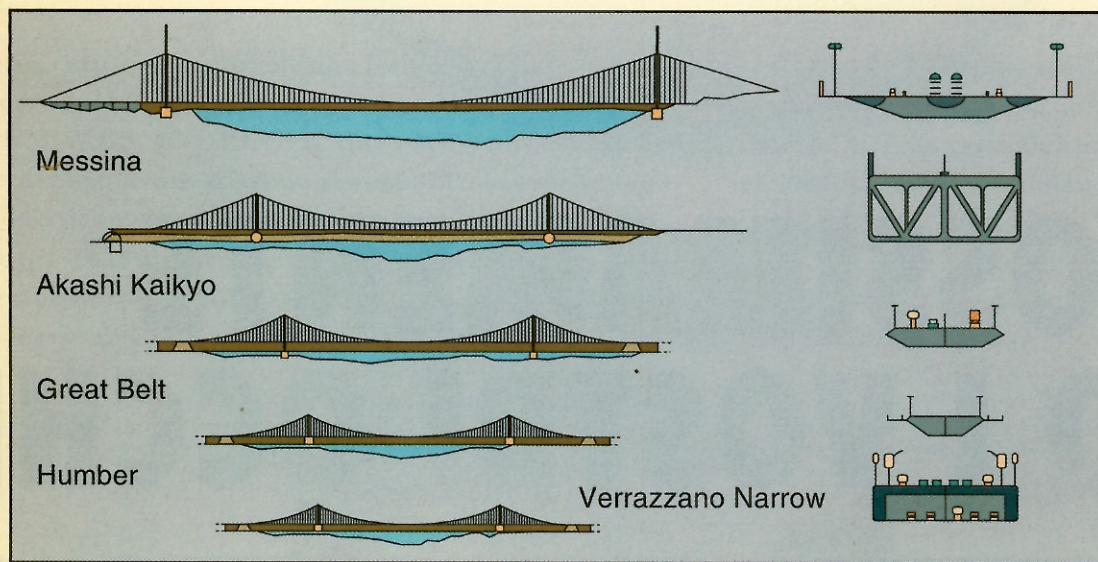
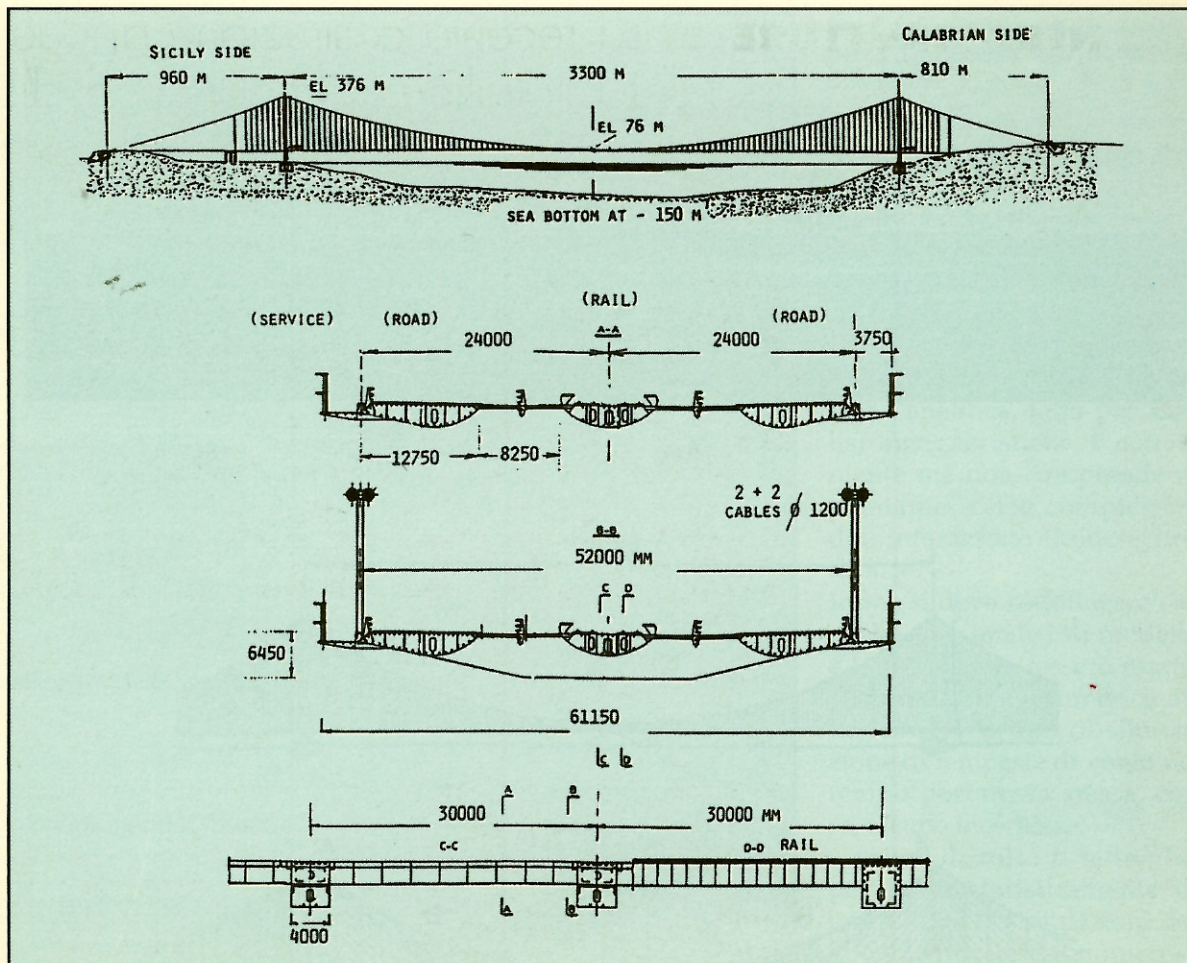


Fig. 1 Evoluzione dei ponti sospesi di grande luce.

L'EVOLUZIONE DELLE PROBLEMATICHE PROGETTUALI DEI PONTI SOSPESI DI GRANDE LUCE

I due ponti sospesi di grandissima luce sopra citati sono stati concepiti, per quanto riguarda il sistema strutturale principale, riproponendo lo schema classico del ponte ad impalcato «appeso» a due funi portanti, contenute in piani verticali paralleli, mediante pendini verticali di lunghezza variabile. Nell'ambito della tipologia classica del ponte sospeso ed in funzione delle note problematiche relative ai fenomeni di instabilità aerodinamica, la ricerca teorico-sperimentale è stata indirizzata principalmente verso la determinazione di impalcati aerodinamicamente efficienti. Infatti, dopo l'esperienza storica del crollo del ponte sullo stretto di Tacoma del 1940 (avvenuto per effetto di instabilità aeroelastica), a partire dagli anni '60 è stata approfondita l'analisi progettuale del profilo di impalcato.

Una prima tendenza è stata quella di dotarlo di una forte rigidità torsionale (v. le grandi travature reticolari dei ponti sul Verrazzano Narrow, sul Tay e del Firth of Forth). Una seconda strada concettuale venne introdotta alla fine degli anni '60: la strategia di base è quella di ridurre, giocando esclusivamente sulla forma del profilo, le azioni aerodinamiche. Gli impalcati così progettati vengono definiti, per la loro forma ed il loro comportamento al vento, come «affusolati» (stream-lined) o «aerodinamicamente trasparenti». Essi sono usualmente caratterizzati da sezioni scatolari singole e/o multiple, mono o pluricellulari, con lastra ortotropa quale superficie di supporto e trasmissione dei carichi. In questo modo le azioni aerodinamiche, in particolare quella di drag trasversale, sia pseudo-statico che turbolento, vengono ri-



dotte, mentre un significativo contributo alla rigidità torsionale globale continua ad essere fornito dall'impalcato. Attualmente ci si domanda quali siano gli schemi di impalcato da impiegare per le grandissime luci, ossia a partire dai 2000 m. La prima risposta è stata data dai progettisti giapponesi dell'Akashi Kaikyo, che assicurano la stabilità aerodinamica riproponendo un profilo d'impalcato reticolare rigido.

L'impalcato rigido, soddisfacente per la resistenza e la stabilità aerodinamica, porta all'incremento dei pesi propri e quindi dei costi, ed inoltre, una maggiore resistenza alle azioni orizzontali del vento (drag) e quindi delle fortissime inflessioni laterali dell'impalcato (nel caso dell'Akashi Kaikyo, ad una velocità di progetto di 60 m/s, si prevedono spostamenti fino a 30 m in orizzontale [5]); da non trascurare, infine, il problema della onerosa manutenzione

ed ispezione di questo tipo di manufatti.

Questa scelta, effettuata in corrispondenza di un «salto» repentino dai 1624 m di luce ai 1990 m, ha rappresentato un punto critico di biforcazione, di significato storico, nello sviluppo della progettazione dei ponti sospesi e pone notevoli interrogativi per le applicazioni future. Queste prevedono, come è noto, «salti» di scala ancora più impressionanti: 3300 m per il ponte sullo stretto di Messina e 5000 m per il ponte a più campate sullo stretto di Gibilterra.

Nel caso del ponte di Messina [6] (fig. 2), la soluzione proposta dai progettisti è affidata all'idea di un impalcato cosiddetto «ventilato», ossia formato da tre cassoni separati da settori grigliati che consentono l'attraversamento, in direzione verticale, del flusso d'aria; ciò implica una drastica riduzione dei coefficienti quasi statici di resistenza aerodinamica al sollevamento

Fig. 2 Progetto del ponte sullo stretto di Messina.

ed alla coppia (momento). Alcuni aspetti decisamente innovativi nella concezione strutturale globale sono riscontrabili negli schemi di larga massima frutto degli studi iniziali di fattibilità dell'attraversamento dello stretto di Gibilterra (fig. 3) [4]; l'attenzione risulta qui non più esclusivamente concentrata sulle prestazioni aerodinamiche dell'impalcato, bensì è principalmente rivolta all'introduzione di ulteriori risorse prettamente strutturali che, trasformando lo schema classico, ne incrementino la resistenza per potere compiere il «salto» qualitativo richiesto.

Dalle considerazioni sopra riportate, la conflittualità decisionale risulta dunque chiara: con la soluzione di impalcato rigido si ottengono le caratteristiche aerodinamiche per garantire l'efficienza e la sta-

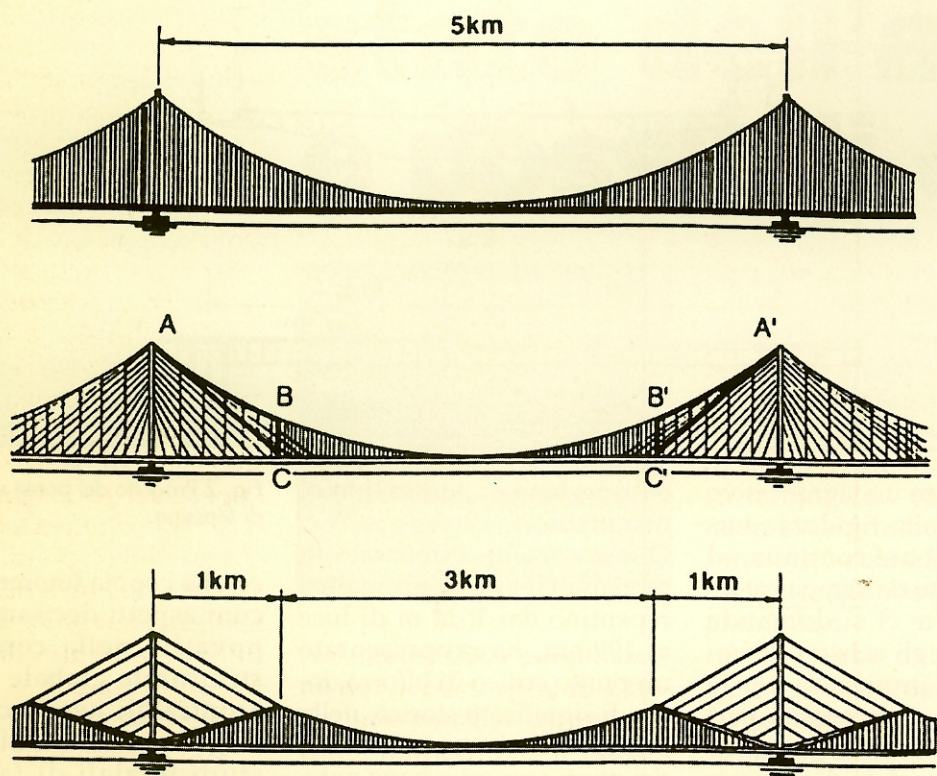
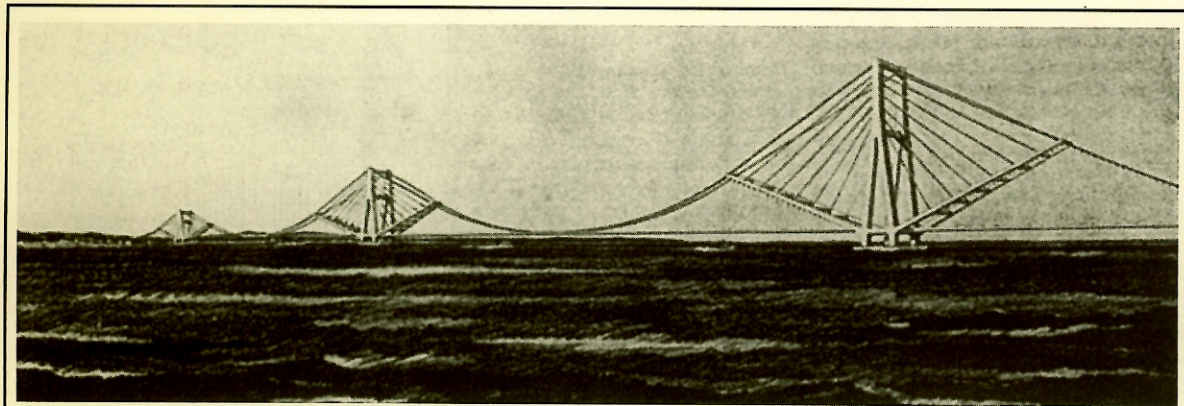


Fig. 3 Progetto del ponte sullo stretto di Gibilterra.



Fig. 4 L'Akashi-Kaikyo Bridge.

bilità a scapito di un maggiore peso e, conseguentemente, di un maggiore costo strutturale; con la soluzione «trasparente» si diminuiscono al contrario le azioni trasversali. La mancata sintesi unitaria nelle scelte progettuali risiede principalmente nelle incertezze legate soprattutto alla modellazione fisica del sistema ed in particolare delle azioni; questa ancora non permette di valutare la sensibilità ed il grado di affidabilità del processo globale di progetto e di analisi per i ponti di grandissima luce, per i quali il vento è senza dubbio l'azione dominante.

L'incertezza relativa all'incompleta conoscenza delle proprietà stocastiche delle azioni, della modellazione e del comportamento dei materiali, della modellazione numerica delle proprietà strutturali (massa, smorzamento e rigidità), rende necessario il controllo e l'affidabilità complessiva di tutto il processo di progetto ed esecuzione [7]. Tramite un'indagine svolta sul ponte sull'Humber, sono state controllate le incertezze del modello matematico aeroelastico in base alle incertezze dei parametri strutturali e di quelli aerodinamici [8]; è stato così possibile fornire, per ponti tipologicamente simili, un'indicazione globale delle incertezze del modello analitico per mezzo della determinazione della velocità critica di flutter.

A seguito dell'interessante dibattito sviluppatosi nel corso dei lavori del Simposio ISALB '92, si è ricavata la sensazione «ingegneristica» che l'affidabilità del processo globale di progetto e verifica del sistema strutturale classico di ponte «semplicemente» sospeso abbia un limite attuale per luci fino a 2000 m. In uno studio condotto nel 1988 su vari tipi di impalcato per l'Akashi-Kaikyo Bridge, Ohashi indica in 1700 m il limite massimo per gli implacati a sezione scatolare. Al fine di rimuovere parte di queste incertezze, sono state progettate e realizzate apposite gallerie del vento di larghezza tale da poter ospitare modelli aeroelastici in scala fino a 1:100 dell'intera struttura, ivi compresi i viadotti di accesso. Nel caso del progetto giapponese si è raggiunta una larghezza della sezione trasversale di prova di 43 m. Solo così è stato possibile diminuire il grado di incertezza delle caratteristiche strutturali e di interazione vento-struttura (frequenze, smorzamento, scaling inerziale), oltreché sulla «fedeltà» della modellazione

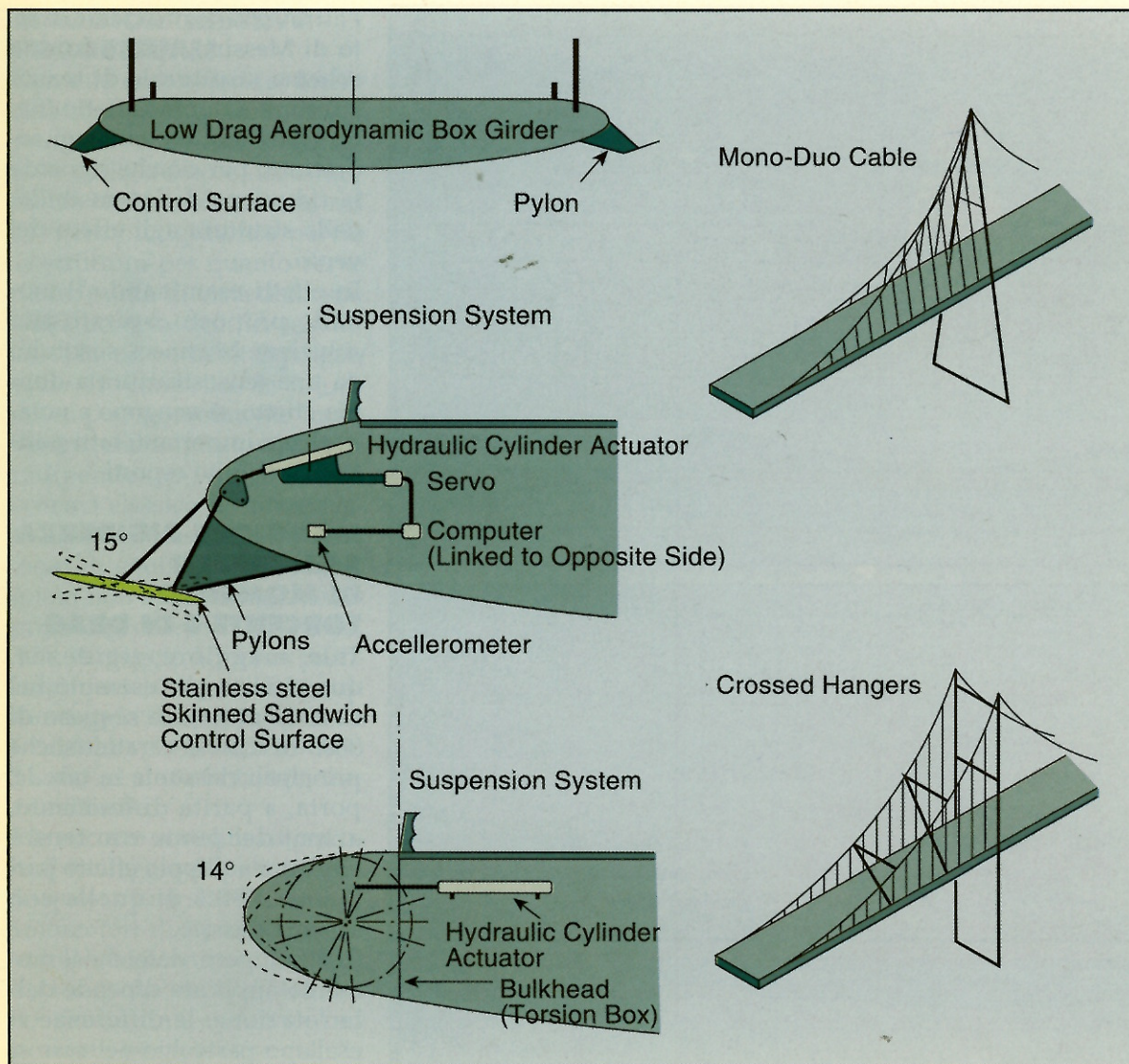


Fig. 5 Schema del controllo attivo per la diminuzione delle azioni sollecitanti.

di torri, impalcati e sistema di funi.

In particolare, la seconda via di soluzione del problema, ovvero quella di affrontare il «lato azioni», cercando di ridurre drasticamente queste ultime attraverso lo studio appropriato di una sezione aerodinamicamente trasparente o ventilata, presuppone, per essere applicabile, che le metodologie di estrapolazione dal modello all'opera intera siano oltremodo certe, ovvero con incertezze valutabili dal confronto con casi reali già costruiti. In realtà, nel caso di ponti con grandissime luci, i paragoni con casi simili non sono possibili o immediatamente estrapolabili. D'altra parte le metodologie teorico-numeriche di estrapolazione dal modello alla realtà sono affette da numerose in-

certezze di cui è opportuno rendersi conto.

Una prima serie di incertezze risiede nella stessa significatività delle prove su modello in galleria del vento. Secondo Scanlan [9], «... il numero di Reynolds della prova sarà in genere 2 o 3 ordini di grandezza minore... L'argomento usuale che gli effetti del numero di Reynolds sono trascurabili per elementi strutturali con spigoli vivi, resta da essere dimostrato completamente...».

Del resto il problema dell'affidabilità delle prove eseguite alla galleria del vento è stato in tempi recenti sottolineato durante le fasi di costruzione dello Storebelt.

«Sono state condotte prove alla galleria del vento, sia su modelli di sezioni che su quello dell'intero ponte, che

hanno fornito interessanti dati a riguardo della risposta strutturale e delle relative azioni. Questi dati sono stati tuttavia contraddetti dalle osservazioni delle vibrazioni che sono in realtà avvenute nella prima parte dell'impalcato, quando il sistema di smorzamento non era stato ancora installato, e allorché si sono verificati venti di intensità diversa da quella prevista dalle prove eseguite nella galleria del vento. Tali discrepanze sono state attribuite alle considerevoli differenze nei numeri di Reynolds fra i modelli su cui sono state eseguite le prove, e la sezione vera» [11].

Ancora Scanlan mette in luce alcuni limiti della sua trattazione teorica dell'instabilità aeroelastica: «...È ipotizzato nelle trattazioni sopra riporta-

te che le forze di flutter e di buffeting siano essenzialmente separabili e non interagenti... Dal momento che i fenomeni fisici attorno ai corpi tozzi e la loro interazione con essi sono effetti intrinsecamente lineari, questa separazione analitica, fatta per analisi ingegneristiche, è conveniente ma non comprende in principio, certe complessità dell'interazione fluido-struttura...».

Infine si deve sottolineare che anche se le analisi su modello e la trattazione fossero esatte, l'estrapolazione numerica attraverso algoritmi di simulazione di tempeste di vento nel tempo porta essa stessa, con se, alcune incertezze:

- prima di tutto il fatto che, per essere statisticamente significative, le simulazioni devono comprendere numerose storie (più di 20-30) di durata opportuna (10-20 minuti);

- secondariamente, il fatto che tutti gli algoritmi di generazione di storie nel tempo, non tengono conto dello spettro in quadratura del vento. Ciò significa che le fasi non possono essere simulate correttamente. Quindi, nel caso di fenomeni di scia, provocati dalla forma stessa dell'oggetto investito e dalla presenza di traversi o risalti anche nel caso di venti obliqui, il distacco dei vortici che corrono longitudinalmente su tutto il ponte e che possono innescare eccitazione di modi superiori al primo non può essere, allo stato attuale di sviluppo dei metodi di generazione, correttamente simulato.

Tutte le considerazioni sopra esposte legittimano dunque il dubbio se sia opportuno proporre lo schema classico del ponte «semplicemente» sospeso anche per le grandissime luci senza introdurre elementi innovativi nella concezione strutturale; se, cioè, sia

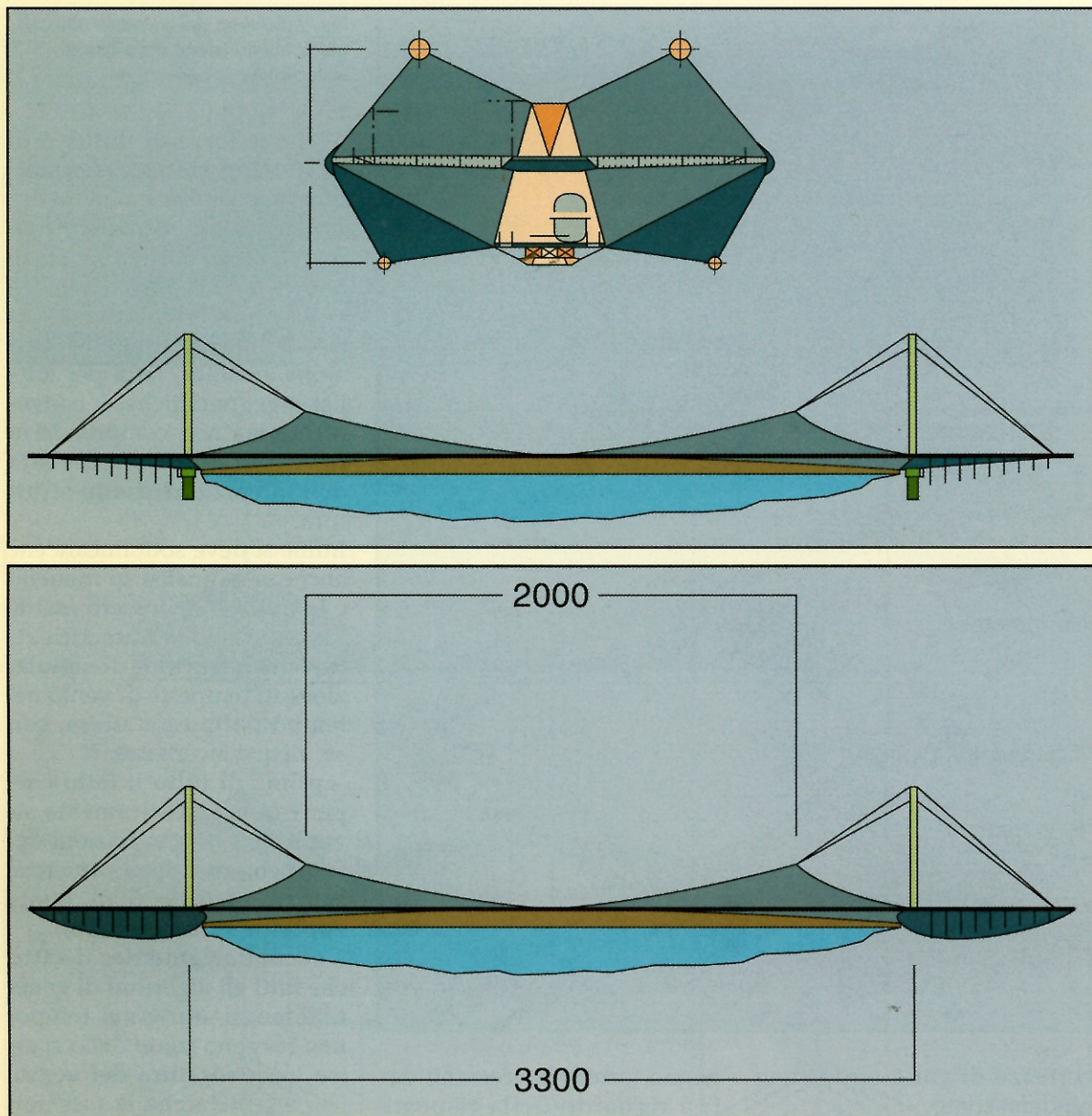


Fig. 6 Lo schema strutturale proposto da Musmeci: la tensostruttura a doppio effetto.

possibile dipanare tutti i problemi che sorgono attraverso una sorta di accanimento «analitico» nel migliorare uno schema per così dire antico, senza rivedere, in «sintesi», la concezione strutturale. Muovendosi su questa linea direttrice, Lin e Chow [4] propongono ad esempio di aumentare il rapporto freccia-luce da 1/10 a 1/15 in modo da ridurre gli sforzi sulle funi portanti.

L'incremento di costo derivante dalle torri più alte sarebbe compensato, secondo i proponenti, dalla riduzione del diametro delle funi.

N. J. Gimsing [3] ha indicato, con alcune suggestive proposte, come apportando alcune sostanziali modifiche alla classica disposizione piana delle funi e/o stralli, il comportamento statico e dinamico possa essere controllato ben oltre le luci attualmente raggiunte. K. Ostenfeld e A. Larsen [10] (fig. 5) hanno proposto sistemi inclinati di funi che riescono a stabilizzare trasversalmente l'impalcato ed hanno addirittura suggerito alcuni sistemi di controllo attivo che portino a una diminuzione delle azioni sollecitanti.

Sembra comunque importante che, nell'ambito delle luci libere oltre i 2000 m, l'affidabilità del processo di analisi

(teorica e sperimentale), di produzione, montaggio e manutenzione non può che essere fondata su chiare concezioni progettuali che rimuovano, o almeno sensibilmente riducano, le incertezze rilevate da molti autorevoli esperti.

OSSERVAZIONI CIRCA UNA PROPOSTA PROGETTUALE CON TENSOSTRUTTURA A DOPPIO EFFETTO

Viene a questo punto spontaneo domandarsi se, introducendo per i ponti di grandissima luce un modello ispirato alla concezione progettuale di S. Musmeci (che, progettato nel 1970, introduce tutte le innovazioni concettuali moderne allora non comprese) per

l'attraversamento dello stretto di Messina, basato su uno schema strutturale di tensostruttura a doppio effetto (fig. 6), si trovino dei vantaggi soprattutto per ciò che riguarda la riduzione della sensibilità della struttura agli effetti del vento.

In effetti esaminando il modello proposto ispirato alla soluzione Musmeci, sostituito da una tensostruttura a doppio effetto, si vengono a notare alcuni importanti fatti positivi, di seguito esposti.

MAGGIORE RIGIDEZZA AGLI EFFETTI DI MOMENTO TORCENTE E DI DRAG

Tale maggiore rigidità, quantificata per esempio nel caso di un ponte sospeso di 3300 m (con le caratteristiche principali riassunte in tab. 1), porta, a parità di momento, azioni del ponte con tensostruttura a doppio effetto pari a circa l'80% di quelle con schema classico.

In effetti però, dato che il momento applicato dipende dalla rotazione, le differenze si esaltano parecchio nel caso si tenga conto del legame momento torcente - rotazione attraverso il coefficiente aerodinamico di momento (C_M). Nella tab. 2 si riportano differenze in percentuale per la rotazione ottenuta per il ponte sospeso «classico» e con struttura a doppio effetto. La diminuzione delle rotazioni si riflette inoltre a sua volta sulle azioni di «drag» e di «lift» sofferte dal ponte, dipendendo C_D e C_L (coefficienti di drag e lift) dall'angolo di rotazione.

È chiaro inoltre che tale rigidità si riflette anche per quanto attiene il comportamento dinamico del ponte, in quanto aumentando la frequenza propria si va ad interessare contenuti spettrali più bassi per quanto riguarda la velocità del vento, ottenendo spostamenti totali in campo dinamico più bassi.

MAGGIORI RISERVE PROGETTUALI

Con tale espressione si intende affermare il concetto che si può intervenire con il «dosaggio» dello sforzo e della rigidità della fune traente nel progetto, irrigidendo perciò la struttura per quanto serve da un punto di vista della stabilità aeroelastica. In sostanza, si ha un parametro progettuale di «controllo» in più su cui si può agevolmente intervenire, che è quasi «variabile indipendente», mentre nello schema classico lo sforzo nella fune è imposto dalle condizioni di equilibrio, ed è assegnato non appena siano assegnati la geometria ed il carico. Tale vantaggio è inoltre particolarmente utile nella fase di montaggio del ponte, quando i carichi e la struttura non hanno assunto la configurazione finale.

Ma occorre sottolineare ancora il vantaggio di potere dotare queste funi stabilizzanti di smorzatori di tipo meccanico viscoso o isteretico ai punti di attacco, che certo potranno costituire una «riserva» importante per quanto riguarda lo smorzamento strutturale. Fenomeni insidiosi quali quelli aeroelastici e di distacco di vortici saranno perciò contrastati oltre che dallo smorzamento aerodinamico, con tutte le incertezze di valutazione prima sottolineate, anche dallo smorzamento di tali funi.

ELIMINAZIONE DEI PENDINI DI ESTREMITÀ

Un ulteriore vantaggio della soluzione proposta da Musmeci, ripreso poi in parte dalla soluzione di Lin per il ponte di Gibilterra, consiste nell'eliminazione dei lunghissimi pendini vicini al pilone, che offrono ben poca rigidità verticale.

Anche se la proposta progettuale deve ovviamente trovare ulteriori riscontri, sia numerici che economici, si ritiene comunque che questa rein-

TAB. 1.

Luce del ponte	3300 m		
Freccia della fune portante	300 m	Af (portante)	5.6m ²
Freccia della fune stabilizzante	80 m	Af (stabilizzante)	0.8 m ²
Inclinazione sulla verticale fune stabiliz.	30°		
Momento d'inerzia dell'impalcato, asse orizzontale	1.40 m ⁴		
Momento d'inerzia dell'impalcato, asse verticale	276.1 m ⁴		
Momento d'inerzia torsionale dell'impalcato	2.80 m ⁴		
$ C_M _{\alpha=0}$	0.007		
$dC_M/d\alpha _{\alpha=0}$	0,1 rad ⁻¹		
Velocità del vento di progetto (Quota impalcato)	60 m/s		

TAB. 2.

$dC_M/d\alpha \alpha=0$	0.1	0.5	1
$\Delta\alpha$ (%)	20.36	25.28	36.21
Δd (%)	27.37		

$$\Delta\alpha = (R_c - R_d) / R_c \times 100$$

R_c rotazione (quasi statica) in mezzeria del ponte sospeso con schema classico

R_D rotazione (quasi statica) in mezzeria del ponte sospeso con schema a tensostruttura a doppio effetto

$$\Delta d = (D_c - D_d) / D_c \times 100$$

D_c spost. orizz. (quasi statico) in mezzeria del ponte sospeso con schema classico

R_d spost. orizz. (quasi statico) in mezzeria del ponte sospeso con schema a tensostruttura a doppio effetto

terpretazione dell'idea di Musmeci abbia numerose doti che la rendono senz'altro degna di approfondimento per la scelta di soluzioni progettuali per ponti di grandissima luce.

OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Si è cercato, in questa nota, attraverso la riscoperta del progetto proposto da S. Musmeci, di dimostrare che esistono alcune possibilità di affrontare il problema del progetto di ponti di grandissima luce anche attraverso lo schema strutturale e non solo attraverso la strada (che può essere talora illusoria) di diminuire al massimo l'azione. Introdurre lo schema strutturale con tensostruttura a doppio effetto significa in sostanza fornire il progetto di «riserve strutturali» che risiedono nella rigidità (dosabile) delle funi traenti ed in un eventuale smorzamento meccanico (e non solo aerodinamico).

In altri termini, la struttura stavolta non è per così dire «disarmata» di fronte all'azione esterna, non si è costretti a

prevedere in maniera esatta l'azione (cosa che abbiamo visto essere in pratica impossibile), per cui si «dota» la struttura di rigidità e smorzamento ulteriori; questi costituiscono quella «riserva strutturale», quanto mai opportuna allorché ci si appresti ad un salto così imponente nella scala delle realizzazioni.

Riferimenti bibliografici

- [1] Proc. of Int. Symp. on Aerodynamics of large bridges, Copenhagen, 19-21 Feb. 1992, A. Larsen Ed.; A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1992.
- [2] IASS - CSCE International Congress, Innovative large span structures: concept, design, construction, Toronto 1992.
- [3] Gimsing N. J., Large Bridges of the future, Proc. of Int. Symp. on Aerodynamics of large bridges, Copenhagen, 1992.
- [4] Lin T. Y., Chow P., Gibraltar Strait crossing - a challenge to bridge and Structural Engineering International, 2/91.
- [5] Miyata T. et al., Aerodynamics of wind effect on the Akashi Kaikyo bridge, Atti Convegno ANIV IN VENTO '92, Capri.

[6] Finzi L., Castellani A., Innovative structural systems for a 2 miles span suspension bridge, IASS - CSCE Int. Cong., Innovative large span structures: concept, design construction, Toronto 1992.

[7] Madgen H. O., Ostenfeld - Rosenthal P., Wind criteria for long span bridges, Proc. Int. Symp. on Aerodynamics of large bridges, Copenhagen, 1992.

[8] Diana G., Falco, Indagine analitico sperimentale su un ponte sospeso di grande luce soggetto all'azione del vento, Atti del Convegno ANIV IN VENTO 1990.

[9] Scanlan R.H., Wind dynamics of long-span bridges, Proc. of Int. Symp. on Aerodynamics of large bridges, Copenhagen, 1992.

[10] Ostenfeld K., Larsen A., Bridge engineering and aerodynamics, Proc. of Int. Symp. on Aerodynamics of large bridges, Copenhagen, 1992.

[11] «Some aspects of the erection of the Storebelt east bridge» Mario De Miranda, Michel Petrequin, C.T.A., Giornate Italiane della costruzione in acciaio, Ancona, ottobre 1997.