



Approccio innovativo nella progettazione sismica del South Crossing Bridge in Guayaquil, Ecuador

Gian Michele Calvi

Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Istituto Universitario di Studi Superiori, Pavia

Matteo Moratti

Studio Calvi, Ingegneria e Architettura, Pavia

Antonio Villani

EQCO, Earthquake Consulting, Pavia - antonio.villani@eqco.it

Dario Pietra

EQCO, Earthquake Consulting, Pavia

Rui Pinho

Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università degli Studi di Pavia

Keywords: ponti strallati, progettazione sismica, dissipatori viscosi, connessioni pila impalcato

ABSTRACT

La progettazione sismica di ponti di grande luce ha ricevuto un forte impulso negli ultimi decenni, sia dal punto di vista della concezione strutturale che da quello pratico-costruttivo grazie soprattutto ai recenti esempi di progettazione e realizzazione di ponti strallati e sospesi in regioni altamente sismiche. Alcuni di essi inoltre hanno anche dimostrato con successo la validità delle innovazioni apportate nelle strategie progettuali adottate. Tale risultato ha pertanto spinto ad acquisire confidenza verso approcci progettuali di nuova concezione dove il buon comportamento strutturale, anche in caso di eventi sismici di estrema intensità, è garantito attraverso l'ausilio di dissipatori passivi di energia sismica unitamente a soluzioni strutturali sostanzialmente innovative per ponti di grande luce. Queste considerazioni sono alla base dei tentativi, sempre più numerosi, di adottare questa tipologia strutturale nelle operazioni di ricucitura di cesure morfologiche, che per anni hanno rallentato la naturale evoluzione dei flussi commerciali e la crescita economica di intere nazioni, con particolare riferimento a quelle soggette ad elevate rischi derivanti da disastri naturali come i terremoti. Questo articolo illustra alcuni degli aspetti principali che hanno caratterizzato la progettazione sismica del South Crossing Bridge nella città di Guayaquil in Ecuador, a partire dalle fasi preliminari di progettazione sino alle soluzioni adottate a livello definitivo.

1 INTRODUZIONE

Tra le strutture di grande luce sostenute da cavi i ponti strallati hanno guadagnato una sempre crescente popolarità verso gli addetti ai lavori, soprattutto grazie ad alcuni fondamentali vantaggi che li distinguono dai ponti sospesi: la loro eleganza, la necessità di opere di fondazione meno impegnative e gravose grazie all'assenza dei problemi legati all'ancoraggio di cavi principali, per finire con la maggiore facilità di esecuzione della struttura stessa.

Per questa serie di ragioni, i ponti strallati sono ampiamente considerati la tipologia strutturale più economica per luci fino a 1000 m. Nel caso del South-Crossing Bridge (SCB), la cui struttura principale si estende per 1248 m, la scelta progettuale è ricaduta, infatti, sulla tipologia di

ponte strallato con due campate principali ciascuna lunga 416 m.

Il SCB tuttavia, rappresenta soltanto una parte, sebbene quella tecnicamente più complessa, di un sistema di viadotti molto più ampio caratterizzato da oltre 48 km di strade a scorrimento veloce ed ulteriori 2.6 km di ponti e viadotti. Il sistema è di vitale importanza per gli interessi economici dell'Ecuador poichè destinato a diventare l'accesso principale al porto marittimo localizzato a sud di Guayaquil che ad oggi rappresenta il più grande ed importante porto dell'intera nazione.

Dal punto di vista ingegneristico il SCB si distingue dagli altri esempi di ponti strallati di grande luce già realizzati, per la sua singolare impostazione strutturale, caratterizzata da una inusuale configurazione pila-torre (a Y) che permette la dislocazione di due carreggiate fisicamente distinte ai lati della torre disposta centralmente.



Figura 1. Immagine fotorealistica del SCB.

L'impostazione data alla progettazione sismica del ponte infine, ripercorre volutamente quella già adottata per la progettazione e costruzione di alcuni degli ultimi ponti strallati di grande luce, nel caso specifico il 'Rion-Antirion bridge' in Grecia, sebbene attentamente rivalutata e ricalibrata per gli specifici obiettivi.

2 LA STRUTTURA DEL PONTE

2.1 Introduzione al sito e localizzazione del ponte

Il SCB attraversa il fiume Guayas a sud di Guayaquil, città posta a circa 250 Km dalla capitale dell'Ecuador, Quito. La localizzazione selezionata per la realizzazione del ponte vede un restringimento del letto del fiume che riduce la distanza tra il porto marittimo di Guayaquil e il sistema di autostrade del Duran-Boliche e Boliche-Puerto Inca, ad un valore minimo come mostrato in figura 1. Il fiume che attraversa, il Guayas, è il più grande e il più importante dell'intera regione costiera dell'Ecuador e la sua principale caratteristica è la presenza di una zona paludosa dove si è poi sviluppata l'area portuale.



b)

Figura 2. Localizzazione (a) - Sistema autostradale a supporto del SCB (b).

2.2 Configurazione Strutturale

Il SCB è un ponte di tipo strallato a campate continue sorretto da tre imponenti pile (P1, P2 e P3) impostate alla quota del livello del mare, ciascuna delle quali sormontata da due sistemi di torri con forma a Y e con un doppio ordine di stralli a supporto di due distinti impalcati compositi in acciaio e calcestruzzo, larghi 23.7 m ciascuno (Fig. 3).

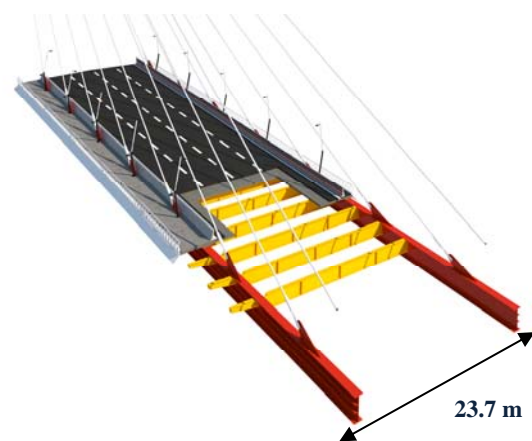


Figura 3. Dettaglio impalcato SCB

Il sistema di fondazione adottato è costituito da gruppi di 49 pali trivellati che intercettano ciascuna delle tre pile al livello medio del mare e si sviluppano per oltre 80 m di profondità. Le luci strutturali raggiunte nella configurazione finale sono di 208 m e 416 m rispettivamente per le campate laterali e per le due centrali, per una lunghezza complessiva di 1248 m (Fig. 4)

Da ciascuna delle tre pile del ponte si innalzano quattro torri strutturali in calcestruzzo fino ad un'altezza di 78 m dalla sommità delle pile stesse.



a).

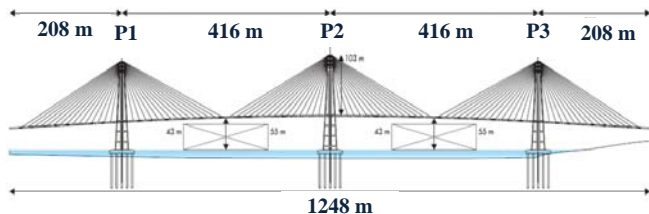


Figura 4. Profilo Longitudinale dello sviluppo del ponte.

Disposte a sbalzo, aggettanti verso l'esterno rispetto all'asse longitudinale del ponte e con un interasse in sommità pari a 46.6 m, le quattro torri strutturali di ciascuna pila sono successivamente raggruppate in coppie da una struttura composita in acciaio-calcestruzzo costituente la 'testa-torre', che a sua volta si sviluppa per ulteriori 25 m di altezza. L'altezza complessiva risultante del sistema di torri è pari a 103 m (Fig. 5).

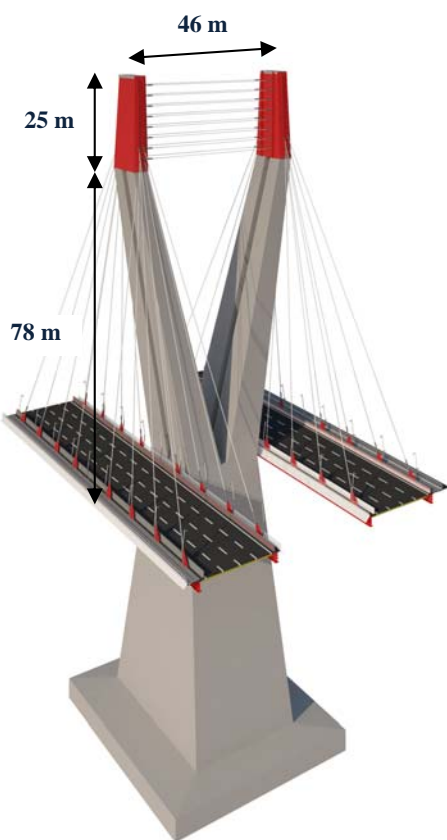


Figura 5. Dettaglio della pila del ponte.

Grazie all'utilizzo di sezioni rettangolari di tipo scatolare, le torri strutturali fungono anche da percorsi preferenziali per le operazioni manutentive e per il posizionamento degli ancoraggi degli stralli dei due impalcato su entrambi i lati della pila.

Questi ultimi, organizzati in quattro gruppi di stralli con disposizione a semi-ventaglio, si ancorano all'impalcato con interasse longitudinale pari a 12.6 m e verticalmente di 1.40 m in sommità. La tipologia di stralli adottata e costituita da cavi di tipo "locked-in-coil" per i vantaggi che essi offrono in termini di efficienza

strutturale e protezione contro la corrosione (Troitsky et al. 1997). Una connessione bilanciata tra i due terminali testa-torre in struttura composita è infine realizzata attraverso un ulteriore gruppo di 14 cavi ad elevata resistenza anch'essi di tipo locked-in-coil, organizzati in un doppio ordine di 7 cavi disposti orizzontalmente.

Il sistema a doppio impalcato del ponte, ciascuno largo 23.7 m, è organizzato in due carreggiate veicolari di 17.6 m affiancate, esternamente, da corsie pedonali larghe 3.5 m separate con tradizionali barriere di protezione laterali. Una tale organizzazione delle sezioni trasversali di ciascun impalcato risulta in una configurazione localmente asimmetrica della singola sezione di impalcato che tuttavia, determina una simmetria d'insieme se si considera la sezione trasversale dell'intera struttura.

La connessione pila-impalcato è realizzata mediante l'accoppiamento di dispositivi rigidi attivi per le azioni statiche e del vento e da un sistema di dissipatori viscosi attivi in caso di eventi sismici. Per le stesse ragioni due coppie di dissipatori ed elementi fusibile sono disposti anche in corrispondenza delle pile di transizione di ciascun impalcato, anch'esse con forma a Y (Fig.6) e utili a svincolare l'interazione dei due sistemi strutturali (ponte strallato e viadotto di approccio) consentendo una progettazione sostanzialmente indipendente dei due sistemi.

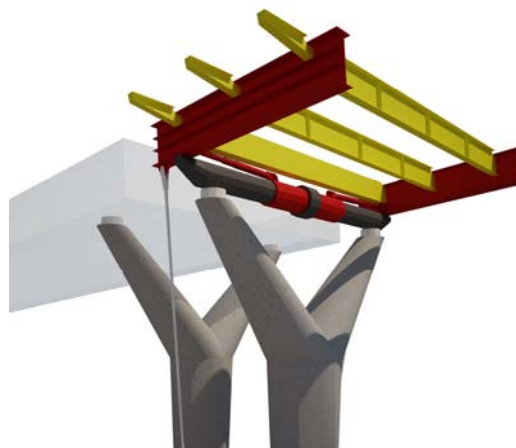


Figura 6. Dettaglio delle pile di transizione del ponte.

3 PROGETTAZIONE STATICA DEL SCB

3.1 Linee guida e carichi per la progettazione statica del SCB

L'analisi globale del SCB in condizioni statiche è stata effettuata con riferimento alle normative europee (Eurocodici) ed in accordo con i carichi di progetto descritti in tabella 1.

Tabella 1. Carichi permanenti strutturali e non strutturali adottati per l'analisi del SCB.

Caso di carico	Entità del Carico	Descrizione
CPS	4.5 KN/m ²	Carichi permanenti non strutturali
Added Furnitures	5.0 KN/m	Carico di forniture aggiuntive necessarie in fase di esercizio
CP	183 KN/m	Carichi permanenti strutturali.
PMP	9.15KN/m	Incrementi del 5% dei pesi strutturali dell'impalcato.
CPSM	0.2*CPS	Incrementi del 20% dei carichi permanenti non strutturali.
CPMD	0.208 m	Effetti delle deformazioni imposte alle estremità dei tre sistemi isostatici con mensole a sbalzo, per considerare eventuali imprecisioni in fase di realizzazione dell'impalcato

Le macro-fasi caratterizzanti la progettazione definitiva del ponte possono essere riassunte nei seguenti passi:

- Analisi del comportamento strutturale e definizione delle forze di pretensione degli stralli sotto gli effetti dei carichi strutturali e non strutturali al fine di ottenere la teorica configurazione indeformata di progetto del ponte in condizioni di carico permanente.
- Dimensionamento e verifica dei principali elementi strutturali (cavi, impalcato, torri, pile e fondazioni);
- Analisi delle condizioni di vincolo temporanee e permanenti seguendo la costruzione per fasi di tipo "Cantilevering Staged Construction".

L'adozione di un'analisi per fasi costruttive ha consentito di ripercorrere la reale storia evolutiva delle fasi di vincolo e di carico dell'intera struttura, a partire dalle tre campate isostatiche e stabilizzate con vincoli temporanei, fino alla congiunzione di ciascuna campata con l'adiacente per mezzo della posa del segmento di chiave, determinando così l'iperstaticità che caratterizza questa tipologia strutturale e consentendo una realistica determinazione delle forze di pretensione degli stralli.

3.2 Carichi variabili da traffico

La definizione dei carichi variabili da adottare per l'analisi globale del SCB ha richiesto una particolare attenzione. Per ponti di grande luce, infatti, la composizione delle colonne di carico da adottare per l'analisi globale spesso non trova un preciso riscontro nelle normative internazionali e, da quelle che forniscono indicazioni in merito,

spesso scaturiscono modelli di carico estremamente differenti.

Prima di adottare uno specifico modello di carico per l'analisi statica globale del SCB, si è ritenuta necessaria una revisione di alcune delle normative internazionali, nella fattispecie la normativa francese (Chaiier des prescriptions communes – CPC Fascicule No. 61, titre II, 1961), la normativa inglese (BD 37/01), gli Eurocodici (anche con riferimenti alle recenti NTC 2008 italiane) e la normativa americana (AASHTO, 2007). Tra le quattro normative selezionate almeno due sono state già adottate per il progetto di alcuni tra i più noti esempi di ponti di grande luce realizzati in Europa come il ponte di Normandia e il Rion- Antirion in Grecia.

Al fine di effettuare un paragone omogeneo tra le varie normative, si è assunta la seguente configurazione della sezione di impalcato in progetto:

- La classe del ponte è di tipo stradale e ciascuno dei suoi distinti impalcato è costituito da una larghezza complessiva della sede stradale pari a 17.6 m, individuata dalle due barriere di sicurezza in calcestruzzo, una delle quali definisce il limite per la corsia pedonale posta lateralmente.
- La configurazione delle corsie di progetto prevede un numero totale di 4 corsie tipiche ed una corsia di emergenza rispettivamente larghe 3.65 m e 3 m, con una corsia pedonale laterale larga 3.50 m.

Per tutti i valori adottati nell'analisi comparativa dei carichi variabili, si è fatto riferimento a carichi fattorizzati secondo i rispettivi coefficienti di sicurezza su carichi e materiali in modo da ottenere valori consistenti ed omogenei. Un simile approccio, che tiene conto del livello di sicurezza implicitamente definito in ciascuna normativa, ha permesso un realistico confronto delle prescrizioni progettuali fornite in differenti nazioni. I risultati ottenuti sono riassunti in figura 7. I modelli di carico sono stati confrontati in termini di carico medio esteso a tutta la sede stradale, ivi inclusa la corsia pedonale. Nello specifico i valori di confronto fanno riferimento a lunghezze caricate superiori ai 200 m.

Occorre sottolineare come per le norme AASHTO si siano utilizzati valori riferiti a ponti standard poichè, in questa normativa, non si forniscono specifiche prescrizioni per ponti con grande luce e che la versione attuale delle norme AASHTO sottostima largamente i valori dei carichi da traffico se confrontata con le

definizioni riportate dalle altre normative. Sempre in figura 7 si osserva come gli Eurocodici in generale e le Norme Tecniche Italiane nello specifico, sono in grado di garantire un livello di sicurezza paragonabile con quello derivante dall'applicazione della normative inglese (BD 37/01) e persino conservativo se paragonato con la normativa francese. NTC 2008 - LM1 identifica i carichi di progetto da adottare per lunghezze caricate inferiori a 300 m, NTC 2008 - LM6 è invece rappresentativo delle specifiche condizioni di progetto per lunghezze caricate superiori a 300 m.

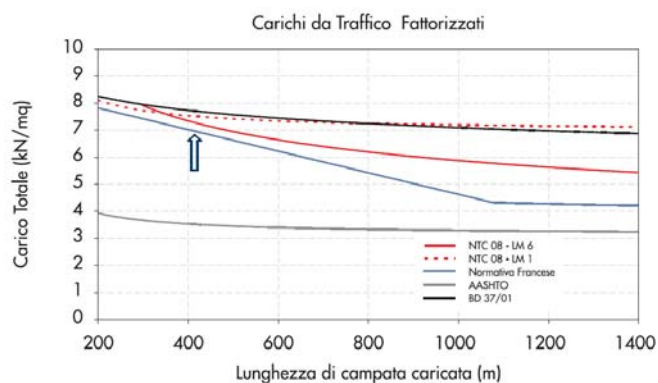


Figura 7. Paragone dei carichi da traffico con luci caricate superiori ai 200 m.

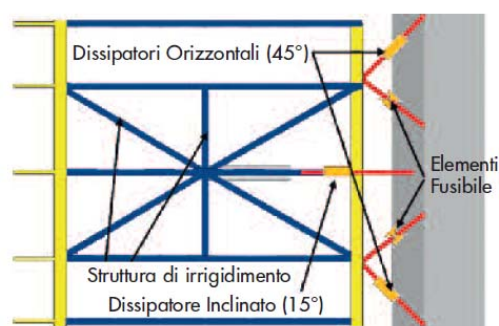
Riconoscendo che tutte le formulazioni di modelli di carico considerate sono affette da un certo grado di approssimazione come dimostrato da Buckland et al. (1991), e che il rapporto tra i carichi applicati su carreggiate con più corsie varia a seconda della lunghezza della carreggiata caricata e non è perciò costante, per il progetto del SCB si è deciso di adottare le indicazioni contenute negli Eurocodici per la definizione delle azioni derivanti dai carichi da traffico.

4 PROGETTAZIONE SISMICA DEL SCB

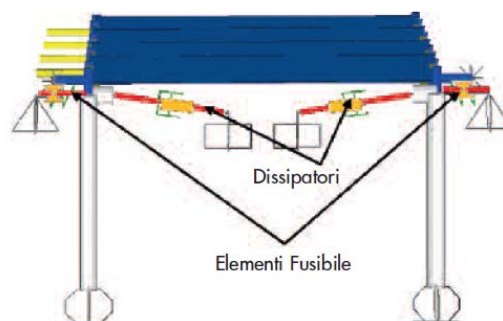
4.1 Progettazione sismica concettuale del SCB

La protezione sismica del SCB è stata percepita come l'aspetto più importante del progetto sin dalle prime fasi della sua progettazione concettuale. Al fine di conseguire un livello di protezione sismica elevato si è scelto di adottare un approccio basato sul "Total Suspension Concept" (Virlogeux et al. 2001). Questo concetto, in passato implementato con successo nella progettazione sismica del ponte Rion-Antirion in Grecia (Combault et al. 2005), implica la sostanziale assenza di qualsiasi connessione strutturale tra pile e impalcato ad eccezione di dissipatori sismici, consentendo la libera oscillazione dell'impalcato sotto gli effetti

del sisma. La soluzione utilizzata comporta inevitabilmente l'aumento della flessibilità dell'intero sistema strutturale, risolta, dal punto di vista statico, incrementando la rigidità del sistema pila-torri per la direzione longitudinale, mentre in direzione trasversale sono stati introdotti degli elementi di vincolo rigido (elementi fusibile) tra pila e impalcato. Tali elementi stabiliscono un vincolo 'statico' bilatero tra pile principali/transizione ed impalcato, impedendone gli spostamenti trasversali e longitudinali nei casi di carichi da vento e da traffico eccentrici o non bilanciati. Sotto gli effetti di una sollecitazione sismica, gli elementi fusibile sono calibrati per rompersi ad un livello predefinito di forza, consentendo gli spostamenti relativi e la conseguente dissipazione energetica derivante dall'attivazione dei dispositivi viscosi.



a)



b)

Figura 8. Disposizione di dissipatori viscosi ed elementi fusibile tra pila principali ed impalcato (a) – e tra pile di transizione ed impalcato (b).

L'utilizzo congiunto di elementi sacrificali e dissipatori viscosi consente di raggiungere il giusto compromesso tra riduzione di forze indotte dagli impalcato al sistema pila-torre e di spostamenti relativi tra impalcato e pile in caso di sisma. Sistemi di connessione analoghi sono stati adottati anche al livello delle pile di transizione del ponte. La calibrazione dei dissipatori viscosi non lineari è stata ottenuta attraverso analisi parametriche effettuate anche a scopo di validazione del concetto strutturale adottato e del criterio di predimensionamento seguito, basato su

un approccio agli spostamenti (Calvi et al. 2010). Sono stati adottati dissipatori viscosi di tipo non-lineare per ottenere un maggior controllo del livello di forza sviluppato nelle connessioni e, considerate le premesse del rischio sismico della zona e le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, come misura cautelativa contro gli effetti derivanti da scosse sismiche caratterizzate da elevati valori di velocità.

Nelle analisi parametriche di calibrazione del sistema fusibili-dissipatori si è proceduto alla caratterizzazione ed analisi dinamica della struttura per differenti casi di vincolo e diverse disposizioni degli elementi dissipativi, a partire dalla assenza di connessioni fino a connessioni rigide e intermedie. Quest'ultimo scenario è stato appunto ottenuto attraverso una stima delle proprietà dei dissipatori viscosi di tipo non lineare per spostamenti relativi dell'impalcato di 1.0 m e 0.5 m, rispettivamente in corrispondenza delle pile principali e di transizione. I risultati ottenuti (Tab. 2 e Tab. 3) dimostrano che ai fini della protezione sismica del ponte, la soluzione con connessioni intermedie risulta in un miglior comportamento poiché garantisce una sensibile riduzione sia di spostamenti che di forze trasmesse agli elementi della struttura.

Tabella 2. Effetti del tipo di connessione pila impalcato sulle forze trasmesse alla base delle torri

Tipologia coness.	Taglio Longitudinale (MN)	Taglio Trasvers. (MN)	Momento Trasv. (MNm)
Intermed.	244	223	468
Rigida	313	277	580
Libera	251	258	476

Tabella 3. Effetti del tipo di connessione pila impalcato sugli spostamenti dell'impalcato in corrispondenza della pila P2

Tipologia coness.	Longitudinale (m)	Trasvers. (m)	Verticale (m)
Intermed.	0.50	0.68	0.24
Rigida	0.12	0.06	0.05
Libera	0.17	0.78	0.28

4.2 Definizione dei carichi Sismici di progetto

La progettazione sismica del SCB è stata preceduta da una revisione della sismicità dell'intera area attraverso un approccio di tipo probabilistico alla pericolosità sismica del sito (PSHA) con l'obiettivo di caratterizzare in maniera compiuta gli input sismici da adottare per le analisi strutturali. Questo tipo di analisi ha fornito spettri a rischio sismico uniforme (UHS) in pseudo-accelerazione con il 5% di smorzamento e direzione arbitraria della componente di sollecitazione e per due principali

periodi di ritorno, 500 e 2000 anni, implicando rispettivamente il 2% ed il 10% di probabilità di superamento in 50 anni.

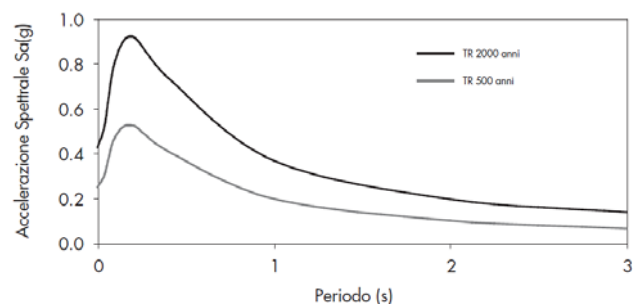


Figura 9. Spettri a rischio sismico uniforme – UHS – per periodi di ritorno di 500 e 2000 anni.

L'accelerazione di picco al suolo (PGA) per periodi di ritorno di 500 e 2000 anni è stata calcolata attorno a valori di 0.248g e 0.426g rispettivamente (Fig. 9), che riflettono l'intervallo di pericolosità indicato per l'area della città di Guayaquil nelle mappe di rischio sismico analizzate per la zona relativa all'Ecuador (Dimaté et al. 1999). La selezione della serie di sette accelerogrammi da utilizzare per le analisi strutturali del ponte è stata effettuata mediante un'analisi di disaggregazione degli spettri a rischio sismico uniforme per il periodo di ritorno utilizzato e nell'intorno del periodo di vibrazione principale preliminarmente stimato (6.5 sec), per poi stabilire gli scenari che maggiormente contribuiscono alla pericolosità sismica del luogo in termini di magnitudo e distanza.

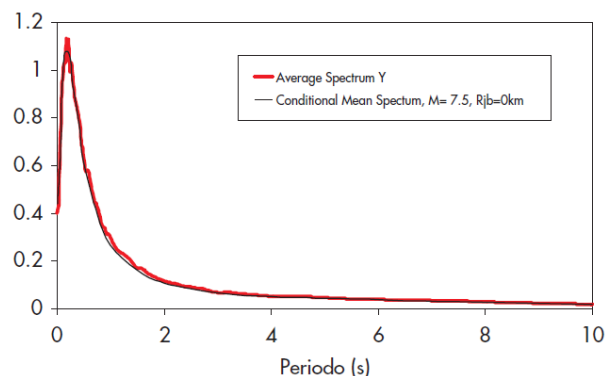


Figura 10. Corrispondenza tra lo spettro di risposta medio e lo spettro di progetto in direzione Y (trasversale).

Gli accelerogrammi naturali selezionati sono stati quindi opportunamente modificati per risultare compatibili con i relativi spettri di progetto (Fig. 10), attraverso tecniche di perturbazione con piccole onde (Hancock et al. 2006), ma preservando le principali proprietà non stazionarie del segnale originario (SeismoMatch - Seismosoft, 2010).

In merito ai criteri di progettazione sismica adottati, in sede di progetto sono state considerate tre principali intensità sismiche:

- Sisma per Verifiche di Sicurezza (SEE)
- Sisma per Verifiche di Funzionalità (FEE)
- Sisma per Verifiche in Costruzione (CEE)

La prestazione della struttura per le intensità sismiche individuate è stata caratterizzata attraverso l'identificazione di due principali stati limite di progetto, Stato limite Ultimo (SLU) e Stato limite di Servizio (SLS) e due livelli prestazionali, Livello di Servizio Immediato e Livello di Danno, che a sua volta viene ulteriormente suddiviso in Danno Minimo e Riparabile. In tabella 4 si riassumono le deformazioni limite assunte alla base delle verifiche di performance strutturale sotto gli effetti dell'azione sismica per elementi strutturali in c.a.

Table 4. Stati Limite di Progetto: Deformazioni limite in Sezioni in C.a. Confinata

Stato limite Strutturale			
SLS		SLU	
Calcestruzzo (compr.)	Armatura (traz.)	Calcestruzzo (compr.)	Armatura (traz.)
Elastico (<0.4%)	Elastico (<1.0%)	0.4-0.6%	1.0-1.2%

Come per le pile e le torri anche impalcato, stralli e giunti di espansione, in seguito ad eventi di tipo SEE, devono fornire la necessaria resistenza senza o con richiesta di duttilità limitata, che per gli stralli si traduce in una limitazione delle deformazioni a valori non superiori a 0.01-0.015%, generalmente corrispondente al raggiungimento del 70-80% della capacità minima di rottura del cavo (f_{uk}) dichiarata dal produttore (Gimsing et al. 1998). Gli spostamenti residui relativi, in corrispondenza dei giunti, devono infine essere limitati a valori non superiori ai 300 mm.

4.3 Modellazione agli elementi finiti del SCB

Le analisi strutturali del SCB, sia statiche che dinamiche, sono state effettuate con l'ausilio del software di calcolo SAP 2000 v. 11, adottando il modello ad elementi finiti sinteticamente descritto in figura 11 e per mezzo di elementi 'frame', 'shell', 'cable' e 'link'. Quanto alla distribuzione delle masse dell'intera struttura, in tabella 4 si fornisce una descrizione riassuntiva dei valori adottati per i principali elementi strutturali.

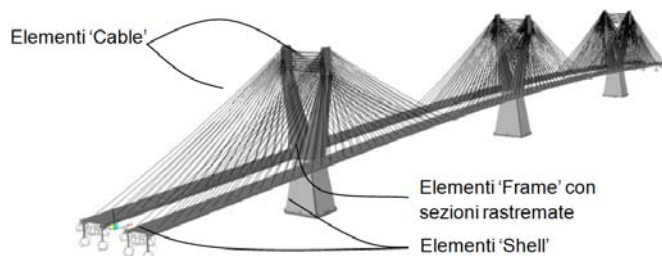


Figura 11. Modello strutturale ed elementi finiti utilizzati per la modellazione strutturale.

Tabella 4. Distribuzione delle masse nel SCB

Tipologia coness.	Pila P1 (Kt)	Pila P2 (Kt)	Pila P3 (Kt)
Impalcato	29.35	29.46	29.35
Stralli	1.64	1.75	1.64
Torri	7.22	7.22	7.22
Pile	43.08	53.07	43.08

In particolare la modellazione delle connessioni pila impalcato è stata effettuata tramite elementi link di tipo 'damper' per le connessioni preposte al controllo dinamico, e di tipo 'multilinear' per le quelle dedicate al controllo statico.

Grazie alla configurazione geometrica adottata per queste connessioni (Fig. 8) il loro effetto è risultato evidente in tutte le direzioni principali X, Y e Z, anche se con differenti contributi in termini di smorzamento risultante. Nello specifico si sono adottati 6 dissipatori viscosi e 4 elementi fusibili per ciascuna delle pile principali e 2 dissipatori ed elementi fusibile per ciascuna delle pile di transizione. I dispositivi seguono delle leggi forza spostamento e forza velocità differenti a seconda che si tratti di connessione per pila principale o pila di transizione in corrispondenza delle spalle.

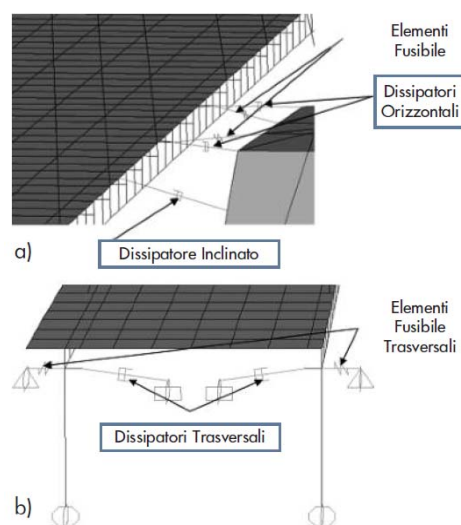


Figura 12. Connessioni con Dissipatori Viscosi: a) Pila-Impalcato - b) Spalle-Impalcato.

- Pila principale:

$$F_{\text{damper}} = C v^{\alpha} \quad \text{dove } \alpha = 0.15 \text{ e } C = 4.5 \text{ MNs/m}^{\alpha}$$

$$F_{\text{fusibile}} = k y \quad \text{dove } F = 5 \text{ MN a } y = 0.1 \text{ m}$$

– Pila di transizione:

$$F_{\text{damper}} = Cv^\alpha \text{ dove } \alpha = 0.15 \text{ e } C = 3\text{MN s/m}^\alpha$$

$$F_{\text{fusibile}} = ky \text{ dove } F = 2\text{MN a } y = 0.1\text{m}$$

Gli effetti di interazione terreno-struttura, che si originano in corrispondenza delle fondazioni delle torri, sono stati modellati per mezzo di molle lineari equivalenti e rappresentative dell'intero sistema di pali, le cui proprietà sono state stimate in seguito ad analisi non-lineari effettuate con modelli semplificati per la sovrastruttura e più dettagliati nella modellazione del sistema fondazionale e del suolo sottostante.

In particolare si sono adottati elementi tipo 'beam column' per il sistema di pali e molle con comportamento non-lineare posizionate in X, Y e Z per il suolo circostante, il tutto implementato nel software di calcolo Open- Sees v.2.0.

I valori utili alla definizione della matrice delle rigidezze del sistema di pali adottato per la modellazione dell'interazione terreno-struttura, sono stati quindi derivati in corrispondenza del massimo spostamento richiesto per il sistema fondazionale, stimato intorno a valori di 0.4 m (Fig. 10).

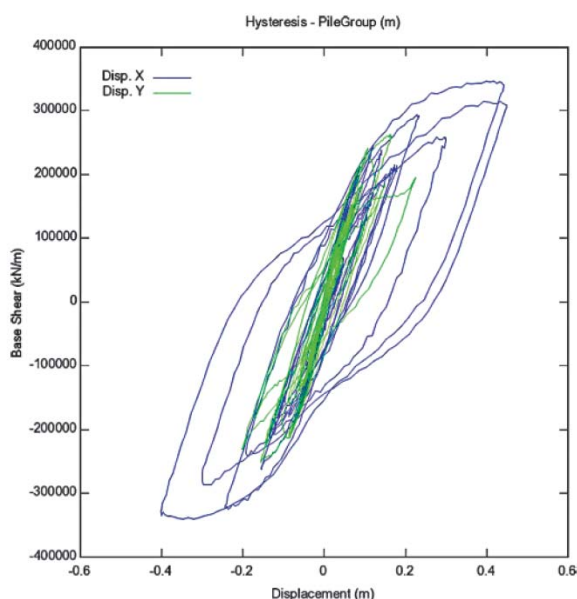


Figura 10. Ciclo isteretico del gruppo di pali (Pila P3).

4.4 Progetto e verifica degli elementi strutturali del SCB

Le verifiche strutturali sono state effettuate per i due principali stati limite di progetto (Stato Limite Ultimo e di Servizio) e per entrambe le combinazioni, statiche e dinamiche.

Per la stragrande maggioranza degli elementi strutturali oggetto di verifica specifica tuttavia, le sollecitazioni dovute dall'azione sismica, derivate dalle medie delle sollecitazioni ottenute dalle sette analisi time-history effettuate, si sono dimostrate determinanti ai fini delle verifiche

strutturali definitive. In particolare per l'impalcato composito sono state effettuate verifiche per 29 differenti sezioni su ciascuno dei due impalcati, per un totale di 58 segmenti tipologici. Le verifiche di resistenza allo SLU sono state eseguite tramite un confronto tra lo stato di sollecitazione dovuto a differenti combinazioni delle azioni su travi e soletta delle sezioni di progetto ed i relativi domini di resistenza, ottenuti nella forma di diagrammi di interazione M-N (Fig.11).

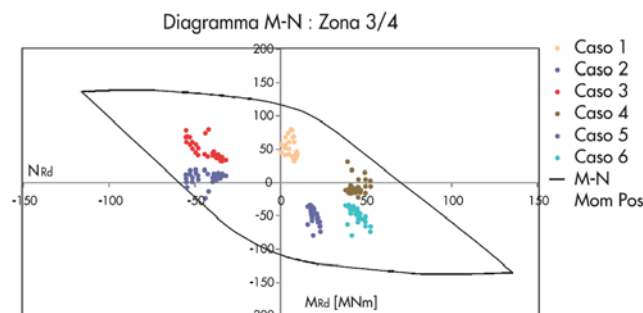


Figura 11. Verifiche di resistenza con domini di interazione

L'insieme delle verifiche effettuate ha consentito di riscontrare una risposta globalmente elastica dell'impalcato composito sotto gli effetti dell'azione sismica allo stato limite ultimo (SEE). Per i casi di verifica il cui stato di sollecitazione è risultato particolarmente vicino alla superficie di snervamento della sezione resistente (e.g. per il segmento di congiunzione tra le campate principali - Fig. 11), sono da attendersi locali e limitate plasticizzazioni dell'acciaio di armatura ed un'altrettanto limitata fessurazione della sezione in calcestruzzo.

Considerati i valori di deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio impliciti in stati di sollecitazione giacenti sulla superficie di snervamento della sezione, è possibile affermare che gli obiettivi prestazionali afferenti al livello di Danno Riparabile sono stati ampiamente soddisfatti dalle soluzioni progettuali adottate.

Le verifiche strutturali relative alle torri del SCB, per via della loro particolare configurazione geometrica, hanno richiesto l'adozione di un numero minimo di quattro sezioni di controllo lungo lo sviluppo verticale delle torri per la definizione del quantitativo di armatura atto a garantire la verifica dello stato limite di progetto in termini di percentuali geometriche di armature.

I diagrammi di interazione ottenuti per le sezioni di verifica, mostrano che le sollecitazioni sismiche possono essere assorbite con ragionevoli quantitativi di acciaio d'armatura e soprattutto senza alcuna richiesta significativa di duttilità per le sezioni di progetto.

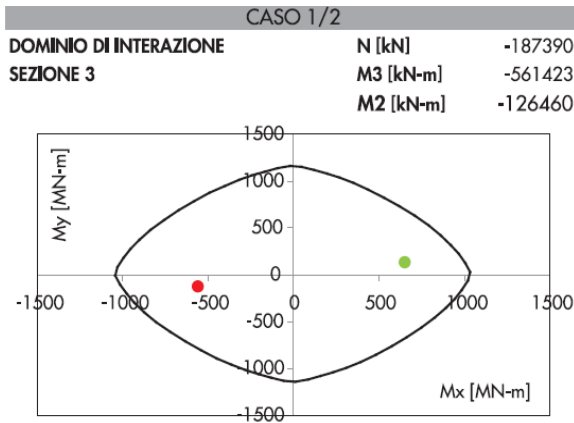
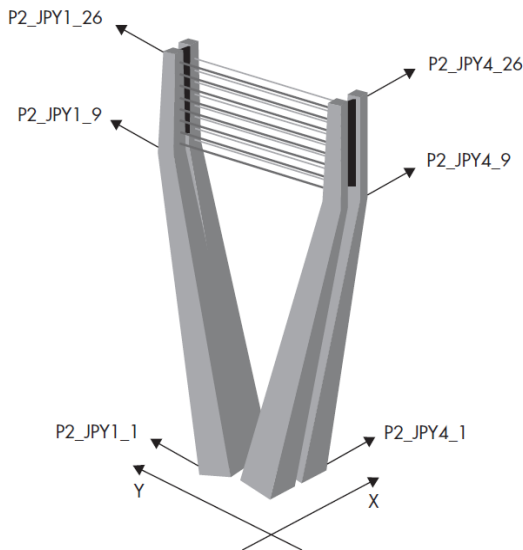


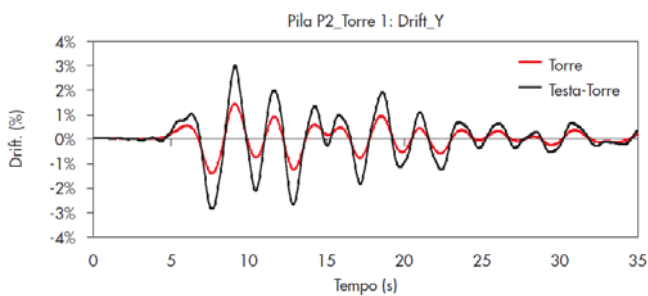
Figura 12. Diagramma di interazione per Torre1 –Pila 2 ($\rho_{sl} = 3.5\%$, $A_{sl,tot} = 9765 \text{ cm}^2$)

Tutti gli stati di sollecitazione derivanti dall'azione sismica infatti, sono inclusi all'interno dei domini di interazione la cui definizione deriva da assunzioni su deformazioni di calcestruzzo ed acciaio rispettivamente pari a 3.5 % e 1% (Fig. 12).

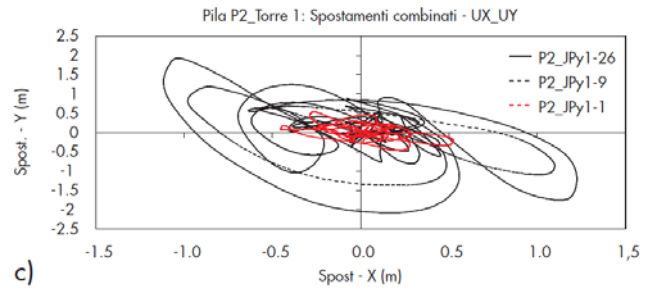
Inoltre uno specifico controllo è stato ritenuto indispensabile per il monitoraggio dell'entità degli spostamenti relativi e globali osservati per tali elementi strutturali (torri ed elementi testa-torre) durante la sollecitazione sismica (Fig. 13).



a)



b)



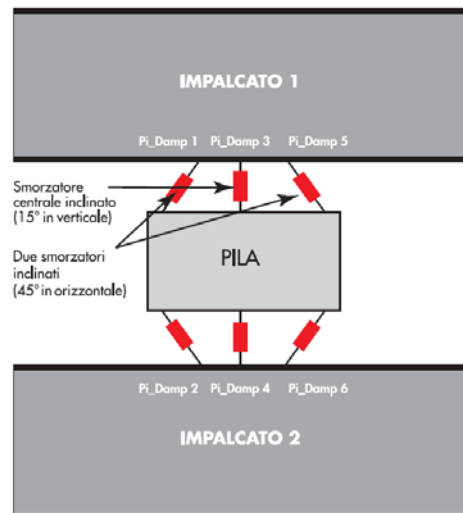
c)

Figura 13. Punti di controllo per analisi dinamiche a) – Spostamenti relativi Torre in dir. Y b) – Spostamento combinato X-Y c).

Le prestazioni dei dissipatori viscosi non-lineari durante le analisi dinamiche sono state infine verificate in termini di capacità di spostamento e di forza, preliminarmente determinate su base di approcci agli spostamenti per connessioni tra pila e impalcato (Calvi et al. 2010).

I risultati ottenuti in seguito alle analisi dinamiche hanno mostrato un'ottima corrispondenza con i valori assunti in sede di progetto. In figura 14b sono presentati i valori medi delle capacità di spostamento richieste per i dissipatori viscosi previsti e l'andamento tipico dei cicli di isteresi in forze e spostamenti assiali di alcuni degli dissipatori posti tra pila ed impalcato. E' possibile osservare la buona corrispondenza ottenuta con i valori assunti alla base del progetto preliminare dei dissipatori (1 m - 4.5 MN e 0.5 m - 3 MN).

Una serie specifica di analisi e modellazioni agli elementi finiti è stata invece intrapresa per il segmento testa-torre, l'elemento indubbiamente più complesso dell'intero progetto data la sua stessa complessità geometrica ed il numero di forze concentrate agenti su di esso. Per dettagli si rimanda il lettore a quanto riportato in Calvi et al. 2011.



a)

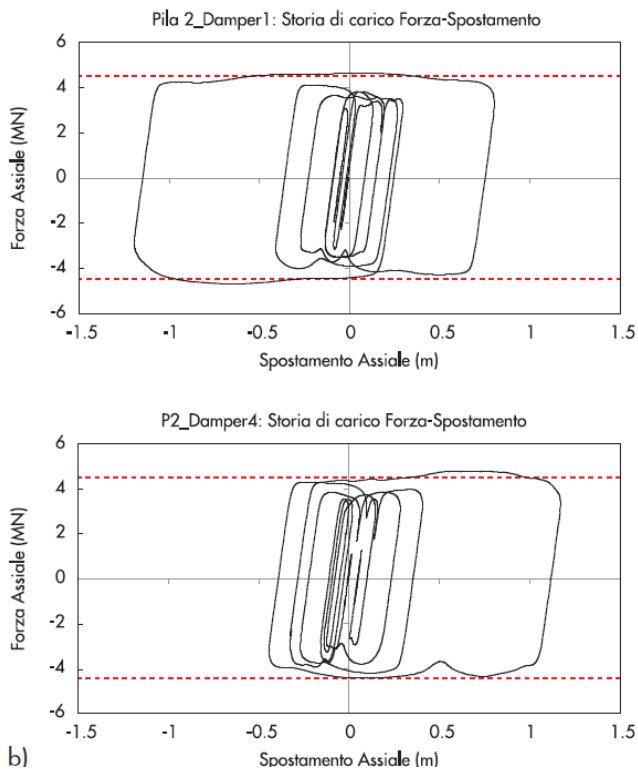


Figura 14. Punti di controllo per analisi dinamiche a) – Spostamenti relativi Torre in dir. Y b) – Spostamento combinato X-Y c).

5 CONCLUSIONI

In quest'articolo è stata sinteticamente descritta l'esperienza progettuale relativa ad un ponte strallato di grande luce localizzato in Ecuador, una regione caratterizzata da una forte sismicità. Un'attenta analisi delle strategie e dell'iter progettuale seguito nella progettazione di recenti ponti strallati di grande luce, alcuni di essi situati in zone ad elevato rischio sismico, ha permesso di proporre diverse soluzioni alle molteplici criticità che caratterizzano la progettazione di interventi di risonanza non solo tecnica ma anche politico-economica.

In primo luogo, la scelta dei codici normativi di riferimento, per quanto rappresenti un passo dovuto in qualsiasi intervento di progettazione strutturale, può esercitare una notevole influenza nella progettazione di ponti di grande luce in conseguenza dei differenti approcci adottati nei diversi paesi. La completezza e il livello di sicurezza garantito dal rispetto degli Eurocodici ha portato alla loro adozione come codice di riferimento per la progettazione strutturale del SCB. L'approccio intrapreso per la progettazione sismica, ivi incluso il dimensionamento dei dispositivi di dissipazione energetica invece, esulano dalla comune prassi progettuale e rappresenta uno dei pochi esempi di approccio

globale alla progettazione sismica di un'opera infrastrutturale di simile rilevanza.

I risultati ottenuti nel corso delle analisi dinamiche non-lineari e le verifiche strutturali successivamente effettuate, hanno dimostrato la bontà della strategia di protezione sismica adottata, caratterizzata in particolare dall'applicazione del 'Total Suspension Concept', che unitamente all'utilizzo di dispositivi di protezione e dissipazione dell'energia sismica, ha permesso di trovare il giusto compromesso tra riduzione di spostamenti e forze indotte dal sisma agli elementi strutturali assicurando, allo stesso tempo, la necessaria funzionalità del ponte in fase di esercizio.

REFERENCES

- AASHTO LRFD, 2007. Bridge Design Specifications SI units, 4th Edition. Section 3: Loads and Load Factors.
- Buckland P.G., 1991. North American and British Long-Span Bridge Loads, *Journal of Structural engineering*, **117**(10), 2972-2987.
- Calvi G.M., Sullivan T.J., Villani A., 2010. Conceptual seismic design of Cable-Stayed Bridges, *Journal of Earthquake Engineering*, **14**, 1-33.
- Calvi G.M., Moratti M., Villani A., Pietra D., Pinho R., 2011. Progettazione sismica di un ponte strallato di grande luce: il South Crossing Bridge in Guayaquil, Ecuador, *Progettazione sismica*, **1**, 45-85.
- CEN (2005) - EN 1991 - Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, European Committee for Standardization, Brussels.
- Combault J., Pecker A., Teyssandier J.P., Tourtois J.M., 2005. Rion-Antirion Bridge, Greece-Concept, Design, and Construction, *Structural Engineering International*, 22-27.
- CPC, 1961. Fascicule No. 61, titre II: Cahier des prescription communes applicables aux marches des travaux publics, relevant des services de l' equipement.
- Departmental standard BD 37/88, 1989. Loads for highway bridges, *Department of Transport Highways and Traffic, South Ruislip, Middlesex, England*.
- Dimate C., Drake L., Yezpe H., Ocoloa L., Rendon H., Grunthal G., Giardini D., 1999. Seismic hazard assessment in the Northern Andes, (*PILOTO Project*), *Annali di Geofisica*, **42**(6), 1039-1055.
- D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Gimsing N.J., 1998. Cable Supported Bridges, concept & design, 2nd edition, *John Wiley*.
- Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., McCoy E., Mendis R., 2006. An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motions Using Wavelets, *Journal of Earthquake Engineering*, **10**, 67-89.
- Seismosoft, 2010. SeismoMatch: A computer program for spectrum matching of accelerograms. *Disponibile in rete presso: www.seismosoft.com*.
- Troitsky M.S., 1997. Cable-stayed bridges, *Crosby Lockwood Staples, London*.
- Virlogeux M., 2001. Bridges with multiple cable-stayed spans, *Structural Engineering International*, **11**(1), 61-82.