

**UNIVERSITÀ DI PISA**  
**Scuola di Dottorato in Ingegneria “Leonardo da Vinci”**



**Corso di Dottorato di Ricerca in  
Scienze e Tecniche dell'ingegneria Civile**

**Tesi di Dottorato di Ricerca**

**Valutazione e controllo del  
danneggiamento per fatica nei ponti  
ferroviari in acciaio**

*Francesco Vittorio Lippi*

*Anno 2011*

**UNIVERSITÀ DI PISA**

**Scuola di Dottorato in Ingegneria “Leonardo da Vinci”**



**Corso di Dottorato di Ricerca in  
Scienze e Tecniche dell’Ingegneria Civile**

**Tesi di Dottorato di Ricerca**

**Valutazione e controllo del  
danneggiamento per fatica nei ponti  
ferroviari in acciaio**

*Autore:*

*Francesco Vittorio Lippi*

*Relatori:*

*Prof. Ing. Walter Salvatore (Dip. Ing. Civile – Università di Pisa)*

*Dott. Ing. Giuseppe Chellini (Dip. Ing. Civile – Università di Pisa)*

*Ing. Marco Tisalvi - RFI*

*Anno 2011*

**Settore Scientifico Disciplinare ICAR/09 – Tecnica delle Costruzioni**

## SOMMARIO

La corretta pianificazione degli interventi di manutenzione delle infrastrutture di trasporto come i ponti ferroviari ha assunto nel corso degli anni un'importanza sempre maggiore a causa delle perdite economiche connesse all'interruzione del regolare servizio. Tale aspetto risulta inoltre amplificato dal fatto che sia i ponti già esistenti che quelli di nuova costruzione saranno inclusi nella nuova rete di trasporto Europea. In particolare la fatica risulta essere la causa di degrado più diffusa nei ponti in acciaio ed in soluzione composta acciaio – calcestruzzo, causando circa 80-90% dei danneggiamenti nei componenti metallici. I ponti ferroviari sopportano milioni di cicli di carico durante la vita di esercizio ed sono particolarmente soggetti a questo tipologia di danno.

Molte ricerche sono state realizzate per la valutazione del comportamento a fatica dei ponti in acciaio e composti acciaio – calcestruzzo; tali studi hanno fornito la base per l'elaborazione delle attuali Normative di progettazione. Tuttavia la corretta stima dei fenomeni di fatica nelle nuove strutture ed in quelle esistenti rimane un problema particolarmente complesso, determinato da fattori di incerta valutazione come gli spettri di traffico realmente presenti sulle linee ferroviarie, il comportamento dinamico effettivo degli impalcati in acciaio ed in soluzione composta acciaio-calcestruzzo, l'influenza dei fenomeni di interazione dinamica treno-struttura sull'intensità e l'andamento delle tensioni interne, l'effettiva resistenza alla fatica di dettagli strutturali di incerta classificazione.

La presente tesi illustra una metodologia innovativa per la valutazione globale del comportamento a fatica di ponti e viadotti ferroviari metallici. L'approccio si basa su un'opportuna interconnessione delle più moderne tecniche di analisi sperimentali e numeriche al fine di ottenere una valutazione realistica ed affidabile degli indici di danneggiamento per fatica dei componenti principali e dei dettagli critici. Tali tecniche di analisi riguardano i diversi aspetti che contribuiscono alla valutazione del comportamento in esercizio degli impalcati metallici ed in particolare riguardano: i) la modellazione meccanica delle strutture mediante modelli numerici; ii) l'identificazione dinamica globale e/o locale; iii) l'aggiornamento dei modelli numerici mediante algoritmi di ottimizzazione; iv) il monitoraggio strutturale e l'identificazione del traffico ferroviario; v) la caratterizzazione sperimentale del comportamento a fatica di dettagli critici.

La metodologia proposta è stata calibrata su due casi studio fornendo indicazioni importanti circa l'effettivo comportamento in esercizio delle opere analizzate e, più in generale, dimostrando la propria validità nel valutare in modo realistico ed affidabile i principali parametri che contribuiscono a definire il comportamento a fatica degli impalcati metallici, confermandosi come strumento particolarmente utile e versatile per la stima dei fenomeni di fatica nelle strutture di nuova realizzazione ed in quelle già esistenti.

## SUMMARY

The functionality maintenance of infrastructures like bridges is acquiring more and more importance due to the huge economic losses related to the interruption of their regular service. This critical aspects is more stressed considering that new and existing bridges will be included in the new Trans-European Transport Network. In particular, fatigue represents one of the more diffused failure modes occurred in steel and composite steel-concrete bridges: in fact about 80/90% of failures in steel structures are related to fracture and fatigue. Railway bridges endure million of stress cycles during their life and they are expected to be highly vulnerable to such phenomena.

Several studies were performed in the past in order to assess the fatigue resistance of steel and steel-concrete composite bridges; such studies were the base of modern codes and standards. Despite of these efforts, the fatigue assessment of railway bridges both considering the design of new bridges and the assessment of existing ones is one of the main issues in current practice due to the presence of many uncertainties concerning the real traffic spectra of railway lines, the actual dynamic properties of steel and composite steel-concrete bridges, the influence of train-bridge interaction phenomena on internal stresses' intensity and distribution, the unknown fatigue resistance of local details not explicitly covered by actual standards.

In this thesis an innovative methodology for the global fatigue assessment of steel railway bridges is illustrated. The proposed approach is based on a suitable interconnection of experimental and numerical analysis techniques aimed at a realistic and reliable evaluation of the fatigue damage indexes of steel bridges' main components and local details. Such techniques concern the different aspects that contribute at defining the fatigue response of a steel bridges and in particular are focused on: i) the mechanical representation of bridge structures by numerical models; ii) the global a/o local dynamic identification; iii) the model updating by numerical optimization procedures; iv) the long-term monitoring of structural performance and traffic spectra; v) the experimental characterization of critical details' fatigue resistance.

# INDICE

1. Introduzione .....	1
1.2 <i>Lo sviluppo delle normative ferroviarie in Italia</i> .....	3
1.3 <i>Il fenomeno della fatica nei ponti ferroviari</i> .....	7
1.4 <i>Il quadro normativo</i> .....	11
1.4.1 <i>Il metodo del danneggiamento da tensione equivalente</i> .....	13
1.4.2 <i>Il metodo di danneggiamento cumulato</i> .....	14
1.4.3 <i>La classificazione a fatica dei dettagli strutturali</i> .....	16
1.5 <i>Problematiche attuali</i> .....	17
2. Scopo della tesi e metodologia .....	20
2.1 <i>Scopo della tesi</i> .....	20
2.2 <i>Metodologia</i> .....	21
3. Calcolo a fatica dei ponti ferroviari .....	23
3.1 <i>La modellazione strutturale dei ponti</i> .....	24
3.2 <i>Aggiornamento numerico dei modelli strutturali</i> .....	27
3.2.1 <i>Le funzioni obiettivo</i> .....	28
3.2.2 <i>I parametri di ottimizzazione</i> .....	29
3.2.3 <i>Gli algoritmi di ottimizzazione</i> .....	30
3.3 <i>Identificazione del traffico ferroviario</i> .....	33
3.4 <i>Resistenza a fatica dei componenti strutturali</i> .....	36
4. Casi studio.....	40
4.1 <i>Ponte sul Panaro</i> .....	40
4.2 <i>Viadotto Sesia</i> .....	43
5. comportamento dinamico dei ponti ferroviari metallici .....	45
5.1 <i>Analisi sperimentale ed identificazione dinamica</i> .....	45
5.1.1 <i>Il ponte sul Panaro</i> .....	46
5.1.2 <i>Il viadotto Sesia</i> .....	53
5.2 <i>Sviluppo ed aggiornamento di modelli numerici</i> .....	55
5.2.1 <i>Il ponte sul Panaro</i> .....	55
5.2.2 <i>Il viadotto Sesia</i> .....	66
6. Valutazione dello spettro di traffico .....	81
6.1 <i>Monitoraggio del viadotto Sesia</i> .....	82
6.1.1 <i>Validazione del sistema</i> .....	84
6.1.2 <i>Risultati del monitoraggio a lungo termine</i> .....	88

<b>7. Analisi sperimentale del comportamento a fatica .....</b>	<b>97</b>
<b>7.1 Viadotto Sesia: identificazione dei dettagli critici .....</b>	<b>97</b>
<b>7.2 Viadotto Sesia: prove a fatica sui dettaglio critici.....</b>	<b>98</b>
<b>8. Verifica a fatica.....</b>	<b>103</b>
<b>8.1 Ponte sul Panaro: verifica a fatica globale.....</b>	<b>103</b>
<b>8.2 Viadotto Sesia: verifica a fatica locale.....</b>	<b>109</b>
<b>9. Conclusioni .....</b>	<b>114</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>116</b>

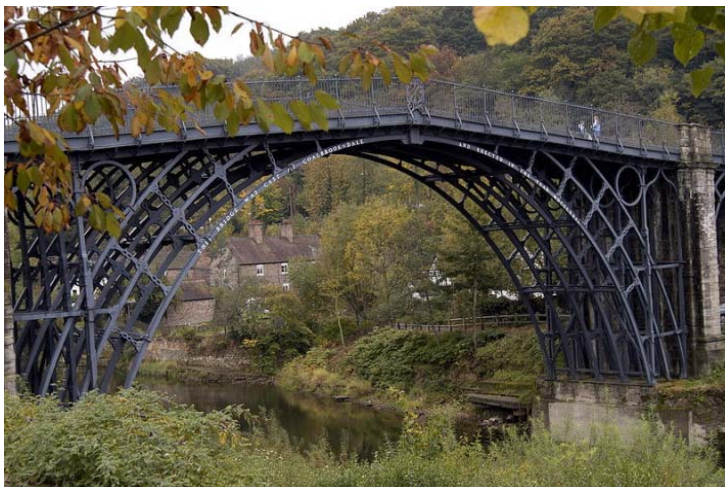
# 1. INTRODUZIONE

Ponti e viadotti hanno da sempre costituito un elemento fondamentale delle infrastrutture di trasporto terrestre. La realizzazione di un collegamento artificiale sospeso nel vuoto ha richiesto in ogni epoca lo sviluppo di soluzioni costruttive complesse, basate sulle conoscenze tecniche più avanzate del periodo.

La forma geometrica delle strutture, i materiali utilizzati e le tecniche di costruzione si sono evoluti di pari passo con lo sviluppo tecnologico. In particolare, a partire dalla nascita dell'industria siderurgica alla fine del '700, gli ingegneri hanno avuto a disposizione un nuovo materiale, inizialmente ghisa e successivamente acciaio, caratterizzato da un elevato rapporto resistenza/peso e dalla possibilità di essere colato in stampi ottenendo componenti di qualsiasi forma voluta. Nel 1779 fu completato il primo ponte metallico della storia, l'Iron Bridge sul fiume Severn, in Inghilterra (Fig. 1.1). La struttura, di luce pari a 30 metri, è costituita da cinque archi paralleli ottenuti mediante assemblaggio in opera di componenti di ghisa di grandi dimensioni. La forma ad arco fu adottata in quanto era all'epoca la soluzione più diffusa per la realizzazione dei ponti in muratura cosicché il nuovo materiale fu inserito in una pratica costruttiva già consolidata ottenendo una nuova struttura sperimentale ed innovativa.

In breve tempo le potenzialità del nuovo materiale furono sempre più chiare e permisero di costruire i grandi ponti ad arco metallici caratteristici delle linee ferroviarie Europee dell'800. In tali opere gli archi, le travate superiori di sostegno del piano ferrato ed i piedritti erano costituiti da strutture reticolari, ottenute mediante il collegamento in opera di profili di acciaio con giunti chiodati (Fig. 1.2).

La tecnica delle chiodatura fu largamente utilizzata sino alla metà del novecento, quando fu gradualmente soppiantata dall'utilizzo della bullonatura o dall'uso delle giunzioni saldate mediante procedimento elettrico, tecnica nata intorno al 1920. Inoltre, con il progredire dello sviluppo tecnologico, la soluzione reticolare ad arco fu successivamente affiancata da altri schemi statici, come le travate reticolari o a parete piena (Figg. 1.3 e 1.4), le soluzioni composte acciaio-calcestruzzo, gli impalcati in piastra ortotropa, i ponti strallati e sospesi.



*Fig. 1.1 – Iron Bridge [1]*



Fig. 1.2 – Ponte Maria Pia a Oporto - progetto Ing. Gustave Eiffel [1]



Fig. 1.3 – Ponte reticolare chiodato a travata sul Po [2]

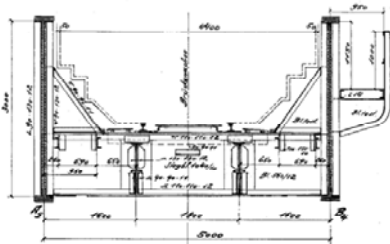


Fig. 1.4 – Ponte a travi parallele a parete piena presso Naumburg (Germania) [2]

Lo sviluppo delle nuove soluzioni per la realizzazione dei ponti metallici fu ed è attualmente reso possibile dal progresso delle tecniche di costruzione, dal miglioramento nella qualità dei prodotti siderurgici in termini di resistenza, duttilità, saldabilità, dimensioni geometriche, dallo sviluppo dei metodi e dei mezzi di calcolo, dalla continua revisione ed emissione di normative progettuali [3, 4]. Tuttavia, la ricerca di nuove soluzioni non è solamente una conseguenza del progresso tecnologico e scientifico, ma è anche un requisito necessario per la



realizzazione di linee ferroviarie con prestazioni strutturali sempre più elevate, in grado di sostenere la variazione nel corso del tempo della tipologia e dell'intensità del traffico ferroviario.

I processi di globalizzazione dell'economia hanno infatti portato ad un sempre maggiore utilizzo delle infrastrutture ferroviarie, con un conseguente aumento dei volumi di traffico passeggeri/merci e delle velocità di progetto delle linee sia tradizionali che ad alta velocità. Nell'ambito della Comunità Economica Europea (CEE), le norme di liberalizzazione dei mercati hanno introdotto forti elementi di innovazione nel settore del trasporto ferroviario, aprendo le linee ferroviarie Europee al transito di nuove tipologie di veicoli passeggeri e merci caratterizzati da molteplici configurazioni di geometrie, carichi assali e velocità di transito [5].

D'altro canto l'evoluzione economica e tecnologica del trasporto ferroviario ha una conseguenza diretta sui criteri di progettazione delle infrastrutture in generale e dei ponti in particolare, in quanto alle variazioni storiche nella composizione del traffico sono sempre corrisposti degli aggiornamenti normativi nei modelli di calcolo per la valutazione degli effetti indotti dai convogli ferroviari, sia per la progettazione di nuove strutture che per la verifica di quelle esistenti.

La variazione del traffico, in termini di aumento dei carichi e del numero dei passaggi, ha messo in evidenza le problematiche di fatica delle soluzioni costruttive maggiormente utilizzate per la realizzazione dei ponti metallici. Con il passare del tempo, infatti, il grande numero di danneggiamenti per fatica che si sono sviluppati nei ponti ferroviari e stradali ha indotto un'profonda revisione delle normative di progettazione, che all'inizio semplicemente ignoravano la problematica della fatica, introducendo nuovi criteri di verifica specifici ed anche modelli di calcolo dedicati a tale scopo. Inoltre, la classificazione della resistenza nominale a fatica dei dettagli tipici delle soluzioni in acciaio è stata progressivamente ampliata e calibrata sulla base di indagini sperimentali di laboratorio ma anche sui danneggiamenti delle strutture in esercizio.

Allo stato attuale, la progettazione nei confronti dei fenomeni di fatica ha assunto un ruolo fondamentale dal punto di vista della sicurezza del traffico ferroviario e della gestione economica delle linee. Eventuali interruzioni di servizio improvvise, causate da una erronea valutazione del comportamento a fatica delle strutture, comporterebbero perdite economiche inaccettabili.

Risulta quindi di fondamentale importanza, anche per una completa tutela della sicurezza del traffico, il controllo e l'aggiornamento continuo dei metodi di calcolo comunemente utilizzati per la verifica a fatica dei ponti metallici. Particolare attenzione deve essere posta alla effettiva rappresentatività dei modelli di carico proposti dalle normative rispetto alla composizione reale del traffico ferroviario, ed alla efficacia dei modelli di calcolo adottati per la valutazione degli effetti indotti dai convogli su strutture particolarmente complesse come i ponti ferroviari.

## ***1.2 Lo sviluppo delle normative ferroviarie in Italia***

Anche in Italia, come nelle altre nazioni industrializzate, il traffico ferroviario ha subito nel corso del tempo una notevole mutazione, in funzione della evoluzione della tecnica del trasporto su rotaia e della domanda economica di trasporto. Tale cambiamento ha indotto una corrispondente evoluzione normativa dei modelli di carico italiani per la progettazione dei ponti ferroviari [2]. I modelli, che rappresentano gli effetti dei carichi verticali statici e dinamici indotti dai convogli

ferroviari, hanno subito notevoli cambiamenti nel corso degli anni, a partire dai primi due modelli di carico (treni di progetto di IV e V categoria) introdotti dalla “Società Strade Ferrate del Mediterraneo” prima ancora dell’unità d’Italia (Fig. 1.5).

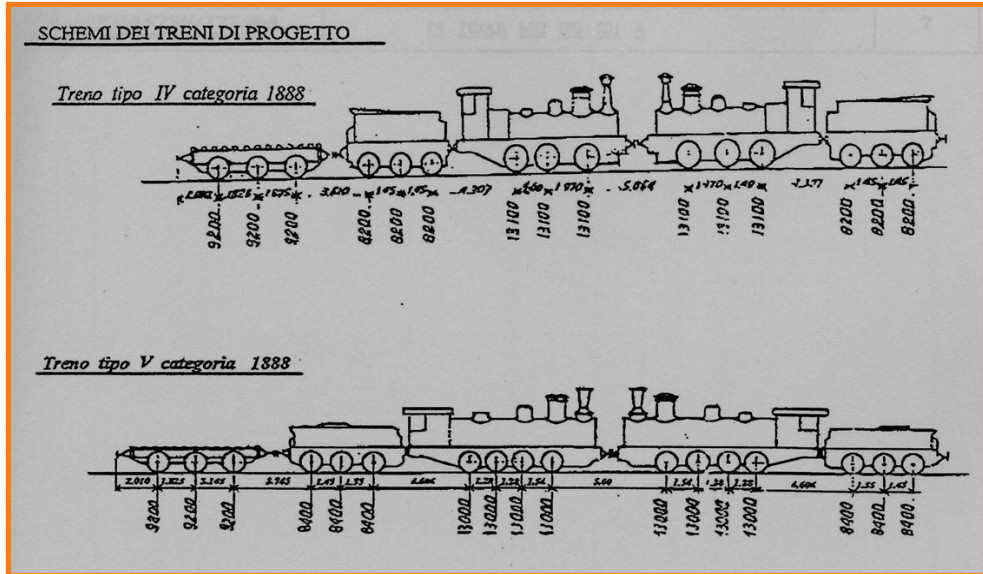


Fig. 1.5 – Treni di progetto di IV e V categoria (per gentile concessione di RFI).

La prima normativa di progettazione, introdotta nel 1916 dalle “Ferrovie dello Stato”, conteneva diversi elementi di innovazione tecnica fra i quali:

- suddivisione delle linee ferroviarie in categoria “A” (linee principali con i veicoli più pesanti) e categoria “B” (linee normali non incluse nella categoria “A” e linee a scartamento ridotto);
- un nuovo modello di carico, il “Treno Normale” (Fig. 1.6), più pesante rispetto ai treni di IV e V categoria;
- i ponti delle linee di categoria “A” dovevano essere calcolati adottando il modello di carico “Treno Normale”, mentre per le linee o le sottoparti di linea di particolare importanza si doveva adottare il treno di carico pesante 1916P;
- i ponti delle linee di categoria “B” dovevano essere progettati con un particolare treno composto per intero dalle locomotive più pesanti utilizzate sulla linea;
- le traversine, i traversi e le travate corte potevano essere progettate considerando il più gravoso fra i seguenti modelli di carico: i) tre assi da 18 ton. ad una distanza di 1,5 metri; ii) un asse singolo da 21 ton;
- per la prima volta erano riportati i valori di resistenza dei materiali, con valori diversi per le diverse componenti del ponte;
- i valori di resistenza degli elementi strutturali erano considerati variabili in funzione della luce dell’elemento, con valori maggiori all’aumentare della lunghezza.

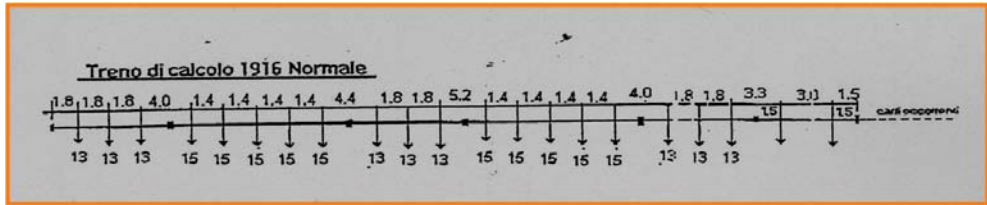


Fig. 1.6 – Modello di carico “Treno Normale” (per gentile concessione di RFI).

Nel 1925 fu emanata una normativa specifica per la progettazione di nuovi ponti in acciaio contenente nuovi modelli di carico ed una nuova classificazione delle linee, normali o “linee di valico”. Per le linee normali potevano essere utilizzati i modelli di carico 1925N o 1916P mentre per le linee di valico doveva essere adottato il modello 1925S (Fig. 1.7). Inoltre, il valore di calcolo dell’asse singolo era stato aumentato da 21 ton a 25 ton. Infine, i valori di resistenza dei materiali erano stati ridotti di circa il 10% rispetto ai valori riportati nella normativa del 1916.

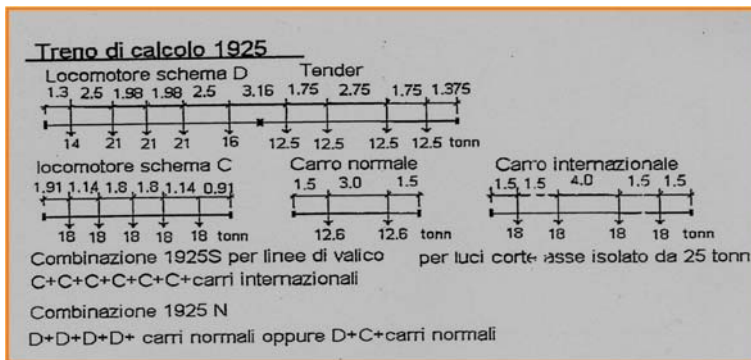


Fig. 1.7 – Modelli di carico della normativa del 1925 (per gentile concessione di RFI).

La successiva normativa di progettazione per i ponti in acciaio, emessa nel 1945, introduceva due modelli di carico tipo “A” e tipo “B”, confermando in tal senso la generale classificazione dell’intensità del traffico in due categorie principali, “A” e “B” (Fig. 1.8). Inoltre in questa normativa era consentita la progettazione degli elementi secondari d’impalcato con un solo carico concentrato da 30 ton per le linee di categoria “A” e 25 ton per le linee di categoria “B”. La principale innovazione di questa norma di progettazione fu l’introduzione per la prima volta del coefficiente di amplificazione dinamica dei carichi mobili, espresso in funzione della velocità di progetto della linea e della luce teorica degli elementi strutturali. Attualmente la progettazione dei ponti ferroviari è regolamentata dalla norma “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, esecuzione e collaudo”, emessa nel 1995. In tale normativa sono stati introdotti due modelli di carico, il modello LM71 per il traffico normale ed il modello SW per il traffico pesante (Fig. 1.9), recependo di fatto le indicazioni contenute nella normativa Europea [6]. Rispetto alle norme precedenti, l’innovazione principale consiste nell’utilizzo dei carichi distribuiti al posto dei carichi assali e

nell'espressione del fattore di amplificazione dinamica in funzione della luce dell'elemento considerato e del livello di manutenzione della linea.

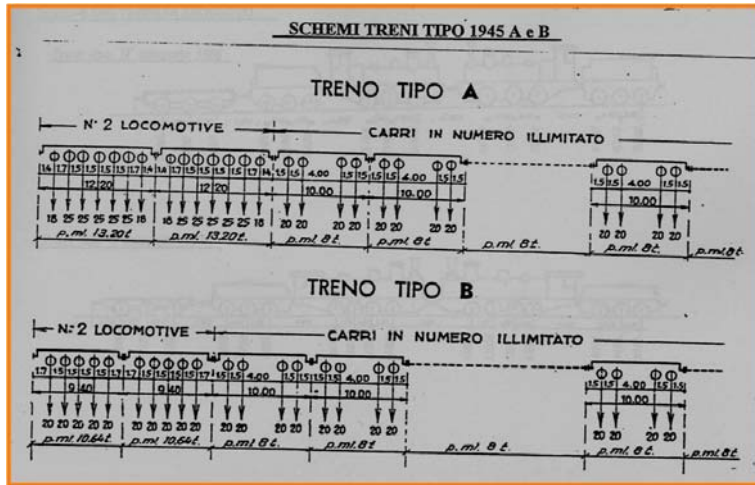


Fig. 1.8 – Modelli di carico tipo “A” e “B” (per gentile concessione di RFI).

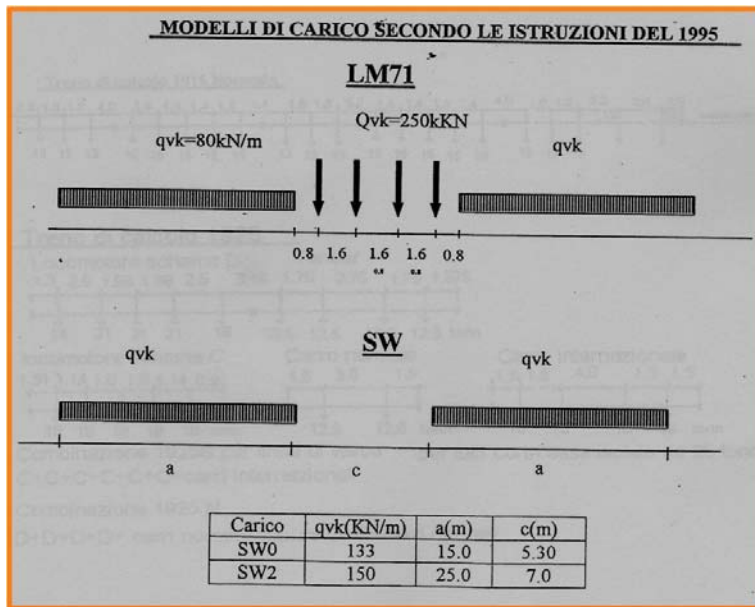


Fig. 1.9 – Modelli di carico LM71 ed SW della normative del 1995 (per gentile concessione di RFI)

L'evoluzione dei modelli di carico ha comportato anche un notevole cambiamento nei livelli delle sollecitazioni di progetto dei nuovi ponti. Per comprendere l'entità di tale variazione, è possibile calcolare i massimi momenti flettenti generati dai vari modelli di carico in funzione della luce della trave caricata, e calcolare un carico distribuito equivalente che generi il medesimo momento flettente. Nel grafico di Fig.

1.10 sono riportati i valori del carico distribuito equivalente (“equivalente flettenti”) in funzione della luce della trave per i modelli di carico delle varie normative. In generale, ad ogni nuova emissione normative è corrisposto un aumento nei carichi di progetto, generato da un corrispondente aumento dei pesi propri e degli effetti dinamici indotti dai convogli ferroviari.

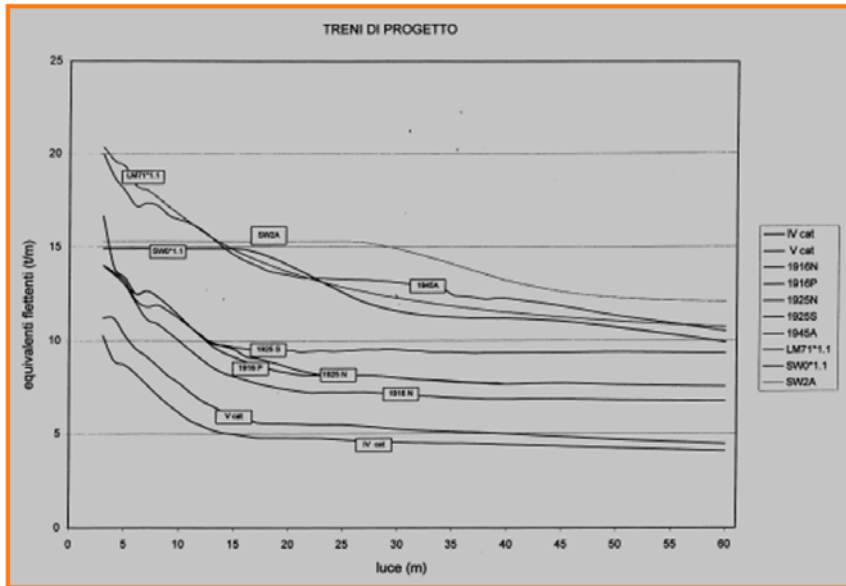


Fig. 1.10 – Carichi distribuiti equivalenti in funzione della luce della trave per i vari modelli di carico (per gentile concessione di RFI)

### 1.3 Il fenomeno della fatica nei ponti ferroviari

La rottura per fatica è un fenomeno di danneggiamento locale delle strutture metalliche costituito dalla nascita e propagazione di fratture sotto l’azione di carichi ciclici. Le fratture locali nascono in corrispondenza di “singolarità” del componente strutturale, ovvero punti di concentrazione delle tensioni come inclusioni, porosità o discontinuità del materiale, e subiscono un progressivo ampliamento sotto l’azione ripetuta dei carichi sino a raggiungere una dimensione tale da provocare la rottura del componente [7]. Il comportamento a fatica dipende dalla particolare natura di ogni componente strutturale in funzione della tecnica costruttiva, della geometria, della presenza ed ampiezza delle singolarità, della distribuzione interna delle tensioni.

I danneggiamenti dovuti ai fenomeni di fatica nei ponti ferroviari metallici ed in sistema composto possono essere causati da numerosi fattori, fra i quali: i) difetti nelle saldature; ii) adozione di dettagli strutturali con bassa resistenza nei confronti della fatica; iii) esposizione ad un ambiente corrosivo, con conseguente riduzione delle sezioni resistenti o sviluppo di microlesioni superficiali sede di possibili inneschi di fratture; iv) la presenza di tensioni secondarie non calcolate, come nel caso delle distorsioni imposte; v) vibrazioni di elevata ampiezza generate, ad esempio, dal passaggio di treni ad alta velocità.

La presenza di difetti nelle saldature può causare la nascita e lo sviluppo di danneggiamenti per fatica anche in elementi soggetti a tensioni principali [8]. La saldatura è inevitabilmente sede di impurità, irregolarità geometriche e singolarità che in genere favoriscono la concentrazione locale delle tensioni e la nascita delle fratture generate dalla ripetizione ciclica dei carichi. Nel corso del tempo, in numerosi ponti metallici si sono verificati danneggiamenti a fatica in saldature soggette direttamente alle sollecitazioni principali, come nel caso delle saldature di testa utilizzate per la realizzazione delle flange composte da più piatti per travi sollecitate a flessione (Fig. 1.11). La propagazione delle lesioni ha comportato in taluni casi danneggiamenti estesi dalle flange a tutto il pannello d'anima, con il rischio di rotture fragili dell'intero componente (Fig. 1.12).

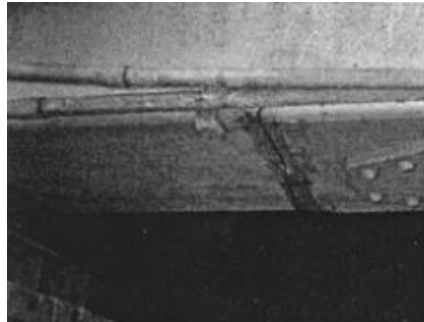


Fig. 1.11 - Lesione a fatica in una saldatura di testa sulla flangia inferiore [2].

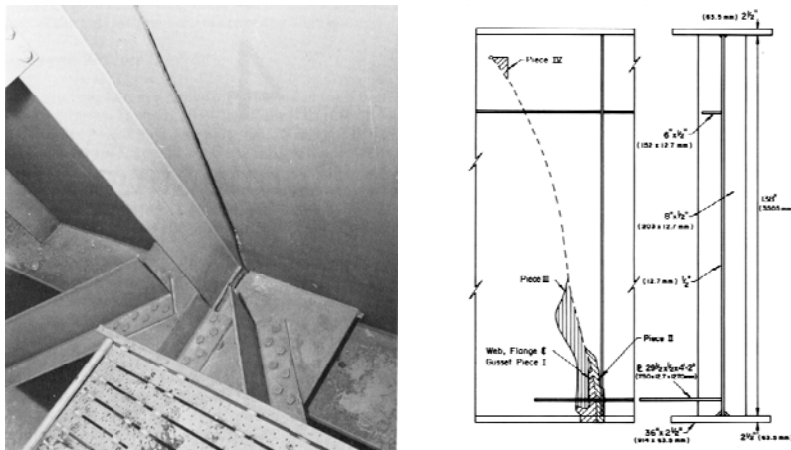


Fig. 1.12 - Frattura nella trave principale del Lafayette Street Bridge [8]

Anche le tensioni secondarie, indotte da fenomeni generalmente trascurati nei calcoli ma che frequentemente sono presenti nelle strutture tipiche dei ponti in acciaio, possono generare danneggiamenti per fatica. Un caso particolarmente pericoloso è costituito dalle tensioni secondarie generate dai fenomeni di distorsione imposta, come nei casi dei collegamenti tra travi principali e secondarie, tra nervature verticali ed pannelli d'anima, tra nervature longitudinali e trasversi di ponti in piastra ortotropa (Figg. 1.13, 1.14, 1.15).

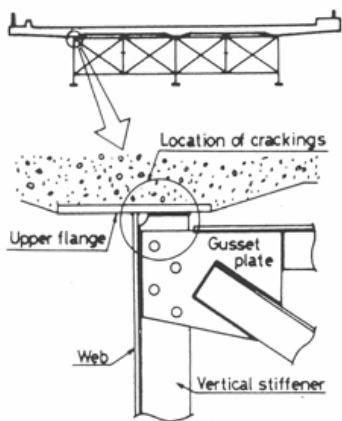
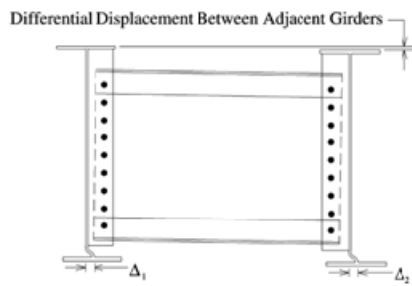
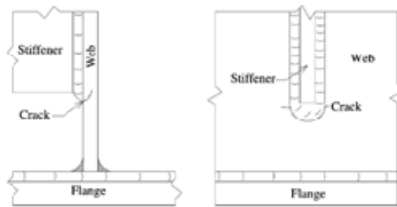


Fig. 1.13 - Danneggiamenti per fatica tipici del collegamento trave principale - traverso



a)

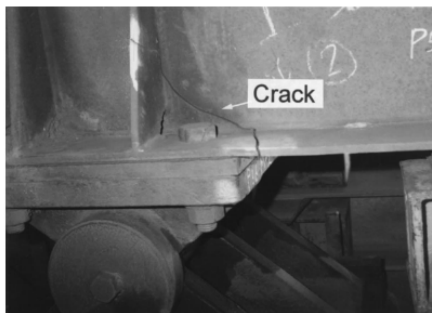


b)

Fig. 1.14 - Fenomeni di distorsione fuori piano (a) e lesioni per fatica (b) tipici delle travi con nervature verticali [6, 8]



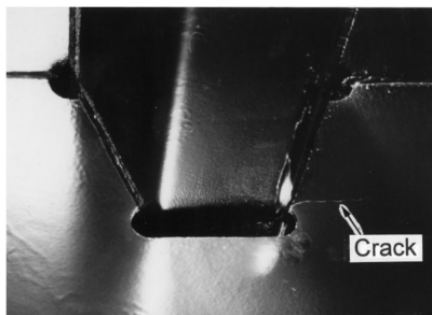
(a)



(b)



(c)



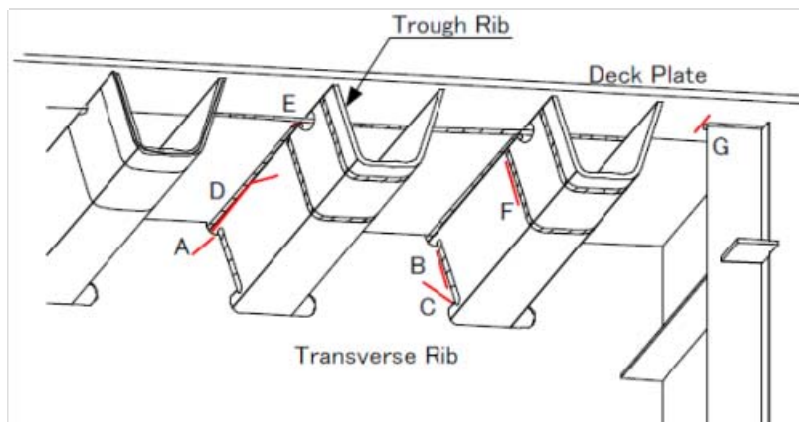
(d)

Fig. 1.15 - Esempi di fratture per fatica in ponti Giapponesi [9].



In molti casi, i danneggiamenti per fatica da distorsione imposta in alcune tipologie di ponti in acciaio si sono rivelati così frequenti e sistematici da indurre le Autorità a realizzare delle campagne di indagini sperimentali per il monitoraggio di tali fenomeni [10, 11]. I risultati di questo studi hanno da un lato confermato l'importanza dei fenomeni distorcenti nel comportamento a fatica dei ponti metallici, e dall'altro hanno fornito strumenti efficienti e calibrati su dati sperimentali per la valutazione ed il controllo della vita a fatica effettivi delle strutture.

Anche gli effetti prodotti da fenomeni locali di vibrazione, generalmente trascurati nelle verifiche, possono produrre danneggiamenti a fatica significativi. Ad esempio, diversi studi sulle vibrazioni indotte nei cavi di sostegno dei ponti strallati o sospesi hanno evidenziato una particolare sensibilità al danneggiamento a fatica dei dispositivi di ancoraggio tra funi ed impalcato [12]. Anche nei ponti a piastra ortotropa i fenomeni di vibrazione locale delle nervature e delle piastre di impalcato possono contribuire a generare lesioni per fatica (Fig. 1.16), in concomitanza con frequenti fenomeni di distorsione imposta [2].



*Fig. 1.16 - Lesioni a fatica dovute a fenomeni di vibrazione locale degli implacati a piastra ortotropa [2]*

Le lesioni per fatica, tuttavia, non sono generate solamente da fenomeni secondari di difficile valutazione ma anche dall'adozione di dettagli locali con bassa resistenza a fatica, come nel caso dei ponti non progettati per l'azione di carichi ciclici. In taluni casi, inoltre, il comportamento effettivo di alcune tipologie di collegamenti progettati con il metodo delle tensioni ammissibili è risultato sostanzialmente diverso rispetto ai risultati teorici, il che ha portato ad una riclassificazione dei dettagli come avvenuto per le norme Giapponesi di progettazione (Fig. 1.17).

Nello studio del comportamento a fatica particolare attenzione è stata posta ai collegamenti chiodati utilizzati per la realizzazione di un numero molto elevato di strutture ancora in uso. Sebbene tale tecnica sia stata progressivamente abbandonata a favore delle soluzioni bullonate, le molte strutture chiodate ancora presenti soprattutto lungo le linee ferroviarie sono ancora oggetto di numerose indagini teoriche e sperimentali al fine di valutarne l'effettivo comportamento a fatica [14, 15, 16, 17, 18]. I risultati di tali studi hanno messo in evidenza una



particolare sensibilità dei collegamenti chiodati nei confronti delle tensioni secondarie dovute alle distorsioni imposte.

La scomparsa della chiodatura si è tradotta, nella normativa Italiana, in una corrispondente scomparsa della classificazione a fatica dei collegamenti chiodati, la cui classe è considerata pari a quella del corrispondente dettaglio bullonato di medesima geometria. In altre normative, invece, la classificazione a fatica dei dettagli chiodati è stata mantenuta distinta rispetto a quelli bullonati ed è stata anche costantemente aggiornata, come nel caso delle norme di progettazione Austriache dove recentemente è stata introdotta una riclassificazione di collegamenti chiodati (Fig. 1.18) analoga alla riclassificazione introdotte nelle normative di progettazione Giapponesi e basata su una rielaborazione statistica dei risultati di prove a fatica ottenuti da vari autori [13, 19].

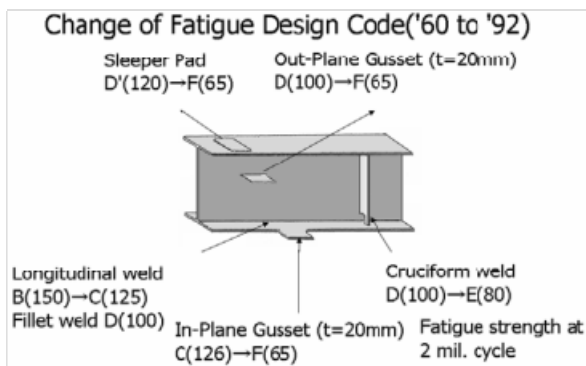


Fig. 1.17 - Riclassificazione a fatica proposta dalla normativa Giapponese [2]

fatigue strength [MPa]	constructional detail	description and examples	remarks
$\Delta\sigma_c$ 90 (80) m=5		<p><u>symmetrical joint with splice plates</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- middle plates in two-shear connections are to be verified with <math>\Delta\sigma_c=90</math></li> <li>- <math>\Delta\sigma_c=80</math> applies for the splice plates themselves, so no verification is required when <math>2t &gt; 1.12 t</math>.</li> </ul>	<p>the ratio <math>\sigma_{bearing}</math> to <math>\sigma_{net}</math> must be smaller than 2.</p> <p>When rivets of steel grade St44 or higher were employed no corrosion protection coating must have been applied.</p> <p><i>If one of these conditions is not kept, <math>\Delta\sigma_c=80</math> applies (70 for the gusset plates)</i></p>

Fig. 1.18 - Esempio di riclassificazione a fatica di un collegamento chiodato [13]

## 1.4 Il quadro normativo

La verifica nei confronti dei danneggiamenti per fatica è generalmente ottenuta confrontando la resistenza a fatica specifica degli elementi considerati con le azioni indotte dal passaggio dei convogli ferroviari.

L'approccio maggiormente diffuso per la valutazione della resistenza da fatica dei singoli componenti e dei collegamenti strutturali è quello sperimentale. Mediante l'esecuzione di un numero sufficiente di prove di carico ciclico ad ampiezza costante è possibile ottenere le curve S-N, che rappresentano il legame

sperimentale tra la variazione di tensione  $S$  ed il numero  $N$  di cicli a rottura (Fig. 1.19). In particolare, il parametro  $S$  rappresenta una specifica componente di tensione (normale o di taglio) presente nell'elemento o nel dettaglio sottoposto alla prova di fatica, tensione alla quale si deve fare riferimento per potere utilizzare la curva  $S-N$  nelle previsioni del danneggiamento indotto da cicli di carico generici.

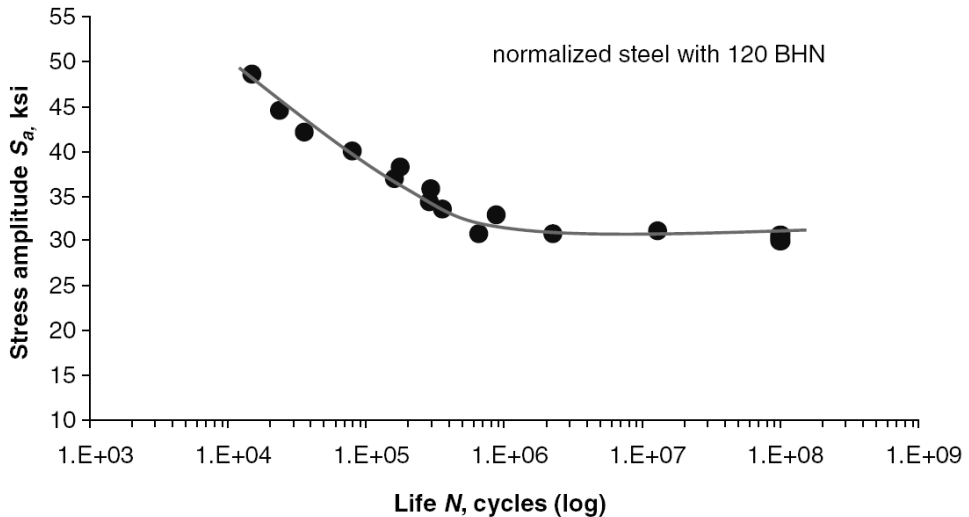


Fig. 1.19 – Esempio di curva a fatica  $S-N$  [7]

Una volta nota la curva  $S-N$  è infatti possibile calcolare il danneggiamento prodotto da un carico qualsiasi ripetuto per un numero arbitrario di cicli. Nel caso in cui il componente sia soggetto ad un numero  $n_i$  di cicli di carico di ampiezza costante  $S_i$ , il danneggiamento  $D_i$  è convenzionalmente assunto pari a:

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \tag{1}$$

dove per  $0 < D_i < 1$  il componente risulta danneggiato mentre per  $D_i > 1$  si ha la rottura per fatica.

In presenza di cicli di carico variabili, la valutazione della vita a fatica risulta invece piuttosto complessa. In tale ambito, il modello di danneggiamento lineare di Palmgren – Miner è uno degli approcci più semplici e diffusi, sebbene in alcuni casi non fornisca previsioni di danneggiamento conservative in quanto non tiene conto della reale sequenza di applicazione dei carichi. Molte altre teorie di danneggiamento sono state proposte nel corso del tempo per cercare di migliorare la previsione di vita a fatica tenendo conto della reale sequenza di applicazione dei carichi, fra le quali ci sono i modelli di danneggiamento cumulativo e di danneggiamento bi-lineare [7].

Nel modello di Palmgren – Miner, il danneggiamento  $D$  di un generico componente sottoposto ad un numero arbitrario di cicli di carico è pari alla somma dei danneggiamenti  $D_i$  indotti dai singoli cicli:

$$D = \sum D_i = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (2)$$

dove, nel calcolo del danneggiamento  $D$ , la sequenza reale di applicazione dei carichi risulta influente. La rottura per fatica avviene per  $D \geq 1$ .

Per poter utilizzare il modello di danneggiamento lineare con storie di carico variabili nel tempo, è preliminarmente necessario identificare i gruppi di cicli di carico  $S_i$  ed il corrispondente numero  $n_i$  di ripetizioni.

Il conteggio dei cicli può essere realizzato mediante tecniche ad un parametro (come il metodo dei livelli, il metodo dei picchi ed il metodo dei semi-cicli) oppure a due parametri (come il metodo del serbatoio di Fig. 1.20 o il metodo dalla goccia di pioggia).

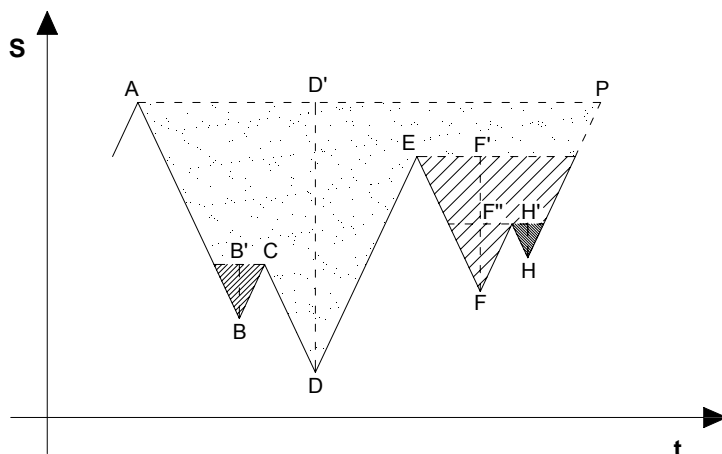


Fig. 1.20 – Esempio di conteggio dei cicli con la regola del serbatoio

La normativa Europea [20], ed in modo conforme anche quella Italiana [21], propongono due metodologie per la verifica a fatica dei ponti ferroviari in acciaio: i) il metodo del danneggiamento da tensione equivalente; ii) il metodo di danneggiamento accumulato. Entrambi gli approcci sono basati sul modello di danneggiamento lineare di Palmgren – Miner ed utilizzano la classificazione a fatica dei dettagli strutturali basata sulle curve S-N, ma differiscono nella modalità di calcolo delle tensioni indotte dai convogli ferroviari.

#### 1.4.1 Il metodo del danneggiamento da tensione equivalente

Il metodo, che può essere utilizzato quando non risulta necessario effettuare un'analisi dinamica specifica per il ponte in esame, consiste nel realizzare un'analisi statica della struttura in modo da determinare il massimo intervallo di tensione (normale o di taglio) per l'elemento considerato. L'analisi è realizzata con un modello di carico (LM71) che non rappresenta un convoglio reale, ma che è stato elaborato in modo da riprodurre gli effetti del traffico ferroviario registrato durante apposite campagne di indagini sperimentali. L'intervallo di tensione così calcolato è successivamente moltiplicato per un coefficiente di amplificazione dinamica dei carichi ( $\Phi$ ) e per il coefficiente di danneggiamento equivalente ( $\lambda$ ), calcolato in modo tale che la tensione generata dal modello di carico LM71 ripetuta

per un numero di cicli convenzionali ( $2 \times 10^6$ ) induca lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro reale di traffico. La verifica finale consiste nelle seguenti disequaglianze:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (3)$$

o

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} \quad (4)$$

dove:

- $\gamma_{Ff}$  e  $\gamma_{Mf}$  sono i coefficienti parziali di sicurezza;
- $\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{71}$  o  $\Delta\tau_{E2} = \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\tau_{71}$  sono le tensioni normali o di taglio di danneggiamento equivalente per  $N = 2 \times 10^6$  cicli di carico;
- $\lambda$  è il coefficiente di danneggiamento equivalente;
- $\Delta\sigma_{71}$  o  $\Delta\tau_{71}$  sono le tensioni normali o di taglio massime ottenute dall'analisi statica con il modello di carico LM71;
- $\Delta\sigma_C$  è la classe di resistenza a fatica dell'elemento o dettaglio considerato, ovvero la variazione di tensione a rottura per  $N = 2 \times 10^6$  cicli di carico.

#### 1.4.2 Il metodo di danneggiamento cumulato

Il metodo, alternativo al precedente, deve essere applicato nei casi in cui sia necessaria un'analisi dinamica della struttura e consiste nella valutazione dei cicli di tensione (normale o di taglio) generati dello spettro di traffico della linea, che può essere del tipo "Standard", "Heavy" o "Light" a seconda che la linea sia destinata prevalentemente al traffico misto, merci o metropolitano (Fig. 1.21).

Train type	Number of trains/day	Mass of train [t]	Traffic volume [ $10^6$ t/year]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	67		24,95

Train type	Number of trains/day	Mass of train [t]	Traffic volume [ $10^6$ t/year]
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
	51		24,78

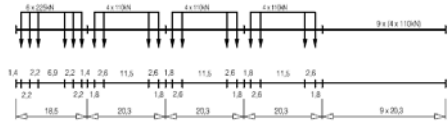
Train type	Number of trains/day	Mass of train [t]	Traffic volume [ $10^6$ t/year]
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2160	1,4
9	190	296	20,5
	207		25,3

Fig. 1.21 – Composizione "Standard", "Heavy" e "Light" del traffico [20]

Gli spettri di traffico sono combinazioni di 12 modelli di carico per fatica, rappresentativi delle principali tipologie di convogli ferroviari presenti sulle linee Europee (Fig. 1.22). I modelli sono della tipologia a carichi mobili e sono definiti dai valori di carico degli assali, dalle distanze di interasse e dalle velocità di transito sulla struttura.

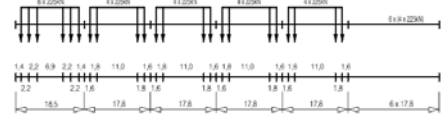
**Type 1** Locomotive-hauled passenger train

$I Q = 6630kN$   $V = 200km/h$   $L = 262,10m$   $q = 25,3kN/m'$



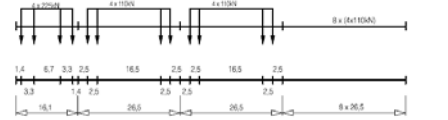
**Type 7** Locomotive-hauled freight train

$I Q = 10350kN$   $V = 120km/h$   $L = 196,50m$   $q = 52,7kN/m'$



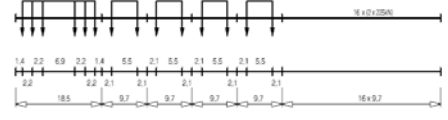
**Type 2** Locomotive-hauled passenger train

$I Q = 5300kN$   $V = 160km/h$   $L = 281,10m$   $q = 18,9kN/m'$



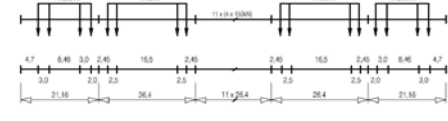
**Type 8** Locomotive-hauled freight train

$I Q = 10350kN$   $V = 100km/h$   $L = 212,50m$   $q = 48,7kN/m'$



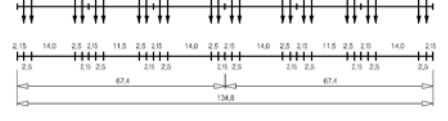
**Type 3** High speed passenger train

$I Q = 9400kN$   $V = 250km/h$   $L = 385,50m$   $q = 24,4kN/m'$



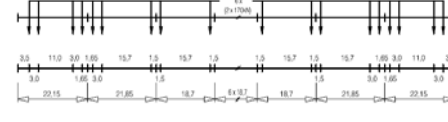
**Type 9** Suburban multiple unit train

$I Q = 2960kN$   $V = 120km/h$   $L = 134,80m$   $q = 22,0kN/m'$



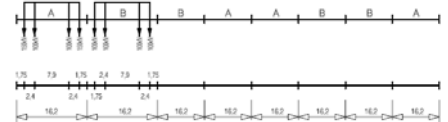
**Type 4** High speed passenger train

$I Q = 5100kN$   $V = 250km/h$   $L = 237,60m$   $q = 21,5kN/m'$



**Type 10** Underground

$I Q = 3600kN$   $V = 120km/h$   $L = 129,60m$   $q = 27,8kN/m'$



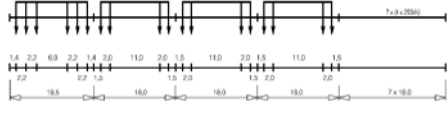
**Type 5** Locomotive-hauled freight train

$I Q = 21600kN$   $V = 80km/h$   $L = 270,30m$   $q = 80,0kN/m'$



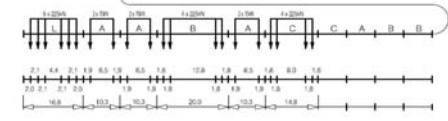
**Type 11** Locomotive-hauled freight train

$I Q = 11350kN$   $V = 120km/h$   $L = 198,50m$   $q = 57,2kN/m'$



**Type 6** Locomotive-hauled freight train

$I Q = 14310kN$   $V = 100km/h$   $L = 333,10m$   $q = 43,0kN/m'$



**Type 12** Locomotive-hauled freight train

$I Q = 11350kN$   $V = 100km/h$   $L = 212,50m$   $q = 53,9kN/m'$

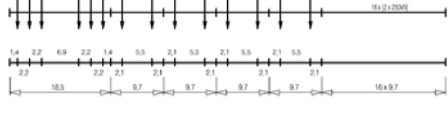


Fig. 1.22 – Modelli di carico per fatica [20]

Le storie di tensioni indotte dal passaggio dei modelli di carico sulla struttura sono valutate mediante analisi dinamica lineare e successivamente sottoposte al

conteggio dei cicli, mediante la tecnica della goccia di pioggia. Come risultato si ottiene lo spettro di tensioni, ovvero l'insieme di variazioni di tensione / numero di cicli, che consente di calcolare il danneggiamento totale come somma dei danneggiamenti dei singoli cicli, utilizzando le formula di Palmgren – Miner (2). Nella Fig. 1.23 è riportata la sequenza dei passi necessari per la verifica a fatica secondo il metodo del danneggiamento cumulato così come indicata dalla normativa Europea [20].

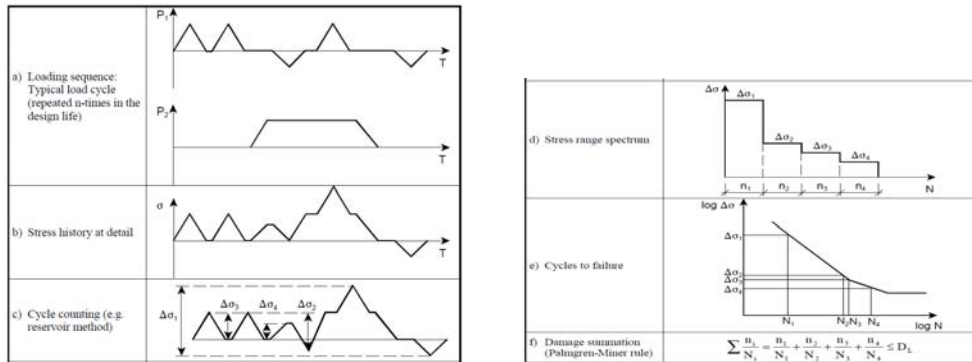


Fig. 1.23 – Sequenza del metodo del danneggiamento cumulato [20]

### 1.4.3 La classificazione a fatica dei dettagli strutturali

Nella normativa Europea ed Italiana, la classificazione del comportamento a fatica dei dettagli strutturali è definita mediante una serie di curve S-N, ovvero  $\log(\Delta\sigma_r) / \log(N)$  per le tensioni normali e  $\log(\Delta\tau_r) / \log(N)$  per le tensioni tangenziali, in funzione della classe  $\Delta\sigma_c$  o  $\Delta\tau_c$  del dettaglio (Figg. 1.24 e 1.25).

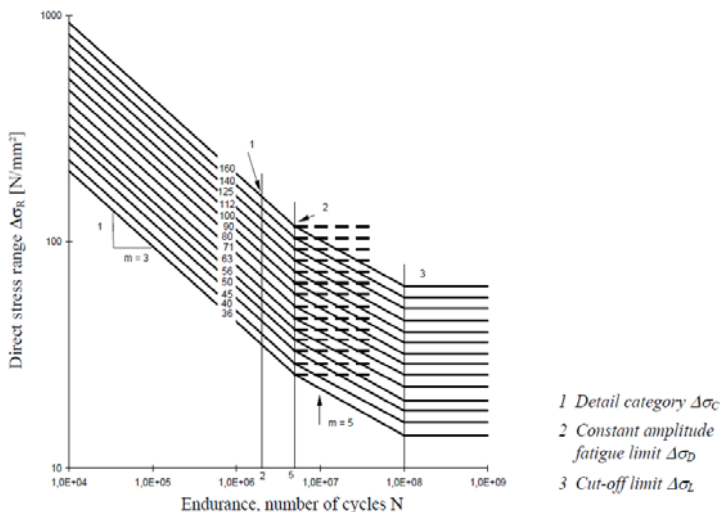


Fig. 1.24 – Curve S-N per i dettagli soggetti a tensioni normali [20]

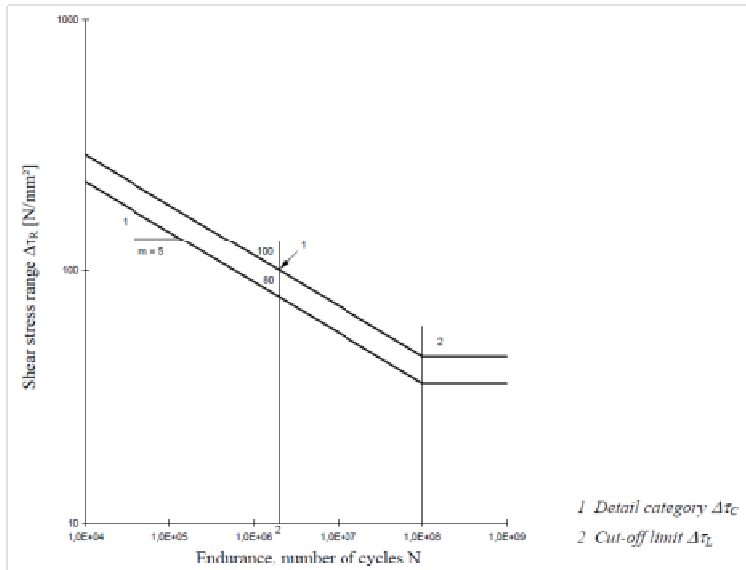


Fig. 1.25 – Curva S-N per i dettagli soggetti a tensioni tangenziali [20]

Le curve consentono di calcolare il numero  $N_i$  di cicli a rottura del dettaglio strutturale in funzione dell'ampiezza delle componenti di tensione normale  $\Delta\sigma$  o tangenziale  $\Delta\tau$  indicate nella classificazione e che possono essere:

- *tensioni nominali*, calcolate secondo le regole della Scienza delle Costruzioni escludendo i fattori di concentrazione degli sforzi;
- *tensioni nominali modificate*, calcolate moltiplicando le tensioni nominali per un fattore  $k_f$  di concentrazione degli sforzi che tiene in conto di particolari discontinuità geometriche non considerate nella classificazione dei dettagli;
- *tensioni di picco locali*, pari alle tensioni principale massima calcolata in prossimità degli apici di saldatura e dovuti alla geometria globale dei dettagli considerati.

Una volta individuato la classe del dettaglio, è necessario calcolare le storie delle componenti di tensione corrispondenti (nominali, nominali modificate o di picco locali) per poter calcolare correttamente i cicli a rottura e, di conseguenza, il valore del danneggiamento a fatica. I dettagli strutturali riportati nella normativa, sebbene siano numerosi e di varie tipologie, non coprono completamente tutti i casi che si possono incontrare nella progettazione reale delle opere. La scelta della classe mantiene dunque un carattere intrinseco di soggettività, che può condurre a risultati anche palesemente contrastanti tra loro dato che il legame classe / resistenza a fatica non è lineare.

### 1.5 Problematiche attuali

Le reti ferroviarie hanno assunto un ruolo economico sempre maggiore come mezzo insostituibile per il trasporto di merci e persone all'interno dell'area dell'Unione

Europea. Lo sviluppo economico dovuto ai processi di globalizzazione ha infatti comportato un aumento generalizzato del traffico ferroviario, ottenuto mediante l'incremento del numero di transiti e dei carichi trasportati e l'aumento delle velocità dei convogli, sia passeggeri che merci. Inoltre, per assicurare un livello di competitività adeguato sono state realizzate nuove linee ferroviarie ordinarie ed ad alta velocità mediante un ampio ricorso a soluzioni in viadotto ed in galleria, necessarie per assicurare un andamento plano-altimetrico regolare ai nuovi tracciati.

Nelle nuove linee ad alta velocità, numerosi ponti e viadotti sono stati realizzati mediante soluzioni composte acciaio-calcestruzzo innovative, rese possibili dallo sviluppo tecnologico nella produzione dei materiali e nelle tecniche di costruzione. Tali soluzioni, introdotte in un periodo di forte espansione economica, hanno tuttavia amplificato alcune problematiche relative all'effettivo comportamento strutturale degli impalcati composti acciaio-calcestruzzo. In particolare, la valutazione della reale risposta dinamica di tali strutture, così come la valutazione delle forze e delle tensioni interne agli elementi, dipende fortemente dalle tecniche di modellazione meccaniche utilizzate per rappresentare l'opera. Come conseguenza, la stima del danneggiamento da fatica può variare significativamente in funzione della tecnica utilizzata. Da questo punto di vista, molti studi sono stati realizzati sul comportamento degli impalcati in calcestruzzo mentre una minore attenzione è stata sinora posta alle soluzioni composte [22]. Inoltre, le regole di progettazione introdotte sino ad oggi dalle normative di progettazione per le linee ad alta velocità hanno riguardato criteri generali di deformabilità e di analisi, mentre non sono state introdotte indicazioni specifiche per gli spettri di traffico da considerare nelle analisi a fatica. Attualmente, le linee ad alta velocità sono progettate utilizzando i modelli di carico da fatica delle linee ordinarie, sebbene la tipologia dei convogli e le velocità di transito siano effettivamente differenti.

L'utilizzo di soluzioni composte innovative è stato reso possibile anche dalla disponibilità di piastre in acciaio ad alta resistenza di grande spessore, che hanno consentito la realizzazione di dettagli costruttivi più semplici e, quindi, economici. I nuovi dettagli, tuttavia, potrebbero manifestare un comportamento a fatica diverso rispetto alle realizzazioni passate sia per le diverse caratteristiche geometriche che per l'evoluzione nelle tecniche di saldatura. Da questo punto di vista, la realizzazione di prove di laboratorio su campioni consente una valutazione affidabile dell'effettivo comportamento a fatica ed una classificazione esatta del dettaglio.

L'aumento del traffico ferroviario ha riguardato anche le linee esistenti, dove ponti e viadotti metallici sono attualmente soggetti a spettri di traffico reali diversi rispetto a quelli di progetto. La valutazione delle sollecitazioni effettivamente agenti è fondamentale per una corretta stima del danneggiamento a fatica e della vita residua delle strutture esistenti, anche per una pianificazione e gestione economica ottimale degli interventi di gestione e/o riparazione. Risulta quindi necessario una revisione critica degli spettri indicati dalla normativa per il calcolo del danneggiamento a fatica sulla base di rilievi sperimentali del traffico attuale, per ottenere strumenti aggiornati per la progettazione delle nuove strutture e la valutazione di quelle esistenti.

In conclusione, le maggiori problematiche che riguardano la valutazione del comportamento a fatica dei ponti metallici possono essere suddivisi in tre



categorie: i) corretta valutazione del comportamento dinamico e modellazione meccanica della struttura; ii) adozione di spettri di traffico realistici, che siano effettivamente rappresentativi delle azioni reali; iii) corretta valutazione della resistenza alla fatica dei dettagli strutturali, con particolare riferimento ai dettagli di nuova concezione non ancora oggetto di estese campagne di indagini sperimentali.

La verifica del comportamento a fatica degli impalcati ferroviari deve quindi essere affrontata in maniera globale, con approcci in grado di affrontare correttamente le varie incertezze che contribuiscono a definire il reale comportamento in esercizio dell'opera.

## **2. SCOPO DELLA TESI E METODOLOGIA**

La corretta valutazione del comportamento a fatica nei ponti ferroviari metallici rappresenta un punto fondamentale per il mantenimento dell'operatività delle strutture e la pianificazione delle ispezioni di controllo, degli interventi di manutenzione e delle riparazioni eventualmente necessarie.

Le numerose incertezze legate al reale comportamento dinamico di opere così complesse, l'incertezza sulle azioni / tensioni effettivamente agenti nei dettagli maggiormente sollecitati e sulla loro resistenza ai fenomeni di fatica, la mancanza di dati aggiornati sulla composizione del traffico realmente presente sulle linee Europee ordinarie ed ad alta velocità richiede lo sviluppo di un approccio integrato che consenta una valutazione globale dei fattori principali che influenzano e determinano lo sviluppo dei danneggiamenti a fatica.

Il grande aumento e la differenziazione del traffico ferroviario hanno infatti introdotto un notevole grado di incertezza sulle reali azioni indotte dal passaggio dei convogli sui ponti ferroviari. Nel caso delle linee ad alta velocità, che sono generalmente dedicate al solo traffico passeggeri, risultano totalmente mancanti informazioni sullo spettro reali dei treni veloci non essendo disponibili informazioni sulla effettiva distribuzione statistica delle velocità di transito e sul numero di passaggi. Sulle linee tradizionali, invece, le tipologie e le composizioni dei convogli passeggeri e merci sono diventate talmente numerose da indurre notevoli incognite sulla effettiva rappresentatività dei modelli riportati dalle normative rispetto alla situazione reale, sia in termini di carichi per asse che di numero di passaggi.

Inoltre, la differenziazione dei convogli ed il generale aumento delle velocità di transito hanno reso indispensabile lo sviluppo di una migliore comprensione del comportamento dinamico reale dei ponti ferroviari, allo scopo di sviluppare modelli di calcolo in grado di fornire informazioni attendibili sulla distribuzione interna delle azioni / tensioni. L'incertezza sul comportamento dinamico riguarda sia le nuove soluzioni composte acciaio-calcestruzzo, adottate nella realizzazione delle moderne linee ad alta velocità, sia le strutture esistenti sottoposte a treni di carico diversi per entità delle azioni, composizione e velocità di transito da quelli di progetto.

Infine, anche la resistenza effettiva nei confronti della fatica dei dettagli maggiormente sollecitati è caratterizzata da una notevole incertezza. Nel caso dei dettagli "usuali", le ripetute riclassificazioni a fatica riportate dalle normative di diversi paesi sono l'indice di un comportamento reale, dedotto da lesioni su strutture esistenti, differente rispetto alle ipotesi progettuali. Nel caso poi dei componenti strutturali di nuova concezione, la resistenza reale risulta di difficile valutazione anche in funzione della mancanza di dati statisticamente attendibili ed il comportamento teorico, dedotto utilizzando la classificazione dei dettagli "usuali" per le nuove soluzioni, potrebbe risultare sostanzialmente diverso rispetto alla situazione reale.

### ***2.1 Scopo della tesi***

Scopo della presente tesi è lo sviluppo di una metodologia di valutazione globale del comportamento a fatica dei ponti ferroviari metallici esistenti e di nuova costruzione che consenta di ottenere una valutazione avanzata ed affidabile degli

spettri di carico effettivamente agenti all'interno dei componenti strutturali e della loro capacità di resistenza ai danneggiamenti per fatica.

L'approccio proposto si basa sull'utilizzo di tecniche di analisi numerica e sperimentale che, opportunamente interconnesse, consentono la stima dei principali parametri che influenzano il comportamento a fatica dei ponti metallici, ed in particolare:

- i) la valutazione del reale comportamento dinamico delle opere mediante misure sperimentali;
- ii) la stima dello spettro di traffico effettivamente presente sulle linee ferroviarie;
- iii) lo sviluppo di modelli numerici globali/locali ed il loro aggiornamento sulla base dei risultati sperimentali;
- iv) la determinazione della resistenza a fatica dei componenti strutturali attraverso prove di laboratorio;
- v) la valutazione del comportamento a fatica con metodologie avanzate con un elevato grado di affidabilità dei risultati ottenuti.

La metodologia sviluppata è stata calibrata su appositi casi studio in modo da ottenere un approccio affidabile e consistente, che ha consentito di ricavare informazioni importanti su molte delle incertezze legate all'effettivo comportamento a fatica dei ponti ferroviari.

## 2.2 Metodologia

La valutazione del comportamento a fatica dei ponti ferroviari richiede, dal lato delle azioni esterne, la corretta stima dei cicli di carico indotti dai convogli ferroviari e, dal lato della resistenza, l'identificazione della classe di resistenza a fatica dei componenti strutturali. La metodologia proposta (Fig. 2.1) è stata sviluppata nell'ottica di fornire uno strumento efficace ed affidabile per la valutazione dei fenomeni di fatica in strutture di nuova realizzazione e/o per la stima della vita residua in opere già sottoposte ad un numero elevato di cicli di carico.

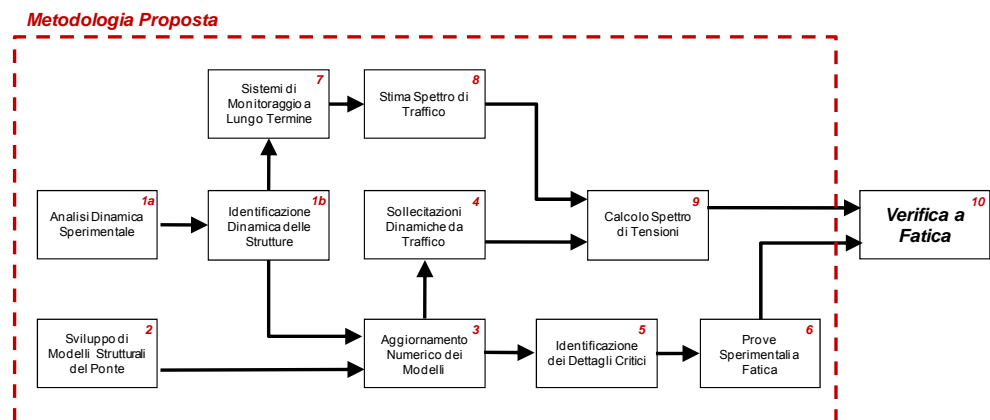


Fig. 2.1 - Schema della metodologia proposta per la verifica a fatica dei ponti metallici

Nell'approccio sviluppato, la stima degli spettri di carico agenti nei componenti strutturali è realizzata mediante fasi successive concatenate fra loro.

In primo luogo, è necessario identificare il comportamento dinamico reale dell'opera mediante analisi sperimentali (1a, 1b) e realizzare i modelli meccanici globali/locali delle strutture (2), generalmente mediante l'uso di elementi finiti.

Successivamente, i modelli numerici sono calibrati sui risultati sperimentali mediante tecniche di aggiornamento numerico (3), che consentono di ottenere modelli anche significativamente differenti da quelli originali ed in grado di fornire una stima affidabile delle sollecitazioni dinamiche reali indotte dai convogli ferroviari (4).

Mediante l'utilizzo dei modelli aggiornati, è possibile individuare i dettagli critici maggiormente esposti alle problematiche di fatica (5) e realizzare, nel caso risulti necessario, prove sperimentali dei dettagli individuati per una migliore definizione della loro classe di comportamento a fatica (6).

La conoscenza del reale comportamento strutturale del ponte oggetto dello studio consente anche il progetto e l'installazione di sistemi di monitoraggio a lungo termine (7) per la valutazione dello spettro reale di traffico presente sulla linea (8).

Una volta noti lo spettro di traffico reale presente sul ponte, ottenuto grazie al sistema di monitoraggio, e le corrispondenti sollecitazioni indotte nei componenti strutturali, mediante i modelli aggiornati, è possibile ricavare lo spettro delle tensioni agenti nei dettagli critici (9).

Infine, sulla base dei modelli di danneggiamento adottati e della caratterizzazione sperimentali di resistenza del dettaglio analizzato, si ottiene la verifica a fatica finale dell'opera (10).

Dallo schema di Fig. 2.1 risulta evidente che per conseguire la valutazione del comportamento a fatica dell'opera con la Metodologia proposta sono necessarie conoscenze nei settori della identificazione dinamica sperimentale, della modellazione numerica delle strutture, dei sistemi di acquisizione ed elaborazione dei segnali, degli algoritmi di ottimizzazione numerica, delle prove sperimentali di laboratorio. A fronte di un tale impegno, tuttavia, il risultato conseguibile è caratterizzato da un elevato livello di conoscenza del reale comportamento strutturale delle opere analizzate e, di conseguenza, da una affidabilità dei risultati numerici maggiore rispetto agli approcci standard di analisi dei ponti ferroviari metallici.

Nell'ottica della sicurezza del trasporto ferroviario e della riduzione dei costi di controllo e manutenzione, la metodologia sviluppata consente di ottenere una conoscenza approfondita e aggiornabile in tempo reale dello stato di esercizio dell'opera, consentendo ai gestori della linea ferroviaria una pianificazione ottimale di tutti gli interventi necessari al mantenimento del regolare servizio.

### 3. CALCOLO A FATICA DEI PONTI FERROVIARI

In generale, la verifica a fatica delle costruzioni metalliche è composta da due macrofasi, ovvero dalla stima dei cicli di carico a cui è sottoposta la struttura e dal loro confronto con le caratteristiche di resistenza a fatica dei singoli componenti.

Nel caso dei ponti ferroviari, la valutazione delle azioni interne agli elementi indotte dai treni risulta particolarmente complessa in quanto dovuta alla risposta dinamica della struttura sotto l'azione di sequenze di carichi mobili caratterizzate da valori dei carichi/asse, da configurazioni geometriche e da velocità di transito molto variabili fra loro. Al fine di ottenere una valutazione affidabile delle sollecitazioni dinamiche, risulta necessario l'utilizzo di modelli meccanici globali e/o locali della struttura in grado di cogliere l'effettivo comportamento dinamico dell'opera, mediante un'attenta valutazione delle tecniche di modellazione maggiormente efficaci. L'aggiornamento dei modelli sviluppati, ottenuto mediante l'ottimizzazione numerica della risposta dinamica rispetto a dati sperimentali, permette di ottenere modelli particolarmente affidabili nella stima della risposta strutturale ai carichi dinamici.

La stima delle azioni interne e la conoscenza del numero totale di passaggi di ciascun tipologia di convoglio consentono di calcolare il numero totale di cicli di carico a cui è sottoposto un ponte ferroviario durante la sua vita di esercizio. Al fine di ottenere una valutazione realistica del danneggiamento da fatica, è fondamentale conoscere l'esatta composizione del traffico in termini di tipologia dei convogli (ovvero peso degli assali, disposizione geometrica e velocità di transito) e di numero di passaggi. Da questo punto di vista, i sistemi di monitoraggio permanente consentono di registrare il traffico effettivo su una data linea ferroviaria, di calcolare in modo esatto il numero di cicli di carico sui ponti e di mantenere sotto controllo costante l'evoluzione dei fenomeni di fatica nelle strutture nuove e preesistenti.

Parallelamente all'analisi delle azioni esterne, è necessario definire in modo corretto la classe di resistenza a fatica dei componenti strutturali dell'opera. Le normative attualmente disponibili forniscono una classificazione dei dettagli usualmente adottati nelle strutture metalliche, fra i quali sono riportati dettagli bullonati (o chiodati) e saldati. In alcuni casi, tuttavia, i dettagli della struttura oggetto di indagine possono risultare differenti rispetto a quelli riportati nelle norme, tanto da rendere sostanzialmente incerta la classe di resistenza a fatica corretta da adottare nelle verifiche. In tali situazioni è possibile realizzare delle prove di laboratorio su provini rappresentanti i dettagli oggetto di indagine, progettate in modo da riprodurre la distribuzione delle azioni cicliche interne indotte dai carichi di esercizio, allo scopo di individuare il comportamento a fatica effettivo del dettaglio.

La definizione completa degli spettri di carico e delle classi di resistenza a fatica dei componenti strutturali costituiscono i parametri di riferimento necessari per la valutazione finale del comportamento a fatica dell'opera. A tale scopo, è però necessario individuare un modello di calcolo che consenta di valutare il danneggiamento totale indotto da sequenze di cicli di carico di ampiezza e numero di ripetizioni differenti, per poi procedere con la valutazione degli indici di danneggiamento dei singoli componenti e, di conseguenza, dell'intera struttura.

L'analisi del comportamento a fatica dei ponti ferroviari Europei può essere condotta sulla base delle informazioni attualmente disponibili nelle norme di

progettazione [20, 21] che, tuttavia, non contengono indicazioni specifiche riguardanti le tecniche di modellazione, l'aggiornamento numerico dei modelli, la valutazione dello spettro di traffico effettivo.

La Metodologia proposta consiste in un approccio generale al problema della verifica a fatica nei ponti ferroviari e consente di affrontare molte delle citate incertezze individuando e calibrando gli strumenti più adatti per lo studio di ogni singola opera.

### 3.1 La modellazione strutturale dei ponti

La corretta modellazione meccanica di strutture complesse come i ponti rappresenta un punto fondamentale nella stima delle sollecitazioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari. La valutazione del comportamento statico e dinamico dipende fortemente dalla tecnica di modellazione adottata, anche nel caso delle strutture isostatiche come gli impalcati semplicemente appoggiati.

L'importanza della corretta modellazione è maggiormente amplificata nel caso dei ponti a doppio binario, nei quali l'eccentricità dei carichi verticali sollecita le forme di vibrazione torsionali e trasversali della struttura, che sono generalmente considerate trascurabili nella risposta globale dei ponti al passaggio dei convogli ferroviari.

L'analisi di ponti e viadotti può essere realizzata modellando separatamente l'impalcato o sovrastruttura dagli elementi di supporto sottostanti (pile e spalle), oppure mediante modelli integrali che rappresentano l'intera struttura comprese le fondazioni. I due approcci possono condurre a risultati in termini di caratteristiche dinamiche dei modelli numerici anche significativamente diversi fra loro, con una corrispondente differenza anche nella risposta dinamica sotto l'azione dei carichi mobili verticali solitamente utilizzati per la simulazione del passaggio dei convogli ferroviari.

La tecnica di modellazione della "trave equivalente" consiste nel rappresentare l'intero impalcato mediante elementi *trave* equivalenti per distribuzione di massa e rigidità, assumendo implicitamente che le sezioni trasversali si mantengano piane ed infinitamente rigide (Fig. 3.1). Questo approccio, utilizzato anche per modellare le pile intermedie, è considerato accettabile per i ponti in calcestruzzo mentre risulta meno affidabile per le soluzioni in acciaio ed in sistema composto acciaio-calcestruzzo, caratterizzate da una minore rigidità delle sezioni trasversali. In questi casi, infatti, la modellazione a trave equivalente può condurre ad erronee valutazioni delle caratteristiche dinamiche della struttura, con particolare riferimento ai movimenti trasversali e torsionali [23].

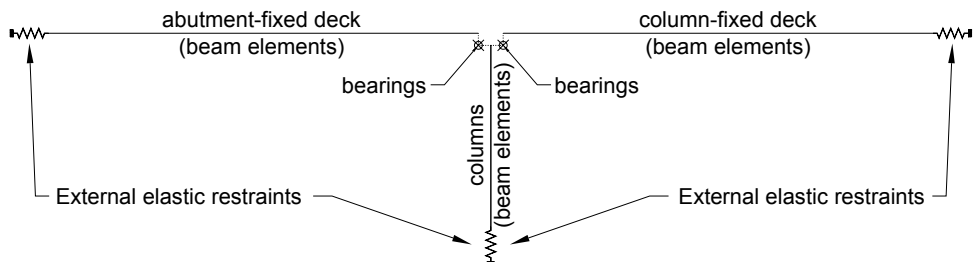
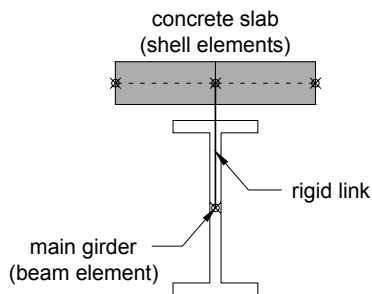


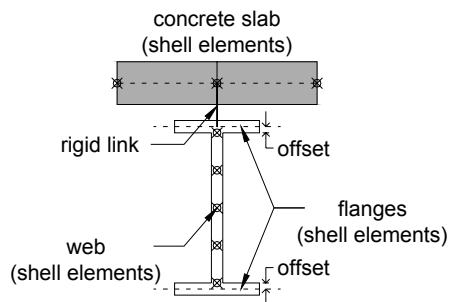
Fig. 3.1. Esempio di modellazione di un viadotto a due campate con la tecnica della trave equivalente.

Una rappresentazione più dettagliata della effettiva distribuzione di massa e rigidezza delle strutture principali del ponte consente di ottenere una migliore valutazione delle caratteristiche dinamiche dell'opera. A tal scopo, è possibile modellare separatamente i vari componenti che costituiscono l'impalcato inserendo là dove necessario opportuni vincoli interni fra gli elementi per ristabilire le condizioni di vincolo effettive.

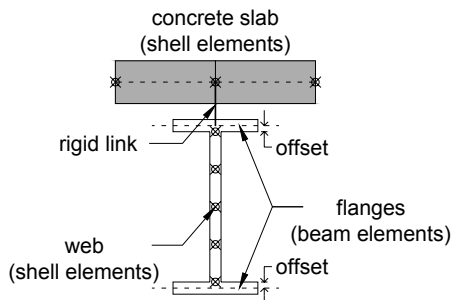
Nel caso dei ponti in sistema composto, un possibile approccio consiste nel rappresentare le solette di impalcato mediante elementi *piastra* e le travi principali in acciaio mediante elementi *trave* con asse eccentrico rispetto al piano medio delle solette (Fig. 3.2 - Modello A). Inoltre, è possibile rappresentare in modo più complesso le travi principali, utilizzando elementi *piastra* per le piattabande e l'anima (Fig. 3.2 - Modello B) oppure elementi *trave* per le piattabande e *piastra* per l'anima (Fig. 3.2 - Modello C) o, infine, elementi *piastra* per le piattabande e *trave* per l'anima (Fig. 3.2 - Modello D). In ogni caso, l'effettiva connessione strutturale monolitica travi / soletta è tenuta in conto mediante vincoli interni rigidi fra i nodi degli elementi *piastra* rappresentati la soletta in calcestruzzo ed i nodi degli elementi *piastra* o *trave* rappresentati le travi principali in acciaio [24].



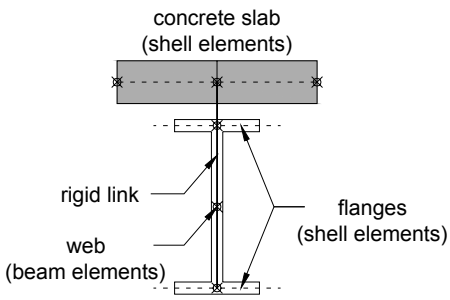
MODEL A



MODEL B



MODEL C



MODEL D

Fig. 3.2 - Tecniche di modellazione dei ponti composti

Un approccio ancor più dettagliato per la modellazione dei ponti in sistema composto consiste nell'utilizzare elementi *tetraedrici* tridimensionali per rappresentare le solette in calcestruzzo ed elementi tipo *piastra* per le travi principali in acciaio. Per ristabilire la connessione a taglio fra la soletta in calcestruzzo e le travi in acciaio è possibile introdurre appositi vincoli interni oppure creare gli elementi rappresentanti la soletta e le travi con i nodi coincidenti [25].

Nel caso dei viadotti, gli impalcato in acciaio ed in sistema composto poggiano su pile in calcestruzzo o in acciaio che, pur essendo generalmente analizzate in modo separato rispetto agli elementi di impalcato, in realtà rappresentano un vincolo esterno elastico nei confronti della sovrastruttura. L'approccio di modellazione integrale consente di superare questo problema, in quanto introduce e rappresenta le pile nello stesso modello strutturale utilizzato per l'analisi dell'impalcato.

Le pile possono essere modellate adottando tecniche di modellazione differenti a seconda della tipologia costruttiva, ad esempio mediante: i) elementi *piastra* per le pile in acciaio a sezione circolare [26]; ii) elementi *trave* per pile a telaio [22]; iii) elementi *tetraedrici* tridimensionale per pile in calcestruzzo [27]. Inoltre, le pile costituite da colonne singole o da setti in calcestruzzo possono essere anche modellate con elementi *trave* dotati di caratteristiche di inerzia equivalenti [28, 29].

Nei modelli integrali, particolare attenzione dovrebbe essere posta anche alla corretta modellazione delle fondazioni. A seconda della tipologia del terreno, infatti, la fondazioni possono essere assunte come perfettamente rigide o cedevoli, in modo elastico od anche plastico. Nel primo caso la condizione di fondazione rigida è rappresentata imponendo vincoli di incastro perfetto ai nodi di base degli elementi strutturali [27], mentre la rigidezza del terreno cedevole in modo elastico lineare può essere opportunamente rappresentata con modelli analitici [28, 30, 31]. Entrambi gli approcci sono adatti per analisi lineari della risposta strutturale, mentre nel caso di valutazioni dinamiche non lineari è necessario tenere in conto anche gli effetti dell'interazione terreno-struttura, ad esempio modellando l'impedenza delle fondazioni mediante molle elastiche smorzate.

In particolare, nel caso delle palificate di fondazione è possibile adottare il modello analitico di Dobry e Gazetas per calcolare le funzioni analitiche di impedenza dinamica di gruppi di pali circolari soggetti ad un'azione armonica generica [32]. Con riferimento ad una fondazione composta da due pali  $p$  e  $q$  soggetti ad un'azione esterna verticale pari a  $2F$ , nel modello proposto lo spostamento verticale totale  $w_q$  del palo  $q$  è pari alla somma dello spostamento  $w_{qq}$ , causato dalla forza  $F_{qq}$  direttamente applicata al palo  $q$ , e dello spostamento  $w_{pq}$ , indotto dalla presenza dell'altro palo  $p$ . Lo spostamento totale  $w_q$  è quindi pari a:

$$w_q = w_{qq} + w_{pq} = \frac{F_q}{K_z(\omega)} + \alpha_z(\omega) \cdot \frac{F_q}{K_z(\omega)} = \frac{F}{K_z(\omega)} \cdot [1 + \alpha_z(\omega)] \quad (2.1)$$

dove:  $\alpha_z(\omega)$  è la funzione di interazione dinamica verticale, espressa in funzione delle caratteristiche meccaniche proprie del terreno e della geometria della palificata, e  $K_z(\omega)$  è la funzione complessa di impedenza dinamica del singolo palo, che può essere definita mediante diversi modelli analitici [30, 33, 34]. L'impedenza dinamica totale della palificata  $K_{Gz}(\omega)$  è pari:



$$K_{Gz}(\omega) = 2 \cdot \frac{F}{w_q} = 2 \cdot \frac{K_z(\omega)}{1 + \alpha_z(\omega)} \quad (2.2)$$

Nel caso più generale di palificate composte da più di due pali, si considera generalmente che ciascun palo interagisca con gli altri in modo indipendente e, di conseguenza, l'effetto di interazione totale di ogni singolo palo è dato dalla somma degli effetti generati dagli altri pali. Le teste dei pali sono inoltre monoliticamente collegate mediante il basamento in calcestruzzo di elevato spessore, che consente di considerare come rigida la testa della palificata. Tale ipotesi consente di definire i legami cinematici tra i movimenti delle teste dei singoli pali nei confronti dei gradi di libertà verticale, orizzontale e rotazionale del basamento. In tale modo, l'impedenza totale della palificata è pari somma delle reazioni espresse dai singoli pali imponendo degli spostamenti unitari ai singoli gradi di libertà del basamento.

### **3.2 Aggiornamento numerico dei modelli strutturali**

I modelli agli elementi finiti, sviluppati secondo le tecniche maggiormente efficaci in funzione della tipologia costruttiva, sono inevitabilmente una approssimazione delle realtà in quanto si basano su idealizzazioni del reale comportamento meccanico delle strutture.

I modelli sono intrinsecamente caratterizzati da un grado di incertezza incognito che può essere causato da: i) una erronea scelta di modellazione, quando la tecnica di modellazione adottata non è idonea a rappresentare l'effettivo comportamento della struttura o di singoli componenti; ii) una scala di rappresentazione errata, ovvero quando la discretizzazione del modello non è adatta a descrivere la risposta strutturale; iii) una valutazione errata dei parametri meccanici, nel caso in cui ci siano errori nella definizione della geometria o delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Gli errori legati alla tecnica di modellazione ed al livello di discretizzazione adottato possono essere corretti direttamente dall'operatore sulla base della propria esperienza, mentre le incertezze che riguardano la definizione dei parametri geometrici e meccanici sono risolvibili mediante le tecniche di aggiornamento numerico dei modelli [35].

L'aggiornamento numerico dei modelli meccanici, con particolare riferimento ai modelli agli elementi finiti, ha lo scopo di modificare o calibrare il valore di quei parametri di incerta valutazione presenti in un modello strutturale allo scopo di ottenere una rappresentazione più realistica dell'opera. La calibrazione dei parametri è tipicamente realizzata confrontando il comportamento teorico con quello sperimentale con l'obiettivo di minimizzarne le differenze. Di conseguenza, l'aggiornamento numerico dal punto di vista matematico costituisce un problema di ricerca del minimo o del massimo di una funzione obiettivo, a seconda che si ricerchi la minima differenza o la massima somiglianza fra modello o realtà, ovvero un problema di ottimizzazione numerica.

Lo schema generale di aggiornamento numerico dei modelli strutturali è composto da: i) selezione delle risposte strutturali per il confronto teorico / sperimentale e definizione della funzione obiettivo; ii) selezione dei parametri di modellazione oggetto dell'aggiornamento; iii) scelta della metodologia numerica di ottimizzazione del modello.

Il modello aggiornato, sebbene presenti un comportamento teorico ottimizzato rispetto a quello sperimentale, per poter essere considerato valido deve comunque

continuare ad essere "realistico" ovvero i parametri di riferimento al termine dell'aggiornamento devono risultati compresi all'interno di valori significativi dal punto di vista meccanico ed ingegneristico [36]. Tale problematica è anche amplificata dal fatto che, da un punto di vista teorico, il numero di parametri necessari per la definizione completa di un modello strutturale è particolarmente elevato (dell'ordine di  $10^2 \sim 10^3$ ) mentre il numero di dati sperimentali tipicamente disponibili per il confronto con il comportamento teorico è molto inferiore (dell'ordine di  $10^1$ ). Il problema è quindi indeterminato e, al fine di convergere ad una soluzione realistica, risulta inevitabile la selezione di un numero di parametri di aggiornamento molto minore rispetto al numero totale di parametri disponibili attraverso una scelta razionale, ma soggettiva, di quelli maggiormente significativi [37].

La scelta del numero dei parametri da ottimizzare, la definizione della funzione obiettivo e la selezione dell'algoritmo di ottimizzazione devono essere opportunamente valutati in modo da ottenere una buona impostazione matematica del problema che, in caso contrario, potrebbe manifestare problemi di convergenza o impossibilità di soluzione.

### 3.2.1 Le funzioni obiettivo

Le funzioni obiettivo esprimono la differenza fra il comportamento strutturale teorico e quello sperimentale attraverso il confronto numerico delle risposte strutturali. I parametri di risposta utilizzati per il confronto possono essere di vario tipo in funzione della tipologia di dati sperimentali a disposizione e dello scopo della modellazione strutturale, se ad esempio finalizzata ad un'analisi statica o dinamica. La funzione obiettivo calcola il valore del "residuale" ovvero quantifica in un'unica variabile di riferimento tutte le differenze fra i parametri di risposta adottati. Nel caso dell'aggiornamento di modelli strutturali dinamici, generalmente il comportamento teorico è calibrato rispetto ai modi propri di vibrazione reali della struttura, costituiti da frequenze e forme modali sperimentali. In questi casi la funzione obiettivo esprime la differenza o residuale fra il comportamento dinamico teorico e quello sperimentale, confrontando frequenze e forme modali proprie ottenute dal modello numerico e dall'analisi sperimentale. Di conseguenza, l'ottimizzazione può essere ottenuta, ad esempio, ricercando il punto di minimo di una funzione obiettivo  $F_f$  del tipo:

$$F_f = \sum_{n=1}^N a_{f_i} \cdot \left| \frac{f_i^{\text{exp}} - f_i^{\text{num}}}{f_i^{\text{exp}}} \right| \quad (2.3)$$

dove:  $f_i^{\text{exp}}$  è la frequenza sperimentale dei modo  $i$ ,  $f_i^{\text{num}}$  è la frequenza numerica dei modo  $i$  e  $a_{f_i}$  rappresenta il peso del modo  $i$  sul comportamento globale. In tale modo il confronto è realizzato sulla base solamente dei valori delle frequenze proprie teoriche e sperimentali. In un approccio più generale, è possibile adottare funzioni obiettivo che tengano in conto anche del confronto fra le forme modali, come ad esempio la funzione  $F$  così definita:

$$F = A_f \cdot F_f + A_\phi \cdot F_\phi \quad (2.4)$$

dove:  $F_f$  rappresenta la differenza teorico / sperimentale tra le frequenze modali,  $F_\phi$  la differenza fra le forme modali,  $A_f$  ed  $A_\phi$  sono i pesi delle corrispondenti differenze

teorico / sperimentale sulla funzione globale. La funzione  $F_\phi$  può ad esempio essere definita come:

$$F_\phi = \sum_{j=1}^K a_{\phi_j} \cdot (\phi_j^{\text{exp}} - \phi_j^{\text{num}})^T \cdot (\phi_j^{\text{exp}} - \phi_j^{\text{num}}) \quad (2.5)$$

dove:  $\phi_j^{\text{exp}}$  è la forma modale sperimentale del modo  $j$ ,  $\phi_j^{\text{num}}$  è la forma modale teorica del modo  $j$ ,  $a_{\phi_j}$  rappresenta il peso del modo  $j$  sulla funzione globale. Una osservazione importate riguarda il differente valore di errore sperimentale nella valutazione delle frequenze e delle forme modali, nell'ordine del 1% e 10% rispettivamente, che richiede una differente valutazione dei pesi delle forme modali rispetto alle frequenze proprie.

In letteratura sono state proposte diverse formulazioni della funzione obiettivo anche in relazione all'algoritmo di ottimizzazione adottato. Ad esempio, nel metodo basato sull'analisi di sensitività, la funzione obiettivo  $F_s(\delta x)$  è definita come:

$$F_s(\delta x) = e^t \cdot A A_{ee} \cdot e \quad (2.6)$$

con

$$e = \delta f - S \cdot \delta x \quad (2.7)$$

dove:  $e$  è l'errore stimato con i valori correnti dei parametri,  $A_{ee}$  è la matrice dei pesi dei differenti valori di confronto teorico / sperimentale,  $\delta x$  è la differenza fra i vettori dei valori sperimentali e teorici,  $S$  è la matrice di sensitività e  $\delta x$  è il vettore di modifica dei parametri di aggiornamento. In questo caso l'ottimizzazione si ottiene minimizzando la funzione  $F_s(\delta x)$  mediante successive iterazioni di calcolo dove il vettore  $x_{i+1}$  dei parametri calcolati al passo  $i+1$  è dato da [37]:

$$x_{i+1} = x_i + [S_i^T \cdot A_{ee} \cdot S_i]^{-1} \cdot S_i^T \cdot A_{ee} \cdot (f_m - f_i) \quad (2.8)$$

La matrice di sensitività  $S$  esprime la variazione dei valori teorici di riferimento del vettore  $f$  (come ad esempio le frequenze proprie di vibrazione) rispetto alla variazione dei parametri di aggiornamento contenuti nel vettore  $x$  ed è espressa da una relazione del tipo:

$$S = \left[ \frac{\partial f_m}{\partial x_n} \right] \quad (2.9)$$

con  $m=1,2,\dots,M$  valori di riferimento per il confronto teorico / sperimentale ed  $n=1,2,\dots,N$  parametri di aggiornamento [38]. La matrice  $S$  è ricalcolata ad ogni iterazione di calcolo comportando, nel caso di modelli numerici con un numero elevato di gradi di libertà, un notevole onere computazionale.

### 3.2.2 I parametri di ottimizzazione

La scelta dei parametri da sottoporre al processo di aggiornamento numerico dipende essenzialmente dalla struttura oggetto della modellazione. Nella modellazione agli elementi finiti i componenti strutturali sono rappresentati mediante oggetti matematici dotati di un comportamento meccanico predefinito, come gli elementi *trave* o *piastra*, connessi fra loro ed ai vincoli esterni in vario modo. Affinché la modellazione sia efficace, è necessario utilizzare elementi appropriati per rappresentare i vari componenti strutturali, definire le caratteristiche

geometriche del modello ed i parametri meccanici degli elementi. All'interno di un modello possono quindi coesistere elementi affidabili, ovvero considerati come ben rappresentativi dell'effettivo comportamento strutturale, ed elementi di efficacia più incerta. Il numero totale di parametri che contribuiscono a definire completamente un modello strutturale sono generalmente superiori ai dati sperimentali disponibili per l'ottimizzazione e, di conseguenza, risulta necessaria una selezione dei parametri da sottoporre alla calibrazione numerica.

La selezione dei parametri di ottimizzazione è un passo fondamentale per l'aggiornamento del modello. L'ottimizzazione non guidata, ovvero variando in modo casuale tutti i parametri di definizione del modello, non è mai consigliabile per due motivazioni: i) il numero totale di parametri è generalmente molto maggiore del numero di dati sperimentali disponibili con il risultato che il problema risulta indeterminato e, con molta probabilità, mal condizionato e difficilmente risolvibile; ii) la soluzione potrebbe essere costituita da un insieme di parametri casuali senza significato fisico rispetto alla realtà del problema.

Il numero di parametri di ottimizzazione deve quindi essere opportunamente ridotto. Innanzitutto, è possibile selezionare come ottimizzabili quei parametri del modello che sono valutati come incerti assumendo i restanti, considerati affidabili, come costanti nel processo di ottimizzazione. Fra i parametri incerti, inoltre, è possibile identificare quelli che influiscono maggiormente sulla variazione di risposta del modello con una analisi di sensitività. Ad esempio nel caso dell'ottimizzazione di modelli dinamici, è possibile calcolare la sensitività dei parametri rispetto alla variazione delle frequenze proprie di vibrazione. Fra i parametri di più incerta valutazione, quelli dotati di una maggiore sensitività rispetto alla risposta del modello sono ottimizzati nel processo di aggiornamento.

Con questo approccio è possibile selezionare un numero ragionevole di parametri il cui valore ottimizzato consentirà di ottenere un modello aggiornato e prossimo ai dati sperimentali. Tuttavia, affinché l'ottimizzazione sia efficace, è necessario che i valori di partenza dei parametri siano ragionevoli, ovvero prossimi per quanto possibile ai valori reali. Da questo punto di vista, è necessaria una valutazione preliminare del valore realistico di tali parametri, attraverso modelli meccanici semplificati o valutazioni basate sull'esperienza. Tale analisi ha anche lo scopo di definire i limiti di variazione dei parametri, in modo che i risultati ottenuti dal processo di ottimizzazione siano comunque realistici rispetto al comportamento meccanico effettivo dell'opera [39].

### **3.2.3 Gli algoritmi di ottimizzazione**

Una volta definita la funzione obiettivo e selezionati i parametri di ottimizzazione, è possibile procedere con l'aggiornamento numerico del modello mediante un apposito algoritmo di ottimizzazione. L'algoritmo consiste in una procedura matematica che ha lo scopo di ricerca il minimo (o massimo) della funzione obiettivo al variare dei parametri di ottimizzazione. Il numero e la tipologia di algoritmi di ottimizzazione proposti da vari autori è notevole, in funzione della definizione del problema dal punto di vista matematico, del numero di parametri da ottimizzare, delle dimensioni numeriche dei modelli studiati.

I metodi più diretti per aggiornare la risposta strutturale di un modello numerico rispetto al comportamento sperimentale consistono nel modificare le matrici di massa e rigidezza in modo da calibrare la risposta teorica rispetto al dato reale. Tali metodi utilizzano un approccio in forma chiusa che consente di ottenere

direttamente il risultato finale senza interazioni di calcolo. Tuttavia i risultati ottenuti da queste tecniche di aggiornamento diretto, sebbene possano risultare molto prossimi ai dati sperimentali, comportano la perdita delle informazioni riguardanti i parametri ottimizzati del modello numerico ed, inoltre, rischiano di fornire risultati non significativi dal punto di vista fisico [40].

L'ottimizzazione può essere ottenuta anche mediante metodi che utilizzano la sensitività dei parametri di aggiornamento rispetto alla risposta del modello in modo iterativo, tracciando un percorso di ottimizzazione dal punto iniziale a quello di minimo (o di massimo). Questi approcci si basano sulla valutazione, ad ogni iterazione di calcolo, del gradiente locale della funzione obiettivo orientando il passo successivo verso la direzione di minimo. In letteratura sono disponibili numerose funzioni di ottimizzazione basate sulla sensitività dei parametri come i metodi di *Newton*, *quasi-Newton*, del *gradiente coniugato*, della *ricerca lineare*, della "*Trust region*". Tali metodi, sebbene molto diffusi ed utilizzati, presentano tuttavia alcune problematiche legate a: i) la possibilità che la procedura rimanga imprigionata in un minimo locale e non sia quindi in grado di individuare il minimo globale della funzione obiettivo; ii) l'onere di calcolo dovuto alla necessità di calcolare ad ogni iterazione la sensitività dei parametri ed il gradiente della funzione obiettivo [36].

Una variante dei metodi iterativi di ottimizzazione basati sulla sensitività consiste nel metodo della *superficie di risposta*. Questo approccio è basato sulla sostituzione del modello numerico originale con uno *pseudo-modello*, di dimensione numerica notevolmente inferiore, che è sottoposto alla ottimizzazione effettiva e che fornisce i valori ottimizzati dei parametri di riferimento con una riduzione significativa degli oneri di calcolo.

Lo *pseudo-modello* è costituito tipicamente da una funzione quadratica dei parametri di ottimizzazione. Per definire tale funzione, è necessario individuare preliminarmente nello spazio matematico degli  $n$  parametri di ottimizzazione un numero finito  $m$  di gruppi di valori che costituiscono lo spazio di definizione dell'esperimento ("*Design of Experiment - DOE*"). Definito lo spazio dell'esperimento, si procede alla valutazione della risposta strutturale del modello numerico originale rispetto agli  $m$  gruppi di valori dei parametri ed al corrispondente calcolo degli  $m$  valori della funzione obiettivo. A questo punto è possibile calibrare i coefficienti della funzione quadratica dello *pseudo-modello* nello spazio dell'esperimento rispetto agli  $m$  valori della funzione obiettivo e, successivamente, procedere alla ottimizzazione ricercandone il valore di minimo. Trasferendo il risultato ottenuto dallo *pseudo-modello* nel modello originale, si ottiene infine l'aggiornamento numerico [36].

Per cercare di superare il problema del minimo locale legato all'uso degli algoritmi basati sulla sensitività, sono stati proposti diversi approcci di ricerca globale nello spazio delle variabili di ottimizzazione, come ad esempio l'*algoritmo genetico* (GA) ed il "*simulated annealing*" (SA). Negli approcci globali la ricerca del minimo assoluto della funzione obiettivo risulta sostanzialmente indipendente dal punto di partenza ed, inoltre, la probabilità di convergenza della soluzione è più elevata rispetto agli algoritmi locali.

In particolare, gli *algoritmi genetici* risultano particolarmente efficienti in quanto ricercano il minimo della funzione obiettivo all'interno di una popolazione ampia di possibili soluzioni piuttosto che partendo da un singolo punto, esplorando così in modo più affidabile lo spazio dei parametri di soluzione. Inoltre, il passaggio da

un'iterazione alla successiva avviene senza l'utilizzo di funzioni derivate o ausiliarie della funzione obiettivo, evitando in questo modo di soddisfare i requisiti di derivabilità ed integrabilità della funzione obiettivo.

Tali algoritmi sono cosiddetti "*genetic*" in quanto utilizzano i principi di selezione ed evoluzione genetica degli organismi per definire ad ogni iterazione di calcolo la popolazione di soluzioni o "*individui*" da usare nell'iterazione successiva. I gruppi di valori dei parametri di ottimizzazione sono definiti "*cromosomi*" ed i singoli valori "*geni*". Nella ottimizzazione dei modelli agli elementi finiti, i *geni* sono espressi generalmente da numeri reali. A ciascun *cromosoma* è possibile associare un valore di "*fitness*" che esprime la qualità della risposta numerica del modello rispetto ai dati sperimentali calcolata con i valori dei parametri di ottimizzazione contenuti nel *cromosoma*. Di fatto, il valore di *fitness* coincide con il valore della funzione obiettivo calcolata con quello specifico *cromosoma*.

L'ottimizzazione è ottenuta mediante successive iterazioni di calcolo a partire da una popolazione di partenza attraverso le operazioni di evoluzione genetica, ovvero *selezione*, *crossover* e *mutazione* (Fig. 3.3).

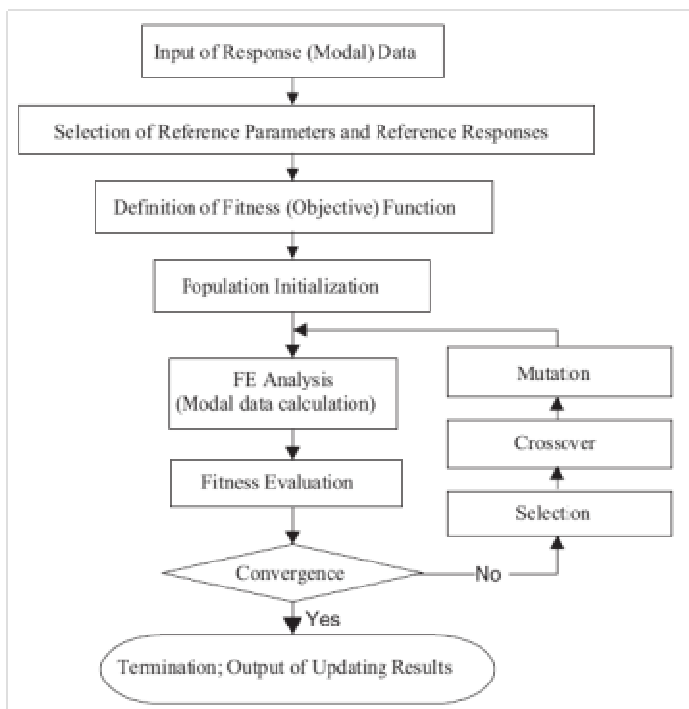


Fig. 3.3 – Diagramma di flusso del processo di ottimizzazione con algoritmo genetico [41]

La popolazione iniziale di individui può essere generata sia con procedimento *random* che *euristico* nello spazio matematico dei parametri di ottimizzazione. L'algoritmo, ad ogni iterazione, calcola i valori di *fitness* degli *individui* e successivamente opera la *selezione*, ovvero la scelta di quali *individui* mantenere nelle operazioni successive. La *selezione* può avvenire sia in modo casuale (regola della "*roulette*") sia sulla base dei valori di *fitness*, mantenendo ad esempio quei

*cromosomi* con *fitness* superiore al valore medio. Una volta individuati i *cromosomi* o *individui* con maggiore successo evolutivo, si procede alla generazione della popolazione successiva mediante l'operazione di *crossover*, che consiste nella ricombinazione dei *geni* di coppie di *cromosomi* al fine di generare i nuovi *individui*. Il *crossover* può riguardare un solo *gene* ("single-point crossover") oppure più *geni* contemporaneamente, combinando con varie formulazione matematiche i valori numerici dei *geni* per ottenere i nuovi individui. Dopo aver generato la nuova popolazione di *individui*, figli di quelli con maggior successo evolutivo nella ottimizzazione del modello numerico, si introducono delle variazioni casuali nei valori dei *geni* mediante l'operazione di *mutazione*. Tali variazioni hanno la funzione di aumentare la diversità genetica favorendo l'esplorazione globale dello spazio matematico dei parametri di ottimizzazione, evitando in tale modo che la procedura risulti intrappolata in un minimo locale. La *mutazione* è ottenuta con molte funzioni matematiche differenti ma rimanendo sempre nei limiti predefiniti dei parametri di ottimizzazione [41].

La generazione di nuovi individui procede sino a quando non siano soddisfatti opportuni criteri di convergenza dei valori di *fitness*. Al termine della procedura, il risultato non è costituito da un singolo *cromosoma* ma dalla popolazione con maggior successo evolutivo, ovvero la popolazione ottimizzata. A questo punto, i valori ottimali dei parametri possono essere scelti fra i corrispondenti valori dei *geni* dei *cromosomi* risultato dell'ottimizzazione.

I vari metodi di ottimizzazione numerica sono oggi largamente diffusi nel campo della ricerca e della progettazione ingegneristica e sono stati sviluppati in un numero sempre crescente di software dedicati. La disponibilità inoltre di mezzi di calcolo sempre più potenti ha consentito l'ottimizzazione di modelli numerici agli elementi finiti di dimensioni notevoli senza difficoltà particolari. Sebbene l'elevata capacità di calcolo consenta di adottare, dal punto di vista teorico, un numero di parametri molto elevato, è comunque consigliabile restringere notevolmente il numero delle incognite in modo da ottenere una ottimizzazione comunque controllabile e realistica rispetto al comportamento meccanico reale delle opere.

### **3.3 Identificazione del traffico ferroviario**

La conoscenza dello spettro di carico realmente agente su strutture sensibili ai fenomeni di fatica come i ponti metallici è di fondamentale importanza per una stima affidabile del comportamento in esercizio, della vita residua e del grado di sicurezza reale dell'opera, sia nel caso della progettazione di nuove strutture che nello studio di quelle già esistenti.

La corretta valutazione delle azioni dinamiche indotte dai veicoli stradali e ferroviari rappresenta una delle problematiche maggiormente complesse nell'analisi strutturale dei ponti. Il problema è generalmente inquadrato nell'ambito dei metodi di "dynamic inverse problems", ovvero le procedure matematico / numeriche di identificazione dell'azione esterna a partire dalla misura della sola risposta dinamica del sistema sollecitato. La maggiore difficoltà tecnica consiste nella impossibilità di misurare direttamente le azioni di interazione dinamica che i convogli si scambiano con la struttura attraverso le superfici di contatto, in quanto i necessari sistemi di misura da montare su veicoli campione risultano condizionare dal punto di vista statistico i dati acquisiti rendendo difficile una stima globale dello spettro di traffico.

Per ovviare a questa mancanza di dati affidabili, sono stati sviluppati diversi metodi numerici di identificazione dinamica dei carichi che sono in grado, noto il problema di interazione veicolo-struttura, di fornire una stima dei carichi sulla sola base della risposta del ponte misurata sperimentalmente. In questi metodi, la sovrastruttura del ponte può essere rappresentata dal punto di vista del comportamento meccanico in modo discreto, ad esempio come una serie di masse isolate collegate da elementi *trave*, esprimendo l'equilibrio dinamico modale della struttura mediante la forma matriciale. Alternativamente, è possibile rappresentare l'impalcato come corpo continuo adottando il modello della trave di Timoshenko, nel qual caso l'equazione di equilibrio dinamico della struttura è espressa tramite le funzioni tipiche della dinamica modale [42].

I veicoli stradali e ferroviari possono essere schematizzati come sequenze di carichi mobili nel caso di bassa velocità di transito e di bassi valori del carico rispetto alla massa dell'impalcato. Negli altri casi, per ottenere una valutazione affidabile dell'interazione veicolo-struttura è necessario adottare modelli meccanici più complessi, nei quali i vari componenti del veicolo sono rappresentati da masse collegate tra loro mediante molle elastiche e smorzatori viscosi. Nel caso ferroviario, a seconda della complessità del modello i gradi di libertà inclusi possono essere le traslazioni verticali / trasversali e le rotazioni intorno all'asse di moto del treno (rollio), intorno all'asse verticale (serpeggio) ed intorno all'asse trasversale (beccheggio). Per lo studio dei treni convenzionali è possibile adottare modelli semplificati rispetto alla dinamica effettiva del convoglio, come riportato nella immagine di Fig. 3.4.

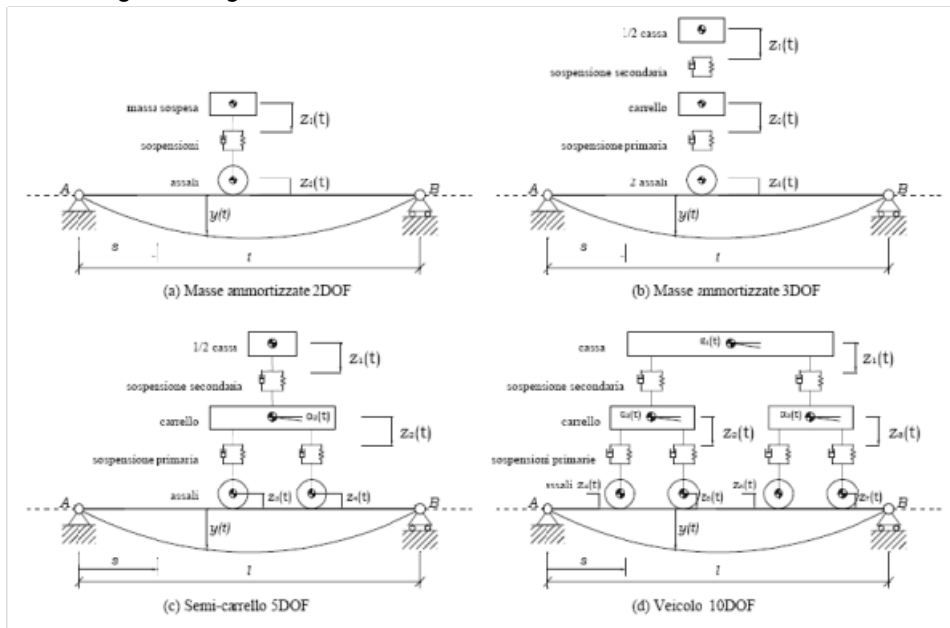


Fig. 3.4 – Modelli semplificati per la valutazione del comportamento dinamico dei convogli ferroviari [43].

La dinamica del sistema accoppiato veicolo-struttura si può descrivere mediante un sistema di due equazioni, la prima riguardante l'impalcato e la seconda il



convoglio, nelle quali il termine noto è costituito dalle azioni di interazione dinamica veicolo - struttura e struttura - veicolo, uguali e contrarie. Tali azioni corrispondono alle forze di contatto che i due sistemi si scambiano lungo le superfici di interfaccia, e risultano variabili nel tempo e nello spazio in funzione della risposta dinamica globale del sistema. Una rappresentazione matriciale del sistema globale di interazione dinamica è riportato nelle equazioni (2.10):

$$\begin{aligned} [M]_s \cdot \{\ddot{X}\}_s + [C]_s \cdot \{\dot{X}\}_s + [K]_s \cdot \{X\}_s &= \{F\}_{v \rightarrow s} \\ [M]_v \cdot \{\ddot{X}\}_v + [C]_v \cdot \{\dot{X}\}_v + [K]_v \cdot \{X\}_v &= \{F\}_{s \rightarrow v} \end{aligned} \quad (2.10)$$

dove  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  sono le matrici di massa, smorzamento e rigidità della struttura (s) e del veicolo (v), mentre le forze di contatto veicolo -struttura e struttura- veicolo sono rappresentate dai vettori  $\{F\}_{v \rightarrow s}$  e  $\{F\}_{s \rightarrow v}$ .

L'obiettivo principale delle tecniche di "dynamic inverse problems" è la determinazione della distribuzione spaziale e temporale delle forze di contatto a partire dalla misura sperimentale della sola risposta dinamica dell'impalcato, rappresentata dal vettore  $\{X\}_s$  del sistema (2.10). Vari autori hanno proposto diverse metodologie numeriche di identificazione dinamica delle azioni mobili che, nello studio di Yu e Chan, sono state suddivise in quattro tipologie: i) Tecniche interpretative con masse concentrate; ii) Tecniche interpretative con masse distribuite; iii) Tecniche nel dominio del tempo; iv) Tecniche nel dominio del tempo e delle frequenze [42]. In tale studio, inoltre, è stato messo in evidenza come l'efficacia identificativa delle differenti tecniche dipenda fortemente da molti fattori, come i parametri meccanici del sistema veicolo -struttura (numero di forme modali della struttura considerate nel calcolo, velocità del convoglio, distanza degli assali, etc.), i parametri delle misure sperimentali (frequenza di campionamento, errori e disturbi nei segnali registrati) ed i parametri di gestione degli algoritmi numerici di risoluzione. Tali metodi hanno mostrati buoni risultati negli esperimenti di laboratorio, dove le condizioni di prova ed i carichi sono noti, mentre le applicazioni a casi studio reali soggetti a condizioni di carico complesse hanno mostrato notevoli difficoltà tecniche che, nel caso dei ponti stradali, sono principalmente dovute alla presenza contemporanea sull'impalcato di più veicoli con caratteristiche geometriche / meccaniche e velocità di transito differenti [42, 44].

Nel caso dei ponti ferroviari, invece, sono presenti alcuni fattori di semplificazione del problema che hanno consentito l'applicazione pratica di sistemi di identificazione dinamica indiretta dei carichi. Infatti nel caso di superfici di contatto lisce, come nel contatto ruota-rotai, e per velocità di transito ordinarie (< 220 km/h) è possibile trascurare gli effetti di interazione dinamica treno-struttura e modellare i convogli come sequenze di carichi mobili [45]. Inoltre, negli impalcati di lunghezza ordinaria il caso del transito contemporaneo di due convogli è sostanzialmente trascurabile. Questi due fattori consentono una semplificazione notevole del problema di identificazione numerica e rendono di fatto possibile sviluppare sistemi di identificazione del traffico che consentono la stima di: i) velocità di transito; ii) numero, interasse e peso degli assali; iii) numero totali di transiti e, di conseguenza, valutazione dello spettro di traffico.

Nello studio di Kaorumi et al., ad esempio, è descritto un sistema di monitoraggio per ponti ferroviari dotato di sensori estensimetrici posizionati all'interno della

soletta in calcestruzzo di estradosso del caso studio, costituito da un ponte integrale di piccola luce (14.4 m). Dalle letture di deformazione, gli autori hanno ricavato direttamente la stima della velocità di transito del convoglio ed una valutazione preliminare dell'intensità e della geometria dei carichi verticali, basata su una calibrazione sperimentale con carichi noti. Mediante un algoritmo numerico è stata simulata la risposta dinamica della struttura sotto l'azione di carichi mobili, ed è stata ottenuta l'identificazione finale del convoglio (geometria e carichi) mediante una procedura di ottimizzazione numerica, la cui funzione obiettivo è stata espressa come differenza fra le deformazioni numeriche e quelle sperimentali registrate dai sensori [46]. In questo caso, l'approccio adottato non rientra propriamente nelle tecniche di identificazione inversa, ma si basa su un processo di ottimizzazione numerica che consente di fatto l'identificazione dei carichi mobili evitando le difficoltà numeriche legate alla tecniche classiche di identificazione.

Sebbene tali tecniche per l'identificazione dei carichi ferroviari siano attualmente efficaci e disponibili, sino ad ora è stata posta una scarsa attenzione alla valutazione dello spettro di traffico effettivamente presente sulle linee ferroviarie, concentrando l'attenzione sullo sviluppo di materiali ad alta resistenza e di soluzioni innovative per la realizzazione di ponti e viadotti metallici. Tuttavia, la crescente importanza economica delle infrastrutture di trasporto ferroviario impone una valutazione più rigorosa delle azioni cicliche presenti nelle strutture metalliche, in modo da consentire una stima affidabile del comportamento a fatica delle nuove strutture metalliche e della vita residua di quelle già esistenti. A tale scopo, i sistemi di monitoraggio ed identificazione numerica risultano particolarmente efficienti nella valutazione dello spettro reale del traffico ferroviario.

### 3.4 Resistenza a fatica dei componenti strutturali

Le verifiche di fatica dei componenti strutturali sono tipicamente realizzate secondo l'approccio tensionale mediante l'utilizzo delle curve sperimentali  $S-N$  di resistenza a fatica. Tali curve, introdotte a metà del 1800 dall'ingegnere tedesco Wöhler, descrivono il legame tra l'ampiezza  $S$  di cicli di tensione costanti in intensità e frequenza con il numero  $N$  di ripetizioni necessarie per indurre un danneggiamento a fatica visibile nel componente.

Le curve  $S-N$  sono determinate mediante prove di carico ciclico su una serie di provini omogenei per materiale, geometria e tecnica di realizzazione (Fig. 3.5).

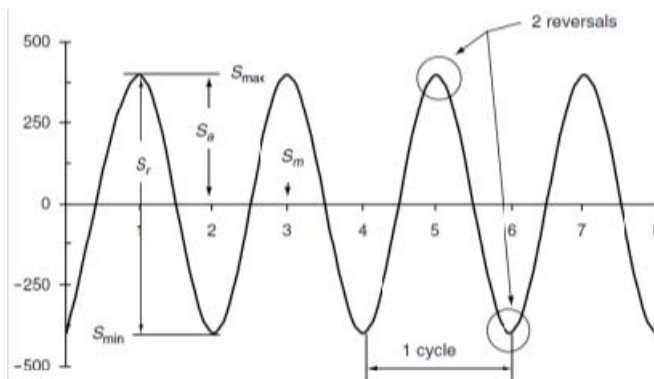


Fig. 3.5 - Parametri di definizione delle prove cicliche a fatica [7].

L'intensità dell'azione è definita dalla ampiezza  $S_r$  di tensione applicata, pari alla differenza fra tensione massima e minima (per convenzione le tensioni di trazione sono positive, quelle di compressione negative) o dalla semiampiezza  $S_a$ , pari alla metà di  $S_r$ . L'azione può essere applicata imponendo una tensione media  $S_m$ , pari alla media fra tensione massima e minima, uguale o maggiore di zero.

Nel settore dell'ingegneria meccanica, generalmente le prove sono realizzate assumendo un valore di  $S_m$  pari a zero, ovvero imponendo la condizione di prova ad *inversione totale*. Esistono tuttavia delle situazioni per cui il carico minimo reale non può essere negativo, come ad esempio nelle prove di carico di lamiere sottili con saldature a spot oppure in quei casi in cui il carico reale sul componente non è mai negativo. Le strutture di ingegneria civile generalmente rientrano in questo secondo caso in quanto le azioni di fatica hanno direzione prevalentemente verticale e, sommandosi ai carichi permanenti, generano variazioni di tensione tra un valore minimo ed uno massimo dello stesso segno e sono caratterizzati da valori del parametro  $R$ , pari al rapporto fra tensione minima e massima, maggiori di zero.

Per definire in modo completo una curva S-N è necessario realizzare le prove di rottura su un numero sufficiente di provini soggetti a differenti intensità di variazioni di tensione. Riportando i valori sperimentali di  $S$  ed  $N$  su un grafico bi-logaritmico o semilogaritmico è possibile ricavarne la curva matematica che, nella rappresentazione bi-logaritmica, ha andamento tipicamente bilineare con una parte sinistra a pendenza negativa ed una destra orizzontale (Fig. 3.6). La parte sinistra è definita "zona di vita a fatica limitata" mentre l'asintoto orizzontale destro rappresenta il valore di "tensione limite a fatica" in corrispondenza del quale il numero di cicli a rottura è teoricamente infinito.

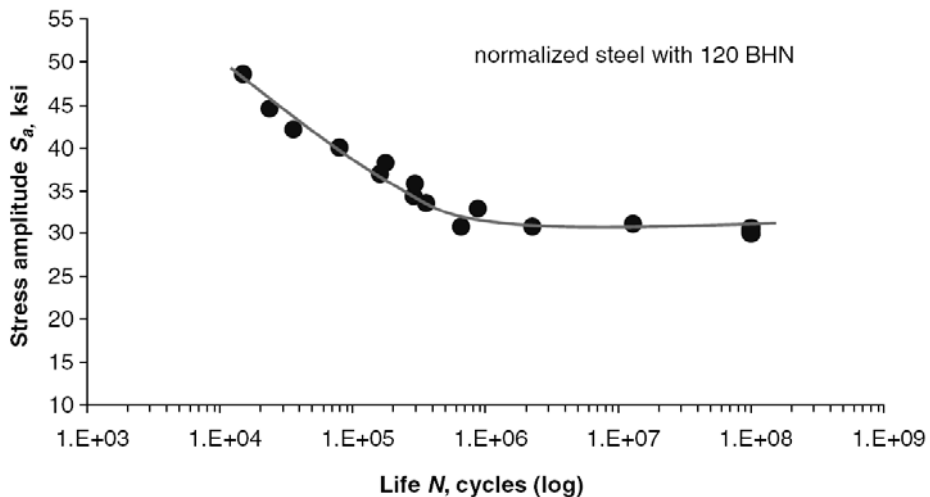


Fig. 3.6 – Esempio di curva a fatica S-N in scala semi-logaritmica [7]

L'identificazione sperimentale delle due parti o zone di comportamento a fatica richiede l'utilizzo di metodologie statistiche, in quanto i dati sperimentali mostrano tipicamente una dispersione che dipende da molti fattori come differenze nel materiale base, nella rifinitura delle superficie esterna, nelle condizioni di carico dei

provini. Le dispersione tende ad aumentare al diminuire dell'ampiezza  $S$  di tensione applicata, in quanto per valori più bassi di carico il processo di enucleazione della frattura risulta più instabile e statisticamente disperso. Il numero di provini da sottoporre alle prove e le tecniche statistiche da utilizzare nella elaborazione dei dati dipendono dal grado di affidabilità che si desidera ottenere dalla sperimentazione. Nel caso in cui siano realizzate prove di ricerca o di caratterizzazione preliminare del componente strutturale, è possibile utilizzare il metodo della "linea media" nel quale: i) l'andamento della zona di vita a fatica limitata è individuato mediante coppie di provini sottoposte a livelli di azione  $S$  differenti; ii) il valore di vita a fatica illimitata è individuato mediante la procedura "starcaise" o "up-and-down", che consiste nell'applicare livelli di carico variabili nell'intorno del livello stimato di *tensione limite a fatica*. Nel grafico di figura 3.7 è riportato un esempio di definizione della curva  $S-N$  con 8 provini per la parte di vita a fatica limitata e 6 provini per la vita a fatica illimitata. La curva  $S-N$  finale risultato della sperimentazione è calcolata con il metodo dei minimi quadrati [7].

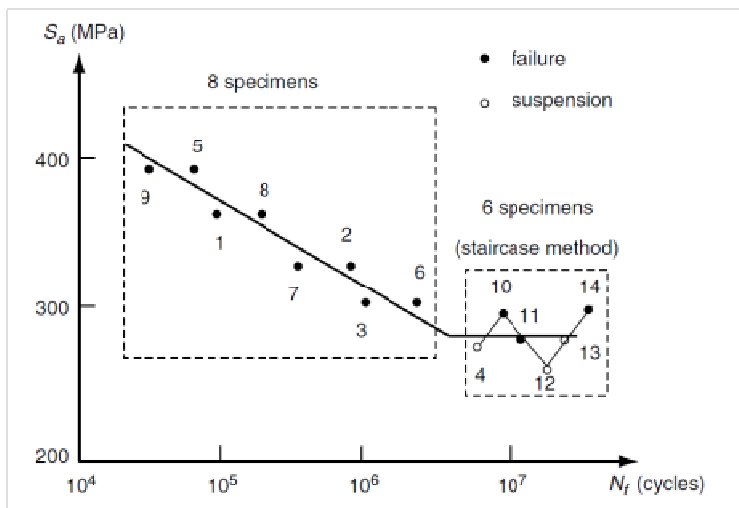


Fig. 3.7 - Definizione della curva  $S-N$  con il metodo della linea media

Il procedimento generale di definizione della curva di resistenza a fatica  $S-N$  può essere convenientemente semplificato in quei casi in cui la forma della curva è considerata nota e, pertanto, risulta necessario solamente identificarne la posizione nel piano  $S-N$ . Questa situazione si verifica negli studi sperimentali o preliminari di laboratorio di componenti strutturali già noti o leggermente variati rispetto ad altri conosciuti. In questi casi con un solo provino è teoricamente possibile identificare il punto di passaggio della curva  $S-N$  ed ottenere la caratterizzazione del componente, tuttavia dal punto di vista pratico è comunque consigliabile realizzare prove ripetute ad un numero di livelli di tensione variabile tra 2 e 6 nella zona attesa di vita a fatica limitata. Le repliche dovrebbero essere realizzate prevalentemente per i livelli maggiori di tensione, in quanto i risultati dal punto di vista statistico presentano una minore dispersione. Realizzate le prove, è possibile posizionare la curva con il metodo della linea media che, avendo forma già definita, consente di identificare anche il livello di tensione limite a fatica [47].

La caratterizzazione sperimentale del comportamento a fatica dei componenti strutturali risulta al momento un passaggio fondamentale per la definizione di parametri affidabili di progettazione delle nuove strutture e di verifica delle strutture esistenti. Al momento, infatti, non risultano disponibili modelli meccanici affidabili per una valutazione teorica del comportamento a fatica di nuovi componenti o per valutare le inevitabili differenze fra il componente in opera e quello indicato dalle normative. Le curve S-N possono essere opportunamente modificate mediante coefficienti di correzione, che rappresentano gli effetti della geometria degli intagli, della finitura e dei trattamenti superficiali, della temperatura e della configurazione di carico reale sull'effettivo comportamento a fatica del componente, tuttavia tali coefficienti possono essere valutati solamente in via sperimentale, non essendo disponibili anche in questo caso approcci teorici affidabili. Nel caso particolare di nuovi ponti metallici realizzati con dettagli strutturali o componenti innovati, la fase di sperimentazione risulta quindi un passaggio fondamentale per ottenere una stima affidabile del comportamento a fatica dell'opera e confermare le ipotesi progettuali.

## 4. CASI STUDIO

La Metodologia proposta per la valutazione del comportamento a fatica dei ponti metallici proposta in questa tesi è stata sviluppata mediante l'utilizzo di tecniche numeriche e sperimentali avanzate, allo scopo di ottenere una stima realistica delle azioni locali e della resistenza a fatica dei componenti strutturali.

L'approccio utilizzato è stata opportunamente calibrato attraverso due casi studio: i) il viadotto sul fiume Sesia, costituito da impalcati in soluzione composta acciaio-calcestruzzo su pile circolari in calcestruzzo; ii) il ponte sul fiume Panaro, realizzato mediante una struttura reticolare metallica ad arco a spinta eliminata su campata unica. I due casi studio sono stati analizzati nell'ambito di due differenti progetti di ricerca Europei, il progetto *DETAILS "DEsign for opTimal performance (LCC) of high-speed rAILway bridges by enhanced monitoring systems"* (viadotto Sesia) ed il progetto *FADLESS "Fatigue damage control and assessment for railways bridges"* (ponte sul Panaro).

In particolare, la Metodologia proposta non è stata calibrata integralmente su ciascuno dei due casi studio, ma è il risultato di differenti esperienze maturate su entrambe le strutture. Ciò non diminuisce in alcun modo l'affidabilità o l'efficacia dell'approccio utilizzato che, infatti, è ottenuto mediante l'applicazione e la calibrazione al generico caso studio di indagini teoriche e sperimentali frutto di conoscenze tecniche fra loro differenti, ma che opportunamente interconnesse consentono la valutazione globale del comportamento a fatica dei ponti metallici.

Con riferimento allo schema logico della metodologia proposta riportato in Fig. 2.1, le seguenti indagini numeriche e sperimentali sono state realizzate per i due casi studio:

- *Ponte sul Panaro*: Analisi dinamica sperimentale (1a); Identificazione dinamica delle strutture (1b); Sviluppo di modelli strutturali del ponte (2); Aggiornamento numerico dei modelli (3); Sollecitazioni dinamiche da traffico (4); Identificazione dettagli critici (5); Calcolo spettro di tensioni (9); Verifica a fatica (10).
- *Viadotto Sesia*: Prove sperimentali a fatica (6); Sistemi di monitoraggio a lungo termine (7); Stima spettro di traffico (8).

Le esperienze maturate nello svolgimento dei due progetti di ricerca hanno contribuito a sviluppare le conoscenze tecniche necessarie per una corretta applicazione della Metodologia proposta, al fine di ottenere una valutazione affidabile del comportamento a fatica.

### 4.1 Ponte sul Panaro

Il ponte sul Panaro, costruito lungo la linea ferroviaria Bologna - Verona, è stato il primo ponte in Italia ad essere realizzato utilizzando profilati composti saldati (Fig. 4.1). Inoltre questo ponte, costruito negli anni 70, è stato sottoposto ad un intenso traffico sia passeggeri che merci in quanto posizionato lungo una delle linee maggiormente trafficate della rete Italiana.

Il ponte ha una luce di 75.6 metri e le sezioni trasversali hanno un'altezza variabile compresa fra 7 ed 11 metri (Fig. 4.2). Tutti i componenti principali, come i correnti longitudinali, le aste verticali e diagonali di parete, i traversi principali di impalcato, i controventi diagonali superiori ed inferiori di estremità sono costituiti da profili

composti saldati (Figg. 4.3 e 4.4). I collegamenti sono ottenuti mediante soluzioni chiodate creando in tale modo una struttura particolarmente originale nel settore dei ponti metallici, caratterizzata da componenti composti saldati e nodi chiodati. Sono presenti inoltre controventi superiori ed inferiori di piano insieme ad aste longitudinali secondarie, che sostengono direttamente le rotaie e le traversine, dotate di controventi di piano locali che hanno lo scopo di irrigidire la struttura nelle zone di transito dei convogli (Figg. 4.5 e 4.6). Gli appoggi di estremità sono costituiti da dispositivi metallici in contatto diretto con la flangia del corrente inferiore (Figg. 4.7 e 4.8).



Fig. 4.1 - Immagine del ponte sul Panaro (per gentile concessione di RFI).

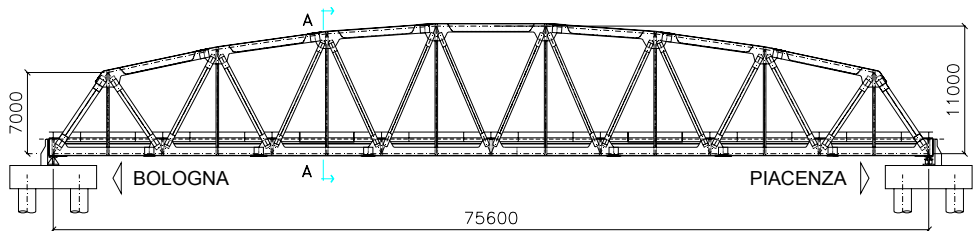


Fig. 4.2 - Prospetto laterale del ponte sul Panaro (per gentile concessione di RFI).



Fig. 4.3 - Vista generale del ponte sul Panaro



Figure 4.4 - Ponte sul Panaro: Dettaglio di un collegamento chiodato





*Figure 4.5 - Ponte sul Panaro: Dettaglio del piano del ferro*



*Figure 4.6 - Ponte sul Panaro: Dettaglio delle aste di intradosso*



*Figure 4.7 - Ponte sul Panaro: Dettaglio dell'appoggio mobile*



*Figure 4.8 - Ponte sul Panaro: Dettaglio dell'appoggio fisso*

Durante la vita di esercizio, numerosi componenti secondari del ponte hanno mostrato danneggiamenti dovuti a fenomeni di fatica indotti da distorsioni o vibrazioni.

In particolare, la quasi totalità dei traversi locali del controvento di piano delle rotaie hanno sviluppato il medesimo tipo di danneggiamento, ovvero una lesione per fatica in corrispondenza della sezione di incastro con le travi longitudinali secondarie. In conseguenza di ciò, è stato progettato e realizzato un intervento sistematico di modifica di tutti i collegamenti di estremità dei traversi locali, trasformati da incastri a cerniere, ed inoltre sono stati realizzati degli tagli locali nei profili allo scopo di arrestare la propagazione delle cricche (Fig. 4.9).

Inoltre, anche il collegamento fra le traverse in legno e le travi longitudinali ha subito uno sviluppo sistematico di danneggiamenti per fatica. Il collegamento, in questo caso, è stato realizzato mediante chiavarde di accoppiamento delle traverse a piastre saldate alle travi longitudinali. Il danneggiamento si è sviluppato



in modo esteso nella saldatura longitudinale tra le piastre e le travi longitudinali a causa di fenomeni di distorsione imposta o di vibrazione (Fig. 4.10).



*Figure 9: Typical fatigue damage and repair of track bracing cross beams*



*Figure 10: Sleepers-longitudinal girder connection by catch bolts*

## **4.2 Viadotto Sesia**

Il viadotto Sesia è stato costruito lungo la nuova linea ferroviaria ad alta velocità Torino - Milano, sopra l'omonimo fiume Sesia. Il viadotto è composta da sette campate in semplice appoggio di luce pari a 46 m, per una lunghezza totale di 322 metri (Figg. 4.1 e 4.2).

Ciascuna campata è costituita da un impalcato in semplice appoggio realizzata mediante una soluzione composta acciaio-calcestruzzo a doppio cassone, con controventi torsionali intermedi e terminali (Figg. 4.3 e 4.4).



*Fig. 4.1 - Vista generale del viadotto Sesia*

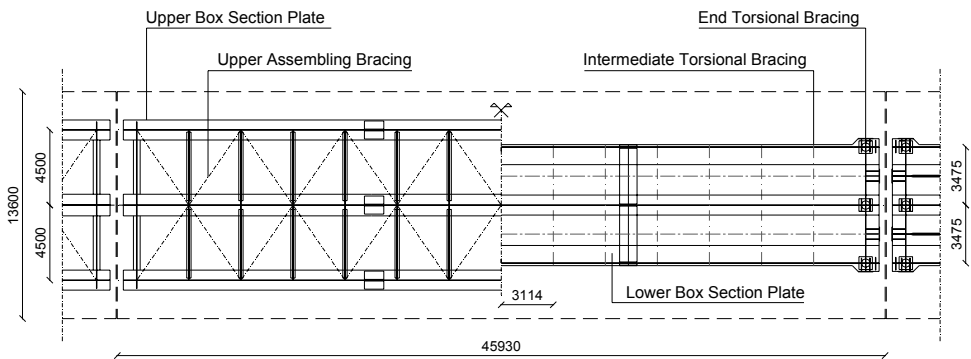


*Fig. 4.2 - Viste laterali del ballast / rotaie (a) e della singola campata (b)*

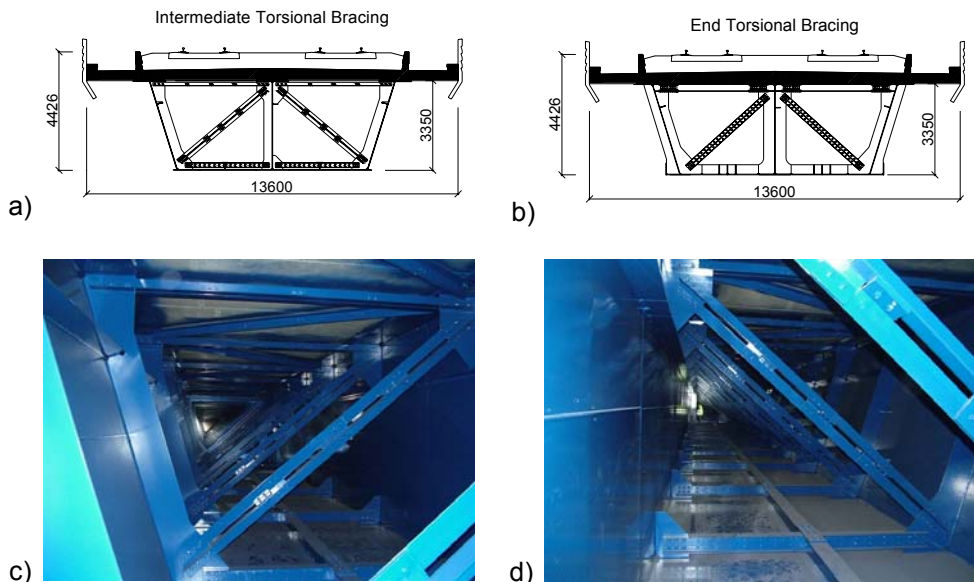
I componenti principali della struttura sono stati realizzati mediante assemblaggio in sito di grandi componenti, di lunghezza pari a 15 m, con saldature di testa a completa penetrazione. La soletta in calcestruzzo, costituita da predalle prefabbricate e getto di completamento in sito, ha una larghezza pari a 13.6 m ed uno spessore di circa 0.4 m.

Lo schema di appoggio, progettato in modo da diminuire al minimo gli effetti termici indotti all'interno della struttura, è costituito da appoggi fissi, mono-direzionali e multi-direzionali.

Le pile in calcestruzzo a sezione circolare sono rigidamente connesse con un basamento circolare in calcestruzzo, che costituisce la testa superiore delle palificate di fondazione.



*Fig. 4.3 - Vista in pianta del viadotto Sesia*



*Fig. 4.4 - Viadotto Sesia: diaframma torsionale intermedio (a) e di estremità (b); viste di dettaglio dell'interno del cassone (c) e (d).*

## **5. COMPORTAMENTO DINAMICO DEI PONTI FERROVIARI METALLICI**

La corretta valutazione delle azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari nei ponti metallici è un passaggio fondamentale per una valutazione affidabile del reale comportamento a fatica. Nella pratica corrente, le strutture esistenti e di nuova concezione sono studiate tipicamente attraverso l'utilizzo di modelli numerici agli elementi finiti, sviluppati rappresentando i componenti strutturali attraverso modelli matematici preesistenti all'interno dei programmi di calcolo strutturale.

Tuttavia nelle attuali normative di progettazione non sono presenti indicazioni specifiche per le realizzazione dei modelli numerici e, di conseguenza, a seconda della tecnica di modellazione adottata è possibile ottenere risultati anche molto differenti fra loro. Del resto la modellazione meccanica è influenzata da molti fattori, legati essenzialmente alla complessità delle opere rappresentate, che possono indurre errori nella rappresentazione dei vincoli esterni, di stima dei parametri meccanici, di scelta degli elementi idonei a rappresentare i componenti strutturali o di discretizzazione della struttura [35].

Un approccio affidabile per lo sviluppo di modelli realistici delle strutture consiste nel confrontare la risposta teorica del modello con quella sperimentale della struttura, cercando di correggere quei fattori che consentono di ottimizzare il modello rispetto alla situazione reale. Il confronto teorico / sperimentale consente in primo luogo di selezionare la tecnica di modellazione più idonea a rappresentare la struttura, e secondariamente di ottimizzarne i parametri in modo da ottenere un modello aggiornato ed affidabile dell'opera.

Nel caso dei ponti ferroviari l'ottimizzazione dei modelli numerici è generalmente realizzata rispetto al comportamento dinamico utilizzando come riferimento i modi propri di vibrazione, costituiti da frequenze e forme modali, ottenuti mediante le tecniche di analisi modale sperimentale. Il comportamento dinamico del modello è quindi calibrato rispetto alla struttura reale mediante processi di ottimizzazione della risposta numerica ottenuti variando i parametri meccanici selezionati per l'aggiornamento. La scelta dei parametri varia in funzione della tipologia strutturale, del grado di incertezza nella valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'opera o dei suoi componenti, dello schema dei vincoli esterni. Inoltre, al fine di ottenere un modello realistico dell'opera, i parametri di aggiornamento al termine del processo di ottimizzazione devono rientrare in limiti rappresentativi delle caratteristiche meccaniche effettive dell'opera.

In definitiva, quindi, i modelli numerici affidabili dei ponti ferroviari metallici possono essere ottenuti mediante: i) una scelta consapevole della tecnica di modellazione idonea per la struttura oggetto dello studio; ii) l'identificazione del comportamento dinamico effettivo dell'opera; iii) l'aggiornamento numerico dei modelli. L'integrazione di conoscenze teoriche e sperimentali consente di affinare la qualità della modellazione base, sviluppando strumenti aggiornati ed affidabili per la valutazione delle azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari.

### ***5.1 Analisi sperimentale ed identificazione dinamica***

I ponti metallici generalmente mostrano un comportamento statico / dinamico reale differente rispetto alle valutazioni teoriche in quanto tutte le tecniche di modellazione si basano su una inevitabile semplificazione della realtà. Da questo

punto di vista, le indagini sperimentali sono strumenti particolarmente utili per la valutazione delle azioni e tensioni realmente agenti all'interno dei componenti strutturali e, di conseguenza, possono essere utilizzate come riferimento per ottenere una valutazione affidabile del comportamento a fatica.

Le indagini sperimentali realizzate sul ponte sul Panaro sono state focalizzate sulla identificazione del comportamento dinamico e sulla valutazione degli effetti indotti dal passaggio dei convogli ferroviari. In particolare, sono stati identificati i modi propri di vibrazione globali e locali mediante le tecniche di analisi modale operativa (OMA) utilizzando le vibrazioni ambientali (rumore bianco) come fonte di eccitazione della struttura. Inoltre sono stati analizzati gli effetti indotti dal passaggio dei treni in termini di storie di deformazione in dettagli critici e degli spostamenti orizzontali in corrispondenza degli appoggi esterni uni-direzionali della struttura. I risultati sperimentali hanno consentito di approfondire la conoscenza del reale comportamento strutturale ed hanno fornito la base necessaria per l'aggiornamento numerico dei modelli.

Nel caso del viadotto Sesia le indagini sperimentali, realizzate mediante l'analisi modale operativa, hanno consentito di identificare il comportamento dinamico della singola campata tipo, fornendo anche in questo caso informazioni essenziali per la valutazione dell'efficace delle tecniche di modellazione attualmente disponibili per i ponti in soluzione composta acciaio-calcestruzzo [48].

### 5.1.1 Il ponte sul Panaro

Le analisi dinamiche sperimentali sul ponte sul Panaro sono state realizzate allo scopo di ottenere l'identificazione dinamica dei modi propri globali della struttura e locali dei traversi che compongono i controventi di piano delle travi longitudinali secondarie, sulle quali sono disposte le rotaie. A tale scopo, sono state analizzate le accelerazioni ambientali in direzione verticale, orizzontale e longitudinale dei punti chiave della struttura.

In particolare, per l'identificazione globale dell'opera sono state registrate in modo non contemporaneo le accelerazioni di undici sezioni trasversali del ponte (Figg. 5.1 e 5.2) ed i risultati ottenuti in termini di forme modali sono stati scalati fra loro rispetto ad alcuni sensori di riferimento comuni a tutte le acquisizioni, ottenendo il tale modo l'identificazione globale dell'opera [49].

Le accelerazioni sono state registrate con una centralina di acquisizione dinamica LMS Scadas ed accelerometri PCB ad una frequenza di campionamento pari a 400 Hz per periodi temporali di almeno 15 minuti.

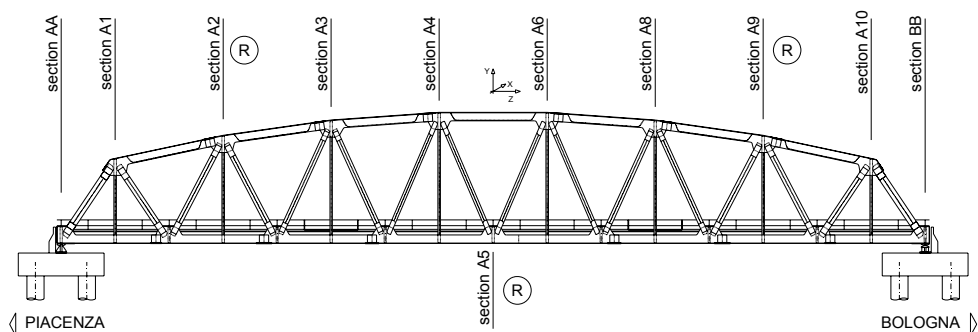


Fig. 5.1 – Ponte sul Panaro: sezioni di rilevamento delle prove dinamiche globali

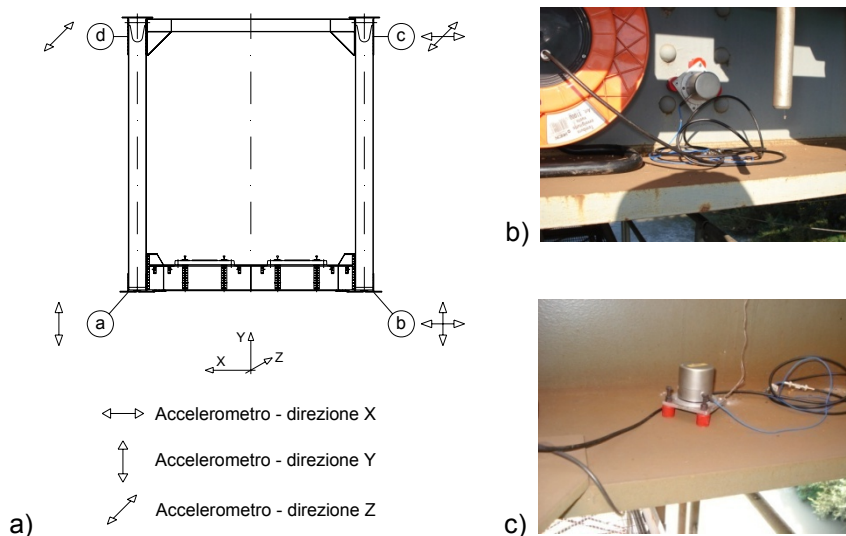


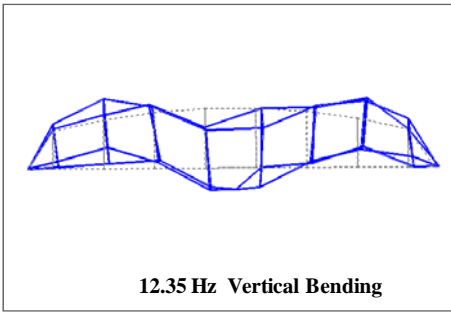
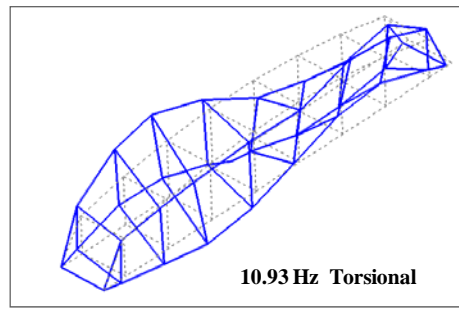
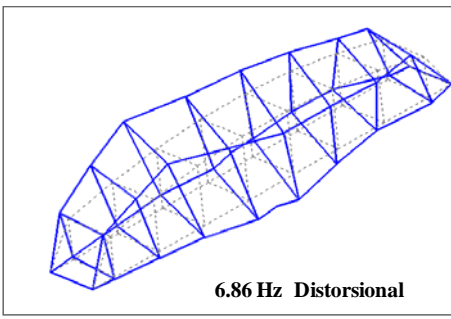
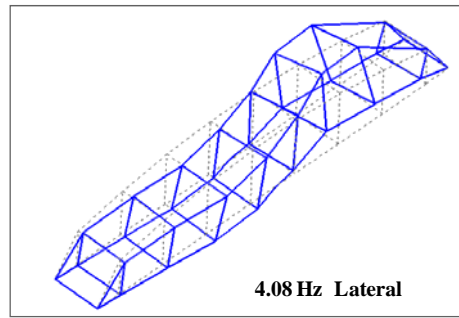
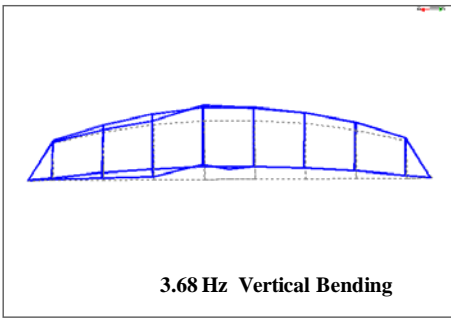
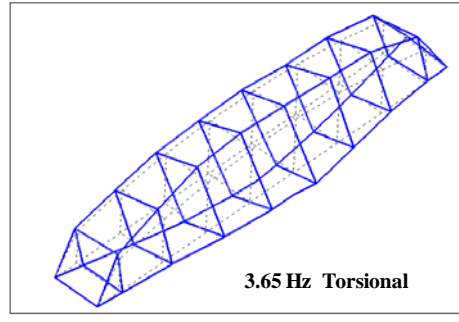
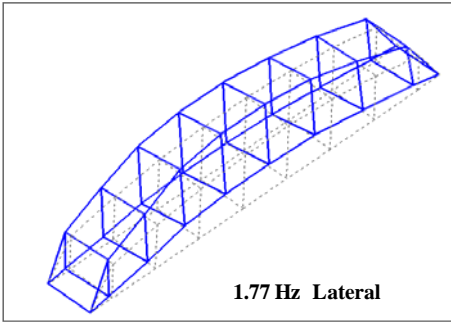
Fig. 5.2 – Ponte sul Panaro: posizione ed orientamento degli accelerometri sulle sezioni trasversali (a), accelerometri in direzione orizzontale (b) e verticale (c) posizionati sul corrente principale inferiore

Nelle registrazioni delle vibrazioni ambientali sono stati inclusi anche alcuni passaggi di convogli ferroviari, che sono stati successivamente eliminati dal segnale registrato in quanto costituivano una alterazione tale da impedire l'identificazione numerica dei modi propri di vibrazione, ottenuta mediante l'algoritmo PolyMAX [49].

Dalla elaborazione dei dati sperimentali è stato infatti possibile identificare sette modi propri di vibrazione della struttura. I valori calcolati delle frequenze proprie di vibrazione e degli smorzamenti sono riportati nella tabella 5.1 insieme alla tipologia di forma modale ed al valore dell'indice di "mode phase co-linearity (MPC)", che è pari all'unità nel caso in cui gli spostamenti nodali delle forme modali identificate numericamente, espressi in forma complessa, hanno tutti la stessa fase, ovvero il modo è reale [50]. Le forme modali dei modi identificati sono riportate nelle immagini di Fig. 5.4.

Tabella 5.1 – Ponte sul Panaro: forme modali globali identificate sperimentalmente

Modo n°	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]	MPC [%]	Forma modale
1	1.77	0.49	99.99	Flessionale Laterale
2	3.65	0.15	99.23	Torsionale
3	3.68	0.65	95.21	Flessionale Verticale
4	4.08	0.29	71.70	Flessionale Laterale
5	6.86	0.15	92.68	Distorcente
6	10.93	0.24	90.16	Torsionale
7	12.35	0.25	94.01	Flessionale Verticale



*Fig. 5.4 – Ponte sul Panaro: forme modali dei modi globali di vibrazione identificati*

Le indagini dinamiche locali hanno riguardato i traversi dei controventi di rotaia, che durante la vita di esercizio della struttura hanno sviluppato sistematici danneggiamenti a fatica. In questo caso sono state registrate le accelerazioni in direzione orizzontale e verticale nella sezioni di mezzeria ed ai quarti di un traverso campione (Fig. 5.5). Il rilievo è stato realizzato con un'unica configurazione di acquisizione, adottando gli stessi parametri di registrazione delle prove globali, consentendo una chiara identificazione di tre forme modali locali del traverso, come riportato nella tabella 5.2. Le forme modali identificate sono riportate nelle immagini di Fig. 5.6.

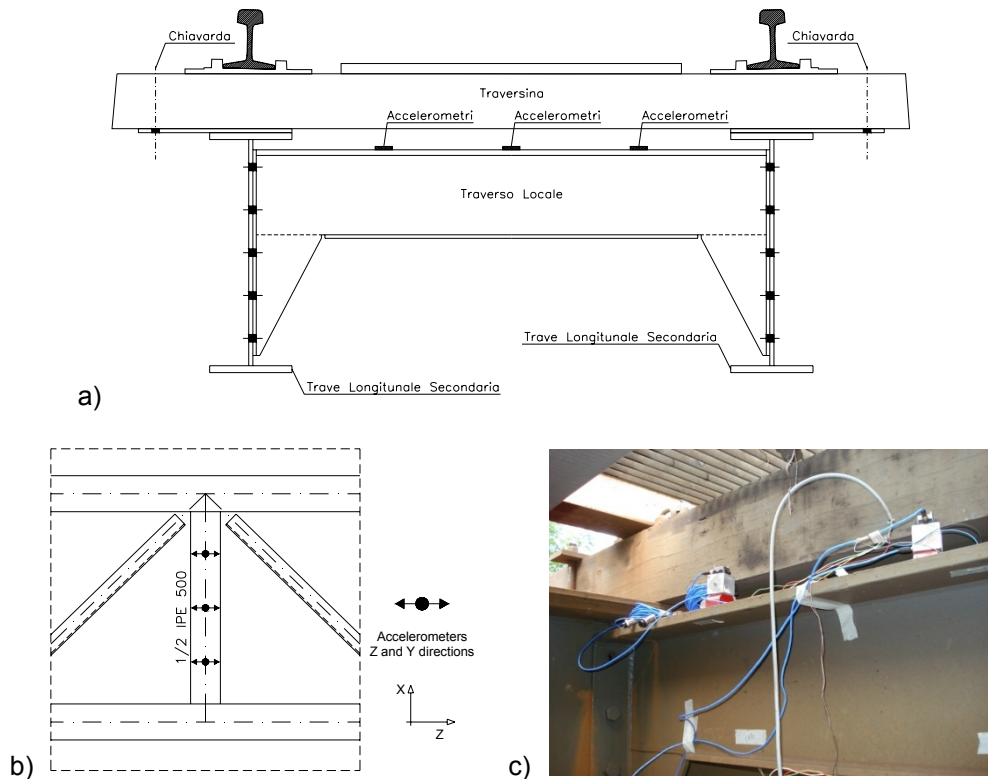
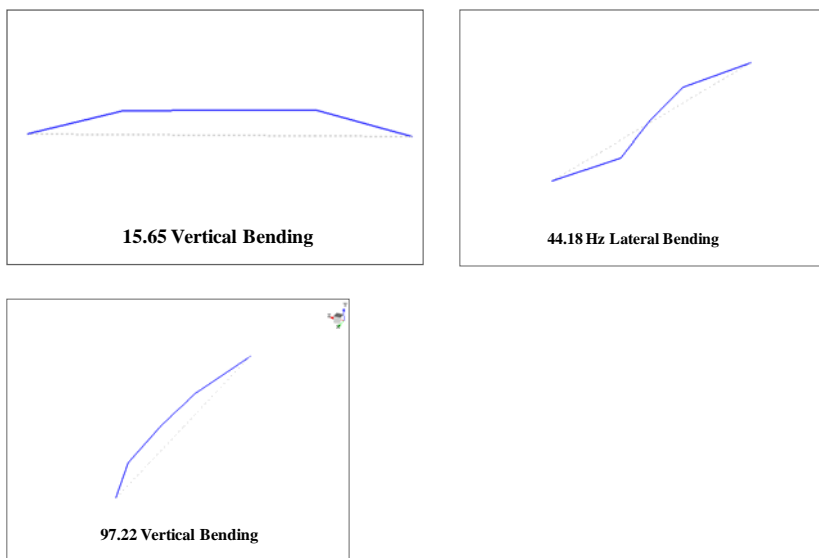


Fig. 5.5 – Ponte sul Panaro: posizioni di misura in sezione (a), in pianta (b) e disposizione della strumentazione (c) per le indagini dinamiche locali.

Tabella 5.2 - Ponte sul Panaro: forme modali locali identificate sperimentalmente

Modo n°	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]	MPC [%]	Forma modale
1	15.65	0.82	98.00	Flessionale Verticale
2	44.18	0.46	99.96	Flessionale Laterale
3	97.22	0.56	99.97	Flessionale Laterale





*Fig. 5.6 - Ponte sul Panaro: forme modali dei modi locali di vibrazione identificati*

Insieme alla identificazione dei modi propri di vibrazione globali / locali della struttura, sono stati analizzati anche gli effetti meccanici indotti dal passaggio dei convogli ferroviari. In particolare, sono state registrate mediante sensori estensimetrici le storie di deformazione sulle flange dei traversi locali di rotaia e sulle piastre in acciaio di collegamento fra le traversine e le travi longitudinali secondarie (Fig. 5.7).

I risultati hanno consentito di valutare l'entità delle azioni imposte ai traversi locali di controvento dal movimento globale della struttura, ottenendo anche indirettamente un valutazione dell'efficacia dei citati interventi locali di modifica dei collegamenti di estremità nel ridurre le azioni cicliche di fatica. Le tensioni normali indotte dal passaggio dei veicoli ferroviari sulle flange del traverso locale, associate a sforzo normale e momento flettente, sono risultate di intensità minima. I traversi attualmente non sono quindi soggetti a particolari fenomeni di distorsione e, da questo punto di vista, il risultato sperimentale ha confermato l'efficacia dell'intervento locale di riparazione.

Inoltre è stato possibile anche stimare l'intensità delle tensioni agenti in direzione trasversale alle saldature di collegamento fra le piastre delle traversine e le travi longitudinali, che hanno subito un esteso danneggiamento per fatica durante la vita di esercizio della struttura. In questo caso, le tensioni registrate sperimentalmente sono risultate di intensità tale da indurre fenomeni di danneggiamento per fatica nelle saldatura longitudinali di collegamento. Tali tensioni sono probabilmente dovute a fenomeni di distorsione imposta dalle traversine alle piastre durante il passaggio dei convogli ferroviari e giustificano la presenza di danneggiamenti a fatica estesi e sistematici sulle saldature. Le storie tensionali ottenute dalle registrazioni estensimetriche nella sezione di mezzeria della flangia superiore del traverso (CH 4) ed in direzione trasversale alla saldatura longitudinale della piastra di supporto delle traversine (CH 10) sono riportate nei grafici delle Figg. 5.8 e 5.9.



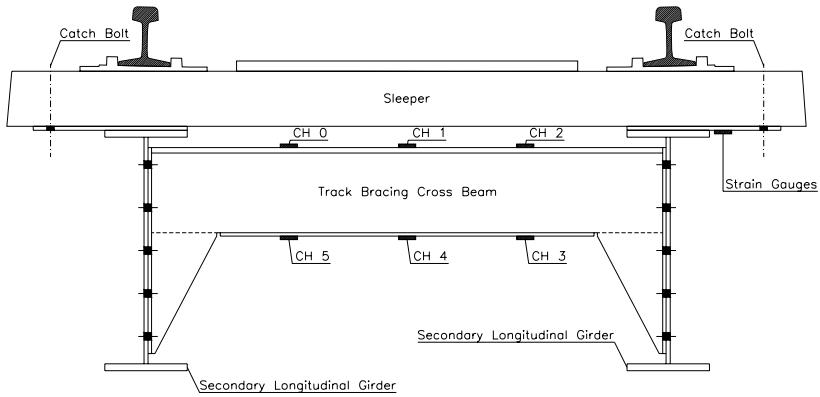


Fig. 5.7 - Ponte sul Panaro: posizioni di misura delle deformazioni sul traverso e sulle piastre di supporto delle traversine

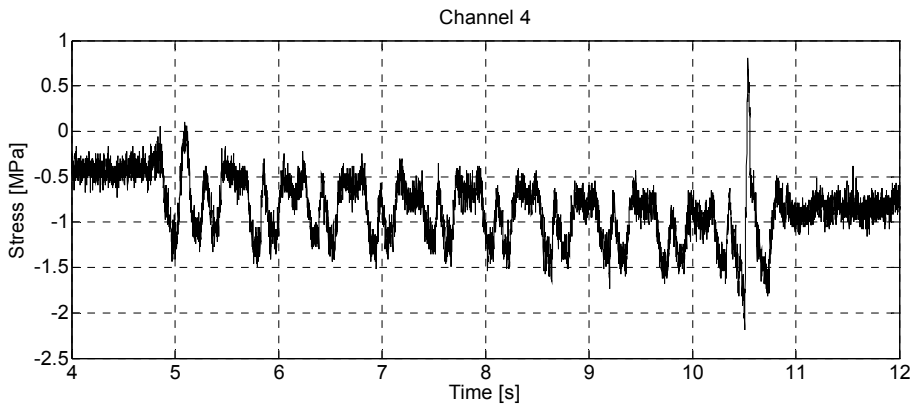


Fig. 5.8 - Ponte sul Panaro: tensioni normali al passaggio dei convogli ferroviari sulla flangia superiore della sezione di mezzeria del traverso locale (CH 4)

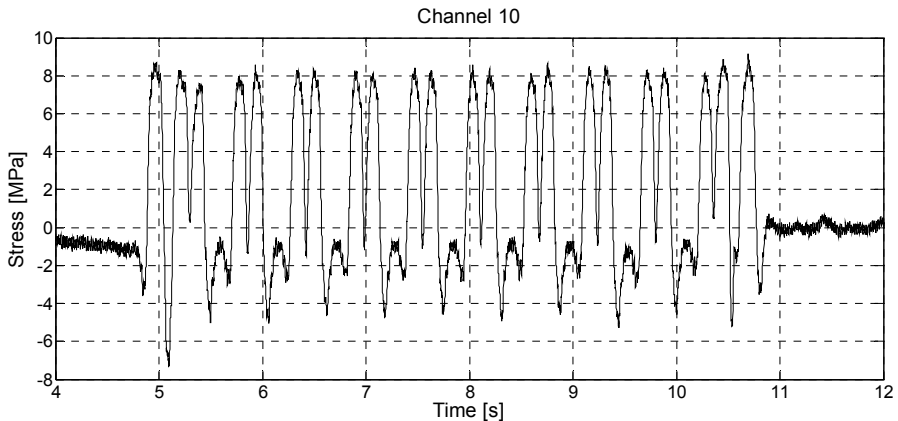


Fig. 5.9 - Ponte sul Panaro: tensioni normali alla saldatura di collegamento fra le piastre di supporto delle traversine e le travi longitudinali secondarie (CH 10)

Gli spostamenti longitudinali dei due appoggi esterni uni-direzionali sono stati registrati mediante trasduttori laser dinamici di spostamento optoNCDT (Fig. 5.9). In tale modo è stato possibile analizzare i movimenti reali nel piano orizzontale compiuti dal ponte sul Panaro al passaggio dei convogli ferroviari (Fig. 5.10).

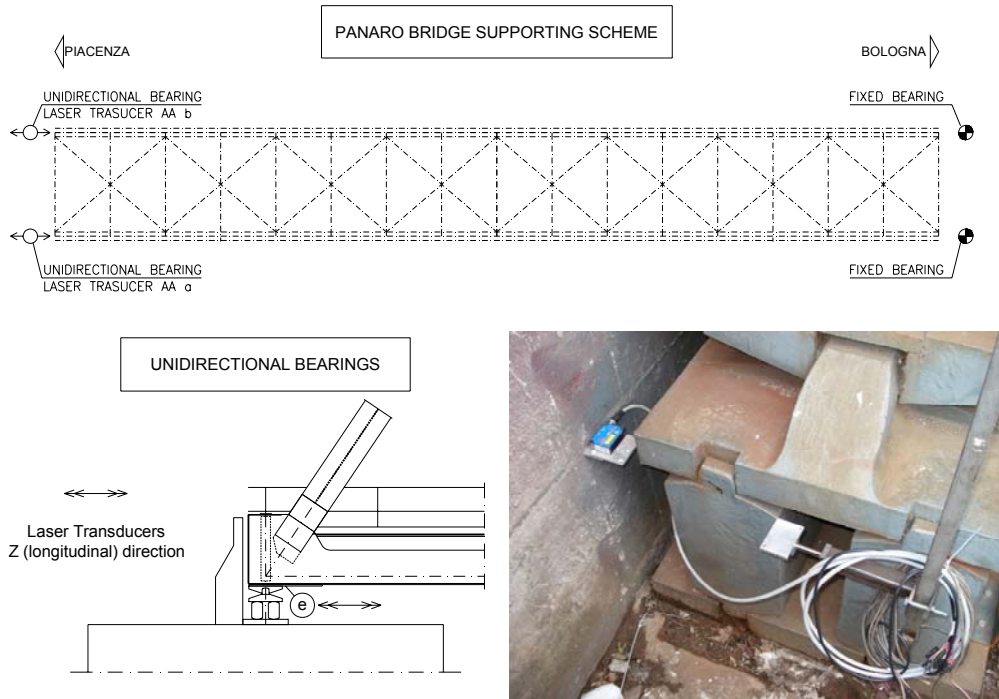


Fig. 5.9 - Ponte sul Panaro: posizionamento dei trasduttori laser di spostamento per la misure dei movimenti longitudinali degli appoggi al passaggio dei treni

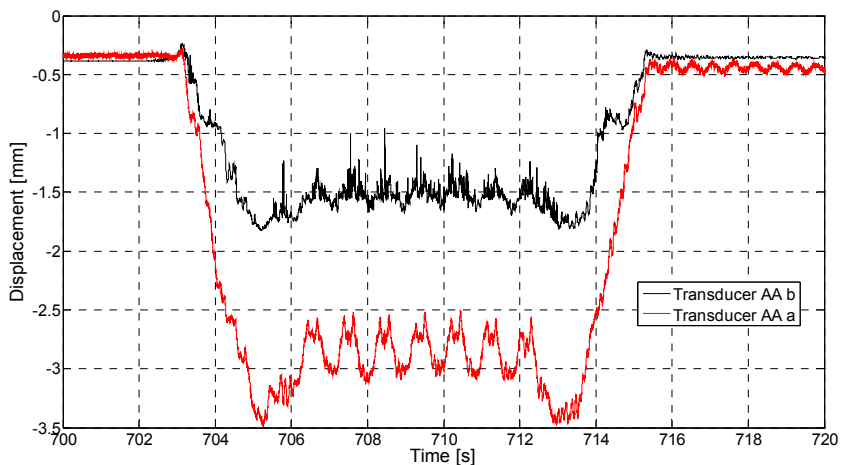


Fig. 5.9 - Ponte sul Panaro: movimenti longitudinali degli appoggi al passaggio di un treno passeggeri

Dall'analisi degli spostamenti registrati, come riportato nel grafico di Fig. 5.10 per il passaggio di un treno passeggeri, è stato possibile notare come il ponte abbia movimenti longitudinali differenti in corrispondenza dei due appoggi, probabilmente dovuti al contributo delle forme modali torsionali / laterali eccitata dalla eccentricità del carico nel piano dell'impalcato.

L'intensità dei movimenti fuori piano dell'impalcato dipende dalle caratteristiche proprie dei carichi esterni, ovvero dalla composizione del convoglio ferroviario, dal valore e dalla spaziatura dei carichi degli assali, dalla velocità di transito. I risultati sperimentali hanno confermato la necessità di considerare non soltanto il contributo dei modi di vibrazione verticali ma anche di quelli laterali e torsionali per ottenere una valutazione affidabile della risposta dinamica strutturale di opere complesse come i ponti ferroviari.

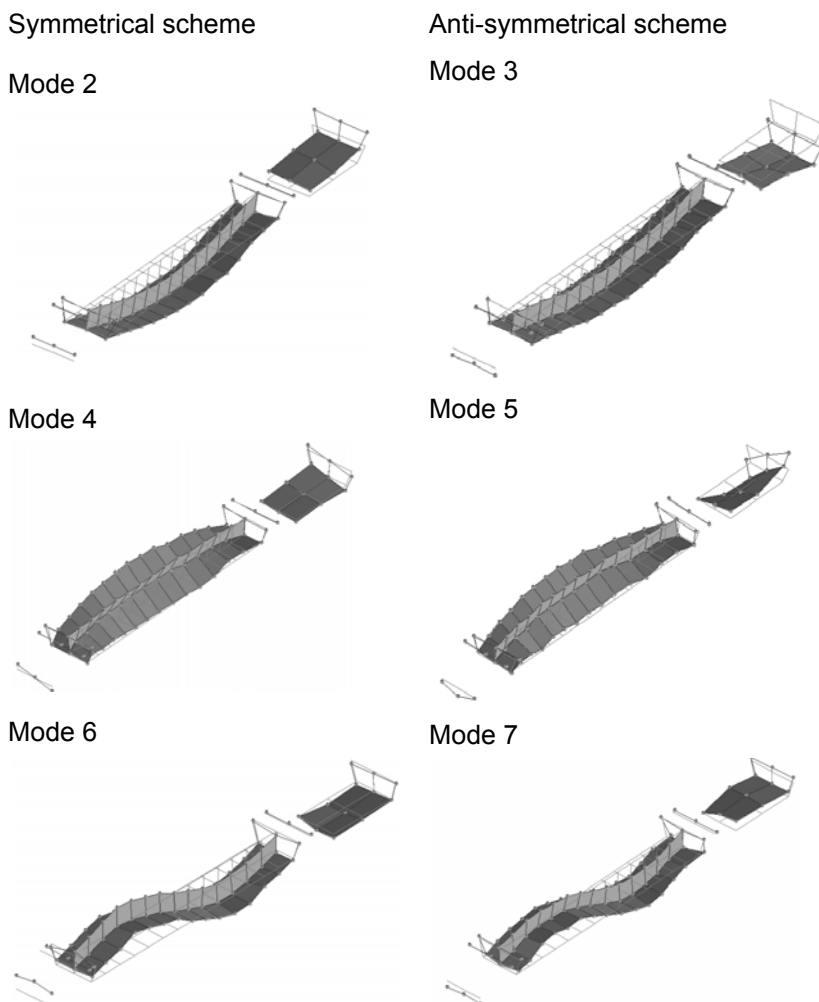
### 5.1.2 Il viadotto Sesia

Il viadotto Sesia è stato oggetto di estese indagini sperimentali e numeriche nell'ambito del progetto di ricerca Europeo *DETAILS " DEsign for opTimal performance (LCC) of high-speed rAILway bridges by enhanced monitoring systems"* che hanno consentito di ottenere l'identificazione dinamica sperimentale dell'opera, estesamente descritta da Chellini et al. [48]. I risultati delle indagini sperimentali hanno fornito un riferimento fondamentale per la successiva valutazione dell'efficacia delle varie tecniche di modellazione disponibili per lo studio dei ponti ferroviari in soluzione composta acciaio-calcestruzzo.

In particolare il viadotto è stato oggetto di una campagna di indagini sperimentali per la caratterizzazione del comportamento dinamico globale mediante le tecniche di analisi modale operativa. I risultati hanno messo in evidenza la presenza di una interazione dinamica fra gli impalcato contigui. Sebbene ciascun impalcato sia strutturalmente separato dagli altri, la presenza di elementi non strutturali (ballast, rotaie, ecc.) fornisce una sorta di accoppiamento fra le campate contigue che si riflette chiaramente sul comportamento dinamico della struttura. Questo fenomeno determina la nascita di forme modali simmetriche ed anti-simmetriche nel piano verticale, come si può notare dai modi propri di vibrazione verticale della seconda campata riportati nelle immagini della Fig. 5.10. Le frequenze proprie ed i fattori di smorzamento dei primi nove modi di vibrazione, ricavati con gli algoritmi *PolyMAX* e *Stochastic Subspace Identification (SSI)* sono riportati nella tabella 5.3 [49].

Tabella 5.3 – Viadotto Sesia: primi nove modi di vibrazione identificati.

Modo	Tipologia	Frequenza [Hz]		Smorzamento [%]	
		PolyMAX	SSI	PolyMAX	SSI
1	1° Flessionale Laterale	--	3.07	--	10.35
2	1° Flessionale Verticale	3.63	3.64	1.5	1.4
3		4.13	4.11	1.9	1.7
4	1° Torsionale	8.37	8.36	1.6	2.6
5		8.94	8.98	1.7	2.4
6	2° Flessionale Verticale	9.93	10.00	2.1	2.0
7		10.57	10.55	1.8	2.2
8	2° Torsionale	11.22	11.06	1.4	2.5
9		14.36	14.33	1.9	2.1



*Fig. 5.10 - Viadotto Sesia: forme modali dei modi di vibrazione verticali simmetrici ed anti-simmetrici.*

L'identificazione modale è stata eseguita anche utilizzando le vibrazioni libere registrate all'uscita del treno dall'impalcato, al fine di identificare le forme modali maggiormente sollecitate dal veicolo. L'analisi ha consentito di identificare tre modi di vibrazione verticali corrispondenti alle forme simmetriche ottenute dalle eccitazioni ambientali, con la conclusione che il veicolo ferroviario considerato ha la tendenza ad eccitare prevalentemente i modi verticali simmetrici della struttura.

I risultati sperimentali hanno quindi consentito l'identificazione del fenomeno di interazione elastica fra le campate adiacenti ed il corrispondente aggiornamento dei modelli numerici. Inoltre le misure sperimentali ottenute al passaggio dei convogli ad alta velocità ha consentito lo sviluppo e la calibrazione di modelli meccanici di interazione dinamica treno-struttura [43].

I modelli numerici sviluppati, nonostante l'aggiornamento rispetto ai risultati sperimentali, non sono stati in grado di rappresentare in modo adeguato il

comportamento dinamico laterale della struttura. Dal punto di vista della valutazione delle azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari, il comportamento dinamico trasversale dell'impalcato contribuisce in modo significativo alla risposta globale specialmente nei casi di ponti a doppio binario, per i quali l'eccentricità del carico tende ad coinvolgere maggiormente i movimenti fuori rispetto ai ponti a binario singolo. Al fine di ottenere una migliore rappresentazione del comportamento dinamico trasversale, risulta necessario intervenire a monte del processo di aggiornamento numerico, cercando nella fase di sviluppo dei modelli di adottare le tecniche di modellazione più adeguate per rappresentare l'effettiva risposta dinamica delle opere analizzate.

## **5.2 Sviluppo ed aggiornamento di modelli numerici**

La modellazione delle strutture mediante la tecnica degli elementi finiti è un procedimento di inevitabile semplificazione della realtà mediante la schematizzazione della struttura o dei suoi componenti attraverso oggetti matematici con comportamento predefinito, come gli elementi *trave* o *piastra*. Le strutture sono quindi schematizzate mediante modelli matematici la cui risposta numerica dipende dal tipo di elementi utilizzati, dalla discretizzazione adottata, dalla definizione dei vincoli interni ed esterni, dai valori assegnati ai parametri meccanici.

I procedimenti di aggiornamento numerico possono ottimizzare la risposta teorica rispetto a quella sperimentale mediante una opportuna variazione di specifici parametri, che nel caso dei ponti sono tipicamente legati a parametri meccanici della struttura come i pesi permanenti, i moduli elastici, la rigidità degli apparecchi di appoggio, etc. Tuttavia, affinché l'ottimizzazione sia efficiente è comunque necessario che il modello preliminare sia sufficientemente affidabile, ovvero con una risposta numerica relativamente prossima a quella sperimentale. La scelta della tecnica di modellazione più idonea è quindi preliminare ai processi di ottimizzazione e deve essere attentamente valutata in funzione di ogni specifica tipologia strutturale.

Le esperienze maturate sui due casi studio hanno consentito di sviluppare le conoscenze necessarie per una corretta scelta della tecnica di modellazione ottimale e per l'aggiornamento numerico dei modelli sviluppati, consentendo di ottenere strumenti affidabili per la valutazione delle azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari.

### **5.2.1 Il ponte sul Panaro**

Il ponte sul Panaro è stato realizzato mediante una soluzione reticolare ad arco con aste rettilinee composte saldate o profilati estrusi a caldo. Una tale struttura può essere conveniente modellata mediante elementi *trave* creati appositamente per rappresentare il comportamento meccanico delle aste rettilinee.

In particolare, per lo studio del ponte sul Panaro sono stati realizzati due modelli con il software di calcolo strutturale ANSYS® allo scopo di rappresentare sia lo schema strutturale originale dell'impalcato (FE Full Fixed Model), con i traversi del controvento di binario incastrati alle travi longitudinali, che lo schema attuale risultato degli interventi di modifica dei collegamenti di estremità dei traversi, da incastri a cerniere (FE Hinge Model) (Figg. 5.11 e 5.12).

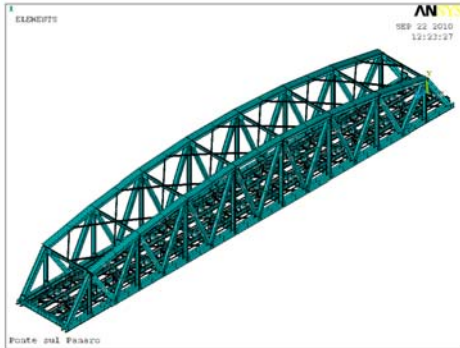


Fig. 5.11 – Ponte sul Panaro: modello agli elementi finiti

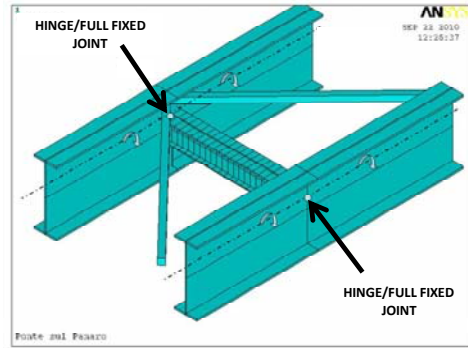


Fig. 5.12 – Ponte sul Panaro: collegamento trasverso locale / trave longitudinale secondaria mediante legami a incastro / cerniera

Tutte le aste della struttura sono state rappresentate mediante elementi *trave* tipo *BEAM188*, tranne nel caso delle diagonali di controvento rappresentate da elementi *truss* tipo *LINK8*. Tutti gli elementi sono stati definiti rispetto alla linea d'asse geometrica effettiva e collegati, dove necessario, da vincoli interni di tipo cinematico [51]. I componenti caratterizzati da sezione variabile alle estremità, come le travi longitudinali, i traversi dei controventi di binario e dei controventi superiori, sono stati modellati con elementi a sezione ad I nella parte centrale ed a T nelle zone di estremità. Questo approccio di modellazione è stato necessario per rappresentare in modo opportuno la rigidità globale del ponte e valutare in modo affidabile le azioni / tensioni interne ai componenti strutturali, in quanto la rigidità delle sezioni di estremità dei traversi influenza in modo sostanziale l'intensità delle azioni nel piano e fuori piano indotte dai fenomeni di distorsione e, di conseguenza, l'intensità delle tensioni locali (Figg. da 5.13 a 5.16).

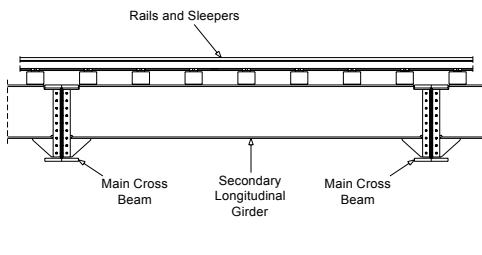


Fig. 5.13 - Ponte sul Panaro: vista laterale della trave longitudinale secondaria con sezione variabile

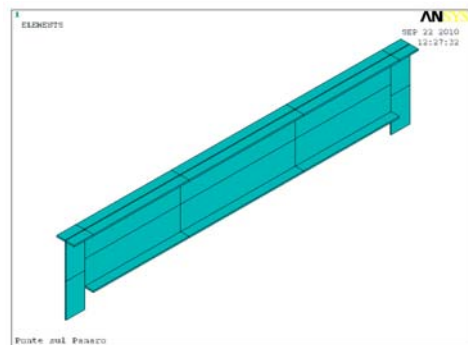


Fig. 5.14 - Ponte sul Panaro: vista locale degli elementi rappresentanti la trave longitudinale secondaria

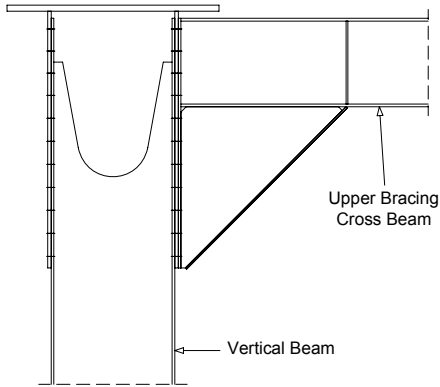


Fig. 5.15 - Ponte sul Panaro: vista laterale del traverso del controvento superiore con sezione variabile

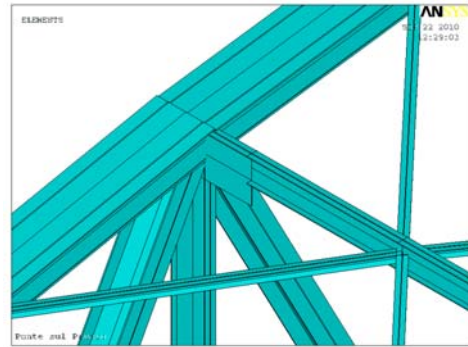


Fig. 5.16 - Ponte sul Panaro: vista locale degli elementi rappresentanti il traverso del controvento superiore

I modelli sviluppati sono stati utilizzati per confrontare il comportamento a fatica della struttura originale rispetto alla situazione attuale, in modo da valutare l'effetto degli interventi locali di modifica dei traversi del controvento di binario. Tuttavia il solo modello con gli elementi dei traversi di binario incernierati alle travi longitudinali (FE Hinge Model), rappresentante lo schema attuale della struttura, è stato sottoposto al processo di aggiornamento numerico rispetto alle forme modali identificate in modo sperimentale.

A tale scopo è stata sviluppata una procedura automatica di ottimizzazione del modello numerico attraverso il software modeFRONTIER (Fig. 5.17). Obiettivo del processo di ottimizzazione è stata la minimizzazione simultanea ed indipendente delle differenze tra le frequenze numeriche e sperimentali dei modi propri di vibrazione della struttura mediante la variazione di opportuni parametri di aggiornamento.

La procedura di aggiornamento è eseguita con riferimento ad una serie di variabili di ingresso ("input variables") che rappresentano i parametri meccanici e geometrici selezionati per l'ottimizzazione del modello numerico. L'algoritmo definisce un insieme casuale di 200 famiglie di valori delle variabili di ingresso che costituisce lo spazio iniziale di ricerca del punto di minimo ("Definition Of Experiment - DOE"). Una volta calcolata la risposta del modello numerico ed il valore di "fitness" rispetto al criterio di ottimizzazione per ciascuno dei punti dello spazio iniziale, la procedura esegue la fase di ottimizzazione effettiva mediante un algoritmo genetico multi-obiettivo implementato nel software (MOGAll) [52]. Le funzioni  $F_j$  di ottimizzazione adottate per ciascun  $j$ -esimo modo di vibrazione identificato sperimentalmente sono state le seguenti:

$$F_j = \frac{(f_j^{\text{exp}} - f_j^{\text{num}})^2}{(f_j^{\text{exp}})^2} \quad (5.1)$$

dove:  $f_j^{\text{exp}}$  è la frequenza sperimentale e  $f_j^{\text{num}}$  è la frequenza numerica del modo di vibrazione considerato.

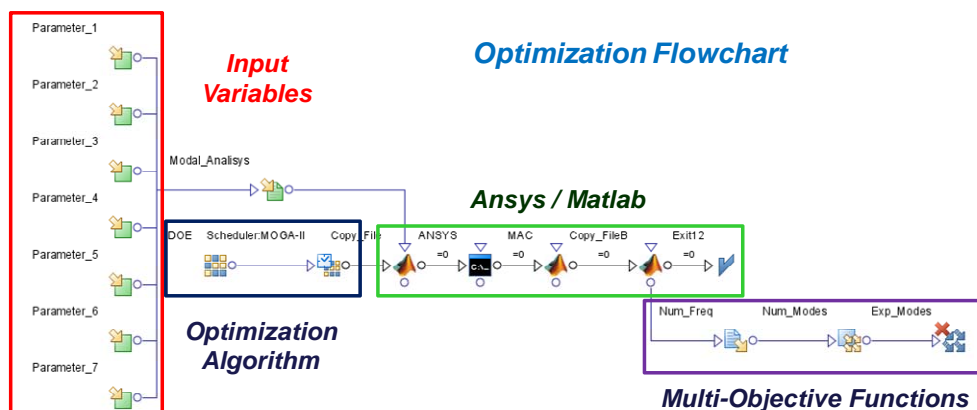


Fig. 5.17 – Diagramma di flusso del processo di ottimizzazione

Sia nella fase iniziale di analisi dello spazio di definizione dell'esperimento DOE che durante i cicli di ottimizzazione, la procedura di aggiornamento prevedeva l'esecuzione automatica di alcune operazioni esterne al software di ottimizzazione mediante la gestione diretta dei software di calcolo numerico MATLAB e strutturale ANSYS. In particolare, le operazioni automatiche eseguite all'interno della procedure sono stati le seguenti:

- trasferimento dei parametri aggiornati al software MATLAB;
- scrittura delle istruzioni per l'aggiornamento del modello numerico in ANSYS, l'esecuzione dell'analisi modale e l'estrazione dei primi 100 modi numerici di vibrazione mediante il software MATLAB;
- calcolo delle forme modali numeriche con il software ANSYS;
- lettura delle forme modali numeriche attraverso il software MATLAB;
- individuazione dei modi numerici corrispondenti alle forme sperimentali mediante il "mode assurance criterion - MAC" attraverso il software MATLAB;
- trasferimento dei valori aggiornati delle frequenze modali al software di ottimizzazione, calcolo delle funzioni obiettivo e successiva iterazione.

La procedura è stata opportunamente calibrata e verificata attraverso una ottimizzazione simulata rispetto a due parametri fittizi di aggiornamento del modello numerico, la densità del materiale ("MatDensity") ed il modulo elastico ("YoungMod"). Assumendo i valori nominali di tali parametri sono state calcolate le forme modali numeriche del modello che sono state assunte come forme sperimentali fittizie di riferimento per l'ottimizzazione. Successivamente i valori dei due parametri sono stati appositamente modificati per verificare la capacità della procedura sviluppata di ritrovare i valori nominali come soluzione ottimale del problema. Nell'immagine di Fig. 5.18 è riportata la sequenza finale di individui generata dall'algoritmo genetico con evidenziato quello più vicino alla frequenza obiettivo, che corrisponde ad un valore della funzione obiettivo ("target") pari a  $10^{-8}$ . Nelle immagini delle Figg. 5.19 e 5.20 sono riportate la variazioni di parametri di aggiornamento rispetto agli individui generati.



Designs Table							
ID	RID	M	CATEGORY	MatDensity	YoungsMod	freq1	Target23
371		<input type="checkbox"/>	MOGA2	6.0000E3	2.1500E11	2.0672E0	7.9073E-2
372		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.9200E3	2.0520E11	1.7578E0	7.9524E-4
373		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.0400E3	2.1780E11	1.7974E0	1.2996E-4
374		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.1600E3	2.1640E11	1.7784E0	5.7760E-5
375		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.4000E3	2.2200E11	1.7753E0	1.1449E-4
376		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.5800E3	2.2900E11	1.7841E0	3.6100E-6
377		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.9800E3	1.9820E11	1.7211E0	4.2120E-3
378		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.1600E3	1.9540E11	1.6899E0	9.2352E-3
379		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.7400E3	2.1780E11	1.8319E0	2.1068E-3
380		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.1600E3	2.1780E11	1.7841E0	3.6100E-6
381		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.1000E3	2.1640E11	1.7850E0	1.0000E-6
382		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.8600E3	1.9960E11	1.7403E0	2.0885E-3
383		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.8000E3	2.1360E11	1.8072E0	4.4944E-4
384		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.0800E3	2.1220E11	1.8906E0	1.0941E-2
385		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.1000E3	1.9540E11	1.6961E0	8.0820E-3
386		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.1600E3	2.1500E11	1.7726E0	1.7956E-4
387		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.2000E3	2.1780E11	1.8994E0	1.2860E-2
388		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.0400E3	1.9540E11	1.7025E0	6.9723E-3
389		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.8600E3	2.2760E11	1.8583E0	5.2273E-3
390		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.5000E3	2.1360E11	1.8429E0	3.2376E-3
391		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.2000E3	1.9400E11	1.7926E0	4.3560E-5
392		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.2600E3	2.0380E11	1.8297E0	1.9097E-3
393		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.3800E3	1.9400E11	1.7706E0	2.3716E-4
394		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.6800E3	2.0240E11	1.7728E0	1.7424E-4
395		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.2000E3	1.9260E11	1.7861E0	1.0000E-8
396		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.4600E3	1.9400E11	1.6537E0	1.7503E-2
397		<input type="checkbox"/>	MOGA2	7.9200E3	1.9260E11	1.7030E0	6.8890E-3
398		<input type="checkbox"/>	MOGA2	6.0000E3	1.8140E11	1.8988E0	1.2724E-2
399		<input type="checkbox"/>	MOGA2	8.1600E3	2.0660E11	1.7377E0	2.3329E-3

Fig. 5.18 – Sequenza finale di individui generati dall’algoritmo genetico MOGAII durante la calibrazione e verifica della procedura.

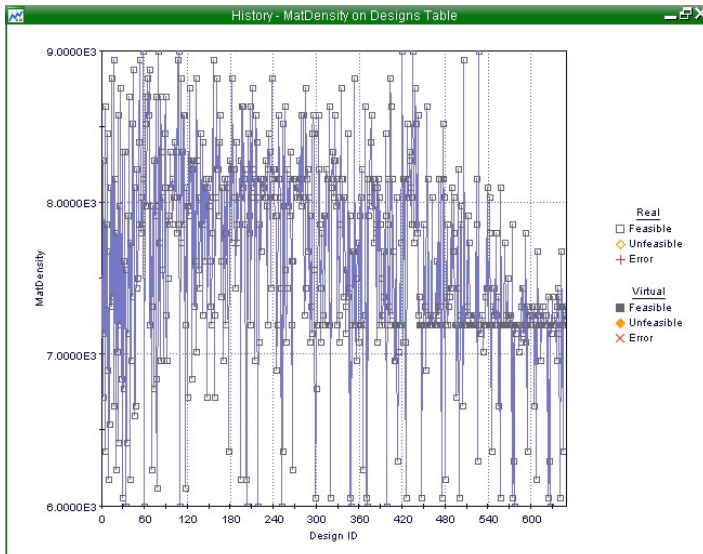


Fig. 5.19 – Variazione del parametro “MatDensity” rispetto agli individui generati durante la calibrazione e verifica della procedura.

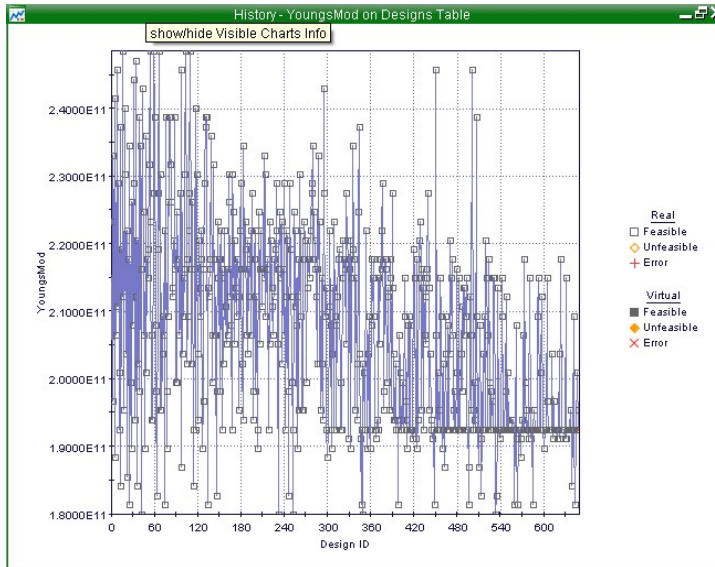


Fig. 5.20 – Variazione del parametro “YoungMod” rispetto agli individui generati durante la calibrazione e verifica della procedura.

Successivamente alla calibrazione della procedura, è stato necessario selezionare quei parametri meccanici del modello numerico che risultassero di più incerta valutazione.

A tale scopo, il modello rappresentativo dello schema resistente attuale del ponte sul Panaro (FE Hinge Model) è stato preliminarmente confrontato con i risultati sperimentali, allo scopo di correggere eventuali errori di modellazione non risolvibili mediante l’aggiornamento numerico. Il confronto teorico / sperimentale ha messo in evidenza una sensibile differenza fra le frequenze proprie numeriche e sperimentali delle forme modali trasversali e torsionali della struttura, come riportato nella tabella 5.4. Tali differenze hanno richiesto l’introduzione di alcune modifiche nel modello prima della esecuzione dell’aggiornamento, per risolvere alcuni errori riguardanti essenzialmente i vincoli esterni di appoggio.

In particolare il punto di rotazione degli elementi del corrente inferiore, originariamente assunto coincidente al punto di contatto fra la flangia inferiore e l’apparecchio di appoggio, è stato abbassato in direzione verticale mediante l’introduzione di un elemento “massa” puntuale tipo *MASS21* e la sua posizione effettiva è stata assunta come parametro di aggiornamento. Questa modifica è stata introdotta osservando che la superficie superiore dell’apparecchio di appoggio è costituita da una superficie cilindrica di raggio incognito, con la conseguenza che il centro di rotazione del corrente inferiore risulta più basso del punto di contatto.

Inoltre la rigidità degli apparecchi di appoggio è stata introdotta all’interno del modello mediante elementi “molla” elastici lineari tipo *COMBIN14*. Per gli apparecchi di appoggio fissi è stata considerata la rigidità longitudinale e torsionale (ovvero di rotazione intorno all’asse verticale) mentre per gli appoggi unidirezionali è stata considerata la sola rigidità torsionale. Tali rigidità sono state assunte come parametri di aggiornamento del modello, ed i valori iniziali sono stati

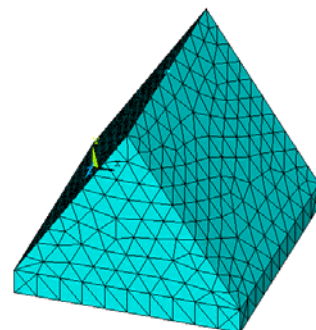
stimati mediante due modelli agli elementi finiti degli apparecchi di appoggio, imponendo spostamenti longitudinali o rotazioni torsionali unitarie (Figg. 5.21 e 5.22). Gli elementi *molla* sono stati collegati direttamente agli elementi puntuali rappresentanti i centri di rotazione degli appoggi i cui gradi di libertà verticali, trasversali e di rotazione intorno all'asse longitudinale sono stati invece bloccati. Nel caso dell'appoggio fisso, è stato inoltre bloccato anche il grado di libertà longitudinale.

Infine i carichi permanenti costituiti da tutti gli elementi non strutturali (chiodi e piastre di collegamento, traversine, rotaie, passerelle pedonali, ecc.) sono stati rappresentati assumendo una opportuna densità equivalente dei componenti principali di supporto, maggiore della densità propria del materiale base.

Tutti i parametri di ottimizzazione sono riportati nella tabella 5.5 insieme ai corrispondenti valori iniziali.

*Tabella 5.4 – Ponte sul Panaro: frequenze sperimentali e numeriche dei modelli EF*

Modo	Sper. [Hz]	Forma modale	FE Hinge Model [Hz]	$\Delta$ [%]	FE Hinge Model Modificato [Hz]	$\Delta$ [%]
1	1.77	Flessione Laterale	2.284	29.0	1.96	10.5
2	3.65	Torsionale	3.844	5.3	3.56	2.4
3	3.68	Flessionale Verticale	3.989	8.4	3.69	0.4
4	4.08	Flessione Laterale	4.864	19.2	4.15	1.8
5	6.86	Distorcete	7.377	7.5	6.65	3.0
6	10.93	Torsionale	11.829	8.2	10.56	3.4
7	12.35	Flessionale Verticale	13.763	11.4	12.92	4.6



*Fig. 5.21 – Ponte sul Panaro: modello EF dell'appoggio fisso.*

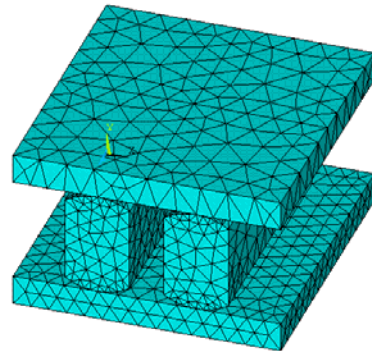


Fig. 5.22 – Ponte sul Panaro: modello EF dell'appoggio mobile

Tabella 5.5: Parametri di aggiornamento selezionati per l'ottimizzazione del modello EF del ponte sul Panaro

Parametro	Descrizione	Valore iniziale
1	Densità generale dei componenti principali (peso proprio, chiodi e piastre di collegamento)	9027.5 kg/m <sup>3</sup>
2	Densità dei correnti principali superiori (peso proprio, chiodi e piastre di collegamento, passerelle pedonali sospese)	17477 kg/m <sup>3</sup>
3	Densità delle travi longitudinali secondarie di supporto alle rotaie (peso proprio, chiodi e piastre di collegamento, rotaie, traversine, grigliato pedonale)	16854.6 kg/m <sup>3</sup>
4	Distanza del centro di rotazione degli appoggi dall'asse del corrente principale inferiore	0.174 m
5	Rigidezza torsionale dell'appoggio fisso	124.8 MN*m/rad
6	Rigidezza torsionale dell'appoggio mobile	230.7 MN*m/rad
7	Rigidezza longitudinale dell'appoggio fisso	1068.8 MN/m

*pp: densità propria elementi (7850 kg/m<sup>3</sup>)*

L'influenza dei parametri selezionati sulla risposta dinamica del modello numerica è stato analizzata mediante la definizione delle curve di sensitività.

In particolare i parametri n° 1, 2 e 3 rappresentanti il peso proprio ed i carichi permanenti della struttura influenzano in modo significativo la risposta del modello,

come evidenziato dalle curve di sensitività dei modi di vibrazione n° 1, 3 e 4 riportati nelle Figg. 5.23, 5.24 e 5.25.

Al contrario, variazioni delle rigidzze degli appoggi, rappresentate dai parametri n° 5, 6 e 7, contenute entro un campo di  $\pm 25\%$  del valore iniziale non hanno prodotto cambiamenti evidenti nella comportamento dinamico del modello.

La distanza del centro di rotazione degli appoggi dall'asse del corrente inferiore, rappresentata dal parametro n° 4, influenza in modo significativo il valore delle frequenze proprie dei modi n° 1,3,5,6,7 per valori compresi nel campo 0-20 m, mentre per valori maggiori la risposta numerica appare stabilizzata e costante (Fig. 5.26).

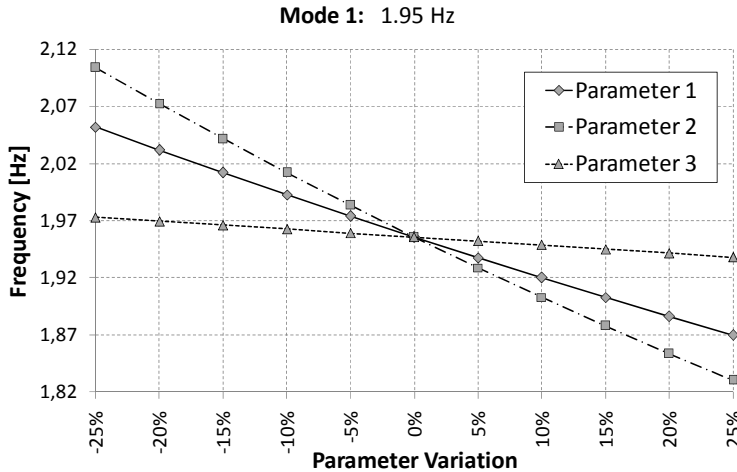


Fig. 5.23 – Ponte sul Panaro: sensitività del I modo di vibrazione rispetto ai parametri n° 1, 2 e 3.

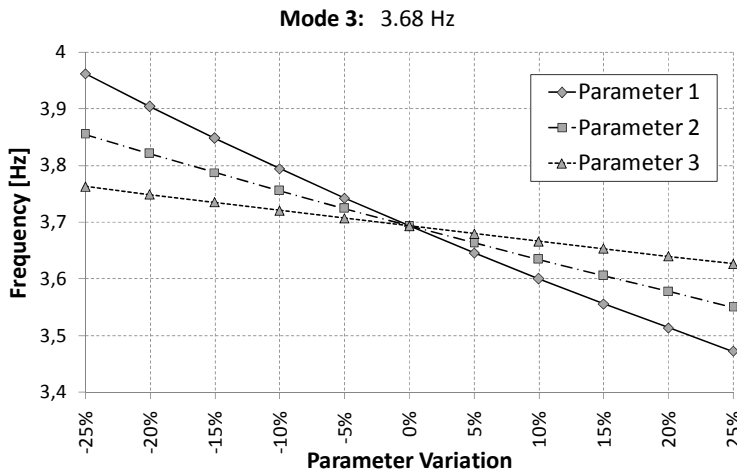


Fig. 5.24 - Ponte sul Panaro: sensitività del III modo di vibrazione rispetto ai parametri n° 1, 2 e 3.

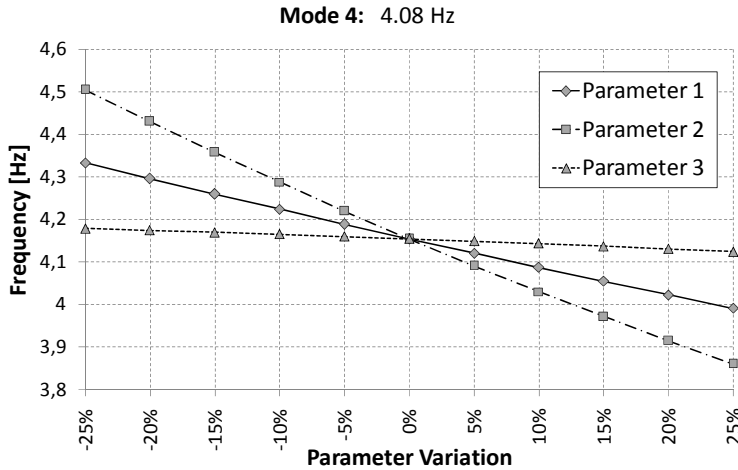


Fig. 5.25 - Ponte sul Panaro: sensitività del IV modo di vibrazione rispetto ai parametri n° 1, 2 e 3.

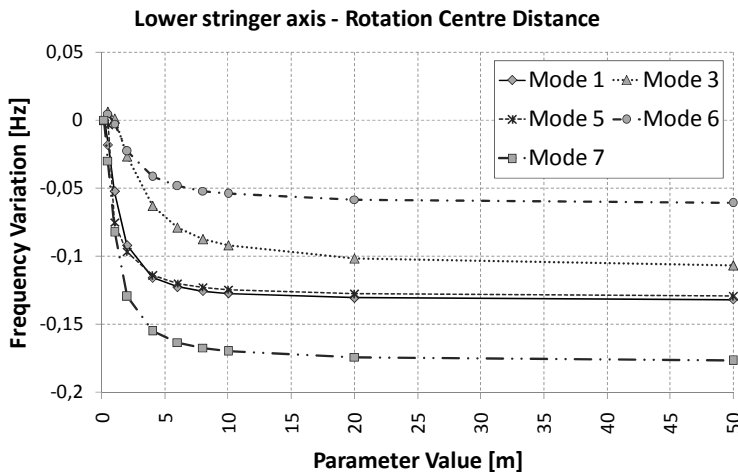


Fig. 5.26 - Ponte sul Panaro: sensitività modi di vibrazione n° 1, 3, 5, 6 e 7 rispetto ai parametri n° 1, 2 e al parametro n° 4.

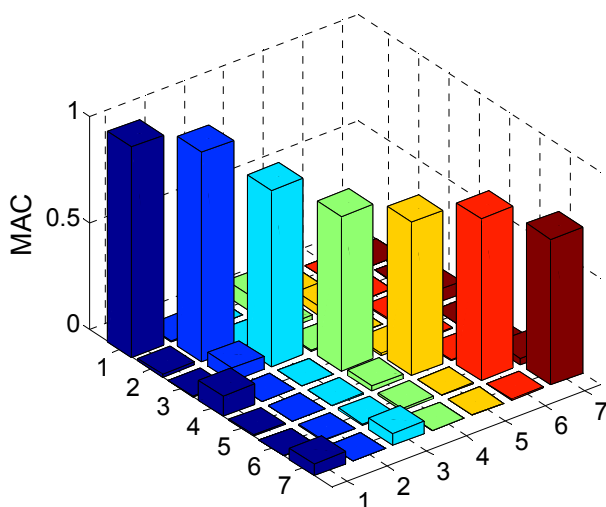
La procedura di ottimizzazione sviluppata con il software modeFRONTIER ha prodotto risultati stabili, in termini di “cromosomi” o “individui”, alla generazione n° 3560, impiegando circa 15 secondi per ogni nuova generazione per un tempo totale pari a circa 15 ore. I valori ottimizzati dei parametri di aggiornamento hanno consentito di ottenere un modello particolarmente rappresentativo della effettiva risposta strutturale dinamica, con valori delle frequenze proprie prossimi ai dati sperimentali (errore massimo pari al 4.5%) ed valori elevati del coefficiente MAC (superiori al 90% per i primi due modi di vibrazione). Nella tabella 5.6 sono riportati i valori iniziali / finali dei parametri di aggiornamento, delle frequenze numeriche /

sperimentali e del coefficiente MAC, mentre nel grafico della Fig. 5.27 è riportata la matrice completa dei valori MAC.

*Tabella 5.6 - Ponte sul Panaro: valori iniziali / finali dei parametri di aggiornamento, delle frequenze numeriche / sperimentali e del coefficiente MAC*

Par.	Valore iniziale	Valore finale	Modo	Freq. Num. [Hz]	Freq. Sper. [Hz]	$\Delta$ [%]	MAC
1	9027 kg/m <sup>3</sup>	7897 kg/m <sup>3</sup>	1	1.82	1.77	2.73	98.7%
2	17477 kg/m <sup>3</sup>	18735 kg/m <sup>3</sup>	2	3.64	3.65	0.33	98.3%
3	16854 kg/m <sup>3</sup>	18068 kg/m <sup>3</sup>	3	3.64	3.68	1.06	82.7%
4	0.17 m	76.00 m	4	4.13	4.08	1.27	72.7%
5	124.8 MN*m	93.6 MN*m	5	6.59	6.86	4.00	72.0%
6	230.7 MN*m	183.3 MN*m	6	10.66	10.93	2.52	75.9%
7	1068.8 MN/m	1068.8 MN/m	7	12.91	12.35	4.53	68.4%

*pp: peso proprio elementi (7850 kg/m<sup>3</sup>); Freq. Num.: frequenza numerica del modello aggiornato; Fre. Sper.: frequenza sperimentale del modo di vibrazione identificato.*



*Fig. 5.27 – Ponte sul Panaro: matrice MAC completa modello aggiornato / risultati sperimentali*

## 5.2.2 Il viadotto Sesia

Il viadotto Sesia è stato realizzato mediante sette impalcati in semplice appoggio, di luce pari a 46 metri, in soluzione composta acciaio-calcestruzzo e pile intermedie massicce in calcestruzzo. La struttura di impalcato è stata progettata con il metodo delle tensioni ammissibili, come previsto dalla normativa dell'epoca, in modo da soddisfare i limiti deformativi particolarmente stringenti per le linee ferroviarie ad alta velocità. Le tensioni di progetto agenti nelle strutture di impalcato, progettate per essere particolarmente rigide nel piano verticale al passaggio dei convogli ferroviari, sono quindi risultate generalmente molto minori dei valori ammissibili [53].

Anche le azioni locali responsabili dei fenomeni di fatica sono risultate particolarmente contenute, tuttavia l'adozione di nuove soluzioni costruttive in questa particolare opera richiede una attenta valutazione delle forze interne realmente agenti nei componenti strutturali, al fine di ottimizzarne il comportamento a fatica e di conseguenza i costi. Da questo punto di vista, la tecnica di modellazione meccanica dei componenti strutturali riveste un ruolo fondamentale nella valutazione delle azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari e, di conseguenza, nelle verifiche di fatica dell'opera.

Al fine di comprendere l'influenza delle tecniche di modellazione sulla valutazione delle azioni dinamiche nei ponti a struttura composta, sono stati realizzati una serie di modelli agli elementi finiti del viadotto Sesia che, mediante il confronto con il comportamento dinamico sperimentale, hanno consentito di valutarne pregi e difetti. In particolare, sono state sviluppate due famiglie di modelli EF: i) *modelli del solo impalcato*, rappresentanti un singolo impalcato isolato dalle sottostrutture; ii) *modelli integrali* rappresentati intere porzioni di viadotto costituite da impalcato, pile e fondazioni. In tutti i casi, nei vari modelli sono stati utilizzati elementi con comportamento elastico-lineare.

### 5.2.2.1 Modelli del solo Impalcato: Modello 3D Completo

Il Modello 3D Completo, estesamente descritto da Chellini et al., è stato realizzato mediante elementi “*piastra*” e “*trave*” per le parti in acciaio, ed elementi “*tetraedrici*” per la soletta in calcestruzzo [48]. Le piastre in acciaio delle piattebande e dell'anima sono state modellate mediante elementi “*piastra*”, le aste dei controventi torsionali mediante elementi “*trave*” mentre la soletta ed il ballast sono composti da elementi “*tetraedrici*” (Fig. 5.28).

Per tenere in conto dell'interazione dinamica fra le campate adiacenti, sono state introdotte nel modello una molla longitudinale ed una molla trasversale connesse mediante vincolo rigido agli elementi di estremità rappresentanti la soletta ed il ballast, come riportato nella schema della Fig. 5.29.

I vari elementi sono collegati fra loro direttamente in corrispondenza dei nodi comuni. I vincoli esterni sono stati imposti in corrispondenza della effettiva posizione secondo il reale schema di appoggio. Questo modello, particolarmente complesso e caratterizzato da un alto grado di affinamento nella rappresentazione degli elementi strutturali, ha il difetto di richiedere un elevato tempo di realizzazione ed un grosso onere computazionale.



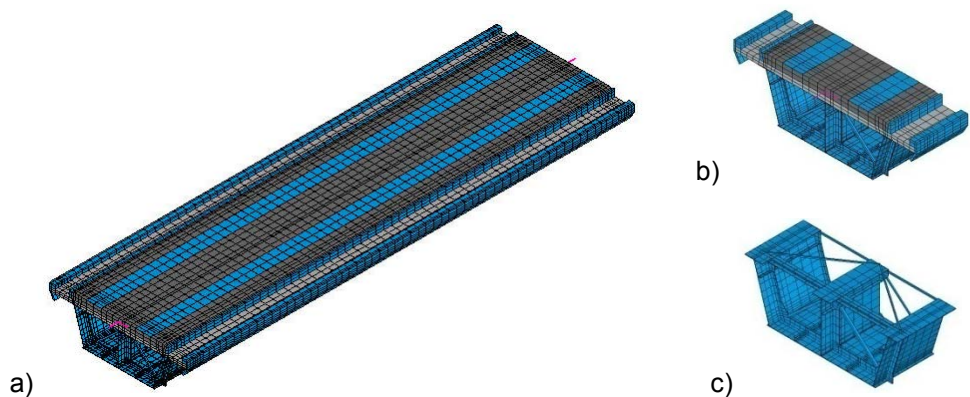


Figura 5.28. Modello 3D del viadotto Sesia: Vista generale (a), dettaglio del modello (b), dettaglio della parte metallica (c).

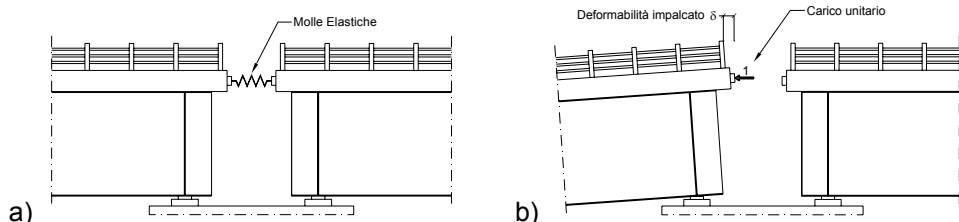


Figura 5.29. Schema di modellazione della interazione fra campate adiacenti: a) molle di estremità b) valutazione della rigidezza equivalente

### 5.2.2.2 Modelli del solo Impalcato: Modello Multi – Trave

Il Modello Multi-Trave è stato realizzato mediante elementi “piastra” e “trave” per le parti in acciaio, ed elementi “piastra” per la soletta in calcestruzzo. All’interno della sezione trasversale in acciaio sono state individuate tre travi principali, composte dalle piattabande superiori, delle anime e dalle piattabande inferiori direttamente collegate alle anime. Tali travi sono state modellate mediante elementi “trave”, mentre le piastre intermedie delle piattabande inferiori sono state rappresentate mediante elementi “piastra” (Fig. 5.30).

La soletta in calcestruzzo è stata modellata mediante elementi *piastra* disposti lungo il piano medio, mentre il contributo strutturale del ballast è stato trascurato.

Per rappresentare i collegamenti strutturali soletta - trave principale - piattabande inferiori, sono stati introdotti dei vincoli rigidi fra i nodi degli elementi che rappresentano tali componenti strutturali. Per ogni trave principale, i vincoli rigidi di sezione sono indipendenti fra loro e da quelli delle travi contigue.

I nodi di estremità delle travi principali sono stati collegati rigidamente ad elementi puntuali *massa* posti in corrispondenza degli appoggi esterni, ai quali sono stati imposti i vincoli corrispondenti al reale schema di appoggio.

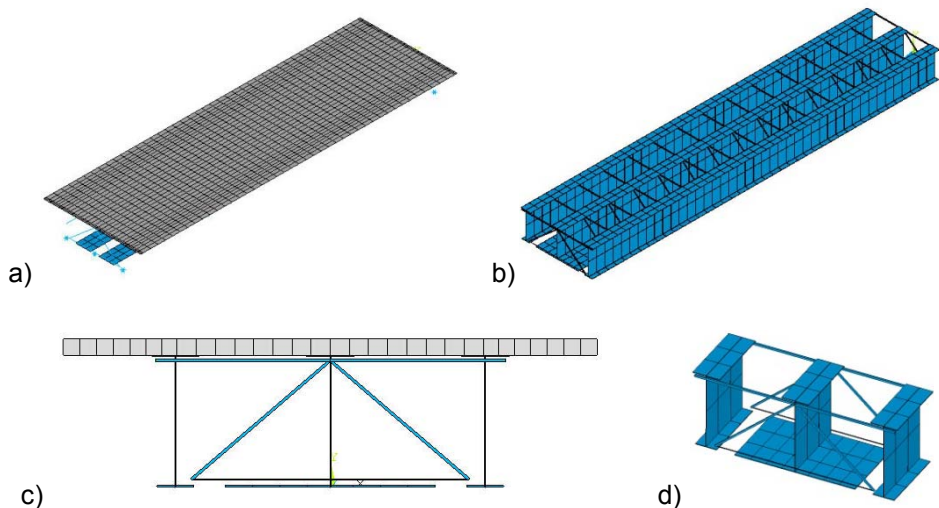


Figura 5.30. Modello Multi - Trave del viadotto Sesia: Vista generale (a), Vista della parte metallica (b), sezione trasversale del modello (c), dettaglio della parte metallica (d).

### 5.2.2.3 Modelli del solo Impalcato: Modello Mono – Trave

Il Modello Mono-Trave (Fig. 5.31) è stato realizzato mediante un singolo elemento *trave* rappresentante l'intero impalcato. L'elemento utilizzato (BEAM188) consente di calcolare le caratteristiche globali di inerzia della sezione trasversale mediante la definizione della geometria degli elementi componenti, tenuto in conto anche delle diverse caratteristiche meccaniche dei materiali (acciaio, calcestruzzo, ballast). In questo modello i vincoli esterni sono stati imposti nei due nodi di estremità dell'elemento BEAM e rappresentano l'effetto totale degli apparecchi di appoggio sull'impalcato in corrispondenza di ciascuna pila.

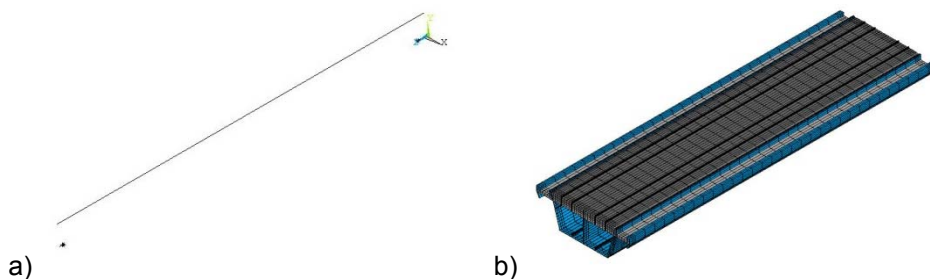


Figura 5.31. Modello Mono - Trave del viadotto Sesia: Vista generale (a), Vista generale con estrusione della sezione resistente degli elementi (b).

Nel modello è stato inizialmente imposto agli appoggi il vincolo alla rotazione orizzontale intorno all'asse longitudinale dell'impalcato. Tale condizione però imponeva al modello un incastro torsionale a causa della infinita rigidità nel

proprio piano delle sezioni trasversali dell'elemento *trave*, con il risultato di un aumento notevole della frequenza del primo modo trasversale, che in questo tipo di modellazione corrisponde di fatto con il primo modo torsionale. Il vincolo alla rotazione è stato quindi sostituito con una molla torsionale, dotata di rigidezza  $K_t = 8.08 \cdot 10^9 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{rad}$ , tarata in modo da ottenere una frequenza del primo modo trasversale uguale a quella del modello Multi-Trave (Fig. 5.32).

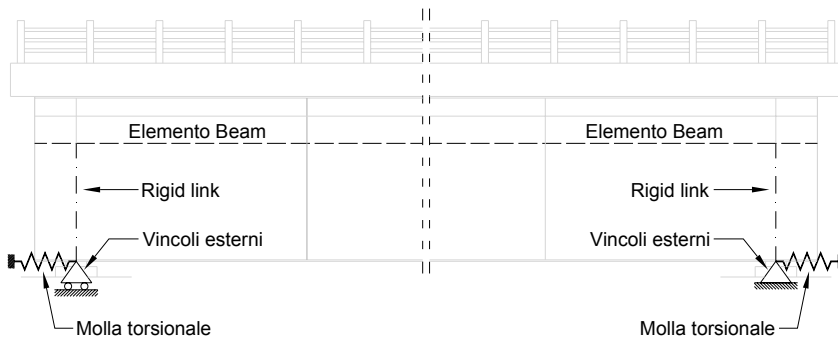


Fig. 5.32 - Tecnica Mono-Trave: modellazione dell'impalcato e degli appoggi

#### 5.2.2.4 Caratteristiche dinamiche dei modelli del solo impalcato

Il modello 3D Completo è stato ottimizzato, mediante la procedura di aggiornamento, in modo da ottimizzare il più possibile le frequenze e le forme modali numeriche rispetto a quelle sperimentali. Nella tabella 5.7 sono riportati i parametri meccanici inseriti nella procedura di aggiornamento. I risultati ottenuti dall'aggiornamento numerico hanno consentito di evidenziare l'influenza che le campate contigue hanno sulle proprietà dinamiche della campata considerata singolarmente, in particolare sulle frequenze modali delle oscillazioni verticali e torsionali [48].

Tabella 5.7 - Viadotto Sesia: valori iniziali / finali dei parametri di aggiornamento

Nome	Definizione	Valore Iniziale	Valore Finale	Unità
$E_C$	Modulo elastico calcestruzzo	$3.500 \cdot 10^{10}$	$3.141 \cdot 10^{10}$	$\text{N}/\text{m}^2$
$E_B$	Modulo elastico ballast	$2.200 \cdot 10^9$	$1.588 \cdot 10^9$	$\text{N}/\text{m}^2$
$D_B$	Densità ballast	1800	1750	$\text{Kg}/\text{m}^3$
$A_C$	Area delle aste del controvento torsionale intermedio	0.00464	0.0043	$\text{m}^2$
$K_P$	Rigidezza delle molle longitudinali	$4.000 \cdot 10^9$	$1.450 \cdot 10^8$	$\text{N}/\text{m}$
$K_S$	Rigidezza molle trasversali	$5.360 \cdot 10^8$	$5.36 \cdot 10^8$	$\text{N}/\text{m}$

Nella tabella 5.8 sono riportati i confronti fra i valori delle frequenze proprie dei tre modelli. I tre modelli hanno proprietà dinamiche molto simili, mostrano valori di frequenza dei modi flessionali vicini ai dati sperimentali, mentre non riescono a descrivere in modo appropriato il comportamento dinamico laterale della struttura, dato che la prima frequenza trasversale sperimentale si pone intorno a 3.07 Hz [48].

Tabella 5.8 - Viadotto Sesia: frequenze proprie dei modelli del solo impalcato.

Tipo	3D Completo	Multi-Trave	$\Delta$ %	Mono-Trave	$\Delta$ %
	(Hz)	(Hz)		(Hz)	
1° flessionale	3.58	3.30	- 8	3.28	- 8
1° laterale	4.42	5.40	+ 22	5.40	+ 22
1° torsionale	9.72	10.41	+ 8	---	---
2° flessionale	9.92	9.40	- 5	10.02	+ 1

### 5.2.2.5 Modellazione numerica delle pile

Le pile del viadotto Sesia sono costituite da un pilastro a sezione circolare variabile, di diametro pari a 5 metri nella parte inferiore e che, allargandosi nella parte superiore, raggiunge gli 8.76 metri alla quota del pulvino. Il pilastro si va ad inserire in un basamento circolare, di diametro pari a 13.8 metri ed altezza 2.5 metri, che costituisce la testa superiore della palificata di fondazione [53] (Fig. 5.33a). Il pilastro è stato modellato mediante un elemento tipo *trave* definito fra il nodo iniziale sulla faccia superiore del basamento ed il nodo finale alla quota di appoggio dell'impalcato. Il basamento è stato modellato mediante un elemento puntuale *massa* posizionato nel baricentro geometrico e dotato di una massa concentrata pari alla massa totale del basamento. Fra il nodo inferiore dell'elemento *trave* (pilastro) ed il nodo centrale dell'elemento *massa* (basamento) è stato introdotto un vincolo interno rigido per tenere in conto dell'effettivo collegamento monolitico (Fig. 5.33b).

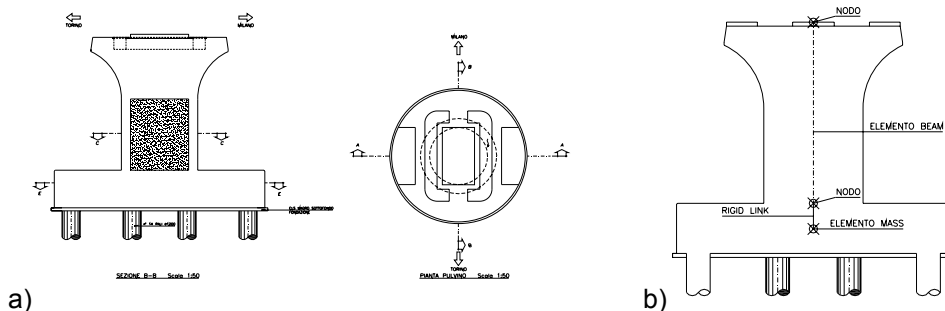


Fig. 5.33 - Viadotto Sesia: Sezioni verticale ed orizzontale della pila tipo (a), schema della modellazione EF (b)

Il nodo centrale dell'elemento *massa* è stato inoltre collegato mediante vincolo interno rigido al nodo centrale di un secondo elemento *massa*, disposto sull'asse della pila in corrispondenza della faccia inferiore del basamento e dotato di vincoli esterni rappresentanti le caratteristiche dinamiche della fondazione su pali.

### 5.2.2.6 Caratterizzazione dinamica delle fondazioni

La superficie inferiore del basamento delle pila si poggia su uno strato di sabbia satura e ghiaia che si estende in profondità oltre la lunghezza della palificata, costituita da 14 pali circolari disposti secondo lo schema riportato nella figura della tabella 5.9.

Nelle analisi il terreno di fondazione è stato considerato come uno strato omogeneo uniforme di caratteristiche meccaniche costanti al variare della profondità e dotato di smorzamento. I valori dei parametri meccanici utilizzati nelle analisi (tabella 5.10) sono stati desunti dalla documentazione tecnica di progetto e da indicazioni ricavabili in letteratura [53, 54].

Tabella 5.9 - Viadotto Sesia: pianta e caratteristiche generali della palificata di fondazione delle pile.

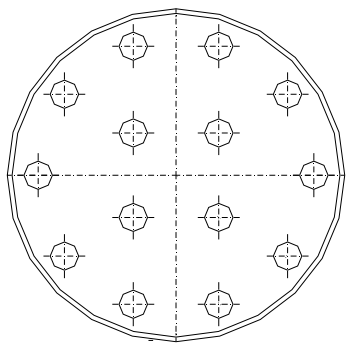
	Diametro Pali	Lunghezza Pali	Modulo Elastico Calcestruzzo	n. pali
	120 cm	3500 cm	31220 MPa	14
Diametro Basamento		Interdistanza Pali		
1380 cm		minima 3.34 m massima 11.66 m		

Tabella 5.10 - Viadotto Sesia: parametri del terreno di fondazione

Tipo di terreno	Densità	Modulo di Young	Coefficiente di Poisson	Coefficiente di smorzamento	Velocità onde di taglio
Sabbia satura e ghiaia	2000 kg/m <sup>3</sup>	237 MPa	0.4	5%	205635 m/s

Le caratteristiche dinamiche delle fondazioni su pali sono state valutate mediante il modello analitico proposto da Dobry e Gazetas [55], che consente di studiare il comportamento dinamico di un gruppo di pali circolari soggetti ad una generica forzante armonica. In questo modello, i pali sono rappresentati come travi immerse in uno strato uniforme di terreno, considerato come materiale lineare isteretico, collegate superiormente mediante un basamento rigido. Sotto l'azione delle forzanti esterne, ciascun palo è sottoposto ad uno stato di vibrazione ed induce

onde meccaniche cilindriche nel terreno circostante. Tali onde si propagano sino a raggiungere la superficie esterna dei pali contigui imponendogli uno stato di vibrazione aggiuntivo al proprio, attraverso il rilascio di una parte della propria energia meccanica. Ogni palo quindi influenza lo stato di vibrazione degli altri e ne è a sua volta influenzato.

Nel caso di una fondazione composta da due pali identici  $p$  e  $q$ , come già illustrato nella formula (2.2), l'impedenza dinamica totale della palificata  $K_{Gz}(\omega)$  è pari:

$$K_{Gz}(\omega) = 2 \cdot \frac{F}{w_q} = 2 \cdot \frac{K_z(\omega)}{1 + \alpha_z(\omega)} \quad (5.1)$$

con

$$\alpha_z(\omega) = \left( \frac{S}{r_0} \right)^{-1/2} \cdot e^{-\beta \cdot \omega \cdot S / V_s} \cdot e^{-i \cdot \omega \cdot S / V_s} \quad (5.2)$$

dove:  $K_z(\omega)$  è l'impedenza dinamica del singolo palo;  $\alpha_z(\omega)$  è il coefficiente di interazione dinamica che esprime il rapporto fra lo spostamento addizionale del palo  $q$  causato dal palo  $p$  e lo spostamento proprio del solo palo  $q$ ;  $S$  è la distanza asse-asse dei pali;  $r_0$  è il raggio del palo,  $\beta$  è il coefficiente di smorzamento del terreno;  $V_s$  è la velocità delle onde di taglio [55].

Nel caso delle fondazioni palificate con più di due pali, si assume che ogni palo influenzi gli altri in modo indipendente e che l'effetto totale su ciascuno sia dato dalla somma degli effetti di tutte le varie coppie possibili di interazione. Le teste dei pali sono connesse mediante un basamento in calcestruzzo di elevata rigidità che è generalmente considerato rigido. Tale assunzione consente la definizione di legami cinematici di moto rigido fra i movimenti delle teste dei pali in direzione verticale, orizzontale e rotazionale. In tale modo, imponendo spostamenti unitari per ogni grado di libertà del basamento è possibile calcolare l'impedenza totale della palificata, pari alla reazione totale dei singoli pali calcolata rispetto al baricentro del basamento.

Il modello analitico sviluppato da Dobry & Gazetas è stato opportunamente applicato al caso delle fondazioni palificate delle pile intermedie del viadotto Sesia al fine di valutarne le caratteristiche di impedenza dinamica.

### **Impedenza verticale**

Imponiamo al basamento rigido uno spostamento rigido verticale  $w_{Gz}$ . Gli spostamenti totali dei pali ( $w_{1z}$ ,  $w_{2z}$ , ...  $w_{iz}$ ) sono legati alle forze agenti ( $F_{1z}$ ,  $F_{2z}$ , ...  $F_{iz}$ ) mediante la seguente relazione:

$$w_{1z}(\omega) = \alpha_{11z}(\omega) \cdot \frac{F_{1z}(\omega)}{K_z(\omega)} + \alpha_{12z}(\omega) \cdot \frac{F_{2z}(\omega)}{K_z(\omega)} + \dots + \alpha_{1iz}(\omega) \cdot \frac{F_{iz}(\omega)}{K_z(\omega)}$$

(5.3)

$$\vdots$$

$$w_{iz}(\omega) = \alpha_{i1z}(\omega) \cdot \frac{F_{1z}(\omega)}{K_z(\omega)} + \alpha_{i2z}(\omega) \cdot \frac{F_{2z}(\omega)}{K_z(\omega)} + \dots + \alpha_{iiz}(\omega) \cdot \frac{F_{iz}(\omega)}{K_z(\omega)}$$

che, dopo alcuni passaggi, assume la forma:

$$\frac{w_{1z}(\omega)}{\alpha_{11z}(\omega) + \alpha_{12z}(\omega) + \dots + \alpha_{1iz}(\omega)} = \frac{F_{1z}(\omega)}{K_z(\omega)}$$

$$\vdots$$

$$\frac{w_{iz}(\omega)}{\alpha_{i1z}(\omega) + \alpha_{i2z}(\omega) + \dots + \alpha_{iiz}(\omega)} = \frac{F_{iz}(\omega)}{K_z(\omega)}$$
(5.4)

La relazione (5.4) può essere convenientemente espressa in forma matriciale:

$$K_z(\omega) \cdot [W_z(\omega)] \cdot \{\alpha_z(\omega)\} = \{F_z(\omega)\}$$
(5.5)

con

$$[W_z(\omega)] = \begin{bmatrix} w_{1z}(\omega) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & w_{2z}(\omega) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & w_{iz}(\omega) \end{bmatrix}$$

$$\{\alpha_z(\omega)\} = \begin{bmatrix} 1 \\ \alpha_{11z}(\omega) + \alpha_{12z}(\omega) + \dots + \alpha_{1iz}(\omega) \\ \vdots \\ 1 \\ \alpha_{i1z}(\omega) + \alpha_{i2z}(\omega) + \dots + \alpha_{iiz}(\omega) \end{bmatrix}$$
(5.6)

dove  $[W_z(\omega)]$  è la matrice degli spostamenti,  $\{\alpha_z(\omega)\}$  è il vettore dei coefficienti di interazione,  $\{F_z(\omega)\}$  è il vettore delle forze.

Gli spostamenti  $w_{1z}$ ,  $w_{2z}$ , ...  $w_{iz}$  dei singoli pali sono uguali fra loro e pari allo spostamento  $w_{gz}$  del basamento, con il risultato che la matrice  $[W_z(\omega)]$  assume la seguente forma semplificata:

$$w_{1z}(\omega) = w_{2z}(\omega) = \dots = w_{iz}(\omega) = w_{gz}$$

$$[W_z(\omega)] = w_{gz} \cdot [I]$$
(5.7)

La somma delle forze totali applicate ai pali risulta essere pari alla rigidità totale  $K_{Gz}(\omega)$  per lo spostamento  $w_{gz}$ . In definitiva è possibile esprimere l'impedenza totale  $K_{Gz}(\omega)$  secondo la seguente relazione:

$$K_{Gz}(\omega) \cdot w_{gz} = \text{Tr}(\{F_z(\omega)\}) = \text{Tr}(K_z(\omega) \cdot w_{gz} \cdot [I] \cdot \{\alpha_z(\omega)\})$$

$$K_{Gz}(\omega) = \text{Tr}(K_z(\omega) \cdot [I] \cdot \{\alpha_z(\omega)\})$$
(5.8)

dove  $K_z(\omega)$  è l'impedenza verticale del singolo palo.

### **Impedenza trasversale**

Imponendo al basamento uno spostamento trasversale pari a  $w_{gh}$ , i legami tra gli spostamenti trasversali dei pali ( $w_{1h}$ ,  $w_{2h}$ , ...  $w_{ih}$ ) e le forze agenti ( $F_{1h}$ ,  $F_{2h}$ , ...  $F_{ih}$ ) sono formalmente identici al caso verticale:

$$\begin{aligned}
w_{1h}(\omega) &= \alpha_{11h}(\omega) \cdot \frac{F_{1h}(\omega)}{K_h(\omega)} + \alpha_{12h}(\omega) \cdot \frac{F_{2h}(\omega)}{K_h(\omega)} + \dots + \alpha_{1ih}(\omega) \cdot \frac{F_{ih}(\omega)}{K_h(\omega)} \\
&\vdots \\
w_{ih}(\omega) &= \alpha_{i1h}(\omega) \cdot \frac{F_{1h}(\omega)}{K_h(\omega)} + \alpha_{i2h}(\omega) \cdot \frac{F_{2h}(\omega)}{K_h(\omega)} + \dots + \alpha_{iih}(\omega) \cdot \frac{F_{ih}(\omega)}{K_h(\omega)}
\end{aligned} \tag{5.9}$$

Procedendo in modo analogo al caso verticale, l'impedenza totale trasversale  $K_{Gh}(\omega)$  è esprimibile attraverso la seguente relazione:

$$K_{Gh}(\omega) = \text{Tr}\left(K_h(\omega) \cdot [I] \cdot \{\alpha_h(\omega)\}\right) \tag{5.10}$$

dove  $\{\alpha_h(\omega)\}$  è il vettore dei coefficienti di interazione orizzontale e  $K_h(\omega)$  è l'impedenza trasversale del singolo palo.

### **Impedenza rotazionale orizzontale**

Imponendo al basamento una rotazione  $\theta$  intorno ad uno dei due assi orizzontali di simmetria della palificata, a ciascun palo  $i$  è imposta in testa una rotazione pari a  $\theta$  ed uno spostamento verticale  $w_{iz}$  pari a:

$$w_{iz}(\omega) = \theta \cdot x_i \tag{5.11}$$

dove  $x_i$  è la distanza del baricentro del palo  $i$  dall'asse di rotazione.

Il legame (5.11) può essere espresso nella seguente forma matriciale:

$$[W_z(\omega)] = \theta \cdot [X] \tag{5.12}$$

dove  $[W_z(\omega)]$  è la matrice diagonale degli spostamenti verticali e  $[X]$  è la matrice diagonale delle distanze dei pali dall'asse di rotazione.

Ciascun palo  $i$  è sollecitato in testa da un momento  $m_i(\omega)$ , legato alla rotazione  $\theta$ , e da una forza verticale  $F_{iz}(\omega)$ , legata allo spostamento  $w_{iz}$ . Il legame tra gli spostamenti verticali ( $w_{1z}, w_{2z}, \dots, w_{iz}$ ) e le forze agenti ( $F_{1z}, F_{2z}, \dots, F_{iz}$ ) è lo stesso ottenuto per l'impedenza verticale (5.4), mentre il momento  $m_i(\omega)$  è espresso dalla relazione:

$$m_i(\omega) = \theta \cdot K_{rot}(\omega) \tag{5.13}$$

dove  $K_{rot}(\omega)$  è l'impedenza rotazionale del singolo palo.

La somma dei momenti delle forze  $F_{iz}(\omega)$  rispetto all'asse di rotazione e dei momenti  $m_i(\omega)$  risulta essere pari alla rigidità totale  $K_{Grot}(\omega)$  per la rotazione  $\theta$ . In definitiva è possibile esprimere l'impedenza totale  $K_{Grot}(\omega)$  secondo la seguente relazione:

$$\begin{aligned}
\{F_z(\omega)\} &= K_z(\omega) \cdot [W_z(\omega)] \cdot \{\alpha_z(\omega)\} \\
K_{Grot}(\omega) \cdot \theta &= 14 \cdot K_{rot}(\omega) \cdot \theta + \text{Tr}\left([X] \cdot \{K_z(\omega) \cdot \theta \cdot [X] \cdot \{\alpha_z(\omega)\}\}\right) \\
K_{Grot}(\omega) &= 14 \cdot K_{rot}(\omega) + \text{Tr}\left(K_z(\omega) \cdot [X]^2 \cdot \{\alpha_z(\omega)\}\right)
\end{aligned} \tag{5.14}$$

### **Impedenza rotazionale verticale**

Nei riguardi delle rotazioni intorno all'asse verticale, si considera la fondazione come ideale, imponendo la condizione di incastro perfetto.



In definitiva, il modello proposto da Dobry and Gazetas consente di ottenere l'espressione analitica in forma complessa dell'impedenza dinamica per le oscillazioni verticali, orizzontali e rotazionali, in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno (tabella 5.10), della geometria, delle caratteristiche meccaniche, della disposizione in pianta dei pali di fondazione (tabella 5.9), delle caratteristiche di impedenza dinamica propria dei singoli pali [56, 57].

### 5.2.2.7 Modellazione EF delle fondazioni

Le fondazioni sono state modellate mediante un elemento puntuale *massa* connesso ai vincoli esterni attraverso cinque molle elastiche smorzate, una per ciascun grado di libertà nodale eccetto per la rotazione verticale, e dotate di valori di massa differenziati a seconda del grado di libertà nodale considerato (Fig. 5.34). Alla rotazione verticale è stata imposta la condizione di incastro perfetto.

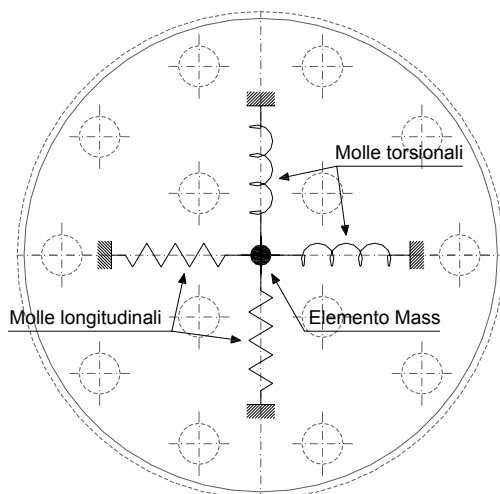


Figura 5.34 - Viadotto Sesia: vista in pianta dello schema di modellazione EF delle fondazioni.

Ogni molla, agendo nel proprio grado di libertà  $j$  sulla componente di massa che le corrisponde, ha l'effetto di creare un'impedenza complessa  $Z_j(\omega)$  esprimibile attraverso il legame:

$$Z_j(\omega) = (K_j - \omega^2 \cdot M_j) + i \cdot \omega \cdot C_j \quad (5.15)$$

dove  $K_j$  e  $C_j$  sono la rigidezza e lo smorzamento della molla,  $M_j$  è il valore della massa dell'elemento puntuale *massa*.

I valori di  $K_j$ ,  $C_j$  e  $M_j$  (tabella 5.11) sono stati tarati sulle funzioni di impedenza verticale, orizzontale e rotazionale, ricavate per la palificata di fondazione con il modello proposto da Dobry and Gazetas, in modo da approssimare nel modo migliore possibile il comportamento nel campo di frequenze 0-10 Hz [58].

Nelle immagini della Fig. 5.35 sono riportati gli andamenti delle funzioni di impedenza esatte (linea continua) ed approssimate (linea tratteggiata), dal confronto delle quali è possibile notare la buona corrispondenza nel campo di frequenze prescelte.

Tabella 5.11 - Viadotto Sesia: parametri delle molle EF di fondazione.

Gdl verticale	Gdl orizzontale	Gdl rotazione orizzontale
$K = 1.364 \cdot 10^7$ [kN/m]	$K = 2.198 \cdot 10^6$ [kN/m]	$K = 1.830 \cdot 10^8$ [kN·m/rad]
$C = 4.546 \cdot 10^8$ [kg/s]	$C = 5.860 \cdot 10^7$ [kg/s]	$C = 6.558 \cdot 10^9$ [kg·m <sup>2</sup> /rad·s]
$M = 3.337 \cdot 10^6$ [kg]	$M = 2.745 \cdot 10^5$ [kg]	$M = 4.855 \cdot 10^7$ [kg·m <sup>2</sup> /rad]

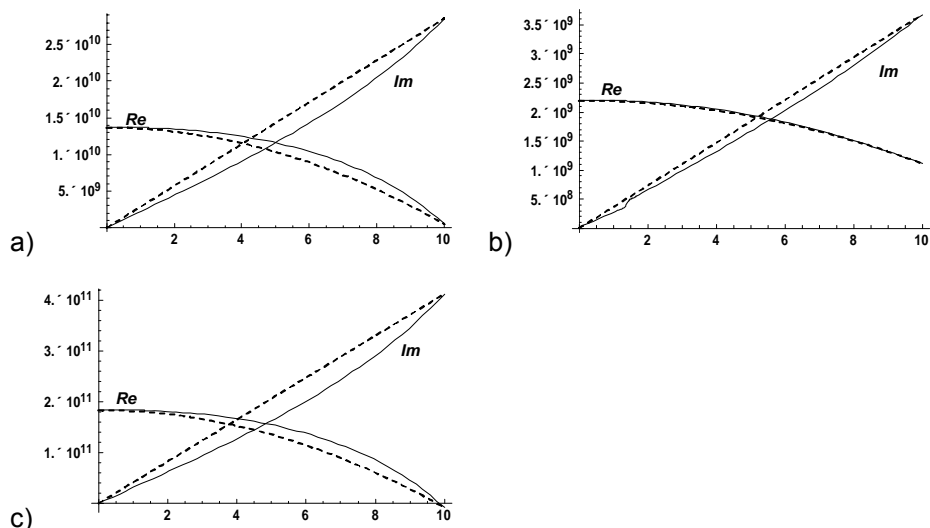


Figura 5.35 - Viadotto Sesia: funzioni di impedenza esatte (linee continue) ed approssimate (linee tratteggiate) delle fondazioni: GDL Verticale (a), GDL Orizzontale (b), GDL Rotazionale Orizzontale (c)

### 5.2.2.8 Modelli EF Integrali della Singola Campata

Una volta definito l'approccio di modellazione delle pile e delle fondazioni, è stato possibile modellare una singola campata del viadotto Sesia in modo integrale, rimuovendo quindi i vincoli esterni (perfetti ed elastici) presenti alle estremità degli elementi di impalcato. Lo sviluppo della modellazione è stato eseguito per i modelli Multi-Trave e Mono-Trave in considerazione della maggiore snellezza dal punto di vista computazionale a fronte di una risposta comunque affidabile dal punto di vista delle proprietà dinamiche. Nella tabella 5.11 sono riportati i confronti fra i valori delle frequenze proprie dei due modelli del solo impalcato con i due modelli integrali della singola campata.

Dall'analisi dei valori numerici, risultano piccole variazioni per il primo modo flessionale di vibrazione mentre si nota un evidente cambiamento della prima frequenza trasversale, segno di una sostanziale differenza fra l'approccio di modellazione del solo impalcato con vincoli di appoggio perfetti e la modellazione integrale di impalcato, pila e fondazioni. Piccole variazioni di frequenza si riscontrano anche per il primo modo torsionale e per il secondo modo flessionale di vibrazione.

Tabella 5.11 - Viadotto Sesia: frequenze proprie dei Modelli del solo Impalcato e dei Modelli Integrali:

	Impalcato Multi-Trave	Integrale Multi-Trave		Impalcato Mono-Trave	Integrale Mono-Trave	
Tipo	(Hz)	(Hz)	$\Delta$ %	(Hz)	(Hz)	$\Delta$ %
1° flessionale	3.30	3.40	+ 3	3.28	3.63	+ 11
1° laterale	5.40	3.03	- 44	5.40	3.13	- 42
1° torsionale	10.41	9.25	- 11	---	---	---
2° flessionale	9.40	12.09	+ 29	10.02	10.98	+ 10

Allo scopo di valutare l'effettiva influenza dell'impedenza dinamica delle fondazioni nel modello integrale, sono state effettuate la analisi modali imponendo la condizione di incastro all'elemento *massa* del basamento. Nella tabella 5.12 sono riportati i confronti fra i valori delle frequenze proprie dei due modelli integrali con basamento libero e con basamento incastrato (BI) mentre fra parentesi sono riportate le corrispondenti frequenze dei modelli dei soli impalcati. La condizione di basamento incastrato ha riportato la frequenza del primo modo trasversale ad un valore vicino a quello del modello del solo impalcato, annullando in pratica l'influenza dell'impedenza delle fondazioni sulle caratteristiche dinamiche trasversali della struttura.

Tabella 5.12. Modelli Integrali e Modelli Integrali con Basamento Incastrato (BI): Frequenze dei modi propri (Frequenze dei modelli del solo Impalcato)

	Integrale Multi-Trave	Integrale Multi-Trave BI	Integrale Mono-Trave	Integrale Mono-Trave BI
Tipo	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
1° flessionale	3.40	3.37 (3.30)	3.63	3.36 (3.28)
1° laterale	3.03	4.98 (5.40)	3.13	5.87 (5.40)
1° torsionale	9.25	9.53 (10.41)	---	---
2° flessionale	12.09	11.94 (9.40)	10.98	11.12 (10.02)

BI: modello con basamento incastrato.

Dal confronto delle frequenze proprie dei modelli sviluppati, è possibile notare come l'introduzione nei modelli degli elementi rappresentanti le pile abbia portato ad un cambiamento nella risposta numerica riguardo al primo modo trasversale di vibrazione, mostrando contemporaneamente una scarsa influenza sugli altri modi. Inoltre, la presenza degli elementi *molla* rappresentanti l'impedenza delle fondazioni ha influenzato concretamente la risposta dinamica dei modelli nei riguardi del primo modo di vibrazione orizzontale, mentre ha esercitato una minore influenza sul primo modo flessionale, sul primo torsionale e sul secondo flessionale.

### 5.2.2.9 Modelli EF Integrali Multi – Campata

L'ultimo passo nello studio delle tecniche di modellazione in relazione al comportamento dinamico degli impalcato in soluzione composta acciaio-calcestruzzo ha riguardato la valutazione dell'entità della interazione fra le campate adiacenti sulla risposta dinamica della struttura. A tale scopo sono stati sviluppati modelli integrali Multi-Campata del viadotto rappresentando le strutture di impalcato mediante le tecniche Multi-Trave e Mono-Trave. Le campate contigue sulla medesima pila sono state rese solidali mediante elementi *piastra* o *trave* rappresentanti il contributo strutturale del ballast effettivamente presente lungo tutto l'impalcato. Nella Fig. 5.36 sono riportati il modello Integrato Multi-Trave a tre campate (a) e Mono-Trave (b) a tre campate del viadotto Sesia.

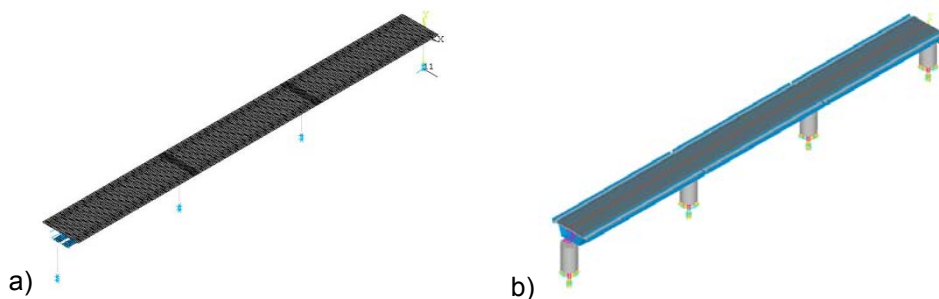


Figura 5.36 - Viadotto Sesia: Modelli Integrali a Tre Campate con Tecnica Multi-Trave (a) e Tecnica Mono-Trave (b)

Dall'osservazione dei risultati numerici, si è reso evidente come i modelli Multi-Campata possiedano delle "famiglie" di modi propri di vibrazione, ovvero insiemi di forme modali dello stesso tipo (ad esempio flessionale) caratterizzate da frequenze vicine fra loro e da ma che differiscono fra loro per caratteristiche di simmetria o antisimmetria nei movimenti delle campate contigue. Nelle immagini della Fig. 5.37 sono riportate due forme modali appartenenti alla "famiglia" del primo modo flessionale del modello Multi-Trave Integrato a tre campate, per le quali le frequenze variano nell'intervallo 3.35-3.45 Hz.

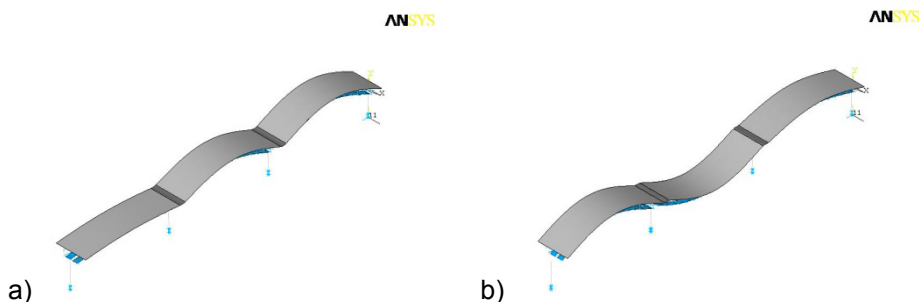


Figura 21. Forme modali della "Famiglia" del primo modo flessionale del Modello Multi-Trave Integrato a Tre Campate: 3.35 Hz (a), 3.45 Hz (b)

Inoltre, la modellazione di più campate adiacenti ha portato ad un cambiamento nella risposta numerica riguardo al primo modo trasversale di vibrazione, determinando un abbassamento del valore della frequenza all'aumentare del numero di campate modellate.

Sviluppando ulteriormente il modello Mono-Trave, passando dalle tre alle sette campate, è aumentato il numero dei modi di vibrazione appartenenti alle "famiglie" flessionali mantenendo comunque le frequenze nello stesso intervallo di variazione del modello a tre campate; inoltre la frequenza del primo modo trasversale è risultata sostanzialmente invariata. Nella tabella 12 sono riportati i valori dei dati sperimentali a confronto con i risultati numerici dei modelli integrali a campata singola e di quelli a tre e sette campate, per i quali sono stati riportati gli estremi del campo di variazione delle frequenze delle "famiglie" modali.

*Tabella 12. Frequenze Sperimentali e Numeriche dei Modelli Integrali realizzati con la Tecnica Mono-Trave (MoT) e Multi-Trave (MLT).*

	Forma modale			
	1° flessionale	1° laterale	1° torsionale	2° flessionale
Dati Sperimentali	3.62 - 4.14	3.07	8.32 - 9.05	9.94 - 10.53
Integrale MLT 1 campata	3.40	3.01	9.24	12.09
Integrale MLT 3 Campate	3.35 - 3.45	2.56	9.38 - 9.40	11.97 - 13.02
Integrale MoT 1 campata	3.63	3.13	...	10.97
Integrale MoT 3 Campate	3.41 - 3.60	2.43	...	11.22 - 13.70
Integrale MoT 7 Campate	3.41 - 3.94	2.37	...	11.05 - 13.92

*MLT: Multi-Trave; MoT: Mono-Trave.*

Dal confronto dei modi propri di vibrazione dei modelli sviluppati, è possibile notare come i modelli EF Integrali Multi-Campata presentino una moltiplicazione di modi della stessa tipologia con frequenze prossime fra loro, generati dalle possibili combinazioni di movimenti simmetrici e/o antisimmetrici delle campate contigue. Inoltre, la frequenza del primo modo trasversale di vibrazione tende ad abbassarsi all'aumentare del numero di campate inserite nel modello, diventando sostanzialmente stabile nei modelli con tre o più campate.

Le indagini comparative realizzate per tutti i modelli agli elementi finiti del viadotto Sesia hanno messo in luce alcuni risultati di carattere generale sulle tecniche di modellazione degli impalcati in soluzione composta acciaio-calcestruzzo: i) i modelli del solo impalcato sono in grado di rappresentare in modo realistico l'effettivo comportamento dinamico nel piano verticale, mentre risultano generalmente inaffidabili nei riguardi dei modi di vibrazione trasversali e torsionali; ii) i modelli integrali consentono di ottenere una valutazione affidabile dei modi

vibrazione sia verticali che trasversali / torsionali dei viadotti, a patto che siano rappresentate almeno le due campate contigue a quella in esame.

Dal punto di vista della valutazione del comportamento a fatica, la corretta rappresentazione dei modi di vibrazione trasversali e torsionali assume una rilevanza significativa soprattutto per gli impalcati a doppio binario, nei quali l'eccentricità del carico tende ad eccitare anche i movimenti fuori piano della struttura. Inoltre, la rappresentazione nei modelli EF delle caratteristiche di impedenza dinamica delle fondazioni, incluso il contributo offerto dalle capacità dissipative del terreno, contribuisce ad una valutazione ancor più realistica delle effettive azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari.

L'influenza delle capacità dissipative delle fondazioni non appare dal punto di vista dei modi propri di vibrazione della struttura calcolati mediante l'analisi modale che, essendo una forma di analisi lineare, considera solamente il valore statico (ovvero a frequenza  $\omega$  pari a 0) dell'impedenza dinamica delle fondazioni. Al contrario, nelle analisi dinamiche della struttura sotto l'azione dei modelli di carico dei convogli ferroviari, tipicamente rappresentati mediante stese di carichi mobili, le caratteristiche di impedenza dinamica delle fondazioni contribuiscono attivamente a determinare il valore delle azioni dinamiche agenti all'interno dei componenti strutturali e, di congruenza, influenzano il risultato delle analisi di fatica.

## 6. VALUTAZIONE DELLO SPETTRO DI TRAFFICO

Lo sviluppo economico legato ai processi di globalizzazione ha portato ad un generale aumento del traffico ferroviario sulle linee esistenti ed alla realizzazione di nuove linee per soddisfare la domanda di trasporto di merci e passeggeri. Inoltre, l'apertura delle reti di trasporto anche agli operatori privati ha introdotto nuove tipologie di convogli ferroviari passeggeri e merci, caratterizzati da geometrie e valori dei carichi assali differenti rispetto ai precedenti. In tale ottica, i modelli di carico adottati dalle attuali normative potrebbero risultare non più rappresentativi del traffico reale, con la conseguenza di possibili sovrastime / sottostime delle azioni dinamiche che determinano il comportamento a fatica degli impalcati metallici.

L'adozione di sistemi di monitoraggio a lungo termine di ponti e viadotti ferroviari consente di valutarne in modo affidabile il reale comportamento statico e dinamico, fornendo indicazioni utili alla verifica delle ipotesi progettuali adottate per le nuove strutture ad alla valutazione della vita utile residua nel caso di quelle esistenti. I sistemi di monitoraggio possono infatti essere progettati per il controllo delle condizioni di esercizio delle linee ("*serviceability*") e per la valutazione delle azioni / tensioni interne effettivamente indotte dal passaggio dei convogli ferroviari [59]. Le informazioni fornite dai sistemi di monitoraggio possono inoltre essere introdotte all'interno di procedure numeriche di identificazione di eventuali danneggiamenti strutturali ed anche di aggiornamento numerico di modelli agli elementi finiti delle strutture, in modo da ottenere una valutazione affidabile in tempo reale delle forze / tensioni agenti all'interno dei componenti strutturali [60, 61].

I sistemi di monitoraggio sono progettati sulla base delle conoscenze tecniche e teoriche disponibili al momento, adattando principi di carattere generale ad ogni specifica opera oggetto di studio. L'affidabilità e l'efficacia di un sistema di monitoraggio è ottenuta mediante un appropriato procedimento di progettazione, calibrato in base agli obiettivi prefissati per lo specifico sistema.

In particolare, la progettazione di un sistema di monitoraggio del comportamento dinamico in esercizio può essere suddivisa in due fasi [62]: i) analisi sperimentale della risposta dinamica della struttura, al fine di ottenere una conoscenza approfondita ed affidabile dell'opera, mediante l'identificazione di frequenze, forme e smorzamenti dei modi propri di vibrazione [64]; ii) progetto del sistema di monitoraggio attraverso una appropriata valutazione delle condizioni ambientali, della durabilità e dei costi dei componenti elettronici e della qualità dei dati acquisiti.

In tale modo è possibile sviluppare ed installare sistemi di monitoraggio in grado di valutare efficacemente l'effettivo comportamento dinamico in esercizio di ponti e viadotti ferroviari metallici, di determinare i cicli reali delle azioni / tensioni agenti nei componenti strutturali, e di definire la composizione dello spettro di traffico di ogni specifica linea ferroviaria. Tali risultati possono essere utilizzati al fine di ottenere una gestione ottimale delle infrastrutture di trasporto, dal punto di vista della definizione e programmazione degli interventi di ispezione e manutenzione delle opere metalliche soggette a fenomeni di fatica.

## 6.1 Monitoraggio del viadotto Sesia

Un sistema di monitoraggio è generalmente composto da un insieme di sensori connessi ad una o più centraline di acquisizione in funzione di vari fattori come ad esempio la dimensione del ponte / viadotto, oppure numero / tipologia dei sensori. La progettazione del sistema richiede l'applicazione di conoscenze tecniche proprie di differenti settori scientifici al fine di identificare la tipologia di sensori necessari allo scopo, organizzare le fasi di raccolta / immagazzinamento / elaborazione dei dati acquisiti, garantire l'alimentazione elettrica delle centraline e dei sensori, programmare i computer di gestione del sistema, ecc. I dati raccolti dalle centraline di acquisizione possono essere anche trasmessi ad una unità centrale di controllo per eventuali elaborazioni manuali / automatiche al fine di ottenere sistemi di controllo / allarme in tempo reale del comportamento strutturale [62].

Nell'ambito del progetto di ricerca Europeo DETAILS "*DEsign for opTimal performance (LCC) of high-speed rAILway bridges by enhanced monitoring systems*", è stato sviluppato ed installato sul viadotto Sesia un sistema di monitoraggio a lungo termine per un periodo di circa sei mesi, allo scopo di: i) valutare l'influenza delle condizioni ambientali sulla risposta dinamica propria della struttura (frequenze, forme e smorzamenti modali); ii) stimare la composizione del traffico reale del tipo ad alta velocità presente sulla linea; iii) valutare l'intensità delle accelerazioni verticali massime indotte dai convogli ferroviari.

Il sistema è stato progettato sulla base dei risultati sperimentali di caratterizzazione del comportamento dinamico proprio della campata tipo, ottenuti sempre nell'ambito del progetto DETAILS ed ampiamente descritti da Chellini ed al. [48], brevemente riportati nel paragrafo 5.1.2. Sulla base delle conoscenze acquisite sul reale comportamento dinamico del viadotto, è stato progettato un sistema di monitoraggio a lungo termine composta da:

- 5 accelerometri;
- 1 sensore termino;
- 1 sensore di umidità;
- 1 unità di condizionamento del segnale;
- 1 unità di acquisizione del segnale;
- 1 videocamera digitale;
- 1 computer;

Il sistema è stato alimentato mediante una connessione diretta alla rete elettrica AC fornita dalla Rete Ferroviaria Italiana (RFI). L'alimentazione di rete era disponibile solamente durante gli orari di esercizio della linea ferroviaria: 06:50 - 09:50, 11:50 - 13:50, 15:50 - 21:50. Nei periodi di mancanza dell'alimentazione da rete, il sistema di monitoraggio è stato alimentato mediante un sistema di due batterie da 12 V-DC e 100 Ah, per una potenza totale pari a 50 W. Il sistema a batteria era in grado di garantire il funzionamento del sistema di monitoraggio per un periodo massimo di assenza dell'alimentazione da rete pari a 24 ore. Lo schema del sistema di monitoraggio sviluppato è riportato nell'immagine di Fig. 6.1. L'alimentazione dei sensori è stata garantita mediante un sistema di condizionamento sviluppato dalla GeoSIG Ltd. Quattro accelerometri, 1



accelerometro tri-assiale GeoSIG AC-43 e 3 accelerometri mono-assiali GeoSIG AC-61-V orientati in direzione verticale, sono stati posizionati all'interno della seconda campata del viadotto al fine di identificare i modi propri di vibrazione verticali e torsionali del singolo impalcato. Il quinto accelerometro mono-assiale GeoSIG AC-61-V è stato posizionato nella prima campata in direzione verticale al fine di valutare l'influenza degli impalcati adiacenti sul comportamento dinamico della seconda campata. Nella Fig. 6.2 è riportata una vista in pianta della disposizione dei sensori sulle piastre inferiori interne del doppio cassone metallico, con il sensore tri-assiale nella posizione 2C08XYZ e gli altri quattro sensori mono-assiali nelle posizioni 1C08Z, 2C04Z, 2C12Z e 2A08Z.

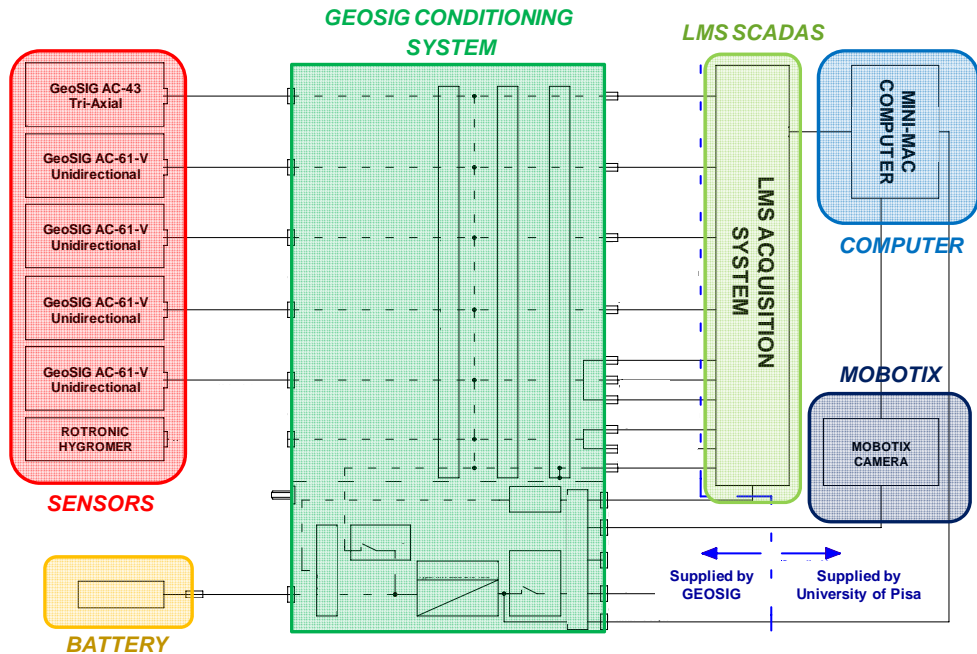


Fig. 6.1 - Viadotto Sesia: schema del sistema di monitoraggio

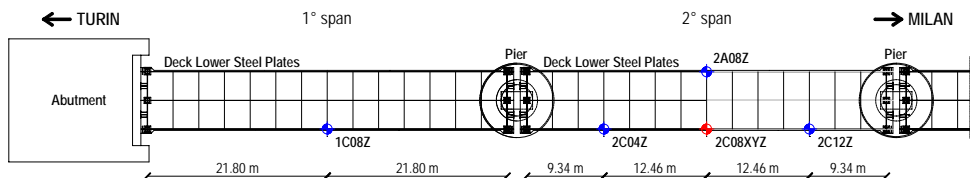


Fig. 6.2 - Viadotto Sesia: posizione degli accelerometri sulle piastre inferiori interne del doppio cassone metallico

Per la misura della temperatura e dell'umidità è stato adottato un sensore ROTRONIC HYGROMER MP100A. Inoltre, a lato dei binari è stata installata una videocamera digitale MOBOTIX M12 puntata in direzione della linea ferroviaria ed impostata in modo da registrare automaticamente il transito dei convogli ferroviari

grazie al rilevamento automatico del cambiamento di luminosità della zona inquadrata indotto dal passaggio del treno (Fig. 6.3c). Le immagini hanno consentito di valutare la tipologia e la composizione del convoglio ed una stima della velocità di transito.

I sensori sono stati collegati alla unità di alimentazione e condizionamento GeoSIG, a sua volta collegata alla centralina di acquisizione LMS. Nel sistema sono stati installati inoltre una serie di interruttori di sicurezza per le sovratensioni, allo scopo di proteggere la strumentazione e garantire la durabilità del sistema.

La registrazione dei segnali è stata impostata secondo due modalità: i) acquisizione periodica in base ad una temporizzazione prestabilita; ii) acquisizione al passaggio dei convogli ferroviari, con partenza automatica al superamento di un valore predefinito di "innesco" o "trigger" dell'intensità dei segnali monitorati. Con queste due modalità di acquisizione dei sensori, implementate all'interno di un apposito software sviluppato dalla LMS, è stato possibile monitorare separatamente il comportamento dinamico proprio della struttura eccitata dalle vibrazioni ambientali e dal passaggio dei treni ad alta velocità.

Il software di acquisizione è stato installato su un computer Apple Mini-Mac dotato del sistema operativo MacOS e del software di simulazione hardware VMware, che aveva il compito di simulare un ambiente Windows nel quale avveniva l'esecuzione vera e propria del software di acquisizione e la gestione della videocamera digitale. Tale struttura è stata sviluppata in modo da poter sfruttare le capacità di riavvio automatico dei sistemi Macintosh, necessari nei casi di mancanza temporanea della alimentazione elettrica e per risolvere eventuali fenomeni di "congelamento" del sistema operativo Windows operante nell'ambiente simulato, evitati grazie a riavvii temporizzati di tutti il sistema.

Alcune immagini del sistema di monitoraggio e dei sensori installati all'interno del viadotto sono riportati nella fig. 6.3.

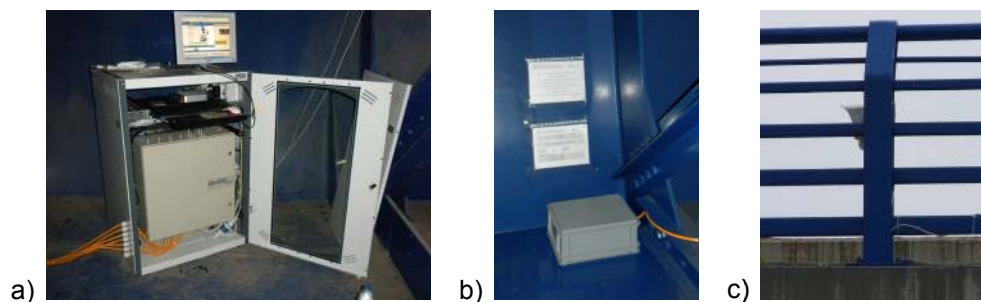


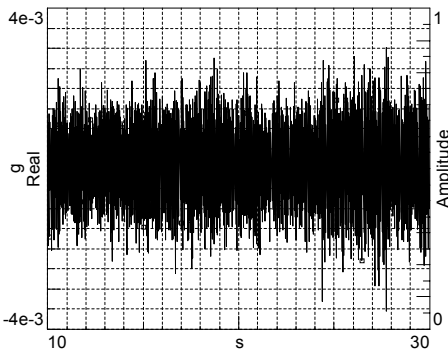
Fig. 6.3 - Viadotto Sesia: unità di alimentazione / condizionamento dei sensori e di acquisizione del segnale (a), accelerometro (b) e videocamera digitale (c).

### 6.1.1 Validazione del sistema

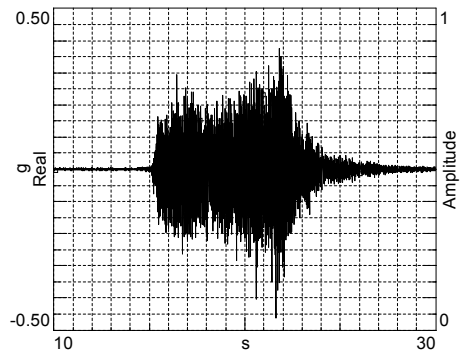
Dopo l'installazione del sistema di monitoraggio sul viadotto Sesia nel maggio 2009, i dati registrati in data 15/5/2009 ed ottenuti in presenza delle sole forzanti ambientali (registrazione temporizzata) ed al passaggio dei convogli ferroviari (registrazione a innesco) sono stati analizzati per verificare la qualità dei dati acquisiti e verificare l'efficacia del sistema nell'identificare correttamente le caratteristiche dinamiche della struttura. Nelle immagini delle Figg. 6.4 e 6.5 sono riportate le registrazioni in direzione verticale effettuate dal sensore tri-assiale nella

posizione 2C08XYZ in data 15/5/2009 in presenza delle forzanti ambientali (Fig. 6.4, ore 06.10) ed al passaggio di un convoglio passeggeri ad alta velocità (Fig. 6.5, ore 07:56). Le immagini registrata dalla videocamera digitale del medesimo convoglio sono riportate nella Fig. 6.6, mentre nei grafici della Fig. 6.7 sono riportate le accelerazioni in direzione trasversale, longitudinale e verticale registrate dal sensore tri-assiale nella posizione 2C08XYZ.

L'analisi delle accelerazioni registrate in presenza delle sole forzanti ambientali hanno consentito di identificare i primi cinque modi di vibrazione della struttura, i cui parametri modali (tipologie, frequenze e smorzamenti) sono confrontati con i risultati delle indagini dinamiche estensive, ottenuti da Chellini ed al. [48], nella tabella 6.1. Le forme modali identificate mediante il sistema di monitoraggio sono riportate nelle immagini della Fig. 6.8.



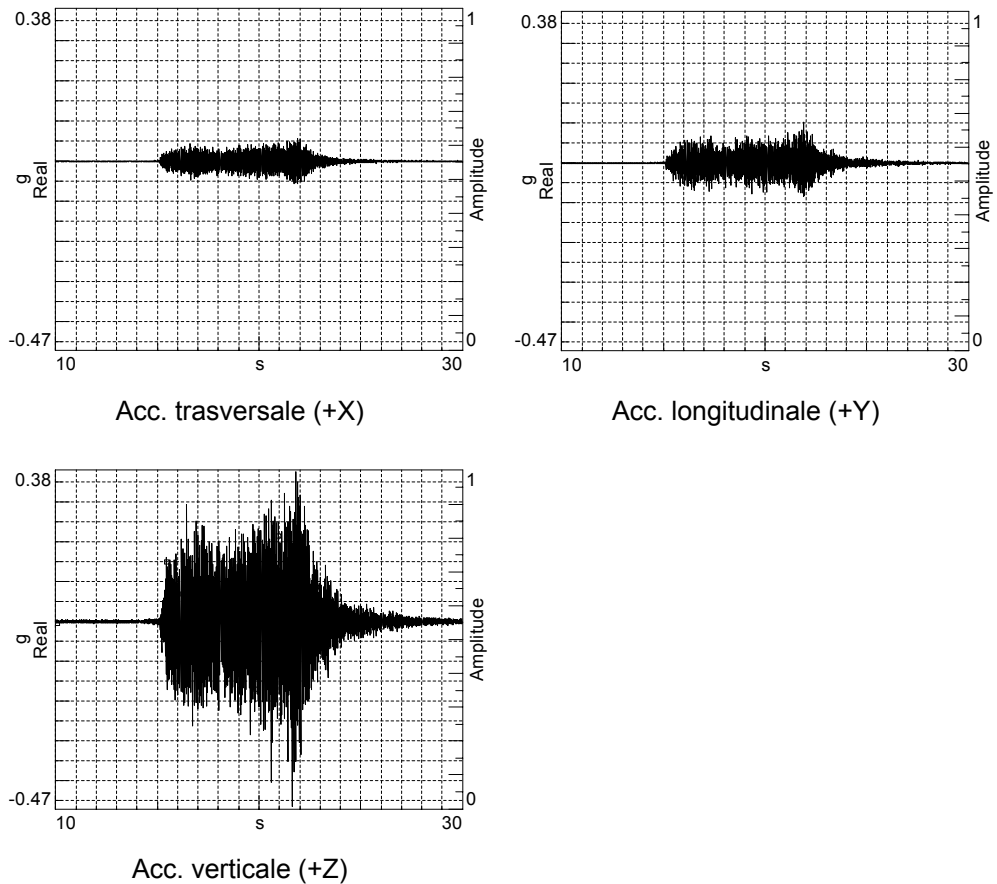
*Fig. 6.4 - Viadotto Sesia: registrazione temporizzata delle forzanti ambientali nella posizione 2C08+Z in data 15/5/2009 alle ore 06:10*



*Fig. 6.5 - Viadotto Sesia: registrazione a innesco di un treno passeggeri ad alta velocità nella posizione 2C08+Z in data 15/5/2009 alle ore 07:56*



*Fig. 6.6 - Viadotto Sesia: immagini registrate dalla videocamera digitale al passaggio di un treno ETR500Y in data 15/05/2009 alle ore 07:56*



*Fig. 6.7 - Viadotto Sesia: accelerazioni in direzione trasversale, longitudinale e verticale registrate nella posizione 2C08XYZ al passaggio di un treno ETR500Y in data 15/05/2009 alle ore 07:56*

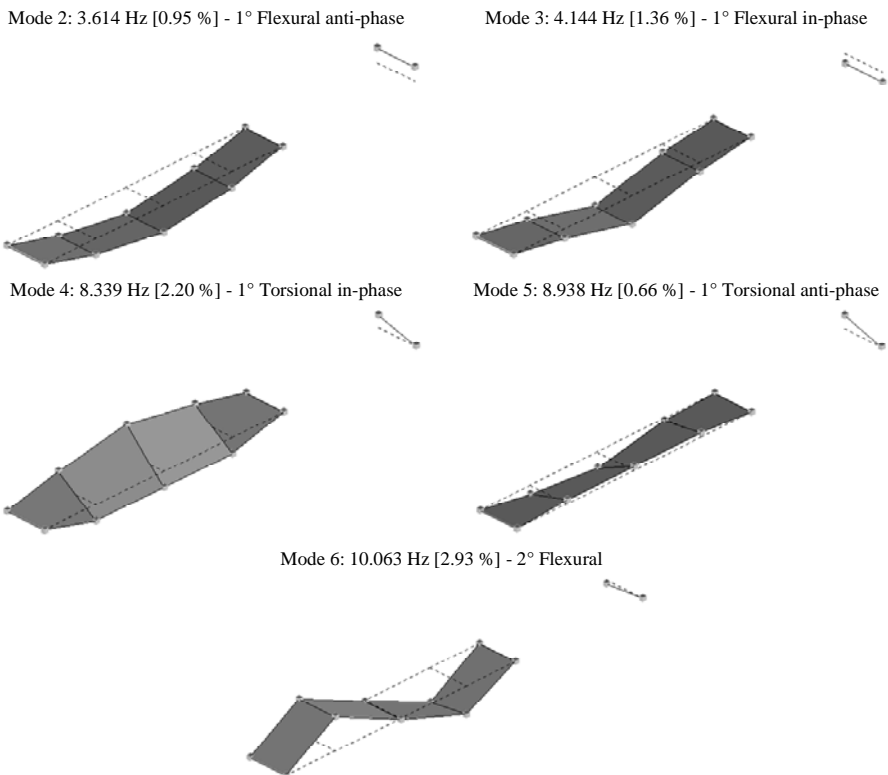
L'analisi dei dati preliminari ha messo in evidenza la capacità del sistema di monitoraggio di identificare correttamente i modi di vibrazione associati a movimenti verticali dell'impalcato, mentre non è stato in grado di identificare chiaramente i modi trasversali, probabilmente a causa della presenza di un solo sensore orientato in direzione orizzontale.

I valori numerici delle frequenze sono risultati in buon accordo con i risultati delle indagini dinamiche estensive, ottenuti da Chellini ed al. [48], mentre i valori di smorzamento sono risultati sostanzialmente differenti. Tale differenza è stata probabilmente causata dalla bassa sensibilità dei sensori accelerometri del sistema di monitoraggio che hanno causato una certa imprecisione nell'identificazione dei fattori di smorzamento. D'altro canto, la sensibilità dei sensori è stata necessariamente impostata ad un livello tale da consentire l'acquisizione delle accelerazioni indotte dalle forzanti ambientali e dai convogli ferroviari, di intensità notevolmente maggiore come si può notare dal confronto dei segnali riportati nelle

Figg. 6.4 e 6.5, attraverso l'impostazione di un unico valore di sensibilità dei sensori.

*Tabella 6.1 - Viadotto Sesia: tipologie, frequenze e smorzamenti dei modi di vibrazione identificati mediante il sistema di monitoraggio in data 15/5/2009*

Mode	Tipologia	Sistema di Monitoraggio		Campagna preliminare di identificazione dinamica	
		Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]
		PolyMAX	PolyMAX	PolyMAX	PolyMAX
2	Flessionale Verticale	3.61	0.95	3.63	1.5
3		4.14	1.36	4.13	1.9
4	Torsionale	8.34	2.20	8.37	1.6
5	Flessionale Verticale	8.94	0.66	8.94	1.7
6		10.063	2.93	9.93	2.1



*Fig. 6.8 – Viadotto Sesia: forme modali identificate mediante il sistema di monitoraggio*

In definitiva, la validazione del sistema di monitoraggio si è conclusa con esito positivo con una buona stima delle caratteristiche dinamiche proprie dell'opera e la corretta registrazione del passaggio dei convogli ferroviari.

### 6.1.2 Risultati del monitoraggio a lungo termine

Il comportamento dinamico ed il traffico ferroviario del viadotto Sesia sono stati monitorati per un periodo di 6 mesi, dal 15 maggio al 11 dicembre 2009.

I valori delle frequenze modali dei primi cinque modi di vibrazione della struttura registrati dal sistema di monitoraggio sono riportati nei grafici delle Figg. 6.9 e 6.10 rispetto alle corrispondenti variazioni di temperatura ed umidità. Le variazioni degli smorzamenti modali dei modi identificati sono riportati nei grafici della Fig. 6.11 rispetto a temperatura ed umidità.

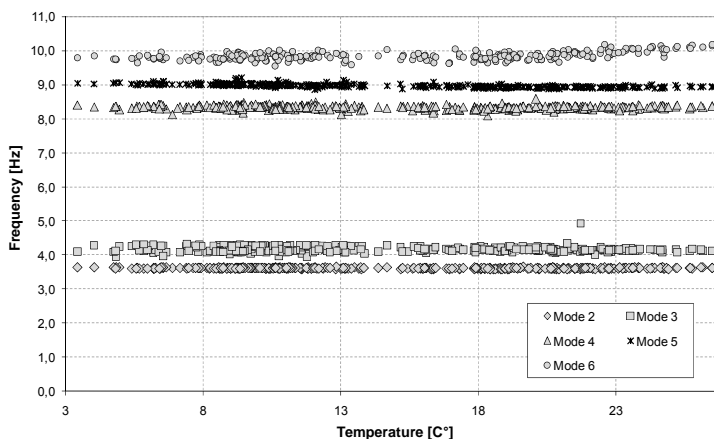


Fig. 6.9 - Viadotto Sesia: variazione delle frequenze modali rispetto alla temperatura nel periodo di monitoraggio (maggio – dicembre 2009).

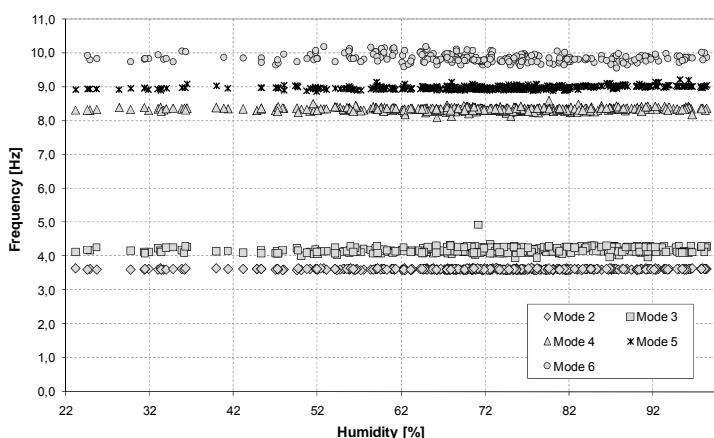
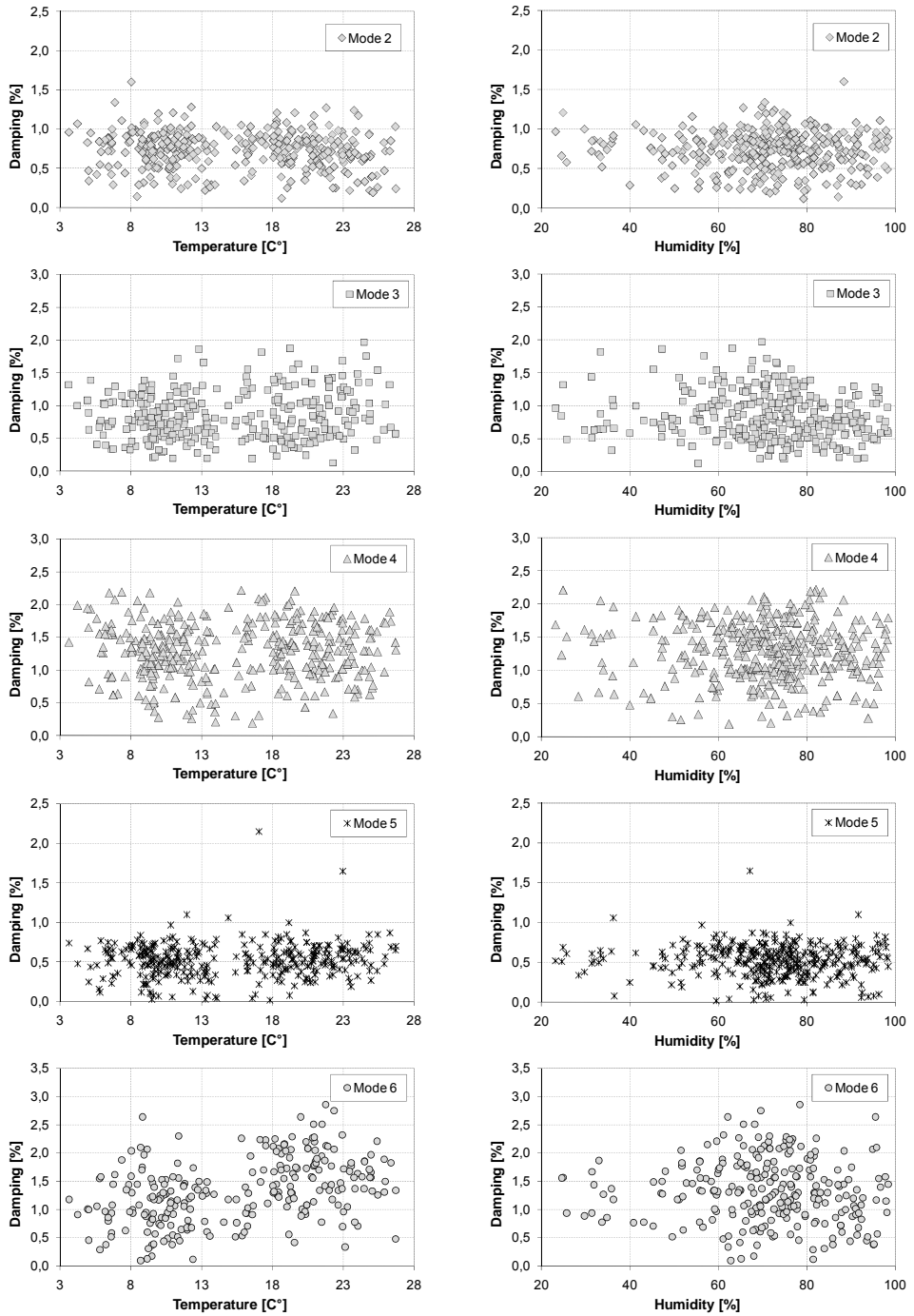


Fig. 6.10 - Viadotto Sesia: variazione delle frequenze modali rispetto alla umidità nel periodo di monitoraggio (maggio – dicembre 2009).



*Fig. 6.11 - Viadotto Sesia: variazione degli smorzamenti modali rispetto a temperatura ed umidità nel periodo di monitoraggio (maggio – dicembre 2009).*

Durante il periodo di monitoraggio la variazione della temperatura è stata circa pari a 23°, con un minimo di 3.14° ed un massimo di 26.22°, mentre l'umidità è risultata compresa fra 24.63% e 98.4%.

I valori delle frequenze dei modi di vibrazione n° 2, 3, 4 e 5 sono risultati praticamente costanti durante tutto il periodo di registrazione, senza variazioni significative rispetto sia alla temperatura che alla umidità. Il sesto modo di vibrazione ha mostrato una leggera variazione delle frequenza rispetto alla temperatura, mentre non è stato influenzato rispetto all'umidità.

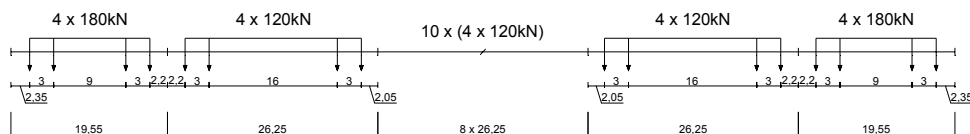
I valori degli smorzamenti sono risultati sostanzialmente costanti durante il periodo di monitoraggio.

I risultati ottenuti dal monitoraggio del comportamento dinamico hanno messo in evidenza la trascurabile influenza di temperature ed umidità, così come le condizioni del ballast (asciutto o bagnato), sulle proprietà modali del viadotto Sesia. La definizione della variazione dei parametri modali rispetto alle condizioni ambientali fornisce infine una base di riferimento per il possibile sviluppo di algoritmi numerici di identificazione di eventuali danneggiamenti strutturali, adottando i parametri modali come indicatori di danno della struttura.

Il sistema di monitoraggio ha anche consentito di identificare lo spettro di traffico ferroviario presente sulla linea ad alta velocità Torino-Milano. Il traffico presente sulla linea è risultato composto da due tipologie di treni ad alta velocità ETR500Y: i) treno tipo 1, composto da due motrici e dodici vagoni; ii) treno tipo 2, composto da due motrici ed otto vagoni. Le due composizioni (Type 1, Type 2) dei treni ad alta velocità ETR500Y sono riportati nella Fig. 6.12.

### Type 1

$$\square Q = 7200\text{kN} \quad L = 354.10\text{m} \quad q = 20.3\text{kN/m}$$



### Type 2

$$\square Q = 5280\text{kN} \quad L = 241.10\text{m} \quad q = 21.9\text{kN/m}$$

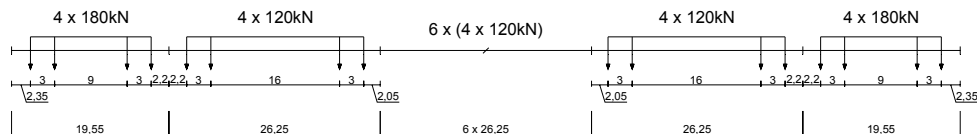


Fig. 6.12 – Viadotto Sesia: composizione dei treni ad alta velocità ETR500Y passanti sulla linea ad alta velocità Torino-Milano

L'analisi dei dati registrati dal sistema di monitoraggio è stata realizzata mediante una procedura numerica in grado di identificare in modo automatico velocità e



lunghezza dei treni ETR500Y ad alta velocità transitanti sul viadotto Sesia. A tale scopo le accelerazioni verticali registrate dai sensori 1C08 e 2C08, posizionati ad una distanza pari a 46 metri, sono state elaborate mediante un filtro passa banda 0-3 Hz. Nelle registrazioni filtrate gli istanti di entrata/uscita del convoglio ferroviario sopra le posizioni dei sensori sono risultati chiaramente identificabili nei punti di picco dei segnali. Un esempio delle accelerazioni verticali registrate dal sensore 1C08 e del corrispondente contenuto in frequenza (mediante la *Fast Fourier Transform - FFT*) sono riportati nella Fig. 6.13.

Utilizzando i segnali filtrati è stato possibile identificare in particolare gli istanti di transito delle locomotive sopra le posizioni dei sensori, come confermato anche dalla intensità dei valori dello spettrogramma al passaggio delle motrici (Fig. 6.13), che sono infatti caratterizzate da un carico assale superiore rispetto ai vagoni.

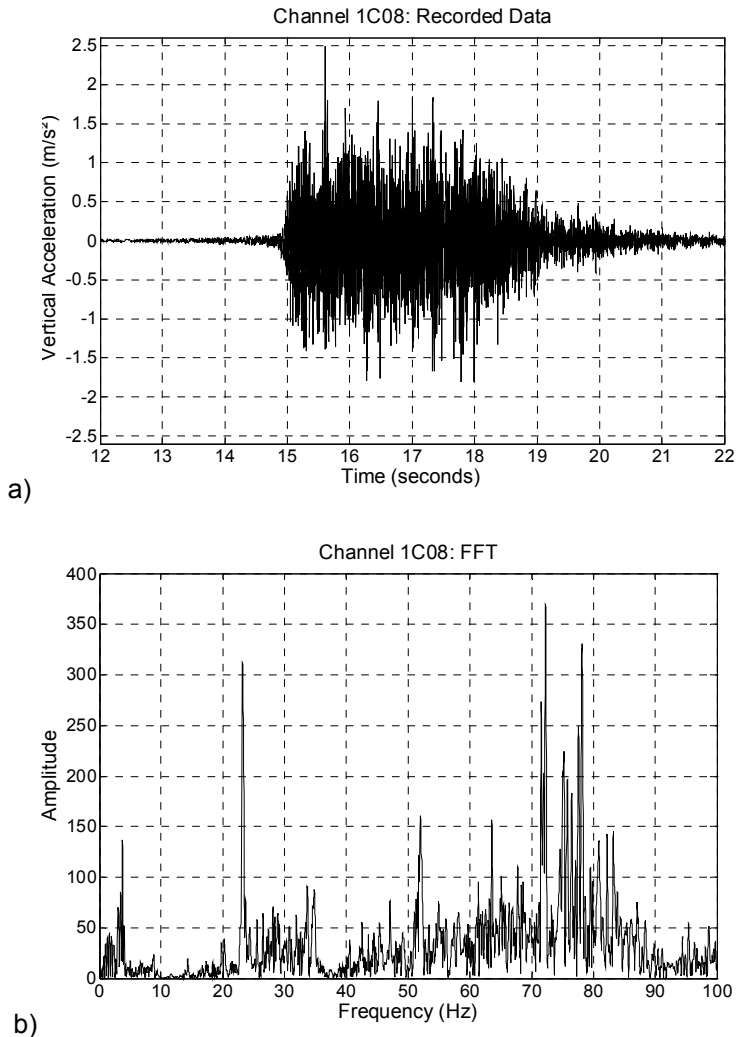


Fig. 6.13 – Viadotto Sesia: registrazione (a) e FFT (b) della accelerazione verticale nella posizione 1C08 al passaggio di un convoglio ad alta velocità

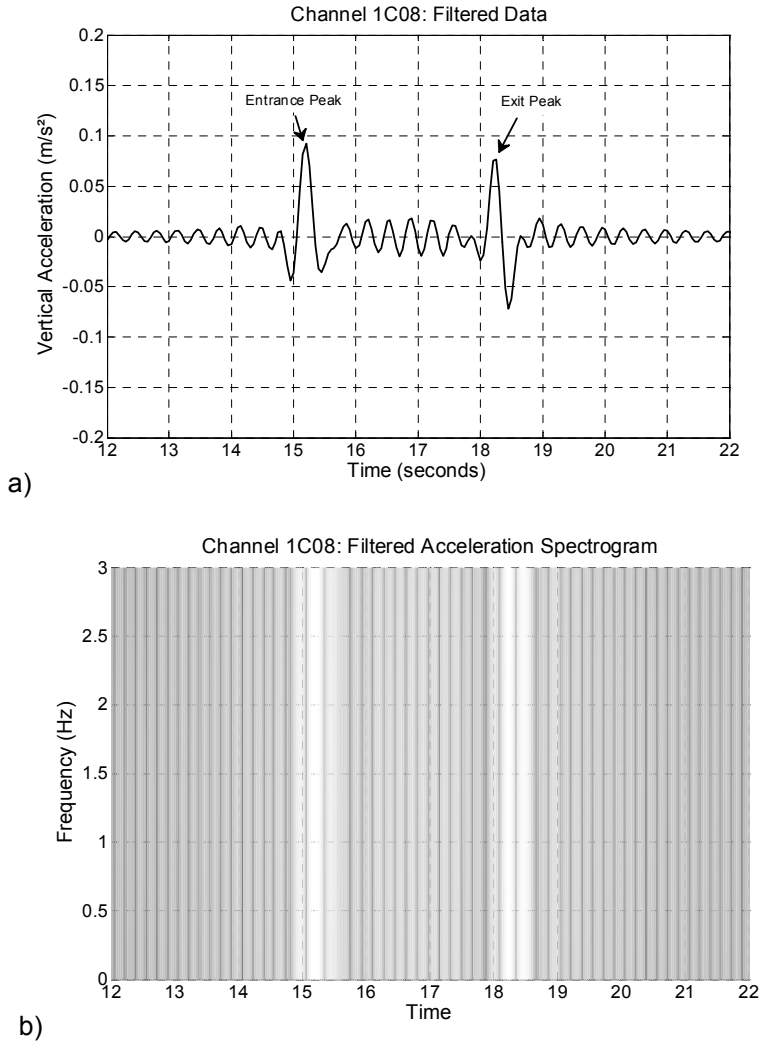


Fig. 6.14 – Viadotto Sesia: accelerazione verticale filtrata (a) e spettrogramma (b) registrati dal sensori 1C08 al passaggio di un convoglio ad alta velocità

La velocità di transito è stata valutata dividendo la distanza fra i sensori 1C08 e 2C08 per l'intervallo di tempo fra i segnali di ingresso (Modo A) e di uscita (Modo B). Inoltre, al fine di valutare l'affidabilità della procedura numerica sviluppata per l'identificazione dei picchi di ingresso / uscita dei convogli dalle posizioni dei sensori, la velocità è stata valutata anche mediante l'approccio proposto da Liljencrantz, Karoumi e Olofsson. Nel caso specifico, l'intervallo di tempo fra il passaggio delle motrici sopra i sensori è stato calcolato ricercando il valore  $a$  che rendesse massima la funzione  $F(a)$  così definita:

$$F(a) = \sum_{n=1}^{N-a} \frac{A_{1,n} \cdot A_{2,n+a}}{N-a} \quad (6.1)$$

dove  $N$  rappresenta il numero totale di valori registrati,  $A_{1,n}$  è il valore  $n$  di accelerazione registrato dal sensore 1C08,  $A_{2,n+a}$  è il valore  $n+a$  di accelerazione registrato dal sensore 2C08.

Ricavato il valore  $a_{max}$  di massimo della funzione  $F(a)$ , l'intervallo di tempo  $t$  fra il passaggio delle locomotive sopra le posizioni dei sensori è stato assunto pari ad  $a_{max}/f$ , con  $f$  frequenza di campionamento del segnale, ed è stato quindi possibile stimare la velocità di transito del convoglio dividendo la distanza fra le posizioni dei sensori per l'intervallo  $t$  (Modo C).

Le velocità di transito dei convogli registrati calcolate mediante il Modo A, B e C sono risultate in buon accordo, con una differenza massima fra Modo A / Modo C e Modo B / Modo C minore del 6%, come riportato nella Fig. 6.14.

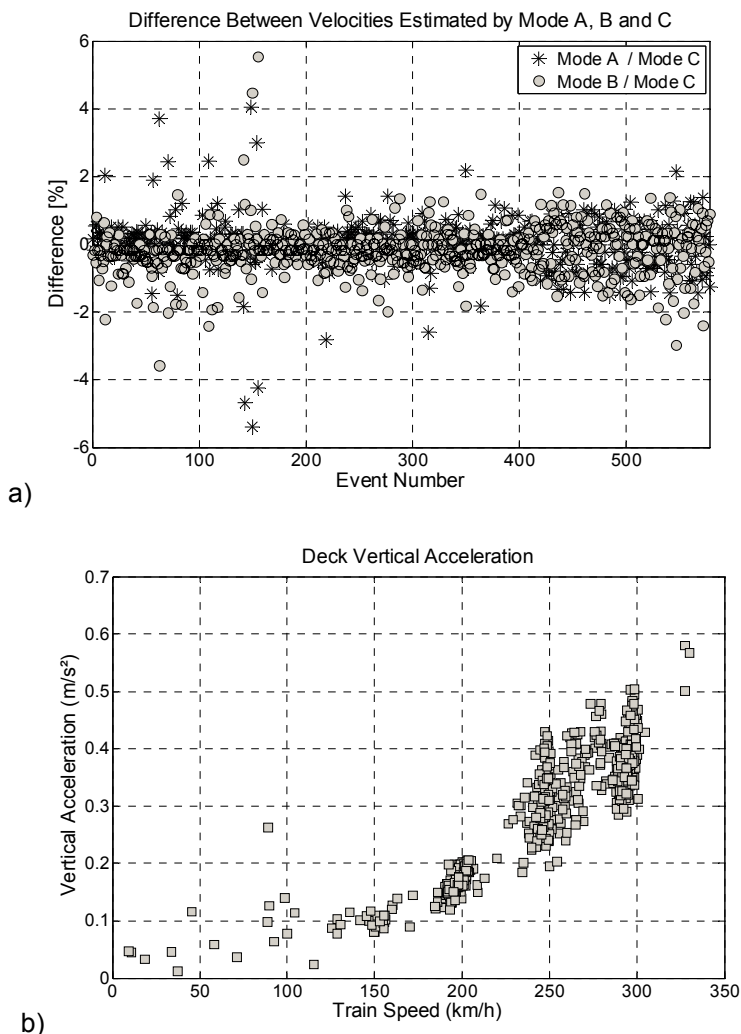


Fig. 6.15 – Viadotto Sesia: differenza % fra le velocità stimata con il Modo A, B, C (a) e valori massimi di accelerazioni verticali nel campo 0-30 Hz in funzione della velocità di transito (b).

Le registrazioni del sistema di monitoraggio hanno anche consentito di valutare le massime accelerazioni verticali della mezzeria del secondo impalcato (sensore 2C08) nel campo 0-30 Hz in funzione della velocità di transito dei convogli (Fig. 6.15). Tutti i valori registrati sono risultati inferiori del corrispondente limite normativo per i ponti di nuova realizzazione, pari a  $3.5 \text{ m/s}^2$ .

La procedura numerica sviluppata ha consentito di identificare con successo le velocità di transito e le composizioni di 578 convogli ferroviari ad alta velocità transitati sul viadotto Sesia nel periodo di monitoraggio, da maggio a dicembre 2009, come riportato nella Fig. 6.16. L'intensità del traffico registrato sulla nuova linea ad alta velocità Torino-Milano è risultata particolarmente bassa, circa 3.2 treni / giorni, è causa della non completa operatività dell'intera tratta nel periodo del monitoraggio.

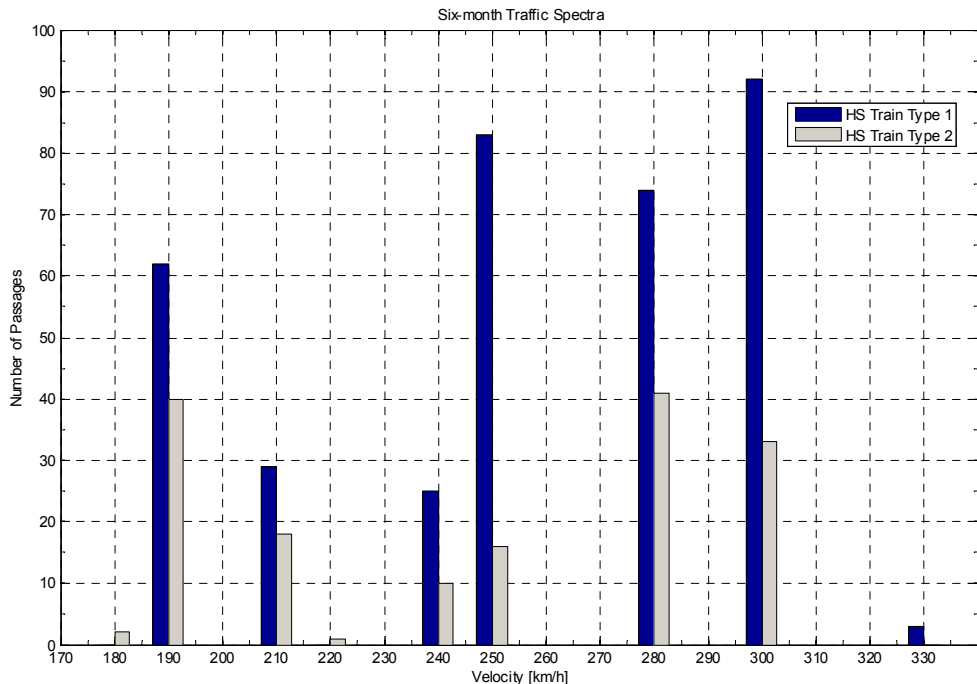


Fig. 6.16 – Viadotto Sesia: spettro di traffico registrato nel periodo maggio – dicembre 2009.

Sulla base dei dati registrati, è stato possibile definire uno spettro di traffico innovativo per le linee ad alta velocità scalando i risultati ottenuti rispetto al rapporto fra il valore sperimentale della capacità di traffico (3.2 treni/giorno) ed il valore massimo reale  $q_{re}$  (190 treni/giorno) pari a:

$$q_{re} = q_{max} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta}{k}$$

dove:  $q_{max}$  è la capacità massima teorica della linea (484 treni/giorno) [63],  $\alpha$  è il coefficiente di sfruttamento orario (0.83) che tiene in conto delle interruzioni giornaliere del traffico per le operazioni di manutenzione (4 ore),  $k$  è il fattore di

riduzione della capacità (1.4) dovuto alla circolazione eterotachica e  $\beta$  è il fattore di utilizzazione della linea (65%). Lo spettro di traffico ottenuto è risultato composto da due sotto-spettri ciascuno contenenti velocità, numero di passaggio giornalieri e volume totale di traffico annuale per le due composizioni del treno ad alta velocità ETR500Y (Type 1 e Type 2), come riportato nella tabella 6.2.

Tabella 6.2 – Viadotto Sesia: spettro di traffico ad alta velocità

Train Type 1  
Mass of train = 720 t

Vel [km/h]	Number of Trains/day	Traffic Volume [ $10^6$ /year]
0	1	0,21
0	15	3,82
0	6	1,65
0	0	0,10
0	4	0,93
0	6	1,55
0	15	3,82
0	12	3,09
Tot	58	15,17

Train Type 2  
Mass of train = 528 t

Vel [km/h]	Number of Trains/day	Traffic Volume [ $10^6$ /year]
2	22	5,88
16	10	2,68
15	9	2,37
37	30	7,84
0	27	7,02
0	33	8,67
26	1	0,31
Tot	132	18,78

Total Traffic  
Train Type 1 + Train Type 2

Number of Trains/day	Traffic Volume [ $10^6$ /year]
190	33,94

Il confronto fra lo spettro di traffico sperimentale e gli spettri di calcolo proposti dalle normative Europee (tabelle 6.3 e 6.4) mette in risalto la possibilità di un nuovo approccio per la valutazione del comportamento a fatica delle linee ad alta velocità, nel quale ad ogni tipologia di convoglio è associato un numero variabile di velocità di transito e di passaggi ed il danneggiamento totale può essere calcolato come somma degli effetti indotti da ciascun tipo di treno ad alta velocità. Tale metodologia potrebbe garantire una valutazione più realistica del comportamento a

fatica effettivo considerando, là dove necessario, anche i fenomeni di interazione dinamica treno-struttura.

Lo spettro di traffico ad alta velocità ricavato per il viadotto Sesia è ovviamente specifico la linea ed il periodo del monitoraggio realizzato. Lo sviluppo di uno spettro generale di traffico da adottare nelle normative di progettazione richiederà l'esecuzione di analisi statisticamente significative su un numero rappresentativo di linee Europee.

*Tabella 6.3 – Spettro di traffico standard (Eurocode 1 - part 2)*

<b>Train type</b>	<b>Number of trains/day</b>	<b>Mass of train [t]</b>	<b>Traffic volume [10<sup>6</sup>t/year]</b>
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	<b>67</b>		<b>24,95</b>

*Tabella 6.3 – Spetro di traffico pesante (Eurocode 1 - part 2)*

<b>Train type</b>	<b>Number of trains/day</b>	<b>Mass of train [t]</b>	<b>Traffic volume [10<sup>6</sup>t/year]</b>
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
	<b>51</b>		<b>24,78</b>

## 7. ANALISI SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO A FATICA

Una valutazione affidabile del comportamento statico e dinamico dei ponti metallici richiede la corretta valutazione del comportamento meccanico effettivo della struttura al fine di ottenere una stima affidabile delle distribuzioni interne di forze e tensioni. Mentre nei ponti realizzati con soluzioni tecniche tradizionali la conoscenza del comportamento reale è stata ampiamente investigata ed è oggi considerata nota, nelle nuove realizzazioni ottenute mediante soluzioni innovative si possono incontrare alcune incertezze riguardanti l'effettiva risposta strutturale degli impalcati metallici, come nel caso dei ponti composti acciaio-calcestruzzo recentemente realizzati in Italia per le nuove linee ad alta velocità. In tale particolare caso, le maggiori incertezze riguardano le caratteristiche dinamiche dell'opera, l'influenza di alcuni componenti secondari generalmente trascurati (ballast, lunga rotaia saldata, ecc.) ed il comportamento meccanico locale dei dettagli strutturali.

Da questo punto di vista, particolare attenzione deve essere posta nei riguardi dell'effettivo comportamento a fatica dei dettagli critici di nuova concezione. Lo sviluppo di tecniche costruttive innovative e l'adozione di materiali ad alta resistenza hanno infatti consentito lo sviluppo di nuove tipologie di collegamento strutturale progettate in modo da ridurre il numero di componenti utilizzati e migliorare la resistenza a fatica rispetto alle soluzioni tradizionali. Tuttavia, il solo approccio affidabile per verificare l'efficacia dei nuovi dettagli nei confronti della fatica è costituito dalle prove sperimentali di rottura, che consentono di analizzare la distribuzione interna reale delle tensioni e di definire le curve S-N di resistenza a fatica necessarie per una progettazione affidabile e realistica dei nuovi componenti.

Nell'ambito del progetto di ricerca Europeo *Details* sono stati realizzati alcuni esperimenti di laboratorio su provini rappresentativi di dettagli critici dei casi studio selezionati al fine di investigarne l'effettivo comportamento deformativo e nei confronti delle azioni di fatica. Nel caso studio costituito dal viadotto Sesia, in particolare, le ricerche sono state concentrate sull'analisi della resistenza sperimentale a fatica delle nervature longitudinali di irrigidimento del cassone, mediante il progetto di provini rappresentativi dei dettagli critici identificati e la realizzazione di prove di rottura a fatica. Le analisi sperimentali hanno consentito di caratterizzare il comportamento meccanico del dettaglio, stimando la distribuzione interna delle tensioni ed identificandone la classe di resistenza a fatica.

### **7.1 Viadotto Sesia: identificazione dei dettagli critici**

Nella realizzazione del viadotto Sesia, l'adozione di piastre in acciaio ad alta resistenza ed elevato spessore ha consentito la realizzazione di nodi di collegamento interni caratterizzati da un basso numero di componenti, rispetto a precedenti realizzazioni, con un conseguente miglioramento teorico del comportamento a fatica.

Tuttavia, le saldature di collegamento fra le nervature di irrigidimento e le piastre del cassone metallico hanno mantenuto la loro intrinseca sensibilità ai fenomeni di fatica in funzione della tecnica di saldatura, delle geometrie locali dei componenti collegati, della forma e delle dimensioni degli intagli locali.

Nel viadotto Sesia i collegamenti saldati delle nervature longitudinali sono stati realizzati mediante saldature di testa, con i piatti disposti in modo ortogonale rispetto alle piastre del cassone, ed intagli locali circolari. Le saldature presenti sui due lati longitudinali delle nervature ed in corrispondenza degli apici sono quindi caratterizzate da assi paralleli (lati) ed ortogonali (apici) all'asse del cassone. Le saldature di apice delle nervature longitudinali sono quindi particolarmente esposte ai fenomeni di fatica in quanto soggette a cicli di tensioni normale agenti in direzione ortogonale al proprio asse. Inoltre, la presenza di intagli circolari introduce dei fattori di intensificazione locale delle tensioni esattamente in corrispondenza di tali saldature critiche (Fig. 7.1).

Il dettaglio critico costituito dalle saldature di collegamento fra le nervature longitudinali e le piastre principali del cassone metallico è stato oggetto delle indagini sperimentali realizzate sul viadotto Sesia nell'ambito del progetto di ricerca Europeo *Details*. Le prove di rottura per fatica effettuate in laboratorio hanno consentito di valutare il legame fra le tensioni locali agenti nei dettagli ed il numero di cicli a rottura, ottenendo una valutazione della effettiva classe di resistenza a fatica del dettaglio.

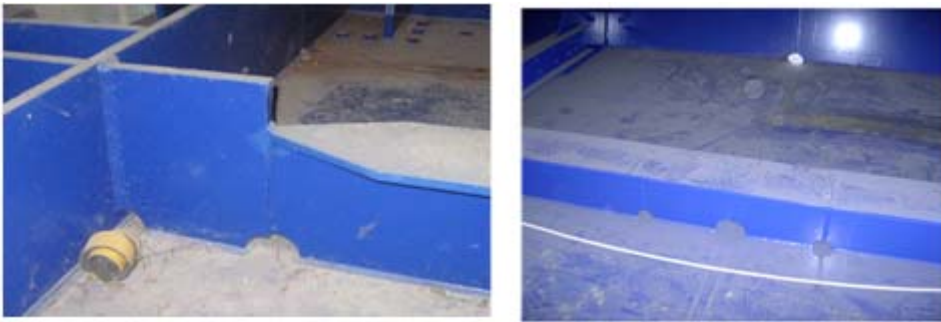


Fig. 7.1 – viadotto Sesia: collegamenti saldati fra le nervature longitudinali e le piastre principali del cassone metallico.

## 7.2 Viadotto Sesia: prove a fatica sui dettaglio critici

I convogli ferroviari passanti sul viadotto Sesia inducono nelle piastre inferiori della sezione metallica a doppio cassone dei cicli di tensione normale parallela all'asse dell'impalcato riconducibile alla inflessione nel piano verticale e trasversale della struttura. Le saldature di apice delle nervature longitudinali, oggetto delle indagini sperimentali di laboratorio, sono quindi soggette a cicli di carico agenti in direzione ortogonale all'asse della saldatura.

Al fine di riprodurre in laboratorio la condizione di carico effettivamente presente in corrispondenza delle estremità delle nervatura, è stato progettato un apposito provino costituito da un profilo HEA200 dotato di una "pinna", ovvero di un piatto di dimensioni 400x55x10 mm disposto simmetricamente rispetto alla mezzera longitudinale della trave e centrato in corrispondenza dell'anima. I carichi di prova erano costituiti da due carichi concentrati nella zona centrale del provino con interasse 600 mm che, in condizione di semplice appoggio della trave, inducevano un momento costante ed un taglio nullo in tutta la zona della *pinna*. In tale modo, la



sola componente di tensione non nulla presente era costituita dalla tensione normale associata al momento flettente.

La tensione normale, tuttavia, è inevitabilmente soggetta ad un fattore di concentrazione in corrispondenza proprio degli apici della *pinna*, che dipende da tipologia / geometria della saldatura e dalla forma adottata per la zone di estremità della nervatura.

Nel caso specifico del viadotto Sesia, il provino campione è stato progettato adottando una saldatura a cordone d'angolo di larghezza al piede pari a 4 mm ed una forma circolare di raggio 50 mm per la zona terminale di raccordo della *pinna* con la flangia del profilo (Fig. 7.2). Il provino, infine, è stato realizzato con acciaio S355.

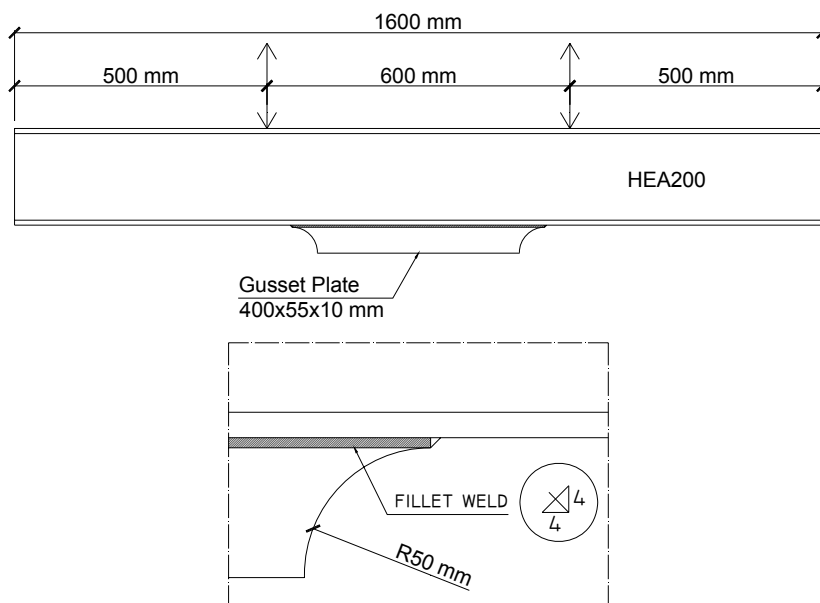


Fig. 7.2 – Viadotto Sesia: provino per le prove a fatica delle saldature di collegamento delle nervature longitudinali.

Le prove sperimentali sono state realizzate presso il Laboratorio Ufficiale per le Esperienze sui Materiali da Costruzione del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Pisa. I provini sono stati sottoposti alle azioni cicliche mediante una pressa idraulica Amsler, dotata di attuatore mobile inferiore e supporti superiori di contrasto. I provini sono stati posizionati con la *pinna* rivolta verso l'alto in quanto l'azione imposta dalla macchina era diretta dal basso verso l'alto.

Le prove, avendo carattere di indagine sperimentale conoscitiva del comportamento a fatica del dettaglio, sono state realizzate secondo il criterio della "curva S-N nota" ovvero supponendo di conoscere a priori la forma matematica del legame fra la variazione di tensione ed il numero di cicli a rottura, e ricercando un numero di punti sufficiente al suo posizionamento nel piano S-N. Sono state realizzate 2 prove per 3 livelli di ampiezza della tensione S, applicata con frequenza pari a 4 Hz e con un rapporto tensione minima / tensione massima pari

a 0.13, per un numero totale di provino pari a 6 conformemente alle indicazioni della norma ASTM “*Manual on statistical analysis and planning for fatigue experiments*”. La posizione della curva S-N è stata individuata mediante la tecnica della linea media [47].

Durante le prove, sono state registrate le deformazioni del provino in corrispondenza di 10 punti di controllo disposti sulla flangia superiore e sulla *pinna* (Fig. 7.3).

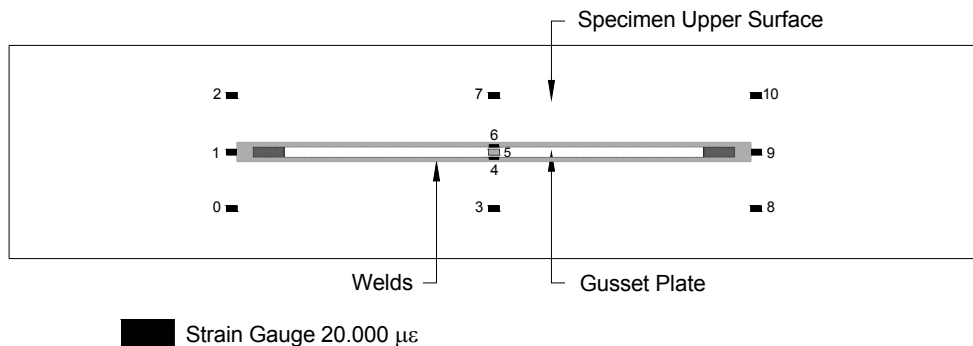


Fig. 7.3 – Viadotto Sesia: posizione degli estensimetri sui provini a fatica

Il primo provino sottoposto alla prova ha sviluppato un danneggiamento a fatica particolarmente esteso che ha determinato la rottura completa di tutta la flangia superiore e di parte dell'anima (Fig. 7.4). Le prove sui restanti provini sono state fermate prima che fossero raggiunti tali livelli di danneggiamento, in modo da evitare il collasso completo del campione sotto carico, essendo presenti elevati energie elastiche nella trave e nella macchina di prova.

Le fessure di tutti i provini indotte dai fenomeni di fatica sono affiorate sulla superficie superiore delle saldature di apice con uno orientamento ortogonale alle tensioni normali, propagandosi successivamente sui lati dei cordoni ed infine all'interno della flangia superiore (Fig. 7.5). In base alla valutazione qualitativa delle modalità di nascita e sviluppo delle fessurazioni, è possibile che il punto di innesco del danneggiamento a fatica sia dovuto ad zone di mancata fusione fra il materiale di apporto ed il materiale base della *pinna*.

La registrazione delle deformazioni nei punti di controllo dei provini ha consentito di valutare la classe del comportamento a fatica rispetto ai cicli di tensione nominale del provino, identificati nella normativa Europea come “*nominal stresses*”, e rispetto alle tensioni concentrate agli apici della *pinna*, definiti “*hot spot stresses*”. La doppia classificazione è stata adottata per confrontare i risultati sperimentali con la classe indicata dall'Eurocodice di 100 MPa riferita alle tensioni concentrate “*hot spot*” [65].

Le tensioni nominali sono state calcolate rispetto deformazioni registrate nella mezzeria della trave, mentre le tensioni concentrate sono state ricavate dalle deformazioni in corrispondenza degli apici della *pinna*. Le classi di fatica sono state quindi calcolate utilizzando il metodo della linea media sulla base delle 6 coppie di tensione nominale / numero di cicli a rottura e delle 6 coppie di tensione concentrata / numero di cicli a rottura [47], ottenendo le classi pari a 98.5 MPa per le tensioni concentrate e 67.5 MPa per le tensioni nominali. Il confronto con la

classe indicata dalla normativa Europea, pari a 100 MPa per le tensioni concentrate, è risultato in buon accordo con i risultati sperimentali.



Fig. 7.4 – Viadotto Sesia: modalità di rottura per fatica del provino ° 1.



Fig. 7.5 – Viadotto Sesia: vista generale e di dettaglio della lesione per fatica del provino n° 2.

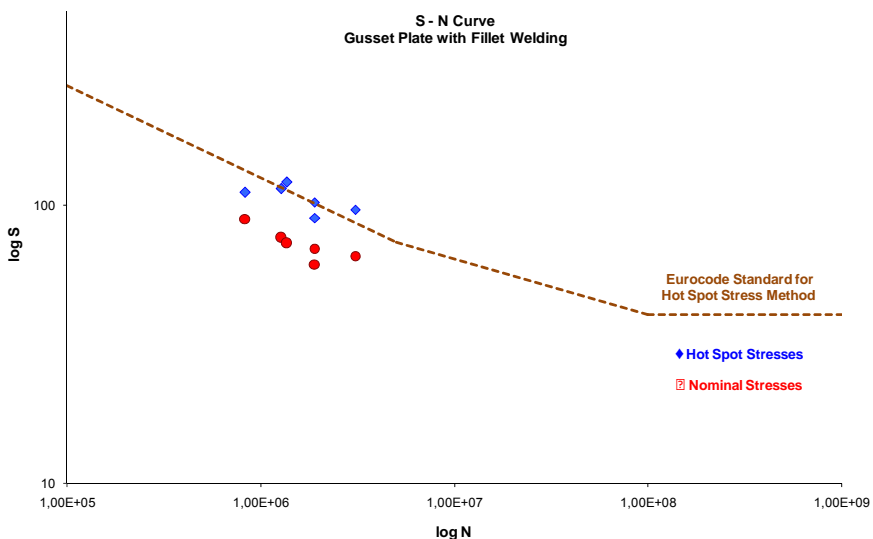


Fig. 7.6 – Viadotto Sesia: risultati sperimentali delle prove di rottura a fatica rispetto alle tensioni nominali (“Nominal Stresses”) e concentrate (“Hot Spot Stresses”)

La metodologia di prova sviluppata ha consentito di riprodurre in modo efficace i cicli di tensione effettivamente agenti in direzione normale agli apici delle nervature longitudinali del viadotto Sesia, identificando la classe di fatica del dettaglio costruttivo sia rispetto alle tensioni nominale che alle tensioni concentrate. In tale modo è stata valutato sperimentalmente il reale comportamento meccanico della soluzione costruttiva adottata nei confronti dei fenomeni di fatica, ed è quindi possibile valutare in modo affidabile l'efficacia della sua applicazione sul viadotto Sesia.

## 8. VERIFICA A FATICA

La verifica di fatica, che costituisce la fase finale della Metodologia proposta, ha come obiettivo la valutazione globale e/o locale del comportamento a fatica degli impalcati ferroviari metallici ed è espressa attraverso un valore numerico che riassume al suo interno tutte le analisi realizzate nei passi precedenti.

L'affidabilità della valutazione non è generalmente verificabile sperimentalmente in quanto riferita a danneggiamenti futuri, calcolati sulla base del comportamento meccanico della struttura e dello spettro di traffico correnti, che potrebbero verificarsi dopo molti anni di esercizio dell'opera.

Tuttavia, la qualità dei risultati numerici dipende dal grado di affinamento delle analisi che costituiscono i passi precedenti della Metodologia proposta, ovvero partendo da informazioni affidabili e calibrate sul particolare caso in esame è lecito supporre che il risultato finale della verifica di fatica sia dotato di un maggiore grado di affidabilità rispetto ad un approccio convenzionale.

Le analisi sperimentali e numeriche realizzate per il ponte sul Panaro e per il viadotto Sesia hanno consentito di ottenere risultati significativi per quanto riguarda la valutazione del comportamento dinamico effettivo, la modellazione strutturale, la stima degli spettri di traffico reali e la caratterizzazione sperimentale del comportamento a fatica dei dettagli critici. Tali risultati hanno infine consentito di ottenere una valutazione affidabile del comportamento a fatica dei due casi studio, dal punto di vista globale nel caso del ponte sul Panaro e locale per il viadotto Sesia confermando la applicabilità e l'efficacia della Metodologia proposta nella valutazione del comportamento a fatica dei ponti ferroviari metallici.

### **8.1 Ponte sul Panaro: verifica a fatica globale**

La valutazione delle azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari sui componenti strutturali del Ponte sul Panaro è stata realizzata secondo le indicazioni fornite dalla normativa Europea. In particolare, le storie di tensione sono state valutate mediante un'analisi dinamica incrementale dei modelli numerici agli elementi finiti della struttura (§ 5.2.1) al passaggio dei convogli ferroviari che costituiscono lo spettro di traffico *Standard / Heavy* ed assumendo una vita di esercizio pari a 100 anni [20].

I convogli proposti dalla normativa Europea sono costituiti da sequenze di carichi mobili con geometrie e velocità di transito differenti tra loro. Al fine di ottimizzare i tempi di calcolo le analisi dinamiche sono state realizzate con frequenze differenziate per i vari modelli, in modo tale che la distanza coperta dai carichi fra due intervalli consecutivi fosse pari ad 1/10 della luce delle travi longitudinali secondarie per ciascuna velocità di transito dei convogli (Tabella 8.1).

Nelle analisi dinamiche, le caratteristiche di smorzamento dei vari componenti strutturali sono state rappresentate differenziando i materiali "acciaio" assegnati a ciascun elemento con uno specifico valore di smorzamento, calcolato in funzione della luce del componente utilizzando le formulazioni proposte della normativa Europea per i ponti metallici [20]:

$$\zeta = 0.5 + 0.125 \cdot (20 - L) \quad (8.1)$$

per valori della luce L minori di 20 metri,

$$\zeta = 0.5 \quad (8.2)$$

per valori della luce L maggiori di 20 metri.

I valori di smorzamento calcolati per i vari componenti del ponte sul Panaro sono risultati compresi nel campo 0.5% - 2.81%.

*Tabella 8.1 – Ponte sul Panaro: frequenze adottate nelle analisi dinamiche dei treni Europei per la verifica di fatica*

Treno n°	Vel [Km/h]	Lunghezza [m]	Frequenza di analisi [Hz]
1	200	262.1	120
2	160	281.1	95
3	250	385.52	150
4	250	237.6	150
5	80	270.3	50
6	100	333.1	60
7	120	169.5	75
8	100	212.5	60
9	120	134.8	75
10	120	129.6	75
11	120	198.5	75
12	100	212.5	60

Le storie tensionali ricavate dalle analisi dinamiche realizzate sui modelli agli elementi finiti sono state elaborate in modo da calcolare le tensioni agenti sulle sezioni al netto delle forature realizzate nei nodi di collegamento. In particolare, sono state considerate le tensioni ottenute dalle quattro possibili combinazioni dello sforzo normale e dei due momenti flettenti (agenti nel piano verticale ed orizzontale del componente). Inoltre, sono stati considerati anche gli effetti delle azioni di taglio agenti in corrispondenza dei vincoli esterni dei traversi principali di impalcato e dei traversi del controvento superiore.

Gli spettri di tensione normale e di taglio sono state ricavati dalle storie temporali mediante la tecnica della "goccia di pioggia", mentre i danneggiamenti corrispondenti sono stati calcolati in modo indipendente secondo la teoria del danneggiamento lineare di Palmgren-Miner.

Le classi di resistenza a fatica dei componenti saldati sono state assunte sulla base delle indicazioni contenute nella normativa Europea, mentre per i componenti chiodati è stata utilizzata la classificazione a fatica proposta da Taras e Greiner [65, 13]. Le classi di resistenza a fatica di tutti i componenti strutturale del ponte sul Panaro sono riportate nella tabella 8.2. I valori dei danneggiamenti a fatica ed il corrispondente numero di elementi danneggiati sono riportati nei grafici delle Figg. 8.1, 8.2.

In particolare, dai risultati ottenuti per il modello *FE Full Fixed Model*, che rappresenta lo schema resistente originale dell'impalcato, è stato possibile osservare la presenza di un numero significativamente alto di elementi con danneggiamento maggiore di 0.1 sia per lo spettro di traffico *Heavy* che per lo spettro *Standard* (Fig. 8.3). Valori del danneggiamento compresi fra 0.1 ed 1 sono

stati ricavati per la quasi totalità dei montanti principali, mentre danneggiamenti maggiori di 1 sono stati rilevati nelle sezioni di estremità dei traversi del controvento locale di binario e nei nodi di collegamento fra i montanti ed i correnti superiori / inferiori.

Tabella 8.2 – Ponte sul Panaro: classi di fatica dei componenti strutturali

Dettaglio	Componenti strutturali di impalcato	Classe di Fatica
Nodo a taglio con coprigiunto	Correnti principali superiori ed inferiori; Montanti principali; Diagonali principali; Trasversi principali nelle sezioni di estremità; Diagonali dei controventi superiori ed inferiori.	85 per tensioni normali
Elemento strutturale forato soggetto a sforzo normale e flessione	Traversi principali nelle sezioni intermedie; Travi longitudinali secondarie nelle sezioni di estremità; Traversi dei controventi superiori nelle sezioni intermedie	90 per tensioni normali
Sezione composta saldata con saldature automatiche a cordone	Travi longitudinali secondarie nelle sezioni intermedie; Traversi del controvento di binario nelle sezioni intermedie	125 per tensioni normali
Nodi a T con saldatura a cordone	Traversi del controvento di binario nelle sezioni di estremità; Traversi dei controventi superiori nelle sezioni di estremità	36 per tensioni normali; 80 tensioni di taglio

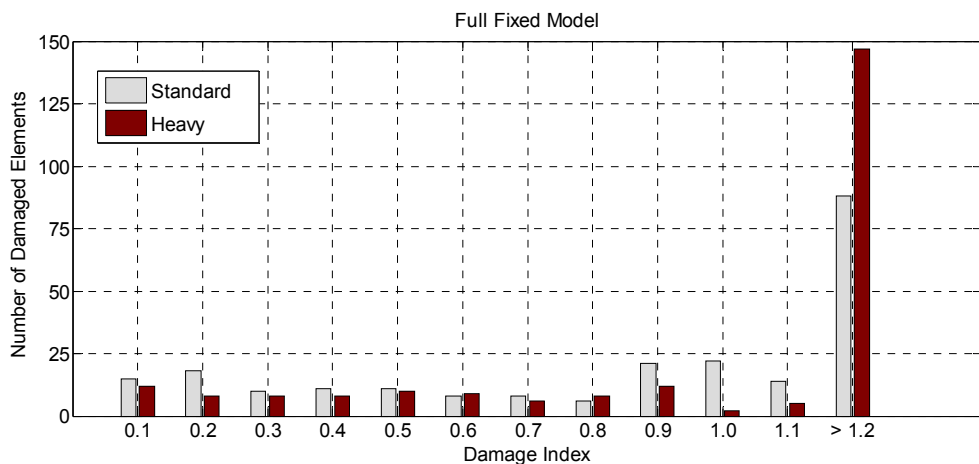


Fig. 8.1 – Ponte sul Panaro, modello “Full fixed FE model”: danneggiamenti a fatica ottenuti con gli spettri di traffico Standard ed Heavy

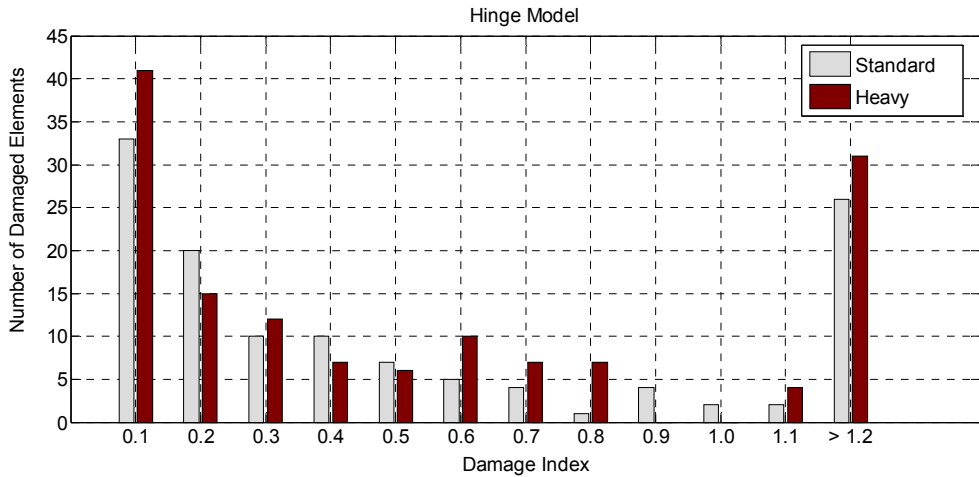


Fig. 8.2 – Ponte sul Panaro, modello “Hinge FE model”: danneggiamenti a fatica ottenuti con gli spettri di traffico Standard ed Heavy

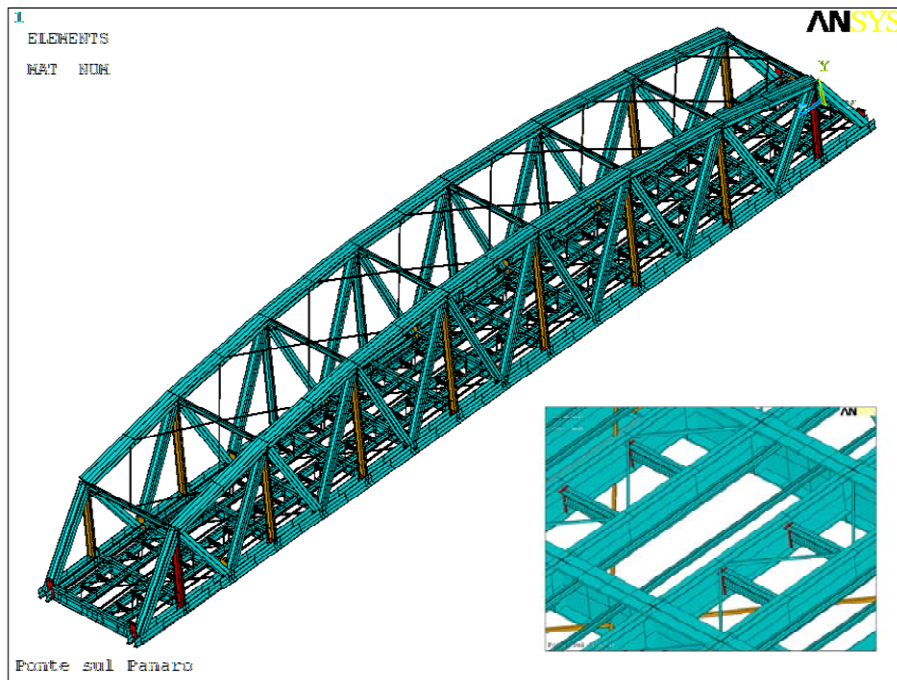


Fig. 8.3 – Ponte sul Panaro, modello “Full fixed FE model”: danneggiamenti a fatica indotti dallo spettro di traffico Heavy (giallo:  $-0.1 < \text{danneggiamento} < 1$  --- rosso:  $\text{danneggiamento} > 1$ )

Anche nel modello *Hinge FE Model*, che rappresenta lo schema attuale del ponte sul Panaro, è stato osservato un numero consistente di elementi danneggiati da



entrambi gli spettri di traffico *Standard* ed *Heavy*. Come nel caso del modello *FE Full Fixed Model*, sono stati rilevati danneggiamenti compresi fra 0.1 ed 1 per i montanti principali e maggiori di 1 per i nodi di collegamento montanti / correnti longitudinali, confermando anche in questo caso la necessità di analisi locali dei dettagli complessi al fine di ottenere una valutazione affidabile delle tensioni.

Tuttavia nel caso del modello *Hinge FE Model*, gli elementi rappresentanti i traversi del controvento locale di binario non hanno mostrato nessun danneggiamento nelle sezioni di estremità. Da questo punto di vista, la modifica locale dei collegamenti fra traversi di binario e travi longitudinali secondarie ha praticamente annullato le sollecitazioni locali indotte nei traversi, senza introdurre variazioni significative nelle risposte globale della struttura.

I danneggiamenti dei componenti strutturali ottenuti con il modello *Hinge FE Model*, ovvero mediante la metodologia usualmente adottata per la modellazione dei ponti reticolari metallici, sono stati confrontati con i risultati dell'analisi a fatica ricavati dal modello aggiornato *Updated FE Hinge Model* del ponte sul Panaro (§ 5.2.1). In tale modo è stato possibile valutare l'efficacia delle tecniche di modellazione convenzionali nella valutazione del comportamento a fatica rispetto ai risultati ottenibili con modellazioni avanzate, ottenute mediante l'identificazione dinamica sperimentale e l'aggiornamento numerico dei modelli agli elementi finiti.

In effetti, il numero e la distribuzione degli elementi danneggiati a fatica nel modello numerico aggiornato (*Updated FE Hinge Model*) sono risultati simili ai risultati ottenuti con l'approccio convenzionale (*Hinge FE Model*), come riportato nelle immagini delle Figg. 8.4 ed 8.5, mentre i valori numerici dei danneggiamenti nel modello aggiornato sono risultati inferiori.

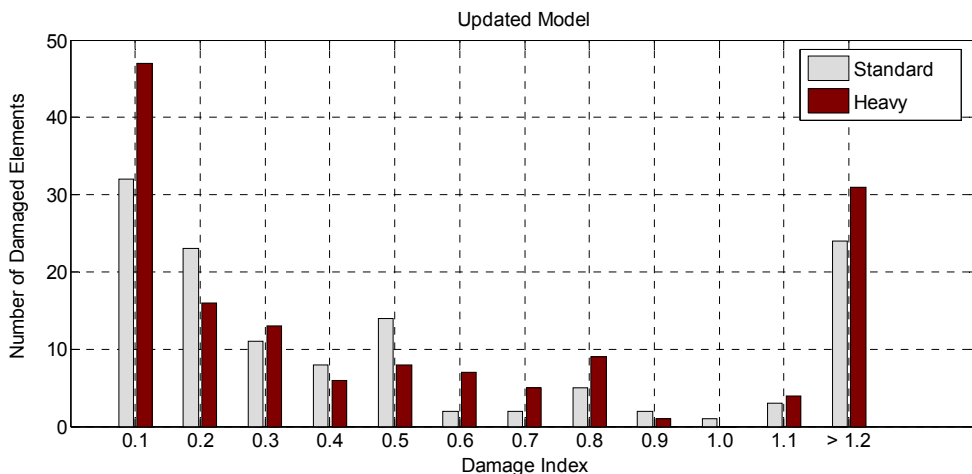
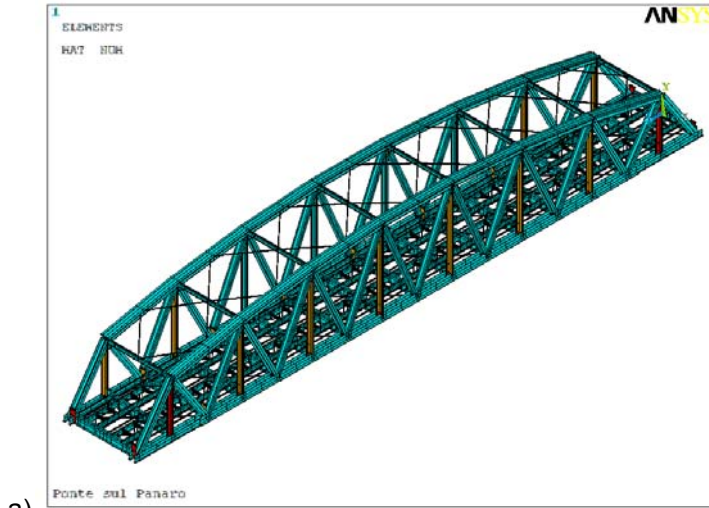


Fig. 8.4 – Ponte sul Panaro, modello aggiornato “Updated FE Hinge Model”: danneggiamenti a fatica ottenuti con gli spettri di traffico Standard ed Heavy

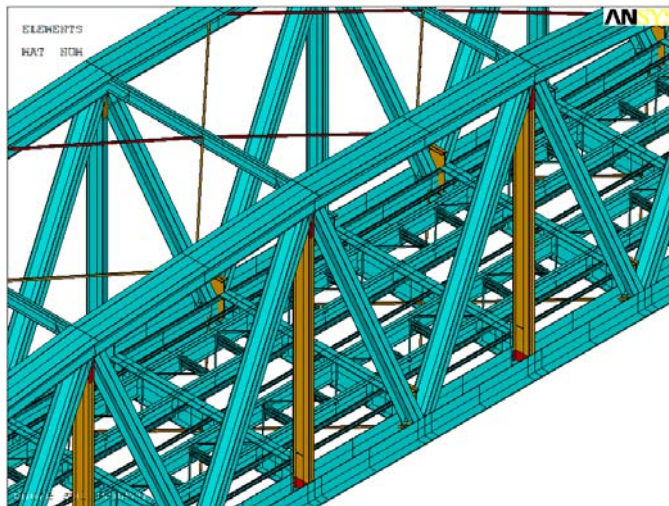
Il processo di aggiornamento numerico del modello agli elementi finiti non ha influenzato in modo significativo la valutazione del comportamento a fatica della struttura. Tale risultato è dovuto alla natura intrinseca del processo di aggiornamento il quale, per poter essere efficace, richiede che il modello di partenza sia relativamente vicino alla situazione reale e, di conseguenza, la

differenza in termini di azioni / tensioni indotte dai convogli ferroviari nel modello di partenza ed in quello aggiornato sono contenute e non significative dal punto di vista della fatica.

Infine, anche nel caso del modello aggiornato è stata rilevata la necessità di modellazioni locali dei componenti complessi della struttura, al fine di ottenere una valutazione affidabile delle tensioni e del comportamento a fatica.



a)



b)

*Fig. 8.5 – Ponte sul Panaro, modello “Updated FE Hinge Model”: rappresentazione grafica generale (a) e di dettaglio (b) dei danneggiamenti a fatica indotti dallo spettro di traffico Heavy (elementi in giallo:  $-0.1 < \text{danneggiamento} < 1$  --- elementi in rosso:  $\text{danneggiamento} > 1$ )*

## 8.2 Viadotto Sesia: verifica a fatica locale

Il comportamento a fatica effettivo dei ponti metallici, come di qualsiasi altra struttura, dipende dai cicli effettivi di carico a cui è sottoposto l'impalcato ovvero dalla composizione dello spettro di traffico reale.

Nel caso del viadotto Sesia, i risultati del monitoraggio a lungo termine hanno consentito di definire uno spettro di traffico realistico per l'opera, costituito da due composizioni del treno ad alta velocità ETR500Y ovvero il treno tipo 1, composto da due motrici e dodici vagoni, ed il treno tipo 2, composto da due motrici ed otto vagoni, come riportato nel § 6.1.2. Le due composizioni (Type 1, Type 2) dei treni ad alta velocità ETR500Y sono riportati nella Fig. 6.12.

Le azioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari possono essere significativamente influenzate dai fenomeni di interazione dinamica treno-struttura, soprattutto nei casi in cui le velocità di transito siano maggiori di 220 km/h. In tale caso, è necessario sviluppare apposite procedure di calcolo che tengano in conto tale fenomeno, consentendo di valutare in modo affidabile la risposta dinamica della struttura e la distribuzione delle azioni interne. Uno degli approcci maggiormente utilizzati consiste nell'analisi dinamica multi-corpo nella quale i convogli ferroviari sono rappresentati mediante insiemi di masse, molle e smorzatori dotati di gradi libertà traslazionali e rotazione che interagiscono con struttura dell'impalcato mediante lo scambio di azioni attraverso la superficie di contatto (rotaie). Le tecniche di risoluzione numerica di tali problemi dinamici sono particolarmente complesse, in funzione del numero di gradi di libertà considerati, ma consentono di valutare la sicurezza e le condizioni di esercizio sia dal lato dell'impalcato che da quello del convoglio.

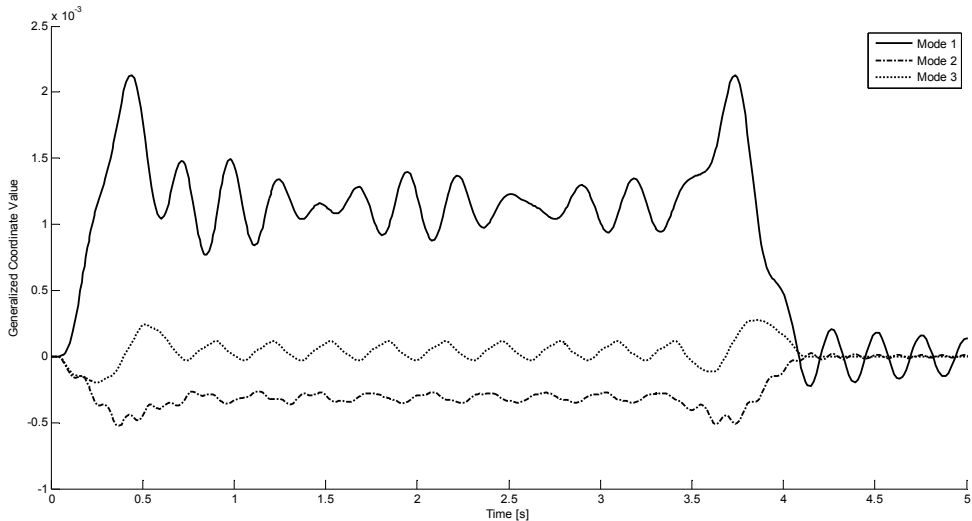
Le analisi dinamiche del viadotto Sesia al passaggio dei treni ad alta velocità ETR500Y che compongono lo spettro di traffico sperimentale della linea sono state realizzate adottando la procedura di interazione dinamica sviluppata da Chellini [43], nella quale le equazioni di equilibrio dinamico del sistema composto treno-struttura sono state scritte in funzione dei gradi di libertà traslazionali / rotazionali delle carrozze e delle coordinate modali generalizzate dell'impalcato, valutate con un modello agli elementi finiti della struttura sottoposto al processo di aggiornamento numerico rispetto alle forme modali sperimentali [48].

In particolare, la risposta dinamica globale dell'impalcato è stata calcolata come somma delle risposte dei primi tre modi di vibrazione propria, ovvero il primo e secondo modo verticale ed il primo modo torsionale, al passaggio dei treni ETR500Y. Nel grafico della Fig. 8.6 sono riportate le risposte dinamiche delle coordinate generalizzate dei tre modi di vibrazione calcolate al passaggio di un treno ETR500Y tipo 2 (6 carrozze e 2 locomotori) alla velocità di 300 km/h.

Nella tecnica della decomposizione modali, a partire dalla risposta dinamica modale è possibile calcolare la risposta dinamica in termini di spostamento di un punto qualsiasi della struttura come somma del prodotto delle tre coordinate generalizzate per i valori delle corrispondenti funzioni di forma in quel punto.

In tale modo è possibile valutare le storie di spostamento sul perimetro di un particolare dettaglio locale ed assegnarle come spostamenti imposti sui bordi di un corrispondente modello locale agli elementi finiti ottenendo una particolare applicazione della "sottostrutturazione", che consiste nel trasferire le storie di carico / spostamento perimetrali di un modello globale alle corrispondenti estremità di un modello locale, generalmente caratterizzato da una rappresentazione meccanica

più raffinata rispetto al modello globale al fine di cogliere in modo maggiormente affidabile gli effetti locali sui componenti strutturali o sui dettagli critici. In tale modo è possibile calcolare le storie di tensione nominali / concentrate dei dettagli critici ed ottenere una valutazione affidabile del comportamento a fatica.



*Fig. 8.6 – Viadotto Sesia: risposta dinamica delle coordinate generalizzate dei primi tre modi di vibrazione della struttura al passaggio di un convoglio ETR500Y tipo 2 alla velocità di 300 km/h*

Nel viadotto Sesia, tale tecnica di *sottostrutturazione* è stata applicata per la valutazione del comportamento a fatica del dettaglio strutturale costituito dalle nervature longitudinali del doppio cassone metallico nel punto delle giunzione costruttiva fra cassoni consecutivi. Nelle nervature sono stati realizzati degli intagli circolari al fine di evitare la sovrapposizione delle saldature longitudinali nervatura / piastra e trasversali piastra / piastra (Fig. 8.7).

Il dettaglio è stato rappresentato mediante un modello locale agli elementi finiti nel quale sono rappresentati la piastra inferiore del cassone, la nervatura longitudinali e gli intagli circolari. La zona del dettaglio critico è stata identificata all'interno del Modello 3D Completo della singola campata del viadotto Sesia (§ 5.2.2.1) insieme ai relativi nodi perimetrali. Nel modello locale sono stati introdotti dei nodi di controllo nella medesima posizione dei nodi perimetrali, al fine di trasferire le storie di spostamento dei bordi della zona del dettaglio critico dal modello globale al modello locale (Fig. 8.8). nella immagine della Fig. 8.9 è riportata una vista di dettaglio degli intagli circolari del modello locale nella zona di passaggio fra le piastre consecutive del cassone.

Le storie di spostamento dei nodi perimetrali, calcolate nel modello globale mediante la tecnica modale a partire dalle risposta dinamica della struttura al passaggio dei convogli ferroviari ad alta velocità che compongono lo spettro di traffico sperimentale del viadotto Sesia, sono stata assegnate ai nodi di controllo del modello locale come spostamenti statici imposti in modo da ottenere le storie locali di tensione necessarie per la verifica di fatica. In particolare, sono state

considerate le tensioni normali longitudinali agenti negli apici degli intagli circolari in modo da poter calcolare il danneggiamento per fatica rispetto alle tensioni concentrate “Hot Spot Stresses”, assumendo la classe di resistenza di 98.5 MPa identificata mediante le prove sperimentali (§ 7.2). Nella immagine della Fig. 8.10 è riportata la storia temporale della tensione longitudinale calcolata nell’apice “A” dell’intaglio circolare al passaggio di un convoglio ETR500Y tipo 2 alla velocità di 290 km/h.

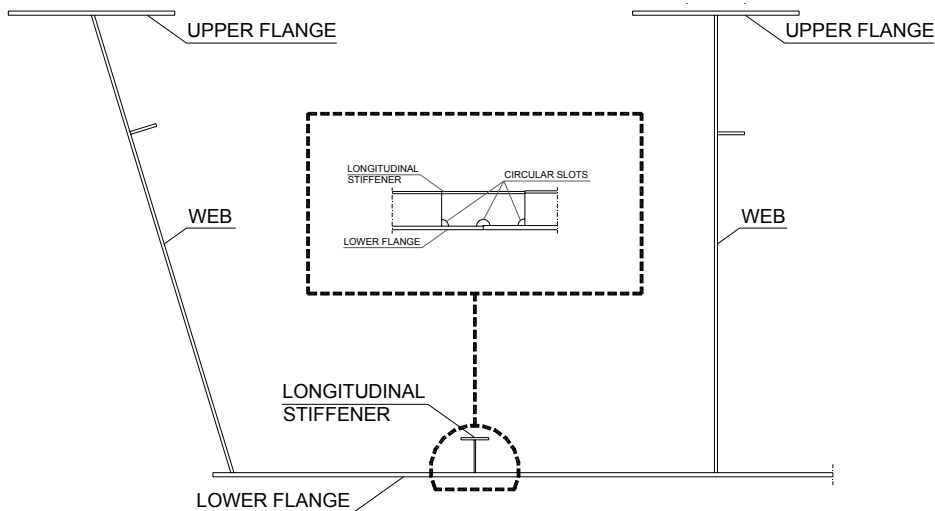


Fig. 8.7 – Viadotto Sesia: nervatura longitudinale inferiore del cassone metallico nella zona della giunzione costruttiva trasversale

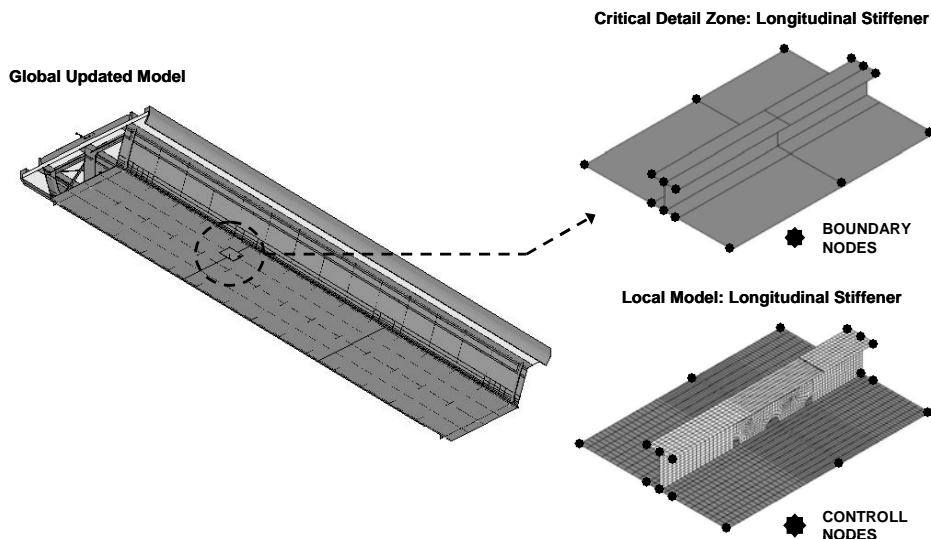


Fig. 8.8 – Viadotto Sesia: zona del dettaglio critico nel modello globale, posizione dei relativi nodi perimetrali e dei nodi di controllo corrispondenti nel modello locale

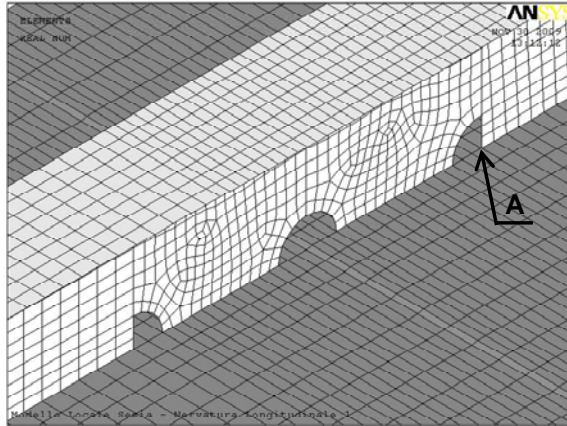


Fig. 8.9 – Viadotto Sesia: vista di dettaglio degli intaglio circolari e posizione del nodo di apice “A” nel modello locale

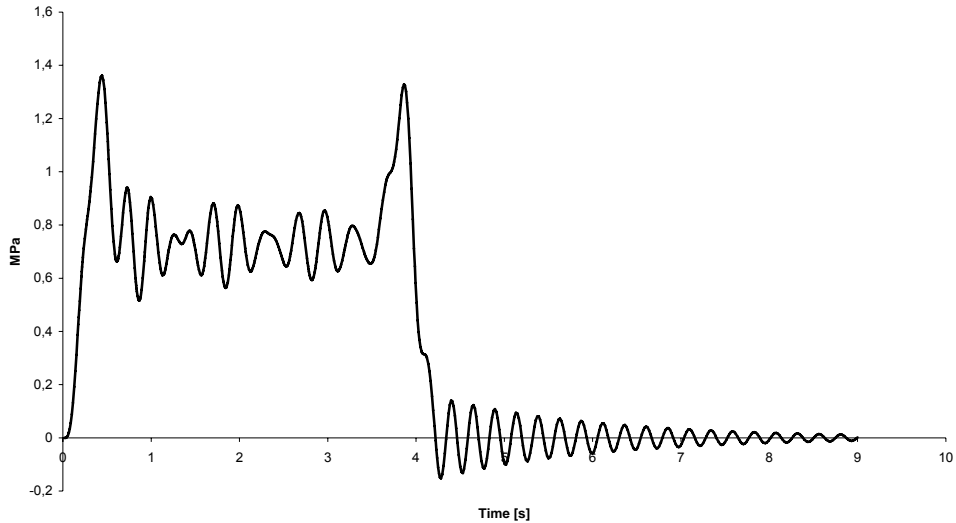


Fig. 8.10 – Viadotto Sesia: storia tensionale longitudinale nel nodo di apice “A” del modello locale al passaggio di un convoglio ETR500Y alla velocità di 290 km/h.

Una volta calcolate le storie tensionali indotte dai convogli ferroviari dello spettro di traffico sperimentale, è stato possibile definire lo spettro delle tensioni longitudinali concentrate negli apici degli intagli circolari che sono risultate tutte inferiori al limite di vita a fatica illimitata del dettaglio, pari a 27 MPa e calcolato sulla base della classe sperimentale di 98.5 MPa secondo le indicazioni della normativa Europea [65].

Il dettaglio analizzato ha quindi mostrato un comportamento a fatica ideale, senza alcun danneggiamento atteso durante la vita di esercizio della struttura. Tale risultato può essere considerato come un effetto indiretto dei critici prevalenti di progettazione per le linee ad alta velocità, che richiedono alle strutture di impalcato

una rigidità molto più elevata rispetto alle strutture realizzate sulle linee tradizionali al fine di garantire la sicurezza del traffico ferroviario ad alta velocità. L'aumento della rigidità comporta una corrispondente diminuzione delle azioni / tensioni interne e, di conseguenza, un generale miglioramento del comportamento a fatica rispetto alle vecchie soluzioni costruttive progettate prevalentemente con criteri di resistenza.

## 9. CONCLUSIONI

La corretta valutazione del comportamento a fatica dei ponti metallici ha assunto un ruolo fondamentale nella gestione delle linee ferroviarie sia dal punto di vista economico, a causa delle elevate perdite legate ad interruzioni non previste del servizio, che della sicurezza del traffico ordinario ed ad alta velocità.

L'analisi del comportamento in esercizio di opere così complesse, tuttavia, è particolarmente complessa a causa delle molte incertezze che riguardano il comportamento dinamico effettivo delle strutture e dei convogli ferroviari con i quali interagiscono. La natura non lineare dei danneggiamenti a fatica, inoltre, contribuisce in modo determinante ad amplificare il problema, in quanto piccole differenze iniziali nella stima delle tensioni interne possono condurre a valori finali di danneggiamento notevolmente diversi fra loro. La complessità del problema richiede quindi lo sviluppo di approcci globali di analisi che consentano la corretta valutazione di tutti gli aspetti che contribuiscono a determinare il valore numerico finale rappresentativo del comportamento a fatica dell'opera.

La metodologia proposta nella presente Tesi ha come obiettivo la valutazione globale del comportamento in esercizio dei ponti ferroviari metallici mediante una opportuna interconnessione dei risultati ottenuti da analisi numeriche e sperimentali di diversa tipologia che, da un punto di vista complessivo, consentono di ottenere una stima affidabile del comportamento a fatica dell'opera.

L'applicazione e la calibrazione della metodologia su due casi studio rappresentativi delle strutture metalliche presenti sulle linee ordinarie (ponte sul Panaro) ed ad alta velocità (viadotto Sesia) hanno consentito di ottenere indicazioni importanti sugli aspetti che contribuiscono a definire la risposta strutturale ai fenomeni di fatica ed inoltre hanno confermato l'applicabilità pratica e l'efficacia della metodologia proposta. In particolare, i principali risultati che sono stati ottenuti dalle analisi dei casi studio hanno riguardato:

- Lo studio delle diverse tecniche di modellazione agli elementi finiti degli impalcati metallici e delle strutture di supporto, che ha consentito di identificare pregi e difetti di ciascun approccio e di valutarne l'influenza rispetto alla valutazione numerica del comportamento dinamico;
- La realizzazione di prove dinamiche sperimentali per l'identificazione del comportamento dinamico globale / locale degli impalcati metallici e per la valutazione di deformazioni / spostamenti locali indotti dal passaggio dei convogli ferroviari;
- Lo sviluppo di procedure automatiche per l'ottimizzazione della risposta teorica dei modelli numerici rispetto ai risultati sperimentali, al fine di ottenere l'aggiornamento numerico dei parametri meccanici significativi per la risposta strutturale e di incerta valutazione;
- Lo sviluppo e l'installazione di sistemi di monitoraggio a lungo termine, realizzati mediante un procedimento di valutazione preliminare della risposta strutturale, di identificazione dei parametri di controllo e di selezione dei componenti necessari (sensori, unità di condizionamento, centraline di acquisizione, software di controllo, ecc.) rispetto agli obiettivi del sistema di monitoraggio;



- L'identificazione di dettagli critici per il comportamento a fatica, il progetto e la realizzazione di prove sperimentali di laboratorio per la caratterizzazione delle resistenza a fatica dei dettagli identificati mediante prove di carico cicliche a rottura di un numero significativo di campioni;
- La stima delle azioni / tensioni indotte nei componenti strutturali dai convogli ferroviari mediante analisi dinamiche ordinarie e nei dettagli critici locali attraverso analisi di interazione dinamica treno-struttura e tecniche di sottostrutturazione, al fine di ottenere una stima affidabile degli spettri di tensione;
- La valutazione finale del danneggiamento totale indotto dai fenomeni di fatica a livello globale dei componenti strutturali e locali di dettagli critici rispetto agli spettri di traffico normativi ed agli spettri di traffico reali identificati mediante i sistemi di monitoraggio.

L'applicazione della metodologia proposta ai casi studio ha consentito di ricavare informazioni importanti su aspetti specifici delle struttura analizzate ma ha anche mostrato come l'approccio sviluppato, avendo carattere globale e generico, possa essere convenientemente applicato allo studio di qualsiasi impalcato metallico ferroviario. Il risultato principale consiste quindi nell'aver sviluppato una metodologia che, grazie ad una opportuna interconnessione fra analisi sperimentali e numeriche generalmente realizzate in modo separato ed indipendente le une dalle altre, è in grado di fornire un approccio coordinato per la valutazione globale del comportamento a fatica degli impalcati metallici.

## BIBLIOGRAFIA

1. Wikimedia Foundation, Inc., <http://it.wikipedia.org>, 2011.
2. W. Salvatore, F. V. Lippi, "Mid-Term Report - Fatigue damage control and assessment for railway bridges (FADLESS)", *Research Project Funded by the European Commission Research Fund for Coal and Steel*, March 2011.
3. Dezi, L., "Ponti a struttura composta: tipologie strutturali, tecniche costruttive e criteri generali di calcolo secondo gli eurocodici", *Nuovi orientamenti per la progettazione di Ponti e Viadotti* (Conference Proceedings), Taormina, 2005.
4. Didier, M., "Railway bridges for high speed lines and Eurocodes", *Bridges for High Speed Railways* (Conference Proceedings), Porto, 3 - 4 Giugno 2004.
5. European Commission, Energy and Transport DG, 2005. "TEN-T Trans-European Transport Network: priority axes and projects 2005". *Technical report, European Commission*. (ec.europa.eu).
6. Robert E.K. Fraser, Gilbert Y. Gondin and Geoffrey L.Kulak. "*Behaviour of Distortion-Induced Fatigue Cracks in Bridge Girders*". Structural Engineering Report 235. December, 2000
7. Lee, Y.-L., et al., "Fatigue testing and analysis: theory and practice", *Elsevier Butterworth-Heinemann*, 2005.
8. Fisher, J.W. "*Fatigue and Fracture in Steel Bridges*". John Wiley and Sons, New York, 1984
9. Nishikawa, K., et al. "Study on the fatigue of steel highway bridges in Japan", *Construction and Building Materials*, vol. **12**, n° 2-3, 1998, pp. 133-141.
10. *Rapid Assessment of Distortional Stresses in Multi-Girder Steel Bridges*. 2004-48 Final Report. Minnesota Department of Transportation
11. *Fighting Fatigue in Steel Bridges*, Kansas Bridge Design Engineers Guide Research Solutions into Practice. John Patrick Jones, Caroline Bennett, Adolfo Matamoros, Stan Rolfe and Kim Roddis. December 2008
12. Christian Klinger, Gerhard Braune, and Falk Lüddecke. *Erhöhung der Restnutzungsdauer an ermüdungsbeanspruchten Bauteilen einer Stabbogenbrücke bei Lutherstadt Wittenberg*. *Stahlbau*, 77(12):870–879, 2008.
13. Andreas Taras and Richard Greiner. *Development and Application of a Fatigue Class Catalogue for Riveted Bridge Components*. Institute for Steel Structures and Shell Structures, Graz, 5<sup>th</sup> of August 2009.
14. Steffen Marx, Karsten Geißler, and Guido Bolle. *Die Bestandsbrücken der Bahn – eine Jahrhundertaufgabe*. In 16. Dresdner Brückenbausymposium, 2006.
15. Boulent Imam, Tim D. Righiniotis, Marios K. Chryssanthopoulos, and Brian Bell. *Analytical fatigue assessment of riveted rail bridges*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering, 159(BE3):105–116, Sept. 2006.

16. Boulent M. Imam, Tim D. Righiniotis, and Marios K. Chryssanthopoulos. *Numerical modelling of riveted railway bridge connections for fatigue evaluation*. Engineering Structures, 29(11):3071–3081, 2007.
17. Timothy D. Righiniotis, Boulent M. Imam, and Marios K. Chryssanthopoulos. *Fatigue analysis of riveted railway bridge connections using the theory of critical distances*. Engineering Structures, 30(10):2707–2715, October 2008.
18. Andreas Taras and Richard Greiner. *Versuche an genieteten Brückenlängsträgern*. Stahlbau, 77(7):507–514, 2008.
19. ONR 24008, *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken Österreichisches Normungsinstitut (ON)*, 12/2006.
20. EN 1991-2: Eurocode 1 - actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. 2003, CEN: Brussels, Belgium.
21. Ferrovie dello Stato, *Istruzione n. 44f del 30.01.1992: Verifiche a fatica dei ponti ferroviari metallici*, Ente Ferrovie dello Stato (1992)
22. Dicleli, M., Bruneau, M. *Seismic performance of multispan simply supported slab-on-girder steel highway bridges*, Engineering Structures, 1995, Elsevier, Vol. 17, No.1, pp. 4-14.
23. Itani, A. M., Bruneau, M., Carden, L., Buckle, I. G., *Seismic behavior of steel girder bridge superstructures*, Journal of Bridge Engineering, ASCE, May/June 2004, pp. 243-249.
24. Chung, W., Sotelino, E. D. *Three-dimensional finite element modeling of composite girder bridges*, Engineering Structures, 2007, Elsevier, Vol. 28, pp. 63–71.
25. Mabsout, M. E., Tarhini, K. M., Frederick, G.R., Tayar C.T., *Finite-Element Analysis of Steel Girder Highway Bridges*, Journal of Bridge Engineering, ASCE, August 1997, 83-87.
26. Nishimura, N., Ikeuci, T., Taniguchi, N., *Numerical simulation on damage to pipe piers in Hyogoken-Nenbu earthquake*, Engineering Structures, 1998, Vol. 20, pp. 291-299.
27. Wang, M. L., Heo, G., Satpathi, D., *Dynamic characterization of a long span bridge: a finite element based approach*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1997, 16, pp. 503-512.
28. Shama, A. A., Mander, J. B., Chen, S. S., Aref, A. J., *Ambient vibration and seismic evaluation of a cantilever truss bridge*, Engineering Structures, 2001, 23, pp. 1281-1292.
29. Lee, D. H., Choi, E., Zi, G., *Evaluation of earthquake deformation and performance for RC bridge piers*, Engineering Structures, 2005, 27, pp. 1451-1464.
30. Bowles, J. E., *Foundation analysis and design*, McGraw-Hill Book Co – Singapore, 1997, Singapore.
31. Dutta, S. C., Roy, R., *A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system*, Computers and Structures, 2002, 80, pp. 1579–1594

32. Mylonakis, G., Nikolaou, S., Gazetas, G., *Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, 26, pp. 824–853.
33. Padrón, L. A., Aznárez, J. J., Maeso, O., *Dynamic structure–soil–structure interaction between nearby piled buildings under seismic excitation by BEM–FEM model*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29, pp. 1084–1096.
34. Rovithis, E. N., Ptilakis, K. D., Mylonakis, G. E., *Seismic analysis of coupled soil-pile-structure systems leading to the definition of a pseudo-natural SSI frequency*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29, pp. 1005–1015.
35. Mottershead, J.E., Friswell, M.I. *Model updating in structural dynamics: a survey*, Journal of Sound and Vibration, 1993, 167(2), pp. 347–375
36. Wei-Xin, R., Hua-Bing, C., *Finite element model updating in structural dynamics by using the response surface method*, Engineering Structures, 2010, 32, pp. 2455-2465
37. Tu, Z., Lu, Y., *FE model updating using artificial boundary conditions with genetic algorithms*, Computers and Structures, 2008, 86, pp. 714–727.
38. Mottershead, J.E., et al., *The sensitivity method in finite element model updating: a tutorial*, Mechanical Systems and Signal Processing (2010), doi: 10.1016/j.ymssp.2010.10.012.
39. Brownjohn, J.M.W., Xia, P.Q., Hao, H., Xia, Y., *Civil structure condition assessment by FE model updating: methodology and case studies*, Finite Elements in Analysis and Design, 2001, 37, pp. 761-775.
40. Friswell MI, Mottershead JE., *Finite element model updating in structural dynamics*, Kluwer Academic Publishers, 1995.
41. Lu, Y., Tu, Z., *Dynamic model updating using a combined genetic-eigensensitivity algorithm and application in seismic response prediction*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2005, 34, pp. 1149–1170.
42. Yu, L., Chan, T.H.T., *Recent research on identification of moving loads on bridges*, Journal of Sound and Vibration, 2007, 305, pp. 3–21
43. Chellini, G., *Identificazione strutturale e Modellazione di Ponti Ferroviari in struttura composta acciaio-calcestruzzo per le nuove linee per l'Alta Velocità*, Tesi per il conseguimento del Dottorato di Ricerca In Ingegneria delle strutture (XIX Ciclo), Pisa, 2007.
44. Pinkaew, T., Asnachinda, P., *Experimental study on the identification of dynamic axle loads of moving vehicles from the bending moments of bridges*, Engineering Structures, 2007, 29, pp. 2282–2293
45. Liljencrantz, A., Karoumi, R., Olofsson, P., *Implementing bridge weigh-in-motion for railway traffic*, Computers and Structures, 2007, 85, pp. 80–88
46. Karoumi, R., Wiberg, J., Liljencrantz, A., *Monitoring traffic loads and dynamic effects using an instrumented railway bridge*, Engineering Structures, 2005, 27 pp. 1813–1819.

47. ASTM, *Manual on statistical analysis and planning for fatigue experiments*, American Society for Testing and Materials, Lutherville-Timonium, November 1975.
48. Chellini G., Nardini L., Salvatore W., *Dynamical identification and modeling of steel-concrete composite high-speed railway bridges*, SIE Journal, Structure and Infrastructure Engineering, DOI: 10.1080/15732470903017240, 2009, Taylor & Francis.
49. LMS International, *LMS TestLab Rev6A: Operational Modal Analysis User Manual*, 2005.
50. Heylen, W., Lammens, S., Sas, P. (1995), *Modal analysis theory and testing*. Katholieke Universiteit Leuven, Lieuven, Belgium: Department of Mechanical Engineering.
51. ANSYS Inc. (2005). *ANSYS User Manuals Version 10*. ANSYS Inc. Global Headquarters, Canonsburg, PA.
52. ESTECO srl, *modeFRONTIER User Manual Version 4.0b*, 2007.
53. FIATENGINEERING [2002] Progetto Costruttivo – Linea AC:Torino-Venezia, Tratta: Torino-Milano – Viadotto ValSesia (in Italian).
54. Whitman, R. V., Richart, F. E. [1967], *Design procedures for dynamically loaded foundations*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – Proceedings of the American Society of Civil Engineers, November 1967, 169-193.
55. Dobry, R., Gazetas, G. [1988], *Simple method for dynamic stiffness and camping of floating pile groups*, Geotechnique 38, No. 4, 557-574.
56. Dente, G. [2000] *La risposta sismica dei pali di fondazione*, Hevelius, 2000.
57. Lancellotta, R. [1993] *Geotecnica*, Zanichelli, 2005.
58. Dezi, F., Dall'Asta, A., Leoni, G., Scarpelli, G. [2007] *Dynamic spatial response of structures considering soil-foundation-structure interaction: application to a railway bridge*, in proceedings of XII ANIDIS Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Pisa, 10-14 Giugno 2007.
59. Fujino, Y., Siringoringo, D.M. (2010). *Bridge monitoring in Japan: the needs and strategies*, Structure and Infrastructure Engineering, 1–15, DOI: 10.1080/15732479.2010.498282, <http://www.informaworld.com>, Taylor & Francis
60. Li, Z.X. et al. (2002). *Determination of effective stress range and its application on fatigue stress assessment of existing bridges*. International Journal of Solids and Structures, 39, p. 2401–2417.
61. Karoumi, R. et al. (2005). *Monitoring traffic loads and dynamic effects using an instrumented railway bridge*. Engineering Structures, 27, p. 1813–1819.
62. Ko, J.M., and Ni, Y.Q. (2005). *Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges*. Engineering Structures, 27, p. 1715–1725.
63. Ferrovie dello Stato (2007), *Sistema AV/AC: Confronti ed Evoluzioni*. Nota per la stampa, Bologna, 16 dicembre 2007.

64. Fujino, Y. (2002). *Vibration, control and monitoring of long-span bridges—recent research, developments and practice in Japan*. Journal of Constructional Steel Research, 58, p. 71–97.
65. EN 1993-1-9, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.9: Fatigue strength of steel structures*, CEN European Committee for Standardization, 2002.