



Linea AV/AC Milano-Bologna Analisi dinamiche di interoperabilità di ponti e viadotti

High Speed/High Capacity Milan-Bologna Railway Line Dynamic analyses of bridge and viaduct interoperability

Dott. Ing. Luigi EVANGELISTA^(), Francesco SACCHI^(**), Silvia VANFIORI^(***)*

SOMMARIO - In questo documento viene presentato lo studio degli effetti dinamici sui ponti e viadotti della tratta AV/AC Milano-Bologna per la verifica dei requisiti previsti dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità 2008/217/CE al fine di ottenere la certificazione di interoperabilità.

In particolare le analisi condotte sono finalizzate alla valutazione di possibili rischi di risonanza e/o di eccessive vibrazioni al transito dei 10 convogli-tipo costituenti il Treno Dinamico Universale o HSLM (High Speed Load Model) previsti dalle citate Specifiche Tecniche.

I risultati delle analisi dinamiche hanno evidenziato che tutte le tipologie di impalcato presentano un buon comportamento dinamico al passaggio dei convogli tipo HSLM-A, rispettando tutti i requisiti imposti dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità 2008.

SUMMARY - This document presents a study on the dynamic effects on bridges and viaducts of the Milano-Bologna High Speed/High Capacity railway line in order to verify the requirements established by the Interoperability Technical Specifications 2008/217/CE to obtain the interoperability certification.

In particular, the analyses conducted are aimed at assessing the possible resonance and/or excessive vibration risks upon transit of the 10 vehicle types representing the Universal Dynamic Train or HSLM (High Speed Load Model) foreseen by the above mentioned Technical Specifications.

The results of the dynamic analyses have highlighted that all types of decks show a good dynamic behaviour upon the transit of HSLM-A type vehicles, respecting all requirements set by the 2008 Interoperability Technical Specifications.

^(*) Italferr - Direzione Tecnica, Responsabile U.O. Ingegneria delle Infrastrutture.

^(**) Italferr - Direzione Tecnica, U.O. Strutture, Capo Settore Progetto Ponti e Strutture in c.a..

^(***) Italferr - Direzione Tecnica, U.O. Strutture.

^(*) Italferr - Technical Direction, Head of Infrastructure Engineering Department

^(**) Italferr - Technical Direction, Structure Department, Bridge and reinforced concrete Structure Section Manager

^(***) Italferr - Technical Direction, Structure Department.

1. Introduzione

La necessità di sottoporre ad analisi dinamica un ponte ferroviario nasce dal fatto che il passaggio ripetuto di carichi spazati ad interassi approssimativamente costanti può eccitare la struttura e, in circostanze particolari, causare fenomeni di risonanza. Ove la frequenza dell'azione eccitante è prossima alla frequenza propria della struttura, c'è la possibilità che le vibrazioni causate dal transito di assi successivi sulla struttura siano eccessive.

I principali fattori che influenzano il comportamento dinamico di un impalcato ferroviario sono da un lato i parametri modali quali la frequenza propria, lo smorzamento e le forme modali, direttamente correlabili con le caratteristiche della struttura (luce, massa, inerzia, etc.), e dall'altro gli effetti del carico viaggiante. Questi ultimi dipendono a loro volta da molteplici fattori quali:

- la velocità del convoglio che attraversa il ponte;
- il numero degli assi, il loro interasse ed i carichi assali;
- le irregolarità verticali del binario;
- le caratteristiche delle sospensioni del veicolo, la massa ammortizzata e non ammortizzata;
- le imperfezioni del veicolo (sfaccettature delle ruote, ovalizzazione delle ruote, difetti delle sospensioni, etc.);
- le caratteristiche dinamiche del binario (ballast, traversine, componenti del binario, etc.).

Al fine di rendere interoperabile una linea ferroviaria ad alta velocità è necessario assicurare il rispetto delle Specifiche Tecniche di Interoperabilità (STI); tali specifiche riguardano la progettazione, la costruzione, l'assetto e la gestione delle infrastrutture e del materiale rotabile.

Le prime Specifiche Tecniche, emanate a seguito della direttiva 96/48/CE del Consiglio del 23 luglio 1996 e pubblicate nella Gazzetta Ufficiale della Comunità Europea del 12.09.2002 (2002/732/CE), aggiornate successivamente con pubblicazione nella GUCE del 19.03.2008 (2008/217/CE), sono nate al fine di garantire un livello di prestazioni tale da consentire il libero transito di convogli ferroviari su tutte le linee europee ad alta velocità progettate secondo le rispettive norme nazionali.

Nello specifico, per quanto concerne il comportamento strutturale si pone l'attenzione sugli effetti dinamici indotti sui ponti e viadotti dal transito dei convogli. Tale aspetto, nelle STI 2002, era molto generale e non forniva esaustive informazioni: ad esempio non era specificato su quali opere effettuare le analisi dinamiche, che tipo di analisi effettuare (flessionale o flessio-torsionale) e quali parametri della struttura considerare (massa, rigidità, smorzamento, numero di binari da caricare, etc.). Le incertezze su come effettuare le analisi dinamiche sono state superate con l'aggiornamento delle STI 2008, che contengono un paragrafo specifico relativo alle analisi dinamiche e che fanno riferimento alla norma EN 1991-2 "Actions on structures – Part 2: traffic loads on bridges".

1. Introduction

The need to subject a railway bridge to dynamic analysis comes from the fact that repetitive transit of traffic loads with approximately evenly spaced axles can excite the structure and, in particular circumstances, induce resonance phenomena. Where the frequency level of the excitement is close to the structure's frequency, it is possible that the vibrations caused by the subsequent transit of axles on the structure may be excessive.

The main factors influencing the dynamic behaviour of a railway deck are on the one hand modal parameters such as its frequency, damping and modal forms, which can be directly correlated to the structure's characteristics (clear span, mass, inertia etc.), and on the other hand the effects of load transit. The latter depend, in turn, on multiple factors such as:

- the speed of the vehicle crossing the bridge;
- the number of axles, distance between axles and axle loads;
- vertical irregularities of the track;
- the characteristics of the vehicle's suspensions, the amortised and non amortised mass;
- the vehicle's imperfections (wheel faceting and ovalisation, suspension defects, etc.);
- the track's dynamic characteristics (ballasts, sleepers, track components, etc.).

In order for a high speed railway line to achieve interoperability it is necessary to ensure the Interoperability Technical Specifications (TSI) are respected; these specifications cover design, construction, planning and management of infrastructure and rolling stock.

The first Technical Specifications, released following the 96/48/CE Board directive dated 23.07.1996 and published in the European Community Official Gazette (ECOG) on 12.09.2002 (2002/732/CE), and successively amended by publication in the ECOG the 19.03.2008 (2008/217/CE), were developed to guarantee performance levels which would allow free transit of railway vehicles on all European high speed lines designed according to their respective national rules.

Specifically, as regards to structural behaviour, the focus is on the dynamic effects of vehicle transit on bridges and viaducts. This topic was covered only generally in the 2002 TSI's and did not provide exhaustive information: for example, they did not specify on which type of infrastructure dynamic analysis should be conducted, which type of analysis to conduct (flexural or flexural-torsional) and which parameters of the structure to take into consideration (mass, stiffness, damping, the number of tracks to load, etc.). The uncertainties on how to perform dynamic analyses were overcome with the updated 2008 TSI's, which contain a specific paragraph on dynamic analyses referring to norm EN 1991-2 "Actions on structures – Part 2: traffic loads on bridges".

Le verifiche che vengono condotte a riguardo di tali analisi consistono nel controllare che gli effetti associati al transito del cosiddetto Treno Dinamico Universale (serie di modelli convenzionali di carico che raccolgono tutti i possibili convogli circolanti) siano inferiori a quelli associati ai modelli di carico convenzionali impiegati per il calcolo della resistenza e delle deformazioni. In caso contrario gli effetti di tale modello vengono sostituiti da quelli corrispondenti al Treno Dinamico Universale stesso. Inoltre, è necessario verificare i valori dell'accelerazione massima dell'impalcato e, a garanzia di un buon comfort di marcia per i passeggeri, limitare i valori della freccia verticale al transito del modello di carico LM71, utilizzato per il dimensionamento strutturale dell'impalcato.

Le norme per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari attualmente in vigore contengono, in parte, ciò che prescrivono le STI 2008. In particolare, secondo le Istruzioni I/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" del 13.01.97 è necessario effettuare un'analisi dinamica se la velocità della linea è maggiore di 220 km/h o quando le caratteristiche delle strutture non rientrano all'interno di un determinato range (condizioni diverse da quanto prescritto dalle STI 2008). Mentre i modelli di carico utilizzati per le STI 2008 non sono contemplati nelle Istruzioni sopra citate, il limite di accelerazione risulta essere allineato a quello prescritto dalle STI 2008, ed i limiti di freccia per il comfort dei passeggeri secondo le istruzioni ferroviarie risultano essere più cautelativi rispetto a quanto prescritto dalle STI 2008.

Anche il "Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14.1.2008. Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" non fornisce indicazioni complete su come effettuare le analisi dinamiche e quali modelli di carico utilizzare, prescrivendo "Per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in fig. 5.2.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto".

Inoltre il citato DM 14.01.2008 non fornisce i limiti di accelerazione e i limiti di comfort per i passeggeri, rimandando, ovviamente, a specifica Istruzione Tecnica da parte del Gestore dell'Infrastruttura.

Di seguito si descrivono i punti più salienti delle STI 2002 (paragrafo 2.1) e delle STI 2008 (paragrafo 2.2) per quanto concerne le verifiche necessarie per rendere interoperabile una nuova linea A.V.; successivamente viene riportato il caso di studio nel quale vengono descritte tutte le tipologie di viadotti analizzati e la metodologia delle analisi dinamiche condotte (paragrafo 3); infine vengono riportati i risultati, mediante diagrammi, ottenuti dalle analisi effettuate (paragrafo 4).

The verifications carried out with regards to such analyses consist in ensuring the effects associated with the transit of the so called Universal Dynamic Train (a series of conventional load models covering all possible vehicles in circulation) are lower than those associated with the conventional load models used for resistance and deformation calculation. The effects of such model should be substituted by those corresponding to the Universal Dynamic Train itself. In addition, it is necessary to check the deck's maximum acceleration values and, in order to guarantee a good level of comfort for passengers, limit vertical deflection values upon transit of the LM71 load model, utilised for the deck's structural dimensioning.

The rules currently in use for design and construction of railway bridges partly contain those prescribed by the 2008 TSI's. In particular, according to the I/SC/PS-OM/2298 Instructions "Overloads for railway bridge calculation – Instructions for design, construction and verifications" dated 13.01.97 it is necessary to perform a dynamic analysis if the line speed exceeds 220 km/h or when the structure characteristics do not fall inside a specified range (different conditions than those prescribed by the 2008 TSI's). Whilst load models used for the 2008 TSI's are not covered by the above mentioned Instructions, the acceleration limit is aligned to that prescribed by the 2008 TSI's, and the deflection limits for passenger comfort, according to railway instructions are more cautious compared to those prescribed by the 2008 TSI's.

Even the "Decree of The Minister of Infrastructure dated 14.1.2008. Approval of the technical rules for constructions" fails to provide exhaustive guidelines on how to perform dynamic analyses and which load models to utilise, prescribing as follows: "For common bridge types, where running speed exceeds 200 km/h and where the structure's frequency does not fall within the curve shown in fig. 5.2.7 and in any case for those non conventional bridges (cable-stayed bridges, suspension bridges, high clear span bridges, steel bridges not conforming to the types used within the railway industry, etc.) a dynamic analysis shall be conducted utilising real vehicles and control parameters specifically related to the infrastructure and the type of traffic thereby forecasted".

In addition, the above mentioned Ministerial Decree dated 14.01.2008 does not specify the acceleration and passenger comfort limits, for which it clearly refers to a specific Technical Directive issued by the Infrastructure Management.

The most important points of the 2002 TSI's (paragraph 2.1) and 2008 TSI's (paragraph 2.2) hereby follow with reference to the necessary verifications required to ensure a new High Speed line is interoperable; following that, a case study is detailed where all types of viaduct analysed and the methodology of the analyses conducted are described (paragraph 3); finally results obtained from the analyses conducted are reported by use of diagrams (paragraph 4).

2. Specifiche Tecniche d'Interoperabilità

2.1. Specifiche Tecniche d'Interoperabilità 2002

Come accennato nell'introduzione le STI 2002 non forniscono indicazioni precise su come effettuare l'analisi dinamica; ma comunque prescrivono le seguenti verifiche:

- verifica di comfort;
- verifica di resistenza;
- verifica di sicurezza.

Per la *verifica di comfort* tali specifiche fanno riferimento alla norma sperimentale ENV 1991-3 "Basis of design and actions on structures. Part 3: Traffic loads on bridges" secondo la tabella 2.1.1. che, per viadotti con "n" campate semplicemente appoggiate ($n \geq 3$) prevede i seguenti valori della inflessione limite verticale δ per un solo binario carico con il modello di carico LM71; tale modello viene assunto per la progettazione dei ponti e viadotti ferroviari secondo la normativa attualmente vigente (fig. 2.1.1).

Tale verifica viene condotta mediante analisi statica.

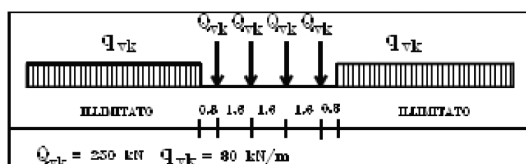


Fig. 2.1.1 - Treno di carico LM71. LM71 Load Model.

TABELLA - TABLE 2.1.1

VALORI LIMITE δ/L PER LA MASSIMA FRECCIA VERTICALE DI VIADOTTI A TRE O PIÙ CAMPATE SEMPLICEMENTE APPOGGiate E PER ACCELERAZIONI IN CARROZZA PARI A $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$ SECONDO LE STI 2002

δ/L LIMIT VALUES FOR THE MAXIMUM VERTICAL DEFLECTION OF VIADUCTS WITH THREE OR MORE SIMPLY SUPPORTED SPANS AND FOR COACH ACCELERATIONS EQUAL TO $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$ ACCORDING TO THE 2002 STI'S

Velocità del treno (km/h) Train Speed (kms/hr)	Luce della campata (m) Span Clearance (mt)				
	$L \leq 15$	$15 < L \leq 30$	$30 < L \leq 50$	$50 < L \leq 90$	$90 < L \leq 120$
$V \leq 120$	1/800	1/900	1/800	1/600	1/600
$120 < V \leq 160$	1/900	1/1200	1/1200	1/800	1/600
$160 < V \leq 200$	1/1000	1/1400	1/1500	1/1300	1/600
$200 < V \leq 280$	1/1200	1/1500	1/2100	1/2100	1/1400
$280 < V \leq 360$	1/1500	1/1600	1/2100	1/2400	1/2200

I valori limite δ/L devono essere moltiplicati per:

- un coefficiente pari a 1,1 per le strutture continue;
- un coefficiente pari a 2,0 per le strutture ad una campata;
- un coefficiente pari a 1,5 per le strutture a due campate.

2. Technical Specifications for Interoperability

2.1. 2002 Technical Specifications for Interoperability

As mentioned in the introduction, the 2002 TSI's do not provide precise guidelines on how to perform a dynamic analysis; however they do prescribe the following control checks:

- comfort check;
- resistance check;
- safety check.

For the *comfort check* these specifications refer to the experimental norm ENV 1991-3 "Basis of design and actions on structures. Part 3: Traffic loads on bridges" according to table 2.1.1. which, for viaducts with "n" simply supported spans ($n \geq 3$) prescribes the following deflection values with vertical limit δ for a single track with the LM71 load model; this model is adopted for the design of railway bridges and viaducts according to the rules currently in force (fig. 2.1.1).

This control check is conducted through static analysis.

The δ/L limits should be multiplied by:

- a coefficient equal to 1.1 for continuous structures;
- a coefficient equal to 2.0 for single span structures;
- a coefficient equal to 1.5 for dual span structures.

For the *resistance and safety* control checks the 2002 TSI's do not provide precise guidelines on how to perform a dynamic analysis; in particular they prescribe as follows: "In order to guarantee dynamic behaviour to sustain current and future traffic, constructions should be made with reference to ten vehicle model types (see Appendix I TSI's) which are overall referred to as Universal Dynamic Trains (TDU). Such control checks must be conducted for speeds varying between 0 km/h and 1.2 V km/h, with V equal to line speed; it is necessary to additionally check that effects induced by universal dynamic trains fall within the range of the load model utilised to calculate resistance and deformations. Otherwise this model should be replaced by the universal dynamic train itself" (resistance control check).

For the *safety control check* the 2002 TSI's specify that the maximum acceleration in the middle of each bridge deck (or of the platform elements) should be less than the allowed acceleration, equal to 0.35 g for a construction with superstructure on ballasts and 0.5 g for a construction without ballasts.

2.2. 2008 Interoperability Technical Specifications

In order to respect 2008 TSI prescriptions it is necessary to conduct the following control checks:

- comfort control check;

Per le verifiche di resistenza e di sicurezza le STI 2002 non forniscono indicazioni precise su come effettuare l'analisi dinamica; in particolare prescrivono "Per garantirne il comportamento dinamico a fronte del traffico attuale o futuro, le opere d'arte devono essere costruite facendo riferimento a dieci convogli-tipo (cfr. l'allegato I delle presenti STI) che vengono nel loro complesso chiamati Treno Dinamico Universale (TDU). Tali verifiche devono essere effettuate per velocità che variano fra 0 km/h e 1,2 V km/h, essendo V la velocità della linea; occorre altresì verificare che gli effetti del treno dinamico universale rientrino in quelle del modello di carico impiegato per calcolare la resistenza e le deformazioni. In caso contrario tale modello deve essere sostituito dal treno dinamico universale stesso" (verifica di resistenza).

Per la verifica di sicurezza le STI 2002 impongono che l'accelerazione massima nella mezzera di ogni impalcato del ponte (o degli elementi della piattaforma) deve essere inferiore all'accelerazione ammissibile, pari a 0,35 g per un'opera con armamento su ballast ed a 0,5 g per un'opera senza ballast.

2.2. Specifiche Tecniche d'Interoperabilità 2008

Al fine di rispettare quanto prescritto dalle STI 2008 è necessario effettuare le seguenti verifiche:

- verifica di comfort;
- verifica di resistenza;
- verifica di sicurezza.

Per la verifica di comfort, la norma EN1990 "Basis of structural design", a cui fanno riferimento le STI 2008, impone dei limiti alla massima inflessione verticale δ , dovuta alla presenza del solo modello di carico LM71 incrementato con il coefficiente dinamico di progetto; tale valore deve essere inferiore a quello ammissibile fornito dal diagramma di fig. 2.2.1.

Tale verifica viene condotta mediante analisi statica.

Le verifiche di resistenza e di sicurezza, invece, vengono condotte mediante analisi dinamiche. A riguardo, le norme EN 1991-2 a cui si riferiscono le STI 2008, forniscono anche indicazioni su quale tipologia di viadotto effettuare tali analisi, sulla base del diagramma di flusso di fig. 2.2.2.

Percorrendo il diagramma di flusso di fig. 2.2.2 si evince che per alcune tipologie di impalcato definite "semplici", cioè ponti semplicemente appoggiati con sole travi longitudinali o con comportamento a piastra e con trascurabili effetti di obliquità su appoggi rigidi, e di lunghezza maggiore

- resistenza check;
- safety check.

With regards to *comfort control checks*, the EN1990 norm "Basis of structural design", to which the 2008 TSI's refer, sets maximum vertical deflection limits δ , due to the unique of the LM71 load model increased by the project's dynamic coefficient; such value must be less than the allowed value provided by the diagram in fig. 2.2.1.

Such control check is conducted by static analysis.

The *resistance and safety control checks*, are conducted by dynamic analysis. In this regard, the EN 1991-2 norms to which the 2008 TSI's refer, also provide indications on which types of viaducts to conduct such analyses, on the basis of the flux diagram in fig. 2.2.2.

By following the flux diagram in fig. 2.2.2 we can see that for some deck types defined as "simple", in other words simply supported bridges with only longitudinal beams or with plate behaviour and with minor obliquity effects on rigid supports, and with lengths exceeding 40 m, whose characteristics fall within the limits of the curve illustrated in fig. 2.2.3, dynamic analysis is not necessary.

Instead for other deck types, for example simple structures less than 40 m in length and with a flexural to torsional frequency ratio lower than 1.2, a dynamic analysis is necessary considering both torsional and flexural modes.

According to the 2008 TSI's the dynamic effects of the real train can be represented by a series of concentrated moving forces and the effects of interaction between the vehicle's mass and the structure's mass can be ignored. The analysis must take into consideration the variations between the axial forces for the entire length of the train and the variations of the distance between single axles or group of axles.

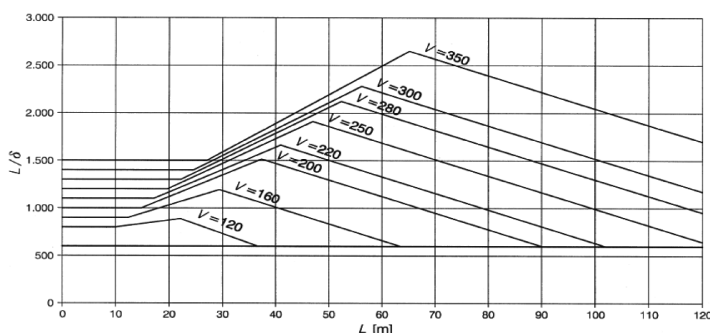


Fig. 2.2.1 – Valori limite L/δ validi per viadotti con impalcato semplicemente appoggiati aventi tre o più campate corrispondenti all'accelerazione ammissibile verticale pari a $b_v=1 \text{ m/s}^2$ in carrozza secondo STI 2008. Limit values L/δ valid for viaducts with simply supported decks with three or more spans corresponding to the maximum allowed in coach vertical acceleration equal to $b_v=1 \text{ m/s}^2$ according to the 2008 STI.

di 40 m, le cui caratteristiche rientrano nei limiti del fuso riportato in fig. 2.2.3, non è necessaria l'analisi dinamica.

Invece per altre tipologie di impalcato, per esempio strutture semplici di lunghezza minore di 40 m e con rapporto tra la frequenza flessionale e quella torsionale minore di 1,2, è necessaria un'analisi dinamica considerando sia i modi torsionali che quelli flessionali.

Secondo le STI 2008 gli effetti dinamici del treno reale possono essere rappresentati da una serie di forze concentrate viaggianti e gli effetti dell'interazione fra la massa del veicolo e la massa della struttura possono essere trascurate. L'analisi deve prendere in considerazione le variazioni delle forze assali per tutta la lunghezza del treno e le variazioni dell'interesse dei singoli assali o dei gruppi di assali.

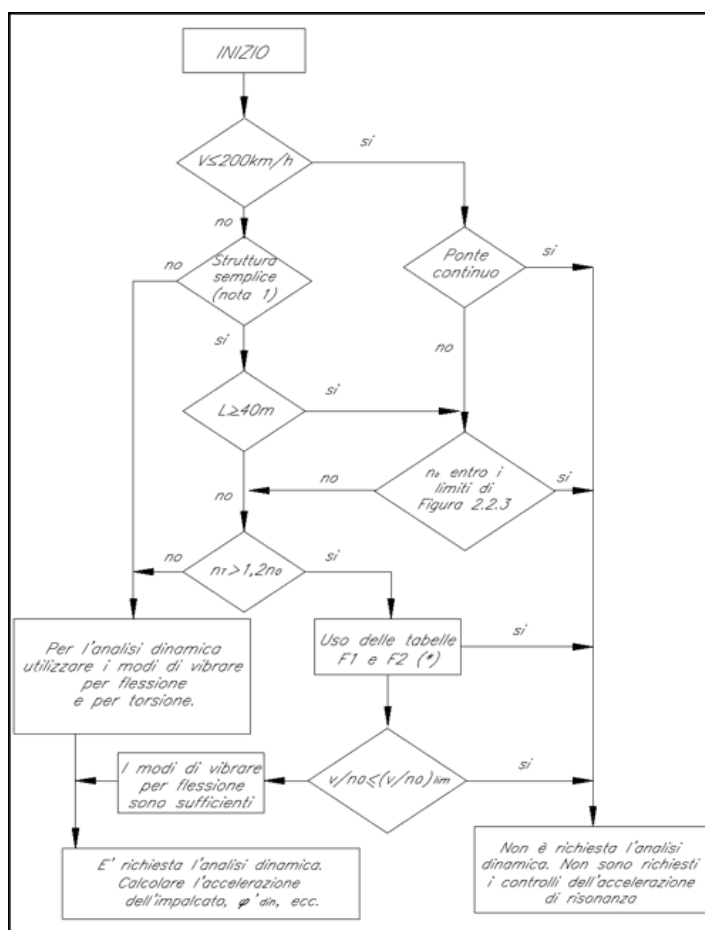
Quando rilevanti, le tecniche di analisi devono tenere in conto i seguenti comportamenti dinamici della struttura:

- per strutture complesse, la vicinanza di frequenze successive e le relative forme modali dell'oscillazione;
- l'interazione fra modi flessionali e torsionali;
- il comportamento di elementi locali di impalcato (solette sottili e telai trasversali di ponti a via inferiore o tralicciati);
- il comportamento obliquo delle piastre, etc.

La norma EN 1991-2, a cui fanno riferimento le STI 2008, prescrive che per le linee internazionali, dove sono applicabili i criteri di interoperabilità dell'alta velocità europea, l'analisi dinamica deve essere sviluppata usando il Modello di Carico HSLM (High Speed Load Model). Tale modello è composto da due distinti treni universali con lunghezza dei vagoni variabile, HSLM-A e HSLM-B; tali treni universali sono diversi, per numero di carrozze, interassi e carichi assiali, dai modelli di carico dei treni reali per alta velocità (ICE, TGV, ETR).

I modelli di carico HSLM-A o HSLM-B devono applicarsi in accordo con i requisiti della tabella 2.2.1.

Il modello di carico HSLM-A è definito in fig. 2.2.4 ed in tabella 2.2.2.



(*) Le tabelle F1 e F2 sono riportate nella norma EN 1991-2 nell'annesso F. The F1 and F2 tables are illustrated in the EN 1991-2 norm in annex F.

Fig. 2.2.2 – Diagramma di flusso per l'effettuazione delle verifiche dinamiche di un impalcato ferroviario. Flux diagram for performing dynamic control checks on a railway deck.

When significant, technical analyses should take into account the structure's following dynamic behaviours:

- for complex structures, the closeness of successive frequencies and relative oscillation modal form;
- the interaction between flexural and torsional modes;
- the behaviour of local deck elements (thin slabs and transversal frames of through arch bridges and pylon bridges);
- the oblique plate behaviour, etc.

The EN 1991-2 norm, to which the 2008 TSI's refer, prescribes that, for international lines, where European High Speed interoperability criteria are applied, dynamic

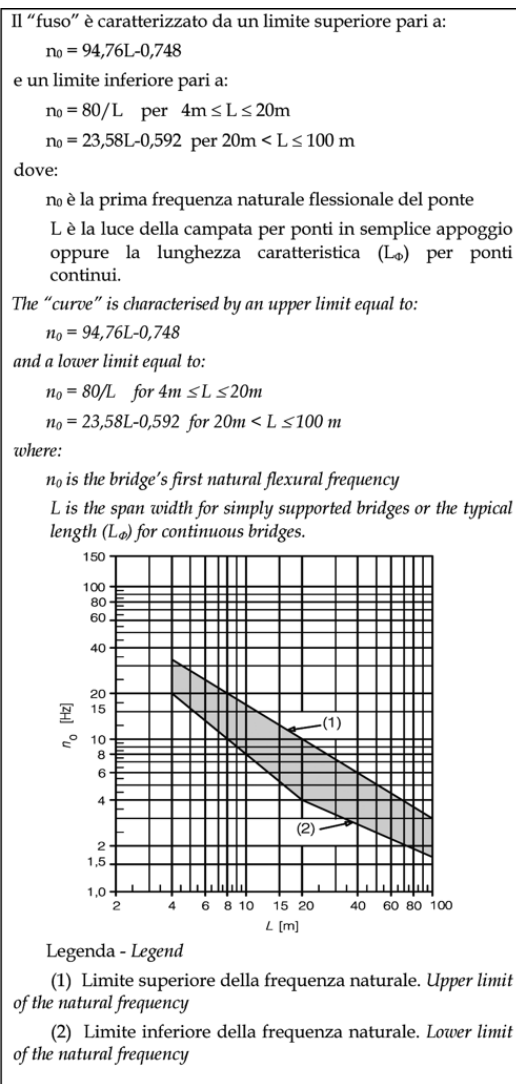


Fig. 2.2.3 – Limiti della frequenza propria n_0 in Hz in funzione della luce della campata. Frequency limits n_0 in Hz as a function of span width.

Il modello di carico HSLM-B consiste in N forze concentrate di 170 kN ad un interasse costante d [m] dove N e d sono definiti nelle figg. 2.2.5 e 2.2.6.

Per l'analisi dinamica del ponte deve essere considerata un solo binario caricato nella posizione più sfavorevole.

Per ogni treno costituente il modello di carico HSLM devono essere considerate una serie di velocità fino alla

analisi should be developed using the HSLM Load Model (High Speed Load Model). Such model is composed of two distinct universal trains with variable coaches, HSLM-A and HSLM-B; such trains differ from High Speed real train load models (ICE, TGV, ETR) by the number of coaches, the distance between axles and axle loads. The HSLM-A or HSLM-B load models must be applied in accordance with requirements of table 2.2.1.

The HSLM-A load model is defined in fig. 2.2.4 and in table 2.2.2.

The HSLM-B load model consists in N concentrated forces of 170 kN with a constant distance between axles d [m] where N and d are defined as in figures 2.2.5 e 2.2.6.

For the bridge dynamic analysis, a single track in the least favourable position should be considered.

TABELLA - TABLE 2.2.1

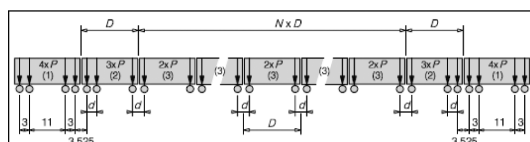
APPLICAZIONE DEI MODELLI DI CARICO HSLM
APPLICATION OF HSLM LOAD MODELS

Tipologia strutturale Structure type	Campata Span	
	$L < 7\text{m}$	$L \geq 7\text{m}$
Campata in semplice appoggio ^a Simply supported span ^a	HSLM-B	HSLM-A
Strutture continue ^a o Strutture complesse ^c Continuous Structures ^a Or Complex Structures ^c	HSLM-A Treni da A1 a A10 ^b Trains from A1 to A10 ^b	HSLM-A Treni da A1 a A10 ^b Trains from A1 to A10 ^b

a - Valido per ponti con sole travi longitudinali o piastre a comportamento semplice con effetti di obliquità trascurabili su appoggi rigidi. Valid for bridges with only longitudinal beams or plates with simplified behaviour with negligible obliquity effects over rigid supports.

b - Si raccomanda che tutti i treni da A1 a A10 siano utilizzati nel progetto. It is recommended that all trains from A1 to A10 should be utilised in the project.

c - Ogni struttura non contemplata nelle regole precedenti. Per esempio strutture oblique, ponti con comportamento torsionale significativo, strutture a via inferiore con modi significativi di vibrare della soletta e dell'orditura principale, ecc. In aggiunta, per strutture complesse con modi di vibrare dell'impalcato e delle travi principali significativi (per esempio ponti a via inferiore con soletta sottile) si raccomanda che sia applicato l'HSLM-B. Any structure not considered in the above rules. For example oblique structures, bridges with significant torsional behaviour, through arch structures with significant modes of vibration of the slab and the main structure, etc. In addition, for complex structures with significant modes of deck and main beam vibration (for example through arch bridges with thin slab) it is recommended that the HSLM-B is applied.

Fig. 2.2.4 – Modello di carico HSLM-A. *HSLM-A Load Model*.

massima velocità di progetto. La massima velocità di progetto deve generalmente essere 1,2x la massima velocità della linea.

La EN 1991-2 a cui fanno riferimento le STI 2008 raccomanda che i calcoli vengano sviluppati per velocità da 10 km/h fino alla massima velocità di progetto. In corrispondenza delle velocità di risonanza raccomandano intervalli di velocità ancora più ravvicinati.

Inoltre, essendo il picco di risposta della struttura strettamente correlato allo smorzamento strutturale, la norma EN 1991-2 a cui fanno riferimento le STI 2008 raccomanda che nelle analisi dinamiche vengano utilizzati i valori di smorzamento riportati in tabella 2.2.3. Possono comunque essere utilizzati valori di smorzamento alternativi in accordo con le autorità competenti di ogni singolo stato, così come scelto dalle ferrovie italiane in considerazione di specifiche esperienze sperimentali.

Per campate con lunghezze inferiori a 30 m gli effetti di interazione dinamica fra massa del veicolo e massa dell'impalcato riducono la risposta di picco alla risonanza. Tali effetti possono essere presi in conto attraverso lo sviluppo di un'analisi di interazione dinamica veicolo/struttura oppure incrementando il valore dello smorzamento assunto per la struttura, in accordo con la fig. 2.2.7.

Per travi continue è raccomandato che sia usato il più piccolo valore di $\Delta\zeta$ per tutte le campate.

TABELLA - TABLE 2.2.2

MODELLO DI CARICO HSLM-A
HSLM-A LOAD MODEL

Treno Universale Universal Train	Numero di vagoni intermedi Number of intermediate coaches N	Lunghezza dei vagoni Coach length D [m]	Interasse fra gli assi del carrello Distance between carriage axles d [m]	Forza concentrata Concentrated Force P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

For every train constituting the HSLM load model, a series of speeds running up to a maximum project speed should be considered. The maximum project speed should generally be equal to 1.2 times the maximum line speed.

The EN 1991-2 norm to which the 2008 TSI's refer, recommends that calculations should be made for speeds from 10 km/h to the maximum project speed. In correspondence to the resonance speed, even closer speed intervals are recommended.

In addition, as the structure's response peak is tightly correlated to the structural damping, the EN 1991-2 norm to which the 2008 TSI's refer recommends that dynamic analyses utilise the damping values indicated in table 2.2.3. Alternative damping values may be utilised in accordance to requirements of each nation, as decided by the Italian Railways with respect to specific experimental conditions experienced.

For span lengths lower than 30 m the effects of the dynamic interaction between mass of the vehicle and mass of the deck reduce the resonance peak response. These effects may be taken into account by developing a vehicle/structure dynamic interaction analysis or by increasing the damping value assumed for the structure under consideration, according to fig. 2.2.7.

As regards the continuous beams, it is recommended to use the lowest value $\Delta\zeta$ for all the spans.

Therefore, the overall damping to be used is:

$$\zeta_{TOT} = \zeta + \Delta\zeta$$

where

$$\Delta\zeta = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} [\%]$$

being ζ the lower limit of the critical damping percentage [%] as defined in Table 2.2.3.

After the dynamic analysis the dynamic increment must be evaluated by the following formula:

$$\varphi'_{din} = \max |y_{din} / y_{stat}| - 1$$

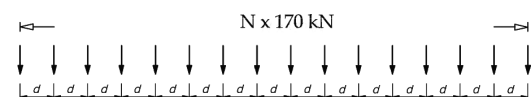
where:

y_{din} is the vertical dynamic displacement and y_{stat} the corresponding vertical static displacement in each point of the structural element, generated by the HSLM load model.

For a deck project, taking into account all the effects of traffic vertical loads, it is necessary to use the worst value between

$$(1 + \varphi'_{din} + \varphi'') \times (\text{HSLM}) \quad (2.2.1)$$

and

Fig. 2.2.5 – Modello di carico HSLM-B. *HSLM-B Load Model*.

Pertanto, lo smorzamento totale da utilizzare è dato da:

$$\zeta_{TOT} = \zeta + \Delta\zeta$$

dove

$$\Delta\zeta = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} [\%]$$

essendo ζ il limite inferiore della percentuale di smorzamento critico [%] definita in tabella 2.2.3.

Effettuata l'analisi dinamica viene valutato l'incremento dinamico, fornito dalla seguente espressione:

$$\varphi'_{din} = \max |y_{din} / y_{stat}| - 1$$

dove:

y_{din} è lo spostamento verticale dinamico e y_{stat} il corrispondente spostamento verticale statico in ogni punto dell'elemento strutturale dovuto al modello di carico HSLM.

Per il progetto di un impalcato, tenendo conto di tutti gli effetti dei carichi verticali da traffico, bisogna utilizzare il valore più sfavorevole fra:

$$(1 + \varphi'_{din} + \varphi'') \times (\text{HSLM}) \quad (2.2.1)$$

e

$$\Phi \times (\text{LM71}'' + \text{SW}/0) \quad (2.2.2)$$

dove:

HSLM è il Modello di Carico per linee ad alta velocità;

LM71''+SW/0 è il Modello di Carico LM71 e per ponti continui, se rilevante, il modello di Carico SW/0 (o dove richiesto il carico verticale classificato moltiplicato per il coefficiente di adattamento α);

Φ è il coefficiente di incremento dinamico di progetto.

TABELLA - TABLE 2.2.3

VALORI DI SMORZAMENTO
DAMPING VALUES

Tipologia di ponte Bridge typology	ζ Limite inferiore della percentuale di smorzamento critico [%] ζ Lower limit of the critical damping percentage [%]	
	Campata $L < 20\text{m}$ Span $L < 20\text{m}$	Campata $L \geq 20\text{m}$ Span $L \geq 20\text{m}$
Acciaio e misto Steel and mixed	$\zeta = 0.5 + 0.125 (20-L)$	$\zeta = 0.5$
cemento armato precompresso pre-stressed reinforced concrete	$\zeta = 1.0 + 0.07 (20-L)$	$\zeta = 1.0$
Solettoni a travi incorporate e cemento armato incorporated beam and reinforced concrete slab bridge	$\zeta = 1.5 + 0.07 (20-L)$	$\zeta = 1.5$

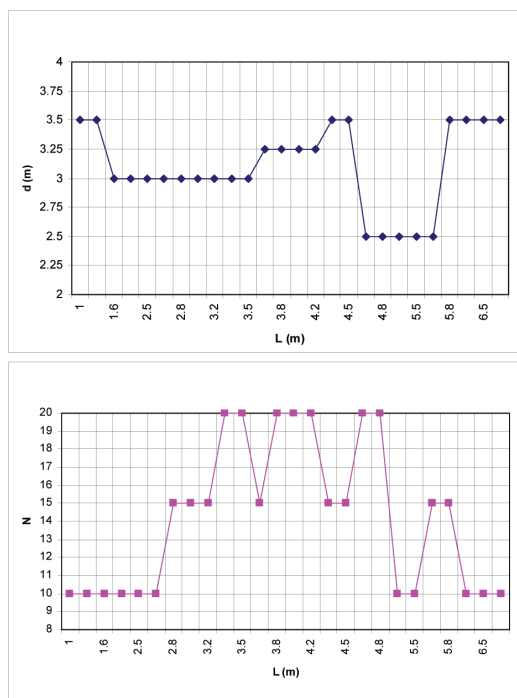


Fig. 2.2.6 – Modello di carico HSLM-B. L è la lunghezza della campata [m] o dell'elemento strutturale secondario. I valori d e N sono relativi alla fig. 2.2.5. *HSLM-B Load Model. L is the clear span [m] or the length of the secondary structural element. The values d and N are related to fig. 2.2.5.*

$$\Phi \times (\text{LM71}'' + \text{SW}/0) \quad (2.2.2)$$

where:

HSLM is the Load Model for high speed lines.

LM71''+SW/0 is the Load Model LM71 and for continuous bridges, if considerable, the Load

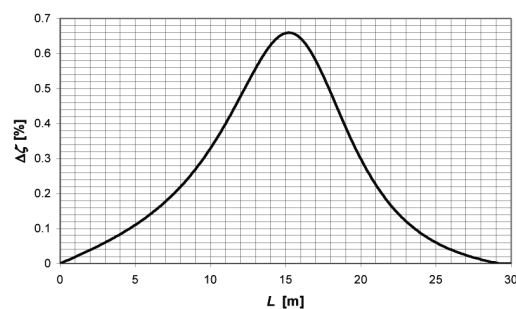


Fig. 2.2.7 – Smorzamento aggiuntivo $\Delta\zeta$ [%] funzione della lunghezza della campata L [m]. *Additional damping $\Delta\zeta$ [%] as a function of the span length L [m].*

Il coefficiente ϕ'' è l'incremento delle sollecitazioni dinamiche (tensioni, inflessioni, accelerazioni dell'impalcato del ponte, etc.) dovuto ai difetti del binario e alle imperfezioni del veicolo, ed è dato dalla seguente formula:

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right]$$

$$\phi'' \geq 0$$

con: $\alpha = v/22$ se $v \leq 22$ m/s

$\alpha = 1$ se $v > 22$ m/s

dove:

v è la massima velocità permessa del veicolo [m/s];

n_0 è la prima frequenza naturale a flessione del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz];

L_ϕ è la lunghezza caratteristica [m];

ϕ'' viene moltiplicato per 0.5 per binari con elevato standard manutentivo (per esempio per le linee A.V.) e per 1 per binari con normale standard manutentivo.

La verifica di resistenza prescritta dalle STI 2008 consiste nell'utilizzare il valore più sfavorevole tra la (2.2.1) e la (2.2.2).

Invece, al fine di soddisfare la verifica di sicurezza, prescritta dalle STI2008, è necessario che l'accelerazione massima, valutata sempre mediante l'analisi dinamica, sia inferiore a 0,35 g per un'opera con armamento su ballast ed a 0,5 g per un'opera con armamento su attacco diretto.

3. Caso di studio

Di seguito viene riportata la metodologia con la quale sono state condotte le analisi dinamiche degli impalcati della tratta AV/AC Milano-Bologna.

La valutazione degli effetti dinamici è stata effettuata adottando sia un'analisi semplificata, quando possibile, descritta nell'allegato A dell'Istruzione I/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo", sia un'analisi più complessa, utilizzando dei modelli agli elementi finiti con l'ausilio di time-history.

Per l'analisi semplificata, considerando che l'equazione del moto di un sistema è data dall'equazione (3.1) e che per una trave semplicemente appoggiata la risposta dinamica è governata dal 1° modo flessionale (fig. 3.1), si può approssimare la deformata alla prima forma modale.

$$m_1 \ddot{q} + r_1 \dot{q} + k_1 q = Q(t) \quad (3.1)$$

essendo:

- m_1 è la massa modale, dovuta a peso proprio e carico permanente portato, relativa al primo modo di vibrazione;
- k_1 è la rigidezza modale definita dalla relazione:

Model SW/0 (or when required the vertical load multiplied by the adapting coefficient α);

Φ is the project dynamic increasing coefficient.

Coefficient ϕ'' represents the increment of the dynamic stresses (tensions, deflections and accelerations of the bridge deck, etc.) due to track defects and vehicle imperfections; it is expressed by the following formula:

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right]$$

$$\phi'' \geq 0$$

with: $\alpha = v/22$ if $v \leq 22$ m/s

$\alpha = 1$ if $v > 22$ m/s

where:

v is the maximum permitted speed of the vehicle [m/s];

n_0 is the first flexural natural frequency of the bridge under permanent loading conditions [Hz];

L_ϕ is the characteristic length [m];

ϕ'' is multiplied by 0.5 for tracks with high maintenance standard (for instance the HS lines) and by 1 for tracks with normal maintenance standard.

The resistance verification required by the TSI 2008 consists of using the most unfavorable value between (2.2.1) and (2.2.2).

In order to satisfy the safety verification, required by TSI 2008 it is instead necessary that the maximum acceleration, evaluated by means of the dynamic analysis, is lower than 0,35g for ballasted track and lower than 0.5g for direct fastened decks with track.

3. Case study

The methodology adopted for dynamic analyses of the decks of the Milan-Bologna HS/HC railway line is hereby illustrated.

The evaluation of the dynamic effects has been carried out by adopting both a simplified analysis, when possible, as described in the Annex A of the Directive I/SC/PS-OM/2298 "Overloads for railway bridge calculation - Instructions for design, execution and inspection", and a more complex analysis using finite element models and time-histories.

As regards the simplified analysis, taking into consideration that the motion equation of a system is given by the equation (3.1) and the dynamic response of a simply supported beam is governed by the first flexural mode (fig. 3.1), the deformed shape can be approximated to the first modal form.

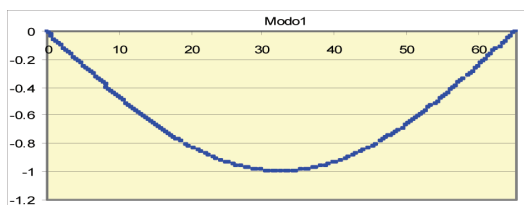


Fig. 3.1 – Primo modo di vibrare per una trave semplicemente appoggiata. First vibration mode for a simply supported beam.

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1}$$

essendo

$$\omega_1 = 2 \pi n_0$$

dove n_0 [Hz] rappresenta la prima frequenza propria dell'impalcato valutabile, per travi semplicemente appoggiate ed in forma approssimata, tramite la seguente formula:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}}$$

ove δ_0 è la freccia statica [mm] in mezziera della campata dovuta ai carichi permanenti.

- r_1 è lo smorzamento modale definito dalla relazione:

$$r_1 = 2 m_1 \omega_1 \zeta$$

essendo $\zeta = r_1/r_c$ lo smorzamento adimensionale rapportato al valore critico;

$$\Phi^{(1)}(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (3.2)$$

essendo L la luce della campata in m.

Pertanto l'equazione del moto del sistema impalcato sottoposto ad una forzante esterna diventa:

$$m_i \ddot{q} + r_i \dot{q} + k_i q = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi^{(1)}(x_j) = \sum_{j=1}^{nc} F_j \sin\left(\frac{\pi}{L} x_j\right) \quad (3.3)$$

dove:

- F_j ($j=1, nc$) sono le sole forze peso, relative ai carichi che compongono il convoglio, che nel generico istante di tempo t si trovano sull'impalcato ad una distanza x_j dall'estremo di sinistra: tale posizione dipende dalla velocità di avanzamento V dei veicoli e dalla distanza dei carichi viaggianti (fig. 3.2).

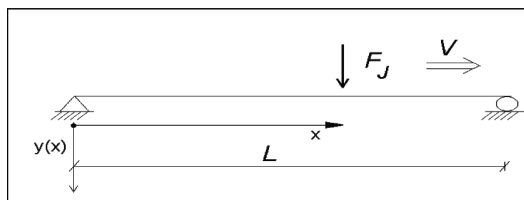


Fig. 3.2 – La forza F_j che nel generico istante di tempo si trova sull'impalcato. Force F_j that in a generic time instant is applied to the deck.

$$m_i \ddot{q} + r_i \dot{q} + k_i q = Q(t) \quad (3.1)$$

where:

- m_1 is the modal mass, due to weight and permanent load, relevant to the first vibration mode;
- k_1 is the modal stiffness defined by the following relation:

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1}$$

being

$$\omega_1 = 2 \pi n_0$$

where n_0 [Hz] represents the first natural frequency of the deck; for simply supported beams this frequency can be evaluated in an approximated way by means of the following formula:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}}$$

where δ_0 is the static deflection [mm] in the middle of the span due to permanent loads.

- r_1 is the modal damping defined by the following relation:

$$r_1 = 2 m_1 \omega_1 \zeta$$

being $\zeta = r_1/r_c$ the adimensional damping defined with respect to the critical value;

$$\Phi^{(1)}(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (3.2)$$

being L the clear span in m.

The motion equation of the deck system when subjected to an externally applied force becomes:

$$m_i \ddot{q} + r_i \dot{q} + k_i q = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi^{(1)}(x_j) = \sum_{j=1}^{nc} F_j \sin\left(\frac{\pi}{L} x_j\right) \quad (3.3)$$

where:

- F_j ($j=1, nc$) are only the weight forces relevant to the loads composing the vehicle that in a generic instant of time are applied to the deck at a distance x_j from the left end: this position depends on the running speed V of the vehicles and on the distance of the running loads (fig.3.2).

The solution of the equation 3.3 ($q(t)$) is mathematically integrated by a software using well known integration algorithms. This solution allows to determine the dynamic amplification coefficient and the maximum vertical acceleration in a generic point of the deck itself.

As an example some diagrams are hereby illustrated concerning the maximum acceleration in the middle of the span (fig. 3.3) and the dynamic coefficient (fig. 3.4) of the Piacenza 1 viaduct (steel-concrete mixed structure special span) upon passing of the 10 HSLM-A vehicles. For the same viaduct, the displacement time-history (fig. 3.5) and the acceleration time history (fig. 3.6) upon passing of the type-A9 vehicle at a speed of 280 km/h are presented in the sequel.

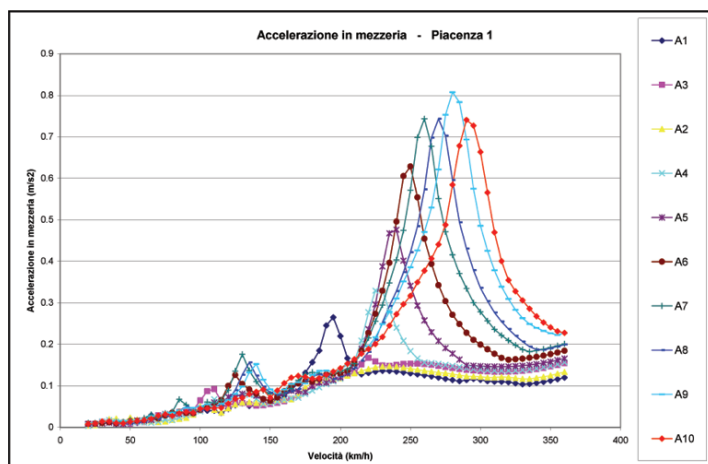


Fig. 3.3 – Andamento dell'accelerazione massima in mezzaria del viadotto Piacenza 1 (campata speciale a struttura mista acciaio-clt) al transito dei 10 convogli HSLM-A. *Maximum acceleration performance in the middle of the Piacenza 1 Viaduct (special span with steel-concrete mixed structure) upon passing of the 10 HSLM-A vehicles.*

La soluzione dell'equazione 3.3 ($q(t)$) viene integrata numericamente da un software che si basa su algoritmi noti di integrazione numerica al passo. Da questa soluzione si ricava il coefficiente di amplificazione dinamica e l'accelerazione verticale massima in un punto qualsiasi dell'impalcato stesso.

A titolo di esempio si riporta di seguito l'andamento dell'accelerazione massima in mezzaria (fig. 3.3) e del coefficiente dinamico (fig. 3.4) del viadotto Piacenza 1 (campata speciale a struttura mista acciaio-clt) al transito dei 10 convogli HSLM-A e le time-history dello spostamento (fig. 3.5) e dell'accelerazione (fig. 3.6) al transito del convoglio tipo A9 alla velocità di 280 km/h.

Nello specifico sono state studiate tutte le tipologie di impalcato presenti nella tratta Milano-Bologna: in semplice appoggio (c.a.p., a struttura mista acciaio-clt, travi incorporate, travi a cassone, profili aperti in c.a.p.) (tabella 3.1) e continui (solettone, profili aperti in c.a.p., tralicellare) (tabella 3.2). In totale sono state analizzate 40 differenti tipologie di impalcato.

Nelle figure 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11 vengono riportate le sezioni di impalcato, con binario su ballast, più ricorrenti della tratta Milano-Bologna.

Per le tipologie in semplice appoggio, classificabili come "strutture semplici", verificato che la frequenza tor-

All the deck typologies of the Milan-Bologna High Speed railway section have been here studied: simply supported decks (pre-stressed concrete, steel-concrete mixed structure, incorporated beams, box girders, pre-stressed concrete open profiles) (Table 3.1) and continuous decks (slab, pre-stressed concrete open profiles, tri-cellular) (Table 3.2). 40 different deck typologies have been studied in all.

The most frequent deck cross-sections (with tracks laying on the ballast) of Milan-Bologna railway line are here illustrated.

For the simply supported typologies, classified as "simple structures", after verifying that the structure torsional frequency n_t is greater than the flexural frequency n_0 by a 20%, a simplified analysis has been carried out by using only the flexural modes.

For each deck typology specific dynamic analyses have been carried out by considering the transit of each of the 10 HSLM-A type vehicles (fig. 2.2.4); all the studied viaducts have a clear span ≥ 7 m and a variable speed going from the quasi-static speed (20 km/h) up to the maximum speed set by TSI 2008 ($V_{MAX} = 1.2 \cdot V$, being $V = 300$ km/h the railway line speed) with increments of 5 km/h. For all the speed values between 20 km/h and 360 km/h the dynamic increment coefficient and the maximum acceleration in the middle of the deck have been here derived.

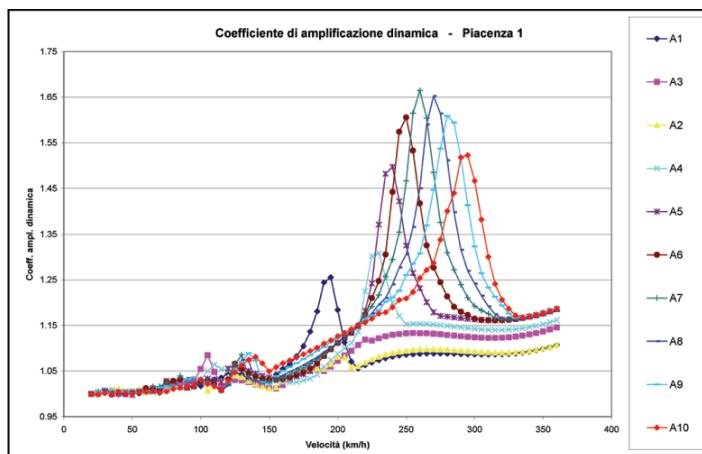


Fig. 3.4 – Andamento del coefficiente di amplificazione del viadotto Piacenza 1 (campata speciale a struttura mista acciaio-clt) al transito dei 10 convogli HSLM-A. *Amplification coefficient performance in the middle of the Piacenza 1 Viaduct (special span with steel-concrete mixed structure) upon passing of the 10 HSLM-A vehicles.*

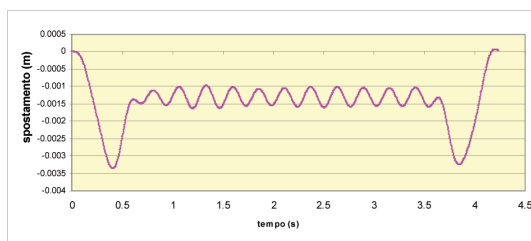


Fig. 3.5 – Time-history dello spostamento verticale in mezzeria del viadotto Piacenza 1 (impalcato a struttura mista acciaio-clt) al transito del convoglio A9 alla velocità di 280 km/h. *Time-history of the vertical displacement in the middle of the Piacenza 1 viaduct (steel-concrete mixed structure deck) upon passing of A9 vehicle at a speed of 280 km/h.*

sionale della struttura n_1 fosse maggiore del 20% rispetto alla frequenza flessionale n_0 , si è proceduto mediante l'analisi semplificata utilizzando i soli modi flessionali.

Per ogni tipologia d'impalcato analizzata sono state effettuate analisi dinamiche considerando il transito di ciascuno dei 10 convogli-tipo HSLM-A (fig. 2.2.4), essendo tutti i viadotti analizzati con luce ≥ 7 m, a velocità variabile dalla quasi statica (20 km/h) alla massima prevista dalle S.T.I. 2008 ($V_{MAX} = 1.2 \cdot V$, con $V = 300$ km/h velocità della linea), con incrementi di velocità pari a 5 km/h. Per tutti i valori di velocità fra 20 km/h e 360 km/h si sono ricavati, per ogni convoglio tipo, i valori del coefficiente di incremento dinamico e dell'accelerazione massima nella mezzeria dell'impalcato studiato.

Le opere con luce < 7 m in uso sulla tratta sono costituite esclusivamente da scatolari e tombini in c.a. che, da alcune simulazioni numeriche condotte, hanno mostrato di non essere sensibili ai fenomeni dinamici indotti dal transito di modelli convenzionali di treni reali.

I viadotti continui (tabella 3.2), anche in base a quanto riportato nella tabella 2.2.1 (nota a) della norma EN 1991-2 (Strutture continue: "Valido per ponti con sole travi longitudinali o piastre a comportamento semplice con

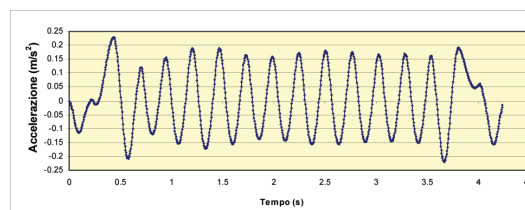


Fig. 3.6 – Time-history dell'accelerazione in mezzeria del viadotto Piacenza 1 (impalcato a struttura mista acciaio-clt) al transito del convoglio A9 alla velocità di 280 km/h. *Time-history of the acceleration in the middle of the Piacenza 1 viaduct (steel-concrete mixed structure deck) upon passing of A9 vehicle at the speed of 280 km/h.*

Structures, used in the line section under consideration, with clear span < 7 m are exclusively composed of reinforced concrete boxes and manholes that, according to some numerical simulations, have shown not to be sensitive to the dynamic effects generated upon passing of real train conventional models.

Continuous viaducts (Table 3.2), even according to the content of Table 2.2.1 (note a) of the EN 1991-2 standard (Continuous structures: "Valid for bridges with sole longitudinal beams or plates with simple behavior and negligible obliquity effects on rigid supports"), can be considered simple structures; therefore, for these structures too, it has been carried out the simplified analysis by using the sole flexural modes after verifying that $n_1 > 1.2 \cdot n_0$.

Before carrying out the dynamic verification of the different continuous bridge typologies, some dynamic tests have been executed in order to verify the correctness of that operating modality allowed by the standards; in particular the dynamic tests have considered only the flexural modes of the deck in a first case study and all the modes of the deck in a second case study; the response parameters relevant to the two case studies have been finally compared. The continuous type deck, revealed as the most "sensitive" from a dynamic point of view (Tassone

TABELLA - TABLE 3.2

ELENCO DELLE TIPOLOGIE DI IMPALCATI APPOGGIATI
LIST OF THE SUPPORTED DECK TYPOLOGIES

Tipologia di impalcato Deck typology	Numero Number	L (m)
4 cassoncini in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete 4-boxes deck	4	22.8 - 27.80
Acciaio - CLS Steel - concrete deck	10	31.1 - 52.80
Bicassone c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete 2-boxes deck	1	30.4
Monocassone bicellulare c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete single box bi-cellular deck	2	19.10 - 30.40
Profilo aperto c.a.p. Pre-stressed concrete open profile deck	3	21.50 - 29.00
Travi incorporate Embedded beam deck	13	10.00 - 24.80
Tricellulare c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete tri-cellular deck	1	43.97

ELENCO DELLE TIPOLOGIE DI IMPALCATI CONTINUI. L RAPPRESENTA IL CAMPO DI VARIABILITÀ DELLA LUCE DELLA TIPOLOGIA UTILIZZATA
LIST OF CONTINUOUS DECK TYPOLOGIES. L REPRESENTS THE RANGE OF VARIABILITY OF THE CLEAR SPAN

Tipologia di impalcato Deck typology	Numero Number	L (m)
Profilo aperto c.a.p. Pre-stressed concrete open profile deck	1	40.00 + 56.00 + 40.00
Solettone Slab deck	3	30.00 + 40.00 + 30.00 24.50 + 24.00 + 24.50 22.13 + 22.30 + 22.13
Tricellulare Tri-cellular deck	2	32.60 + 60.05 + 62.50 + 51.50 + 50.30 32.30 + 62.96 + 32.30

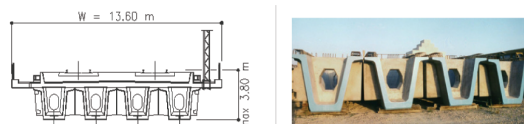


Fig. 3.7 – Impalcato a 4 cassoncini in c.a.p. *Pre-stressed reinforced concrete 4-boxes deck*.

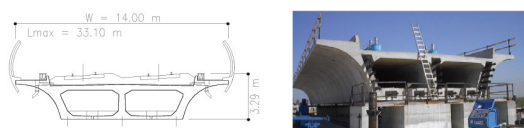


Fig. 3.9 – Impalcato a monocasone bicellulare in c.a.p. (viadotto Piacenza). *Pre-stressed reinforced concrete single box bi-cellular deck (Piacenza Viaduct)*.

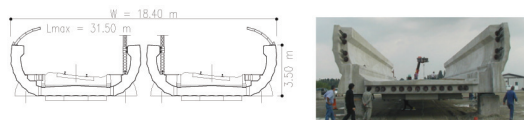


Fig. 3.11 – Impalcato a profilo aperto in c.a.p. a singolo binario (sistema Modena). *Single track pre-stressed open profile deck (Modena system)*.

effetti di obliquità trascurabili su appoggi rigidi”) risultano strutture semplici; pertanto, anche per tali strutture, verificato che $n_T > 1.2 \cdot n_0$, si è proceduto mediante analisi semplificata utilizzando i soli modi flessionali. Prima di effettuare la verifica dinamica delle diverse tipologie di ponti continui, per controllare la correttezza di questa modalità operativa consentita dalle norme si è proceduto ad effettuare delle verifiche dinamiche considerando in un caso i soli modi flessionali e nell'altro la totalità dei modi dell'impalcato, e confrontandone i parametri di risposta. In particolare, si è analizzato dinamicamente l'impalcato continuo risultato il più “sensibile” dal punto di vista dinamico (Viadotto Tassone). Tale viadotto è continuo su tre campate di luce limitata e pressoché uguali (24.0 m – 24.5 m – 24.0 m) presenta una sezione in c.a.p. (fig. 3.12) caratterizzata dalla minore rigidità torsionale fra tutte le sezioni delle tipologie di impalcato continuo presenti sulla tratta con il rapporto più basso (e quindi sfavorevole) fra n_T ed n_0 .

Il viadotto esaminato è stato modellato in due differenti maniere: un modello piano con elementi “beam” ed un modello tridimensionale con elementi “shell” (fig. 3.13). Le caratteristiche dinamiche dei due modelli sono state calibrate in modo tale da presentare frequenze proprie praticamente identiche e da fornire risposte dinamiche sostanzialmente coincidenti al passaggio, in asse all'impalcato, di un medesimo convoglio ad una determinata velocità.

Tale calibrazione è stata effettuata al fine di disporre di un modello tridimensionale corretto, ovvero rispondente a quello piano se sottoposto a sollecitazioni nel piano.



Fig. 3.8 – Impalcato tricellulare in c.a.p. (viadotto Po). *Pre-stressed reinforced concrete tri-cellular deck (Po viaduct)*.

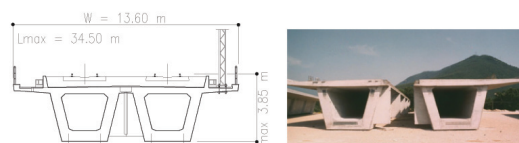


Fig. 3.10 – Impalcato bicassone in c.a.p. (viadotto S. Rocco al Porto). *Pre-stressed reinforced concrete 2-boxes deck (S. Rocco al Porto viaduct)*.

viadotto), has been dynamically analyzed. That viaduct is a continuous viaduct on three almost identical limited spans (24.0 m – 24.5 m – 24.0 m); it has a pre-stressed reinforced concrete section (fig. 3.12) characterized by the lowest torsional stiffness among all the continuous-type deck sections that can be found along the railway line and it has the lowest ratio (less favorable) between n_T and n_0 .

The viaduct under consideration has been modeled in two different ways: a two dimensional model with “beam” elements and a tridimensional model with “shell” elements (fig. 3.13). The dynamic characteristics of the two models have been calibrated in such a way to show practically identical natural frequencies and dynamic responses upon passing of the same vehicle at the same speed by the centre-line of the deck.

This calibration has been carried out in order to achieve a correct tridimensional model, that is corresponding to a two dimensional model when excited with two dimensional stresses.

An early analysis has studied, by means of a 3D modeling, the natural modes of the structure; its results has shown that the first three modes of the structure are flexural modes while the fourth mode is a torsional one (fig. 3.14).

The ratio between torsional frequency and flexural frequency turned to be equal to about 3, therefore further analyses concerning deck dynamic behavior would have not been necessary; despite of that the analysis has been anyway deepened. After the model calibration the analysis

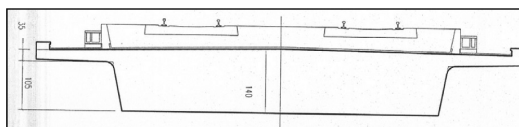


Fig. 3.12 – Impalcato a sezione piena in c.a.p. del viadotto Tassone. *Pre-stressed reinforced concrete full section deck of the Tassone viaduct*.

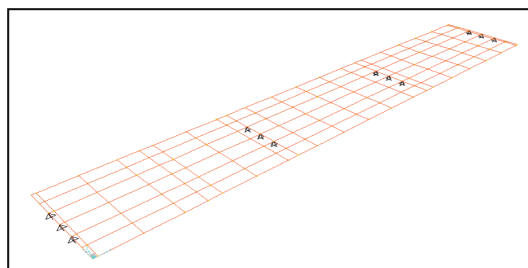


Fig. 3.13 – Modellazione 3D dell'impalcato a solettone in c.a.p. del viadotto Tassone. 3D model of the pre-stressed slab deck of the Tassone viaduct.

In una prima analisi sono stati studiati i modi propri della struttura mediante la modellazione 3D; da tale analisi è risultato che i primi tre modi della struttura sono di tipo flessionale mentre il quarto è di tipo torsionale (fig. 3.14).

Il rapporto tra la frequenza torsionale e flessionale è risultato pari a circa 3, pertanto non sarebbero state necessarie ulteriori indagini sul comportamento dinamico torsionale dell'impalcato, ma nonostante ciò si è voluto approfondire comunque l'analisi. Pertanto, operata la calibrazione dei modelli si è proceduto come riportato nel seguito.

Sul modello piano sono state effettuate analisi dinamiche considerando il transito di ciascuno dei 10 convogli-tipo (HSLM-A) a velocità variabili dalla quasi statica (20 km/h) alla massima prevista dalle STI 2008 ($V_{MAX} = 1.2 \cdot V$, con $V = 300$ km/h velocità della linea), con incrementi di velocità pari a 10 km/h. Per tutti i valori di velocità fra 20 km/h e 360 km/h si sono ricavati, per ogni convoglio tipo, i valori del coefficiente di incremento dinamico e dell'accelerazione massima nella mezzera della campata centrale dell'impalcato (fig. 3.15). Confrontando i risultati delle molteplici analisi dinamiche si è individuata quella che risultava essere la più "aggressiva", presentando i parametri di risposta maggiori.

Trovato il convoglio più aggressivo (convoglio A9 alla velocità di 320 km/h) per questo impalcato e quindi nelle condizioni di analisi più severe, si sono effettuate delle simulazioni dinamiche con il modello tridimensionale. Una prima analisi è stata effettuata considerando un transito del convoglio in asse all'impalcato, ottenendo risposte in ottimo accordo con quelle determinate con il modello piano nel quale erano stati considerati i soli modi flessionali. Successivamente è stata effettuata una seconda analisi dinamica, considerando lo stesso transito del convoglio di cui sopra con una eccentricità pari alla metà dell'interbinario (2.50 m).

Dall'esame di questi risultati si è potuto osservare che per tale tipologia di struttura l'analisi condotta con un modello piano, nel quale sono stati considerati i soli modi flessionali, è risultata essere comunque più cautelativa

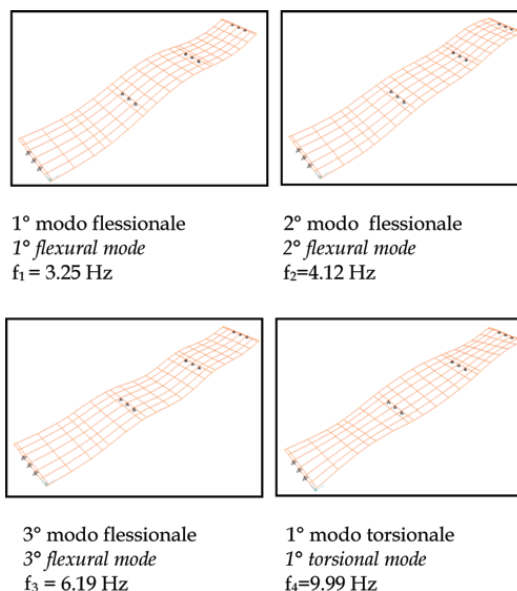


Fig. 3.14 – Modi di vibrare del modello 3D. *Vibration modes of the 3D model.*

deepening has been therefore carried out as in the sequel.

Some dynamic analyses have been executed on the two-dimensional model by considering the transit of each of the 10 type-vehicles (HSLM-A) for speed values varying from the quasi static speed (20 km/h) up to the maximum speed defined by the TSI 2008 ($V_{MAX} = 1.2 \cdot V$, being $V = 300$ km/h the line speed), with speed increments of 10 km/h. The values of the dynamic increment coefficient and the maximum acceleration in the middle of the central span of the deck have been here estimated for each type-vehicle and for all speed values from 20 km/h up to 360 km/h (Fig. 3.15). By comparing the results of all the dynamic analyses the most "aggressive" one, showing the highest response parameters, has been then detected.

After detecting the most aggressive vehicle (vehicle A9 at a speed of 320 km/h) for this type of deck (that is the most severe analysis condition) some dynamic simulations with a 3D model have been carried out.

A first analysis has been carried out by considering a vehicle passing by the centre line of the deck; the responses have shown a very good match with the results gained with the two-dimensional model application that had taken into account only the flexural modes. Afterwards a second dynamic analysis has been carried out by considering the transit of the same vehicle as above with an eccentricity equal to the half of the midway between tracks (2.5 m).

The examination of these results has revealed that, for this type of structure, the analysis carried out with the two-dimensional model, considering only the flexural

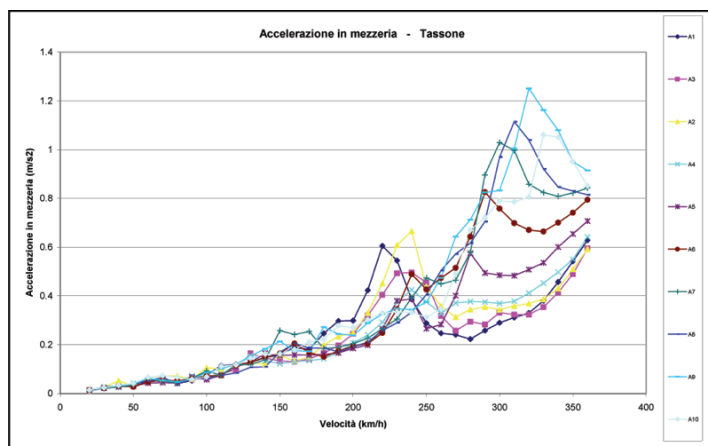


Fig. 3.15 – Andamento delle accelerazioni in mezzeria dell'impalcato al transito dei 10 convogli HSLM-A. Acceleration performance in the middle of the deck upon passing of the 10 HSLM-A vehicles.

rispetto all'analisi dinamica completa, comprensiva dei modi torsionali.

Sulla base di tale constatazione, a vantaggio di sicurezza, ed anche in accordo con quanto indicato nella EN 1991, le verifiche dinamiche degli impalcati continui presenti sulla tratta AV Milano-Bologna sono state effettuate adottando analisi piane.

L'unica eccezione è data dal ponte strallato sul fiume Po (VP02) (figg. 3.16-17-18), di luce complessiva di 400 m (104 + 192 + 104 m), per il quale, data la complessità e il carattere innovativo dell'opera (si tratta del primo ponte strallato al mondo per una linea ad alta velocità), l'analisi è stata condotta dal Progettista mediante un modello agli elementi finiti (fig. 3.19) ed utilizzando delle time-history. Data l'onerosità computazionale delle analisi, in un primo step sono state analizzate velocità da 40 km/h a 360 km/h con intervalli di 40 km/h, al fine di identificare il range di velocità in cui i treni risultassero particolarmente aggressivi; in seconda fase sono state infittite le indagini nel range di velocità caratterizzato dalle risposte dinamiche massime.

In tutte le analisi dinamiche condotte è stato utilizzato un valore di smorzamento pari al 4%. Tale valore, pur non perfettamente in linea con quanto riportato nella Istruzione FS 44y "Analisi di percorribilità ferroviaria (Runnability) per strutture di sostegno (ponti-viadotti) non convenzionali" richiamata dalla Istruzione FS I/SC/PS-OM/2298 del 13.01.1997 che indica i seguenti valori di smorzamento è stato ricavato sperimentalmente sulla base dei risultati delle prove al vero condotte su alcuni viadotti (per esempio Viadotto Modena della MI-BO).

- 3% - 5% per strutture miste;
- 5% - 10% per strutture in calcestruzzo.

modes, has turned to be however more restrictive than the complete dynamic analysis considering the torsional modes too.

In the light of that, in order to increase safety, the dynamic verifications of the continuous decks of the Milan-Bologna HS line section have been carried out by considering 2D analyses, according to the EN 1991 standard.

The only exception is the cable-stayed bridge on Po river (VP02) (fig. 3.16-17-18), of which the overall clear span is 400 m (104 + 192 + 104 m); in this case, being the bridge complex and innovative (this is the first cable-stayed bridge in the world for a high speed railway line), the analysis has been carried out by means of a finite element model (fig. 3.19) and by using the time-histories.

As the analysis has a high computational complexity, a first enquiring step has considered speed values varying from 40 km/h up to 360 km/h with increments of 40 km/h, aiming to identify the speed range where trains would be particularly aggressive; the analyses have been then deepened in the speed range characterized by the highest dynamic responses.

All the dynamic analyses have considered a damping factor equal to 4%. This value, even though not completely matching with FS Directive 44y "Railway Runnability analysis for non conventional supporting structures (bridges-viaducts)" referred by the Directive FS I/SC/PS-OM/2298 of 13.01.1997 setting the following damping values, has been experimentally derived on the base of the field tests carried out on some specific viaducts (for instance the Modena Viaduct along the Milano-Bologna railway line).

- 3% - 5% for mixed structures;
- 5% - 10% for reinforced concrete or pre-stressed reinforced concrete structures.

The dynamic analysis has allowed to determine, for each type-vehicle of the HSLM-A model, the maximum ac-

TABELLA - TABLE 3.1

CONFRONTO RISULTATI TRA MODELLAZIONE PIANA E MODELLAZIONE 3D IN TERMINI DI INCREMENTO DINAMICO
COMPARISON OF THE RESULTS OF TWO-DIMENSIONAL AND 3D MODELLING IN TERMS OF DYNAMIC INCREMENT

	Modello piano 2D model	Modello 3D transito in asse 3D model - transit by the centre-line	Modello 3D transito eccentrico 3D model Eccentric transit
Φ_{max}	2.18	1.98	1.89

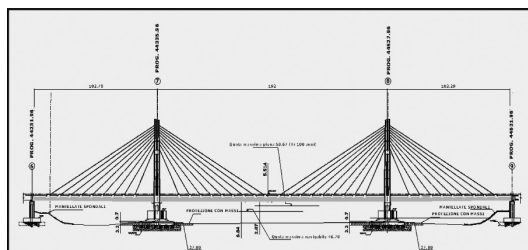


Fig. 3.16 – Prospetto longitudinale del ponte strallato sul Po.
Longitudinal view of the cable-stayed bridge on the river Po.

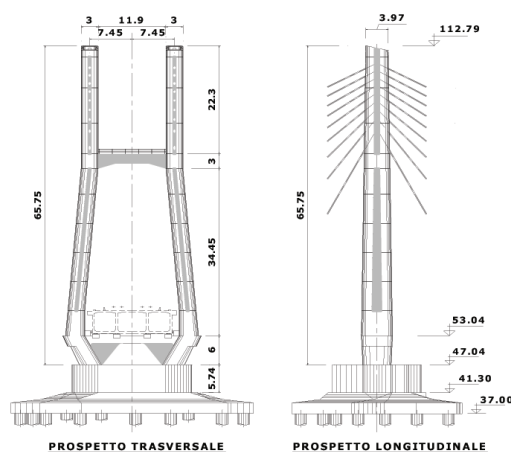


Fig. 3.17 – Antenne del ponte strallato sul Po. Towers of the cable-stayed bridge on the river Po.

Dalle analisi dinamiche sono stati ricavati, per ogni convoglio tipo del modello HSLM-A, l'accelerazione massima dell'impalcato, (risultata sempre minore del limite 3.5 m/s^2) ed i valori del coefficiente di incremento dinamico; quindi sono stati confrontati i carichi verticali dinamizzati con i coefficienti $1+\phi'_{\text{din}}+\phi''$ relativi ai dieci convogli HSLM-A ed i carichi verticali dinamizzati di progetto (modelli di carico LM71 e SW/0 e SW/2); si precisa che il valore $1+\phi'_{\text{din}}$ è stato ricavato dall'analisi dinamica precedentemente descritta ed il valore di ϕ'' , coefficiente con il quale si tiene in conto dell'incremento di sollecitazioni dinamiche dovuto ai difetti di binario ed alle imperfezioni del veicolo per linee di normale standard manutentivo, è stato ricavato in accordo a quanto prescritto dalle Istruzioni ferroviarie e dalla norma EN 1991-2.

Per rendere immediata la verifica di resistenza è stato valutato il rapporto ρ tra carico equivalente flettente relativo al modello di carico di progetto (massimo tra i modelli di carico LM71 x 1.1, SW/0 x 1.1 e SW/2 x 1.0) dinamizzato con Φ_3 , ed equivalenti flettenti relativi a ciascuno dei convogli-tipo costituenti il HSLM-A, dinamizzati con il coefficiente di amplificazione dinamica reale.

celerazione of the deck (always lower than the limit of 3.5 m/s^2) and the values of the dynamic increment coefficient; the vertical loads, made dynamic with the coefficients $1+\phi'_{\text{din}}+\phi''$ relevant to the 10 HSLM-A vehicles, and the design vertical loads, made dynamic (LM71, SW/0 and SW/2 load models), have been then compared; it is noted that the value $1+\phi'_{\text{din}}$ has been derived from the above described dynamic analysis and the value ϕ'' , coefficient taking into account the increment of the dynamic stresses generated by track defects and vehicle imperfections for normal maintenance standard lines, has been determined according to the requirements of the Railway Directives and the EN-1991-2 standard.

In order to make the resistance verification immediate it has been evaluated the ratio ρ between the flexural equivalent load relevant to the design load model (maximum between the LM71 x 1.1, SW/0 x 1.1 and SW/2 x 1.0 load models) made dynamic with Φ_3 , and the flexural equivalents relevant to each type-vehicle composing the HSLM-A model, made dynamic with the real dynamic amplification coefficient.



Fig. 3.18 – Veduta del ponte strallato sul Po. View of the cable-stayed bridge on the river Po.

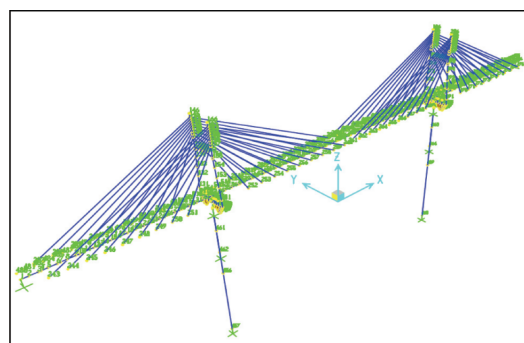


Fig. 3.19 – Modello tridimensionale gli elementi finiti del ponte Po, utilizzato per le analisi dinamiche. Tridimensional finite element model of the Po bridge used for dynamic analyses.

4. Risultati

Dalle analisi condotte è risultato che tutte le tipologie di impalcato dei viadotti della tratta AV/AC Milano-Bologna soddisfano le richieste delle STI 2008; parimenti si è evidenziato che le verifiche dinamiche previste dalle STI 2008 non sono rilevanti ai fini del loro dimensionamento strutturale, ovvero che i carichi accidentali trasmessi dai modelli di carico HSLM sono sempre inferiori a quelli dovuti ai modelli di carico di progetto (vedere approfondimento successivo).

Inoltre si è constatato che, come riportato in fig. 4.1, il 95% delle frequenze proprie degli impalcato della tratta ricadono all'interno del fuso di fig. 2.2.3; solo la tipologia di impalcato bicellulare in c.a.p. di luce 19,50 m e l'impalcato a profilo aperto di luce 21,50 m ricadono al di fuori del fuso, anche se comunque sono molto prossimi al limite superiore del fuso. Le prime frequenze proprie degli impalcato sono generalmente ben distanti dalle frequenze del materiale rotabile.

Uno dei parametri fondamentali per la verifica di sicurezza prescritta dalle STI 2008 è il limite di accelerazione massima dell'impalcato al transito dei 10 convogli tipo HSLM-A. Per rappresentare l'andamento del comportamento dinamico di tutte le tipologie di impalcato della tratta si riportano su un diagramma (fig. 4.2) le accelerazioni massime in mezz'ora del viadotto (per i ponti continui la mezz'ora della campata di luce massima). Da tale diagramma si evince che le tipologie più sensibili agli effetti dinamici sono le strutture miste acciaio-clc (con lunghezza compresa tra 31,00 m e 34,00 m) e le strutture a travi incorporate (con massa pari a circa 60 t/m); tali tipologie presentano accelerazioni maggiori (da 1,5 a 2,4 m/s²) rispetto alle altre, pur rimanendo abbondantemente al di sotto del limite consentito (3,5 m/s²).

Ciò è dovuto al fatto che la lunghezza massima dell'impalcato è dell'ordine di grandezza della massima lunghezza della carrozza HSLM (27 m) e che il range delle frequenze proprie di tali tipologie di impalcato (travi incorporate: da 4,39 a 6,40 Hz; struttura mista acciaio-clc: da 3,35 a 3,70 Hz), hanno valori molto prossimi alle frequenze delle forzanti dei modelli di carico HSLM-A a velocità di percorrenza elevate (tabelle 4.1 e 4.2).

Sempre dai risultati riportati in fig. 4.2 si nota che tre impalcato a travi incorporate hanno accelerazioni molto più basse rispetto alla "famiglia" di appartenenza (tabella 4.3); questi impalca-

4. Results

The analyses have revealed that all deck typologies of the viaducts of the Milan-Bologna HS-HC line satisfy the TSI-2008 requirements. It has moreover been underlined that the dynamic verifications planned by the TSI 2008 are not essential for their structural dimensioning, because the incidental loads deriving from HSLM load models are always smaller than the loads derived from design load models (see the following deepening).

It has been moreover verified that, as illustrated in fig. 4.1, 95% of the natural frequencies of the line decks are inside the range of fig. 2.2.3; only the bicellular deck typology in concrete with a 19,50 m clear span and the open profile deck with a 21,50 m clear span are outside that range, even though they are quite close to the upper limit. The first natural frequencies of the decks are usually quite far from the rolling stock frequencies.

One of the most important parameters for the safety verification required by TSI 2008 is the deck maximum acceleration limit in case of transit of 10 HSLM-A-type vehicles. The maximum acceleration values in midspan of the viaduct (for continuous bridge the midspan of the maximum clear span) are shown on a diagram (fig. 4.2) in order to represent the dynamic behavior of all deck typologies of the railway line under study. This diagram shows that steel-concrete mixed structures (with length between 31.00 m and 34.00 m) and the embedded beam

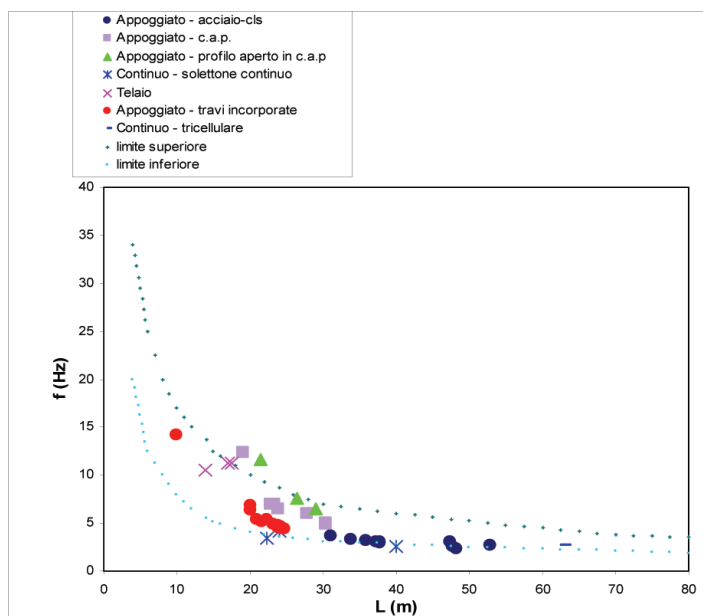


Fig. 4.1 - Frequenza di tutte le tipologie di impalcato in funzione della luce teorica.
Natural frequencies of all deck typologies with respect to the theoretical clear span.

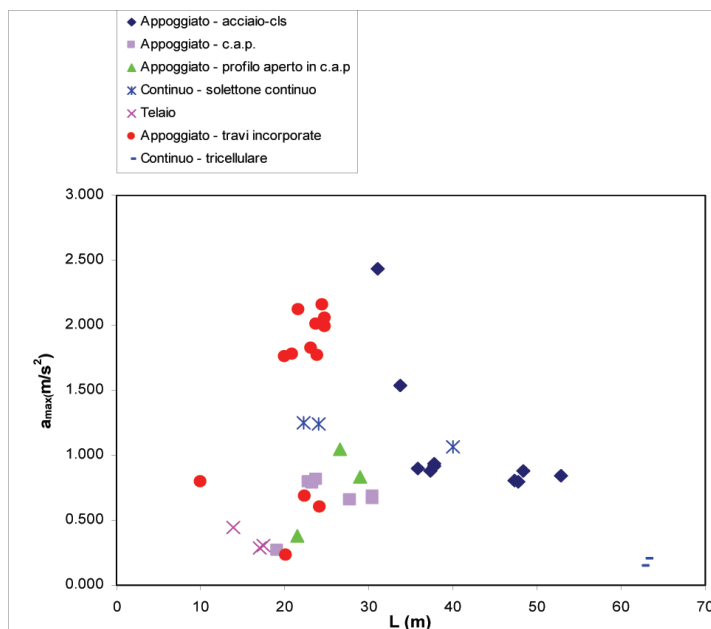


Fig. 4.2 – Accelerazione massima in mezzzeria degli impalcati in funzione della luce.
Maximum acceleration by the centre-line of the decks as a function of the clear span.

TABELLA - TABLE 4.1

FREQUENZE, ACCELERAZIONI E COEFFICIENTE DI
AMPLIFICAZIONE DINAMICA PER GLI IMPALCATI PIÙ
SENSIBILI AGLI EFFETTI DINAMICI
FREQUENCIES, ACCELERATIONS AND DYNAMIC
AMPLIFICATION COEFFICIENTS FOR DECKS SHOWING A
HIGHER SENSITIVITY TO DYNAMIC EFFECTS

Nome viadotto Viaduct name	Int. Appoggi Distance between supports	1° Frequenza 1° Frequency f_0	Max. coeff. ampl. din. Max. Dynamic ampl. Coeff.	Max. acc. vert. Max. vert. accel.
	(m)	(Hz)	$1+f'_{din}+f'$	(m/s ²)
Nure*	31.10	3.70	2.77	2.43
Parma*	33.80	3.35	2.15	1.54
Cavo Sillaro**	24.80	4.39	3.32	1.99
Scannabecco**	21.60	5.12	3.11	2.12
Acquedotto di Brescello**	20.00	6.40	2.88	1.76
Bentivoglio**	23.79	4.55	3.29	2.01
San Silvestro**	23.10	4.90	2.92	1.83
Modolena**	24.80	4.35	3.32	2.06
Mancatale**	20.90	5.41	2.89	1.78
Mancatale**	23.87	4.75	2.89	1.77
Martignone**	24.48	4.40	3.37	2.16

(*) Struttura mista acciaio-cls. Steel-concrete mixed structure.

(**) Travi incorporate. Incorporated beams.

structures (weight equal to about 60 t/m) are the most sensitive typologies with regard to the dynamic effects. These typologies have acceleration values (from 1.5 to 2.4 m/s²) higher than the other ones; these values are anyway quite below the permitted limit (3.5 m/s²).

This is due to the fact that the maximum deck length is approximately equal to the maximum length of the HSLM-A coach (27 m) and to the fact that the natural frequency range of these deck typologies (embedded beams: from 4.39 to 6.40 Hz; steel-concrete mixed structure: from 3.35 to 3.70 Hz) is characterized by values that are very close to the externally applied frequencies of the HSLM-A load models for high running speed (tables 4.1 and 4.2).

Moreover, results of Fig 4.2 show that three embedded beam decks have acceleration values much lower than the values characterizing the “family” they belong (table 4.3); these decks show however a linear mass that is quite high with respect to the decks of the same typology (fig. 4.3). Exact

this aspect gives to these types of deck the mentioned specific characteristic.

TABELLA - TABLE 4.2

FREQUENZE DELLE FORZANTI (Hz)
FREQUENCIES OF THE EXTERNALLY APPLIED FORCES (Hz)

Velocità Speed (km/h)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10
40	0.62	0.58	0.56	0.53	0.51	0.48	0.46	0.44	0.43	0.41
60	0.93	0.88	0.83	0.79	0.76	0.72	0.69	0.67	0.64	0.62
80	1.23	1.17	1.11	1.06	1.01	0.97	0.93	0.89	0.85	0.82
100	1.54	1.46	1.39	1.32	1.26	1.21	1.16	1.11	1.07	1.03
120	1.85	1.75	1.67	1.59	1.52	1.45	1.39	1.33	1.28	1.23
140	2.16	2.05	1.94	1.85	1.77	1.69	1.62	1.56	1.50	1.44
160	2.47	2.34	2.22	2.12	2.02	1.93	1.85	1.78	1.71	1.65
180	2.78	2.63	2.50	2.38	2.27	2.17	2.08	2.00	1.92	1.85
200	3.09	2.92	2.78	2.65	2.53	2.42	2.31	2.22	2.14	2.06
220	3.40	3.22	3.06	2.91	2.78	2.66	2.55	2.44	2.35	2.26
240	3.70	3.51	3.33	3.17	3.03	2.90	2.78	2.67	2.56	2.47
260	4.01	3.80	3.61	3.44	3.28	3.14	3.01	2.89	2.78	2.67
280	4.32	4.09	3.89	3.70	3.54	3.38	3.24	3.11	2.99	2.88
300	4.63	4.39	4.17	3.97	3.79	3.62	3.47	3.33	3.21	3.09
320	4.94	4.68	4.44	4.23	4.04	3.86	3.70	3.56	3.42	3.29
340	5.25	4.97	4.72	4.50	4.29	4.11	3.94	3.78	3.63	3.50
360	5.56	5.26	5.00	4.76	4.55	4.35	4.17	4.00	3.85	3.70

ti presentano, peraltro, una massa lineare molto elevata rispetto agli altri della stessa tipologia (fig. 4.3). Proprio questo aspetto conferisce a tali impalcati questa caratteristica.

Infatti, a parità di frequenza proprie, come mostrato in fig. 4.4, l'accelerazione è inversamente proporzionale alla massa.

Tale andamento è desumibile dalla soluzione dell'equazione del moto (4.3) di un oscillatore sottoposto a forzante sinusoidale, che mostra come l'accelerazione è inversamente proporzionale alla massa:

$$ma(t) + kq(t) = p_0 \sin \Omega t \quad (4.1)$$

essendo:

- k la rigidità modale;
- m la massa modale relativa al primo modo di vibrare;
- p_0 ampiezza della forzante;
- Ω frequenza della forzante.

$$q(t) = \frac{p_0}{k} \left[\frac{1}{1 - \beta^2} \right] (\sin \Omega t - \beta \sin \omega t) \quad (4.2)$$

dove

$$\beta = \Omega/\omega$$

$$\omega^2 = k/m$$

$$a(t) = \frac{p_0}{m} \left[\frac{1}{1 - \beta^2} \right] (-\beta \sin \Omega t + \sin \omega t) \quad (4.3)$$

Gli impalcati in c.a.p. presentano un comportamento dinamico migliore rispetto alla tipologia a travi incorporate (con massa pari a circa 60 t/m); ciò è dovuto al fatto che le frequenze proprie sono maggiori delle frequenze delle forzanti (tabelle 4.1 e 4.2) a velocità elevate, per cui gli effetti dinamici massimi si ritrovano per velocità di percorrenza corrispondenti ad una frequenza della forzante che è circa pari alla metà della prima frequenza propria della struttura.

Anche gli impalcati a telaio hanno un buon comportamento in termini di accelerazione massima, difatti tali strutture hanno frequenze elevate (strutture molto rigide) (tabella 4.5) e che si collocano fuori dal range delle frequenze delle forzanti, e masse più elevate rispetto a quelle delle altre tipologie di impalcato.

Infine, gli impalcato continui hanno un discreto comportamento agli effetti dinamici (tabella 4.6). In particolare l'impalcato a solettone continuo in c.a.p. con luce 30.00+40.00+30.00 m (Viadotto Guardamiglio) e gli impalcato a sezione tricellulare (Viadotto Po –

TABELLA - TABLE 4.3
CARATTERISTICHE DINAMICHE DEGLI IMPALCATI A
TRAVI INCORPORATE CON MASSA ELEVATA
DYNAMIC CHARACTERISTICS OF HIGH MASS EMBEDDED
BEAM DECKS

WBS	Nome viadotto Viaduct name	Int. Appoggi Distance between supports	Frequenza Frequency	Massa Mass	Max. acc. vert.
		(m)	(Hz)	(t/m)	(m/s ²)
VI34	Ongina	24.20	4.64	184.81	0.60
VI67	Crostolo	20.13	6.85	154.98	0.23
VI93	Ghironda	22.35	5.37	141.73	0.68

In fact the acceleration is inversely proportional to the mass as shown in fig. 4.4, the natural frequencies being the same.

This relation can be derived by the solution of the motion equation (4.3) of an oscillator that is excited by a sinusoidal externally applied force; it shows that acceleration is inversely proportional to mass:

$$ma(t) + kq(t) = p_0 \sin \Omega t \quad (4.1)$$

being:

- k the modal stiffness
- m the modal mass relevant to the first vibration mode

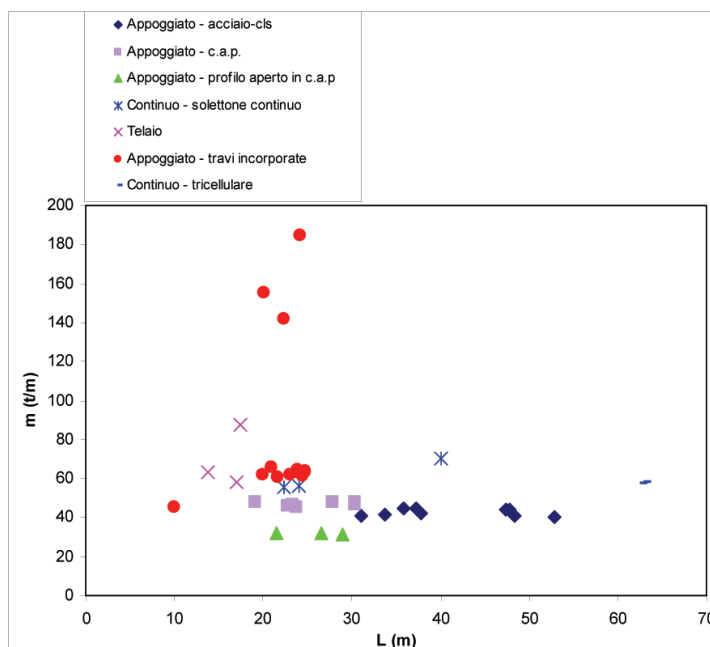


Fig. 4.3 – Massa lineare di tutte le tipologie di impalcato al variare della luce. Linear mass of all deck typologies as a function of the clear span.

golena s_x e s_y) risultano tra i meno sensibili agli effetti dinamici presentando un'accelerazione massima in mezzzeria dell'impalcato compresa tra 0.05 e 1.05 m/s²; valori di accelerazioni più alti, ma comunque sempre contenuti, si riscontrano per i viadotti a solettoni in c.a.p. con luci più piccole (Viadotto Tassone: luci 24.50 + 24.00 + 24.50 m; viadotto Samoggia: luci 22.13 + 22.30 + 22.13 m) avendo questi frequenze proprie più alte.

Anche il coefficiente di amplificazione dinamica è un parametro che fornisce indicazioni sulla sensibilità e agli effetti dinamici; tale valore infatti è legato all'andamento

TABELLA - TABLE 4.4

CARATTERISTICHE DINAMICHE DEGLI IMPALCATI IN C.A.P.
DYNAMIC CHARACTERISTICS OF PRESTRESSED
REINFORCED CONCRETE DECKS

Tipologia Typology	Nome viadotto Viaduct name	Int. Appoggi Distance between supports (m)	Massa lineare Linear mass (t/m)	Frequenza Frequency (Hz)	Max. acc. vert. Max. vert. acc. (m/s ²)
4 cassoncini in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete 4- boxes deck	Villanova	23.80	45.64	6.51	0.81
4 cassoncini in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete 4-boxes deck	Taro	27.80	48.03	6.04	0.66
4 cassoncini in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete 4-boxes deck	Paradigna	22.80	45.74	7.02	0.79
4 cassoncini in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete 4-boxes deck	Mancasale	23.30	46.34	6.96	0.78
Profilo aperto in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete open profile deck	Modena	29.00	31.43	6.44	0.83
Profilo aperto in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete open profile deck	Modena	26.50	31.82	7.64	1.05
Profilo aperto in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete open profile deck	Modena	21.50	31.91	11.63	0.38

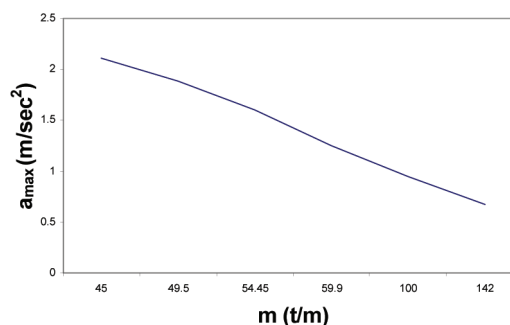


Fig. 4.4 - Andamento dell'accelerazione massima in funzione della massa, considerando una frequenza propria pari a 5 Hz.
Maximum acceleration performance as a function of the mass, considering a natural frequency of 5 Hz.

- p_0 the amplitude of the externally applied force
- Ω the frequency of the externally applied force

$$q(t) = \frac{p_0}{k} \left[\frac{1}{1 - \beta^2} \right] (\sin \Omega t - \beta \sin \omega t) \quad (4.2)$$

where

$$\beta = \Omega / \omega$$

$$\omega^2 = k/m$$

$$a(t) = \frac{p_0}{m} \left[\frac{1}{1 - \beta^2} \right] (-\beta \sin \Omega t + \sin \omega t) \quad (4.3)$$

Pre-stressed reinforced concrete decks show a better dynamic behavior than the behavior of the embedded beam typology (with linear mass equal to about 60 t/m); this is due to the fact that the natural frequency values are higher than the externally applied frequencies (tables 4.1 and 4.2) for high speed values and as a consequence the highest dynamic effects are found for running speeds corresponding to an externally applied frequency that is about the half of the first natural frequency of the structure.

Frame decks have a good behavior too, in terms of maximum acceleration. As a matter of fact these structures have high frequencies (quite rigid structures) (table 4.5) that are outside the externally applied frequency range; they have as

TABELLA- TABLE 4.5

CARATTERISTICHE DINAMICHE DEGLI IMPALCATI A
TELAIO
DYNAMIC CHARACTERISTICS OF FRAME DECKS

WBS	Nome viadotto Viaduct name	Int. Appoggi Distance between supports (m)	Massa Mass (t/m)	Frequenza Frequency (Hz)	Max. acc. vert. Max. vert. acc. (m/s ²)
VI08	Ospedaletto	17.43	87.35	11.24	0.31
VI08	Ospedaletto	16.99	58.19	11.24	0.29
VI67	Crostolo	13.83	63.23	10.56	0.12

TABELLA – TABLE 4.6

CARATTERISTICHE DINAMICHE DEGLI IMPALCATI
CONTINUI
DYNAMIC CHARACTERISTICS OF CONTINUOUS DECKS

Tipologia Typology	Nome viadotto Viaduct name	Int. Appoggi Distance between supports (m)	Massa Mass (t/m)	1° Frequenza 1° Frequency (Hz)	Max. acc. vert. Max. Vert. acc. (m/s ²)
Solettone in c.a.p. pre-stressed reinforced concrete slab	Guardamiglio	40.00	70.43	2.56	1.07
Solettone in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete slab	Tassone	24.00	55.78	3.45	1.25
Impalcato solettone in c.a.p. Pre-stressed reinforced concrete slab deck	Samoggia	22.30	55.93	4.17	1.24
Impalcato tricellulare Tri-cellular deck	Viadotto PO - argine e golena sx	62.50	57.21	2.63	0.15
Impalcato tricellulare Tri-cellular deck	Viadotto PO - argine dx	62.96	57.93	2.70	0.20
Profilo aperto in c.a.p. Open profile deck in pre-stressed reinforced concrete	Modena	56.00	33.62	2.50	0.05

dell'accelerazione. Difatti confrontando i diagrammi di figg. 4.2 e 4.5 si riscontra una discreta corrispondenza qualitativa.

Come può osservarsi il valore medio, fra tutte le tipologie di impalcato, del coefficiente dinamico $1+\phi'_{din}$ è circa 2.

In particolare, i valori massimi si hanno per gli impalcato a travi incorporate (da 2.75 a 3.33) mentre i valori minimi si ritrovano per gli impalcato a telaio e continui a sezione tricellulare (Viadotti Po- golena sx e dx) con un valor medio di poco superiore all'unità. Gli impalcato in c.a.p. hanno un valor medio intorno a 1.45 mentre gli impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo hanno valor medio leggermente più alto.

Infine, anche in termini di rilevanza sulle verifiche di resistenza e quindi di rapporto ρ tra l'equivalente flettente dinamizzato massimo relativo ai convogli HSLM-A amplificato del valore $\Phi_{reale,max}=1+\phi'_{din}+\phi''$ e quello relativo al modello di carico di progetto dinamizzato (massimo tra i modelli di carico LM71x1.1, SW/0x1.1 e SW/2x1.0) si evidenzia una maggiore sensibilità delle tipologie a travi incorporate e a struttura mista con luce tra 31.00 m e 34.00 m. Per il viadotto Martignone che appartiene alla tipologia di impalcato a travi incorporate il valore ρ raggiunge il massimo ed è proprio pari a 0.85.

$$\rho = \frac{Eq.flett^{(HSLM-A)} \cdot \Phi_{real,max}}{Eq.flett^{max(LM71*1.1, SW/0*1.1, SW/2*1.0)} \cdot \Phi_3}$$

well higher mass than the mass of other deck typologies.

Finally, continuous decks have a fairly good dynamic behavior (Table 4.6). In particular pre-stressed reinforced concrete continuous slab deck with a clear-span of 30.00+40.00+30.00 m (Guardamiglio viaduct) and tricellular section decks (Po viaduct – left and right overbank) are low sensitive to dynamic effects and show a maximum acceleration in the middle of the deck within the range [0.05 m/s², 1.05 m/s²]; higher acceleration values, anyway low, have been found for pre-stressed reinforced concrete slab viaducts with lower clear-spans (Tassone viaduct: clear spans 24.50 + 24.00 + 24.50 m; Samoggia viaduct: clear spans 22.13 + 22.30 + 22.13 m) as these types of viaducts have higher natural frequencies.

The dynamic amplification coefficient is a parameter that gives indications about sensitivity to dynamic effects; this value is indeed related to the acceleration performance. The comparison of the diagrams of figures 4.2 and 4.5 shows a fairly good qualitative match.

It can be observed that the average value of the dynamic coefficients $1+\phi'_{din}$, of all deck typologies is about 2. In particular the embedded beam decks have the highest values (from 2.75 up to 3.33) while the lowest values are found for the tri-cellular section frame decks and continuous decks (Po Viaducts – left and right overbank) whose dynamic coefficient average value is slightly greater than 1.

Pre-stressed reinforced concrete decks have an average dynamic coefficient equal to about 1.45 while the steel-concrete mixed structures have a slightly higher average value. In terms of influence on resistance verifications that is in terms of ratio ρ between maximum dynamic flexural equivalent concerning HSLM-A vehicles, amplified by the value $\Phi_{reale,max}=1+\phi'_{din}+\phi''$, and the equivalent value concerning dynamic project load model (maximum between LM71x1.1, SW/0x1.1 and SW/2x1.0 load models) it has finally been found a higher sensitivity of the embedded beam decks and the mixed structure decks with clear span between 31.00 m and 34.00 m. For Martignone viaduct belonging to the embedded beam deck typology, ρ reaches its maximum value that is 0.85.

$$\rho = \frac{Eq.flett^{(HSLM-A)} \cdot \Phi_{real,max}}{Eq.flett^{max(LM71*1.1, SW/0*1.1, SW/2*1.0)} \cdot \Phi_3}$$

Deck typologies showing the lowest values of the ratio ρ are the tri-cellular section continuous decks while the steel-concrete mixed structure decks have a good dynamic behavior and show an average value of ρ equal to 0.5 (fig. 4.6).

The above described results concern all deck typologies with the exception of the cable stayed bridge on the river Po. For this typology, taking even into consideration the particularity and the complexity of the bridge, it has been considered proper to carry out a more detailed dynamic analysis by using a tridimensional finite element model of the whole structure.

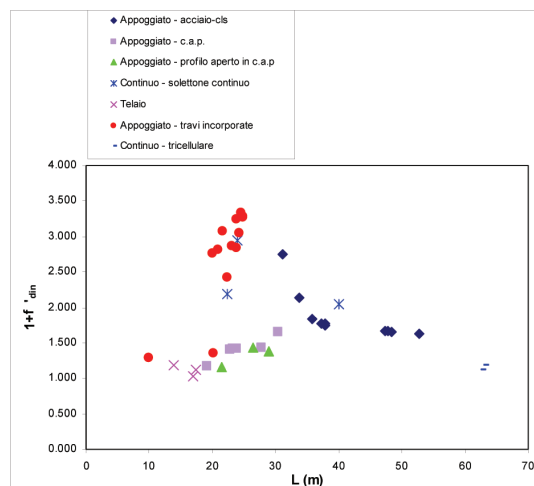


Fig. 4.5 – Coefficienti dinamici $1+\Phi'_{din}$ in mezzeria degli impalcati in funzione della luce. *Dynamic coefficients $1+\Phi'_{din}$ in the middle of the decks as a function of the deck clear-span.*

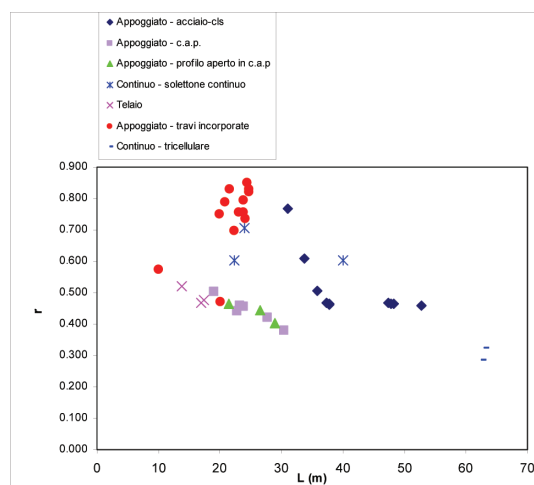


Fig. 4.6 – Valori del rapporto ρ per tutte le tipologie di impalcato in funzione della luce. *Values of ratio ρ for all deck typologies as a function of the clear-span.*

Le tipologie di impalcato che presentano valori più bassi del rapporto ρ sono gli impalcati continui a sezione tricellulare, mentre gli impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo hanno un buon comportamento dinamico, fornendo valori di ρ mediamente pari a 0.5 (fig. 4.6).

I risultati descritti finora riguardano tutte le tipologie di impalcato tranne il ponte strallato sul Po. Per tale tipologia, vista la singolarità e la complessità dell'opera, si è ritenuto opportuno operare un'analisi più accurata utiliz-

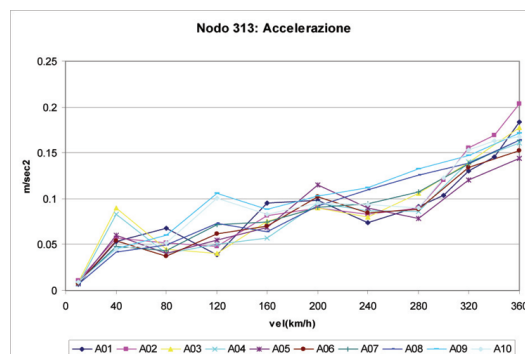


Fig. 4.7 – Andamento dell'accelerazione massima in mezzeria della campata centrale del Viadotto Po al transito dei 10 convogli HSLM-A a velocità variabile. *Maximum acceleration performance in the middle of the central span of the PO viaduct upon passing, at a variable speed, of the 10 vehicles of the HSLM-A model.*

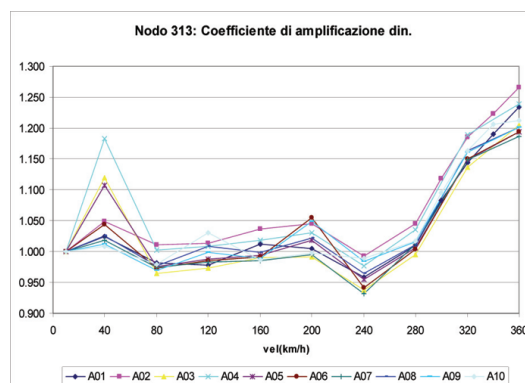


Fig. 4.8 – Andamento del coefficiente di incremento dinamico in mezzeria della campata centrale del Viadotto Po al transito dei 10 convogli HSLM-A a velocità variabile. *Dynamic increment coefficient in the middle of the central span of the PO viaduct upon passing, at a variable speed, of the 10 vehicles of the HSLM-A model.*

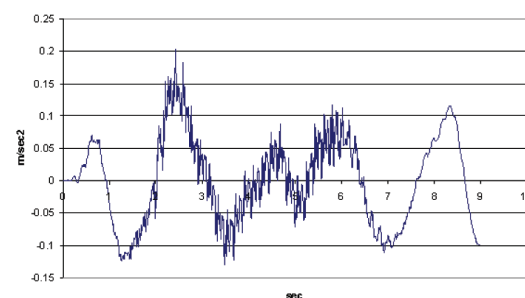


Fig. 4.9 – Time-history dell'accelerazione in mezzeria della campata centrale del Viadotto Po al transito del convoglio tipo A02 alla velocità di 360 km/h. *Acceleration time-history in the middle of the central span of the Po viaduct upon passing of the A02 vehicle at a speed of 360 km/h.*

zando, per le analisi dinamiche, un modello tridimensionale agli elementi finiti di tutto il ponte. Si illustra di seguito l'andamento dell'accelerazione (fig. 4.7), del coefficiente dinamico (fig. 4.8) al transito dei 10 modelli di carico HSLM-A, come già precedentemente riportato nel paragrafo 3, al variare della velocità dei convogli da 40 km/h a 360 km/h in corrispondenza della mezzzeria della campata centrale.

Analizzando i diagrammi relativi all'andamento dell'accelerazione in mezzzeria della campata centrale, si osserva che il valore massimo è pari a circa 0.2 m/s^2 e si raggiunge al transito del convoglio tipo A2, per una velocità di 360 km/h. Riportando le time-history dell'accelerazione e dello spostamento (figg. 4.9 e 4.10) si riscontra che tale valore si ottiene a circa 2.5 sec.

Per quanto riguarda il valore dell'amplificazione dinamica, pari a 1.27, si raggiunge sempre al transito del convoglio tipo A2 alla velocità di 360 km/h.

Da questi risultati si evince che, come era prevedibile, tale impalcato è poco sensibile agli effetti dinamici indotti dal transito dei convogli HSLM-A.

Inoltre, in fase di progetto, al fine di investigare l'interazione dinamica fra treno-binario-struttura, è stata condotta un'analisi di percorribilità ferroviaria completa, con simulazioni dei convogli ferroviari reali ad alta velocità (ETR, ICE, TGV).

5. Conclusioni

Le analisi dinamiche condotte sugli impalcato della tratta Milano-Bologna hanno evidenziato che tutte le tipologie adottate presentano un buon comportamento dinamico al passaggio dei convogli tipo HSLM-A, rispettando tutti i requisiti imposti dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità 2008.

La tipologia di impalcato più sensibili agli effetti dinamici risulta essere quella a travi incorporate con luci comprese tra 20.00 m e 25.00 m; nell'ambito di tali "famiglie" gli effetti dinamici si riducono per quelli con maggiore massa lineare. In ogni caso anche per queste opere si è verificato il pieno rispetto di quanto prescritto dalle STI 2008.

Le tipologie di impalcato che hanno fornito una risposta dinamica migliore sono i viadotti continui, in particolare quelli a cassone tricellulare in c.a.p. e i telai: il motivo fondamentale risiede nel fatto che tali tipologie sono

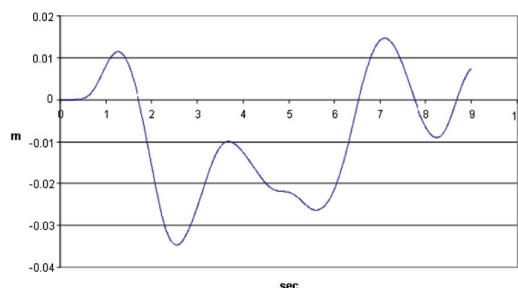


Fig. 4.10 – Time-history dello spostamento in mezzzeria della campata centrale del Viadotto Po al transito del convoglio tipo A02 alla velocità di 360 km/h. *Displacement time-history in the middle of the central span of the Po viaduct upon passing of the A02 vehicle at a speed of 360 km/h.*

The acceleration and the dynamic coefficient corresponding to the transit of the 10 vehicles of the HSLM-A model, as illustrated in the previous paragraph 3, are shown respectively in fig.4.7 and fig.4.8 as a function of the vehicle speed within the range [40 km/h, 360 km/h] in the middle of the central span.

The analysis of the diagrams of the acceleration performance in the middle of the central span reveals that the maximum value is equal to about 0.2 m/s^2 and it is reached upon passing of the A2-type vehicle at a speed of 360 km/h. The acceleration and displacement time-histories (see fig. 4.9 and 4.10) show that the acceleration maximum value is achieved at about 2.5 sec.

As regards the dynamic amplification value, equal to 1.27, it is reached upon passing of the A2-type vehicle at a speed of 360 km/h.

The previous results show, as predictable, that this deck typology is low sensitive to the dynamic effects generated by the transit of HSLM-A vehicles.

It has been moreover carried out, in the designing phase, a complete running analysis including the simulation of real high speed railway vehicles (ETR, ICE, TGV) aiming to investigate the dynamic train-track-structure interaction.

5. Conclusions

The dynamic analyses carried out on the decks of the Milano-Bologna railway line have shown that all adopted typologies have a good dynamic behavior upon passing of HSLM-A type vehicles and satisfy all the requirements set by the Technical Specification for Interoperability, 2008 edition.

As far dynamic effects are concerned, the most sensitive deck typology is the embedded beam deck with clear-spans within the range [20.00m, 25.00m]; inside these "families" the dynamic effects are lower for the decks with maximum linear mass. However TSI 2008 requirements have been fully satisfied for these bridges too.

Deck typologies that have shown the best dynamic response are the continuous viaduct decks and in particular the pre-stressed reinforced concrete tri-cellular box decks and frame decks: the main reason is that these deck typologies are characterized by very high natural frequencies that are then quite distant from the highest frequen-

caratterizzate da frequenze proprie molto alte e quindi molto lontane da quelle massime proprie delle forzanti (i 10 convogli del modello HSLM-A) alle velocità massime.

Infine gli impalcati di luce maggiore hanno un buon comportamento dinamico in quanto mitigano gli effetti delle forzanti dal momento che più assi gravano contemporaneamente sulla struttura in posizioni diverse.

Il generale buon comportamento dinamico di strutture con luce elevata è considerato dalla norma EN 1991-2 stessa, che permette di evitare il ricorso alle analisi dinamiche nel caso di strutture semplici con luce teorica ≥ 40 m (vedi fig. 2.2.2) ed è comprovato dall'ottimo comportamento dinamico del ponte strallato sul Po la cui luce centrale rappresenta l'attuale record italiano per i ponti ferroviari.

cies of the externally applied forces (the 10 vehicles of the HSLM-A model) at the maximum speeds.

Finally decks with highest clear-spans have a good dynamic behavior as the effects of the externally applied forces are mitigated by the fact that a higher number of axles insist contemporary over the structure in different positions.

The general good dynamic behavior of high clear-span structures is considered in the standard EN 1991-2 that allows to avoiding the use of dynamic analyses in the case of simple structures with a theoretical clear span ≥ 40 m (see fig. 2.2.2) and is demonstrated by the very good dynamic behavior of the cable-stayed bridge on the river Po whose central clear-span constitutes the present italian record for railway bridges.

BIBLIOGRAFIA - BIBLIOGRAPHY

- [1] Eurocode EN 1990-2002, Giugno 2004: *"Basis of structural design"*.
- [2] Eurocode ENV 1991-3, Settembre 1998: *"Basis of design and actions on structures. Part 3: Traffic loads on bridges"*.
- [3] Eurocode 1 EN 1991-2, Settembre 2003: *"Actions on structures – Part 2: traffic loads on bridges"*.
- [4] Decreto Ministeriale del Ministro delle Infrastrutture 14.1.2008 Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [5] Istruzione I/SC/PS-OM/2298: *"Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo"*, del 13.01.1997.
- [6] Specifiche Tecniche d'Interoperabilità per il sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità" STI 2002/732/CE pubblicate nella GUCE il 12.09.2002.
- [7] GAVARINI, *"Dinamica delle strutture"*.
- [8] Specifiche Tecniche d'Interoperabilità per il sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità" STI 2008/217/CE pubblicate nella GUCE il 19.03.2008.
- [9] Ray W. CLOUGH, Joseph PENZIEN, *"Dynamics of structures"*.
- [10] CHOPRA, *"Dynamics of structures"*.
- [11] MUSCOLINO, *"Dinamica delle strutture"*.

Sommaire

LIGNE AV/AC MILAN-BOLOGNE – ANALYSES DYNAMIQUES D'INTEROPÉRABILITÉ DES PONTS ET DES VIADUCS.

Dans ce document on présente l'étude des effets dynamiques sur les ponts et les viaducs de la ligne ferroviaire AV/AC Milan-Bologne par rapport aux risques possibles de résonance, étude finalisée à la vérification des requis prévus par les Spécifications Techniques d'Interopérabilité 2008/217/CE pour permettre la certification d'interopérabilité de cette ligne.

En particulier, les analyses réalisées sont finalisées à l'évaluation des risques possibles de résonance et/ou de vibrations excessives causées par le transit des 10 convois-type qui constituent le Train Dynamique Universelle ou HSLM (High Speed Load Model), comme prévus par les susmentionnées Spécifications Techniques.

Les résultats des analyses dynamiques ont mis en évidence que toute typologie de structure de support concernée présente un bon comportement dynamique au passage des convois de type HSLM-A, respectant tous les requis imposés par les Spécifications Techniques d'Interopérabilité 2008.

Zusammenfassung

NBS MAILAND-BOLOGNA. DYNAMISCHE INTEROPERABILITÄTSANALYSE VON BRÜCKEN UND VIADUKTEN

Für die obengenannte NBS wird es hier das Studium vorgestellt, das über die dynamischen Wirkungen auf Brücken und Viadukten ausgeführt wurde. Dieses Studium erfasst die Nachprüfungen der Wahrscheinlichkeitsresonanzen, von Zügen erzeugt, die nach der TSI 2008/217/CE zwecks Interoperabilitätszertifizierung notwendig sind. Es wurde das dynamische Verhalten der Strukturen, unter dem Gesichtspunkt von Resonanz und hervorragenden Schwingungen, das von 10 Zugtypen hervorgerufen wird. Diese Zugreihe entspricht den dynamischen Universellzug oder HSLM (High Speed Load Model) nach TSI. Unter HSLM Zugtypen haben alle Strukturtypen, innerhalb der von TSI 2008 auferlegenden Grenzen, sehr gut bewahrt.

LINEE GUIDA PER GLI AUTORI

(Istruzioni su come presentare gli articoli per la pubblicazione sulla rivista "Ingegneria Ferroviaria")

La collaborazione è aperta a tutti – L'ammissione di uno scritto alla pubblicazione non implica, da parte della Direzione della Rivista, riconoscimento o approvazione delle teorie sviluppate o delle opinioni manifestate dall'Autore – I manoscritti vengono restituiti – La riproduzione anche parziale di articoli o disegni è permessa solo citando la fonte.

La Direzione della Rivista si riserva il diritto di utilizzare gli articoli ricevuti e la documentazione ad essi connessa anche per la loro pubblicazione, in lingua italiana o straniera, su altre riviste del settore edite da soggetti terzi. In ogni caso, la pubblicazione degli articoli ricevuti, anche su altre riviste avverrà sempre a condizione che siano indicati la fonte e l'autore dell'articolo.

Al fine di favorire la presentazione delle memorie, la loro lettura e correzione da parte del Comitato di Redazione nonché di agevolare la trattazione tipografica del testo per la pubblicazione su "Ingegneria Ferroviaria", si ritiene opportuno che gli Autori stessi osservino gli standard di seguito riportati.

L'articolo dovrà essere necessariamente su supporto informatico, preferibilmente in formato WORD per Windows, con il testo memorizzato su un supporto informatico idoneo ed accettato dalla redazione (CD-Rom, DVD, pen-drive...) ed una stampa su carta.

Tutte le figure (fotografie, disegni, schemi, ecc.) devono essere progressivamente richiamate nel corso del testo. Le stesse devono essere fornite complete della relativa didascalia. Tutte le figure devono essere inserite su supporto informatico (CD-Rom, DVD o Pen Drive) e salvate in formato TIFF o EPS ad alta risoluzione (almeno 300 dpi). E' richiesto inoltre l'inserimento nei suddetti supporti delle stesse immagini ma in formato compresso .JPG (max 50KB per immagine).

E' consentito, a titolo di suggerimento, includere a titolo di bozza di impaginazione un'ulteriore copia cartacea che comprenda l'inserimento delle figure nel testo.

Si pregano i signori autori di utilizzare rigorosamente, nei testi presentati, le unità di misura del Sistema Internazionale (SI), utilizzando le relative regole per la scrittura delle unità di misura, dei simboli e delle cifre.

All'Autore di riferimento è richiesto di indicare un indirizzo di posta elettronica per lo scambio di comunicazioni con il Comitato di Redazione della rivista.

Per eventuali ulteriori informazioni sulle modalità di presentazione degli articoli contattare la Redazione della Rivista – Tel. 06.4827116 – Fax 06.4742987 - redazioneif@cifi.it