



## L'interazione binario-struttura nella risposta sismica degli impalcati da ponte ferroviari in presenza di lunga rotaia saldata

Prof. Ing. Marco PETRANGELI<sup>(\*)</sup>, Dott. Ingg. Cristiano TAMAGNO<sup>(\*\*)</sup>, Paolo TORTOLINI<sup>(\*\*\*)</sup>

**SOMMARIO** – Gli autori hanno recentemente implementato un elemento di ballast nel programma ad elementi finiti non-lineare FIBRE. L'implementazione di quest'elemento, sviluppata in funzione dell'analisi d'interazione binario-struttura, ha dimostrato poter fornire dei risultati interessanti anche per l'analisi sismica.

Essendo il programma formulato in Lagrangiane totali nello spazio tridimensionale, si è potuto studiare il comportamento degli impalcati da ponte ferroviari in presenza di lunga rotaia saldata, sottoposti ad azione sismica comunque orientata, anche prendendo in considerazione la possibile instabilizzazione della rotaia nel caso di sisma violento.

Dopo aver presentato il nuovo elemento di ballast 3D e le principali caratteristiche del programma ospitante, il lavoro analizza quindi la risposta sismica di due tipologie di viadotti diffusamente utilizzati lungo le nuove linee ad Alta Capacità correntemente in fase d'ultimazione in Italia, delle quali gli scriventi hanno curato la progettazione e l'assistenza in fase di realizzazione. Per entrambe queste opere si osserva una forte riduzione della risposta sismica per via dell'effetto smorzante e dissipativo del ballast, effetto tanto più determinante quanto maggiore è la flessibilità, seppur relativa, delle sottostrutture.

Il lavoro si conclude infine con un approfondimento del problema dello slineamento dei binari. Lo studio è stato condotto con un'estesa campagna di simulazioni numeriche utilizzando lo stesso programma FIBRE. La campagna di indagine numerica ha investigato il comportamento del binario in funzione di una serie di parametri quali resistenza laterale del ballast ed efficienza del collegamento rotaia – traversina dimostrando inequivocabilmente come esiste un ampio spettro di strutture ed intensità sismiche per le quali non sussistono problemi di instabilità del binario e per le quali sono pertanto validi i risultati trovati nella prima parte del lavoro.

*Parole chiave:* elementi finiti, ballast, accelerogramma, analisi non lineare, instabilità.

### 1. Introduzione

La vigente Normativa Ferroviaria [1] richiama esplicitamente all'attenzione il fenomeno d'interazione statica binario-struttura in presenza di lunga rotaia saldata, limitatamente alle azioni di frenatura/avviamento dei treni, variazioni termiche della struttura e del binario e deformazioni dovute ai carichi verticali. Nel caso si sia in pre-

senza di tipologie collaudate (travi appoggiate di luci medio-basse e regolari), la Norma permette di calcolare gli effetti delle azioni anzidette attraverso un metodo analitico semplificato. In tutti gli altri casi è necessario effettuare un'analisi di interazione che tenga conto delle resistenze ai movimenti longitudinali del binario e della effettiva rigidità della struttura, attraverso un opportuno e ragionevole modello in grado di riprodurre efficacemente il collegamento binario-struttura.

È apparso dunque logico ed interessante estendere il concetto d'interazione anche in campo sismico, al fine di quantificare gli effetti dissipativi del ballast in relazione alla risposta strutturale degli impalcati da ponte ferroviari in presenza di lunga rotaia saldata.

Per poter analizzare questo tipo di risposta strutturale è necessario disporre di un programma agli E.F. in grado

<sup>(\*)</sup> Professore di Tecnica delle Costruzioni, Università "G. D'Annunzio", Pescara.

<sup>(\*\*)</sup> Responsabile Dipartimento Strutture I, Società Integrale, Roma.

<sup>(\*\*\*)</sup> Dottorando Facoltà di Architettura, Università "G. D'Annunzio", Pescara.

di svolgere analisi non-lineari al passo facendo uso di elementi elasto-attribitivi. Queste caratteristiche non sono disponibili in tutti i programmi di calcolo e, comunque, anche nei programmi in grado di eseguire analisi al passo in campo non-lineare, alcuni accorgimenti si rendono necessari per ottenere un comportamento degli elementi non-lineari disponibili che si avvicini quanto più possibile a quello specificato dalla Normativa ferroviaria per il ballast.

Con riferimento al problema del legame costitutivo di ballast è fin d'ora necessario anticipare che il legame richiesto dalle Ferrovie non si può ottenere mediante la messa in parallelo o in serie di elementi finiti semplici quali quello elastico e quello attrittivo. Questi aspetti, ampiamente discussi in funzione dell'interazione binario-struttura [2], vengono riassunti nel paragrafo relativo all'elemento di ballast, mostrando le caratteristiche del legame costitutivo e cinematiche di elemento.

Nel presente lavoro viene analizzata la risposta sismica di due tipologie di viadotti. Il primo è un impalcato a cassone prefabbricato di grandi dimensioni generalmente utilizzato per viadotti di una certa lunghezza, ma in questo caso analizzato nella configurazione a campata singola, la stessa già utilizzata per il lavoro sull'interazione statica binario-struttura [2] dagli stessi autori. La sua semplicità ha permesso di mostrare l'efficacia del nuovo elemento finito di ballast implementato nel programma agli elementi finiti FIBRE, attraverso la concordanza dei risultati tra il metodo d'interazione statica semplificato e l'analisi d'interazione non lineare. Per questa tipologia d'opera è stata dunque effettuata un'analisi sismica con un accelerogramma EC8 compatibile, che ha messo chiaramente in luce l'effetto fortemente smorzante della lunga rotaia saldata su ballast e che ha quindi spinto gli scrittori ad estendere le analisi a strutture più complesse.

Come secondo esempio è stato esaminato il viadotto ferroviario Laurinziano, sulla linea Milano-Napoli tratta Bologna-Firenze, a 6 campate in c.a.p. realizzato con travi prefabbricate a cassoncino e soletta gettata in opera. La scelta è ricaduta su questo viadotto sia per la sua tipologia, probabilmente la più diffusa in ambito ferroviario italiano, sia in quanto situato in zona sismica di II categoria con accelerazione di picco al suolo pari a 0.25g. Tale struttura è stata sottoposta ad accelerogrammi EC8 compatibili di diversa intensità e direzione al fine di analizzare con maggior dettaglio la sua risposta in presenza di un'azione sismica di intensità crescente comunque orientata rispetto all'asse del ponte.

L'articolo si conclude con la valutazione del carico critico per buckling laterale della lunga rotaia saldata e conseguenti osservazioni circa la possibilità che questo valore venga raggiunto in caso di sisma violento.

## 2. Il programma agli elementi finiti FIBRE

FIBRE è un programma 3D agli elementi finiti per l'a-

nalisi non-lineare delle strutture civili sviluppato negli ultimi quindici anni a partire dalla famiglia di codici americani noti con il nome di DRAIN3D e quindi ANSR [3]. Lo sviluppo di questo programma ha riguardato diversi aspetti, sebbene i maggiori risultati siano stati ottenuti con la messa a punto di elementi non-lineari mono-dimensionali (travi e bielle) per l'analisi sismica [4][5] e per l'analisi di strutture soggette a grandi spostamenti (non linearità geometrica) [6].

Soprattutto il primo filone di ricerca ha portato allo sviluppo di un elemento capace di modellare il comportamento tagliante e la sua interazione con sforzo assiale e momento [4]. Questo elemento è particolarmente efficace nella modellazione della risposta sismica di ponti e strutture intelaiate in cemento armato e cemento armato pre-compresso oltre il limite elastico. Specificatamente la capacità di modellazione del comportamento tagliante risulta essere utile nella modellazione di strutture ferroviarie che presentano tipicamente una snellezza ridotta e possono quindi presentare risposte fragili o in ogni modo con sensibilità al taglio.

D'altro canto, la richiesta di modellazione post-elastica delle strutture ferroviarie è stata incentivata con l'introduzione della nuova normativa sismica [7] e l'utilizzo di quella Europea che ha reso tassative le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) [8][9].

Si è pertanto ritenuto utile inserire nel programma gli elementi finiti necessari a modellare il comportamento d'interazione binario-struttura e dotare il programma di un pre-processore che semplificasse l'input dei treni di carico. Così facendo è oggi possibile con lo stesso programma e con il medesimo modello agli elementi finiti, condurre analisi statiche e dinamiche, elastiche e non-lineari e quindi analisi di risonanza ed interazione.

Il programma è formulato in Lagrangiane totali con soluzione in spostamenti. Tutti gli elementi di trave non lineare sono formulati invece in flessibilità [10] permettendo una modellazione molto efficiente (con pochi macro-elementi) delle strutture in c.a. e c.a.p.. Il programma dispone ovviamente anche di elementi elastici, utilizzati negli esempi successivi per modellare l'impalcato e la rotaia.

Il programma permette di specificare storie di spostamenti e/o forze distintamente per tutti i nodi nonché accelerogrammi sincroni a tutti i gradi di libertà vincolati, opzione utilizzata per effettuare l'analisi sismica degli esempi illustrati in seguito.

## 3. Il legame costitutivo di ballast

Il legame costitutivo di ballast descritto nella Normativa ferroviaria [1] è costituito da una famiglia di rami di carico elasto-plastici che hanno la caratteristica di snervarsi a 2mm di spostamento ( $\Delta y$ ) ad un valore della forza  $F$  che è proporzionale al carico assiale agente ( $N$ ) secondo la formula tipica dei legami Mohr-Coulomb (coesivi-attribitivi)

$$F(N) = F_{\min} + \Phi N \quad (1)$$

Il fattore di proporzionalità  $\Phi$  (attrito) è pari a 0.5 o 0.59375 a seconda che ci si trovi su ponte o su rilevato. Tale forza ha un valore di soglia minimo  $F_{\min}$  pari a 20 kN/m e 12.5 kN/m rispettivamente. Le curve sono riportate per semplicità di lettura in fig. 1.

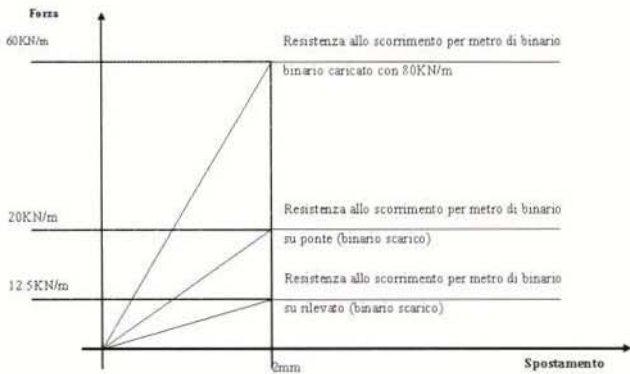


Fig. 1 - Legame forza-spostamento longitudinale del ballast.

Alcuni aspetti del legame costitutivo, che non sono espressamente menzionati nella Normativa, sono stati così definiti:

- a) lo scarico è elastico, con rigidezza funzione del carico assiale come appresso specificato;
- b) la risposta elastica, in fase di carico, scarico e ricarico, ha rigidezza tangente funzione del carico assiale secondo l'espressione seguente

$$K(N) = F(N)/\Delta y \quad (2)$$

- c) il legame costitutivo di ballast è bidimensionale ovvero lavora con la composizione vettoriale delle forze longitudinali (parallele all'asse del binario) e di quelle perpendicolari ai binari stessi (ad esempio nel caso di sisma trasversale o di forza centrifuga). In altre parole il dominio di scorrimento in forze è un cono (cono di attrito) che nel caso di sole azioni longitudinali (analisi piana) si riduce ad un intervallo.

Con riferimento ai punti precedenti valgono le seguenti osservazioni.

L'ipotesi di scarico elastico è non solo la scelta più semplice ed intuitiva ma anche quella più consistente dal punto di vista fenomenologico, considerato che il modello reologico di riferimento è quello di un materiale granulare sciolto, sempre elastico nella risposta fino al raggiungimento della soglia di scorrimento. La rigidezza di tale scarico non è per il resto scontata. A tal riguardo si è ipotizzata una rigidezza tale che lo scarico elastico abbia ampiezza pari a 2mm secondo la Eq. (2).

La scelta della variazione della rigidezza elastica in fase di carico e ricarico è invece meno intuitiva.

La soluzione adottata [2] è quella di ipotizzare la rigi-

dezza elastica istantanea funzione (limitata) del carico assiale secondo la Eq. (2) riportata precedentemente ("Variable Stiffness"). In questo caso lo spostamento a scorrimento non è necessariamente pari a 2mm, ma se ne può discostare nel caso di variazione del carico assiale durante la fase di carico/ricarico. In definitiva il legame costitutivo che si ottiene è quello rappresentato nella fig. 2.

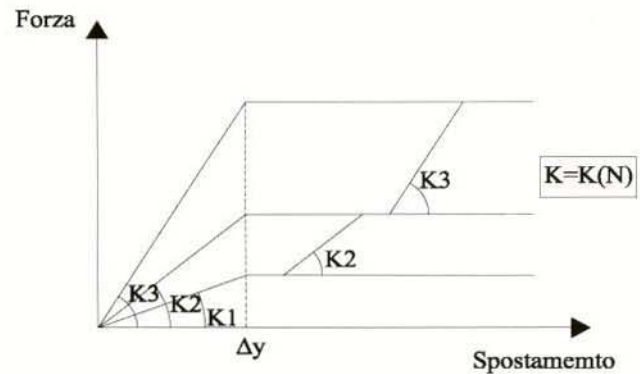


Fig. 2 - Legame forza-spostamento "Variable Stiffness".

Si noti che nel legame costitutivo descritto, l'interazione tra sforzo assiale e risposta tagliante del ballast è fortemente semplificata in quanto c'è sì un effetto dello sforzo assiale sulla risposta tagliante ma non il contrario, ovvero la risposta assiale è indipendente dal comportamento tagliante. Questa è ovviamente una semplificazione abbastanza rozza in quanto è noto che un materiale granulare ha sì un comportamento attritivo, ma ha anche una risposta molto dilatante ovvero le azioni tangenziali si ripercuotono sul comportamento volumetrico (assiale) dello stesso.

Tale semplificazione è del resto giustificata dal fatto che sopra la rotaia vengono applicate delle forze (il peso di locomotrice e vagoni) e né la rigidezza degli assi del convoglio, né quella flessionale del binario sono tali da modificare il sistema di forze applicate anche quando si tenesse conto del comportamento dilatante del ballast.

#### 4. L'elemento finito di ballast

Per l'elemento finito di ballast si è optato per un elemento a 2 nodi con 6 gradi di libertà ovvero con un vettore di spostamenti nodali  $U^e$  così fatto

$$U^e = (U_x^i, U_y^i, U_x^z, U_y^z, U_x^j, U_y^j)^T \quad (3)$$

La formulazione dell'elemento è in rigidità con le deformazioni generalizzate  $\epsilon^e = (\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z)^T$  ottenute con la seguente espressione

$$\epsilon^e = D U^e \quad (4)$$

dove D, a meno della rotazione relativa tra i sistemi di riferimento locale e globale (nell'ipotesi quindi di elemento

parallelo all'asse X), è la matrice di compatibilità cinematica così definita

$$D = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

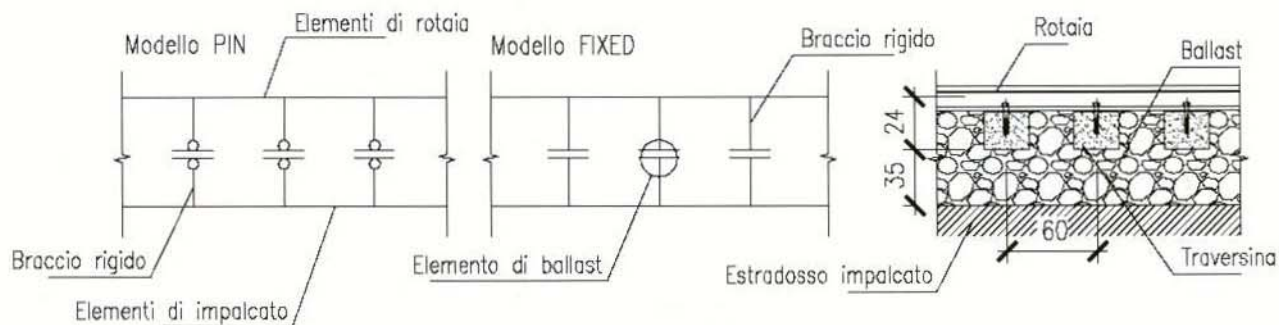


Fig. 3 - Collegamento rotaia-impalcato e modello fisico.

Una volta ottenute le deformazioni generalizzate, si ricavano le sollecitazioni associate  $\sigma^e = (N \ T_y \ T_z)$  mediante il legame costitutivo di ballast discusso precedentemente e l'ipotesi di elasticità lineare del comportamento assiale. Per questo ultimo è prevista la possibilità di cut-off a trazione (per esempio nel caso si voglia simulare il sollevamento della rotaia). Trovate le forze generalizzate le si trasforma in forze nodali  $F^c = (F_x^i, F_y^i, F_z^i, F_x^j, F_y^j, F_z^j)^T$  premoltiplicando per  $D^T$ , ossia

$$F^c = D^T \sigma^e \quad (6)$$

L'elemento così formulato rispetta l'equilibrio solo quando i due nodi coincidono. In pratica è necessario che tale elemento abbia una lunghezza trascurabile rispetto alle altre dimensioni strutturali.

Questa impostazione è sembrata la più semplice considerato che tali elementi sono sempre posti in serie a bracci rigidi che servono comunque a riportare le sollecitazioni all'asse impalcato.

### 5. La modellazione agli elementi finiti

Nella modellazione agli elementi finiti del sistema impalcato-ballast-binario le linee d'asse dei binari e dell'impalcato sono stati posizionati rispettivamente in corrispondenza degli assi baricentrici delle rotaie e dell'impalcato stesso.

I vincoli sono stati ubicati nell'effettiva posizione degli apparecchi d'appoggio mediante l'interposizione di un elemento rigido tra i nodi estremi dell'impalcato e gli assi appoggi.

Analogamente il collegamento tra elementi di rotaia ed elementi d'impalcato è stato realizzato mediante bracci rigidi posti in serie all'elemento di ballast (fig. 3). Questo collegamento è stato modellato sia nell'ipotesi di avere una cerniera alla base delle traversine (modello PIN) sia in quella di avere continuità tra rotaia ed impalcato (modello FIXED), la cui trattazione è stata approfondita in [2]. In

entrambi i casi il legame forza scorrimento del ballast è lo stesso.

Per l'impalcato e per le rotaie si è assunto un comportamento di tipo elastico lineare, mentre le pile sono state modellate in alcuni casi elasticamente in altri con elementi a fibre dotate di legami costitutivi ciclici non-lineari per il calcestruzzo e per l'acciaio.

Inoltre, seguendo la Normativa Ferroviaria, il modello comprende una porzione di binario sul rilevato per almeno 100m a monte ed a valle del ponte.

È infine necessario sottolineare come una discretizzazione agli E.F. della struttura (binario ed impalcato) con passo pari a quello dell'interasse traversine richiede un onere computazionale inutilmente gravoso, soprattutto nel caso di viadotti a più campate, senza apportare sensibili miglioramenti di precisione nella stima delle grandezze di interesse. Il modulo utilizzato normalmente per i binari di corsa è 10/6, 10 traverse ogni sei metri (passo di 0,60 m).

Volendo quindi discretizzare la rotaia e l'impalcato con un passo maggiore si rende necessario utilizzare un'inerzia equivalente (maggiore) per la rotaia, ottenuta moltiplicando l'inerzia reale per il quadrato del rapporto tra l'interasse dei nodi del modello agli E.F. e quello delle traversine. In definitiva

$$I_{eq} = I_{rot} \cdot \left(\frac{d}{0,6 \text{ m}}\right)^2 \quad (7)$$

Le masse strutturali, nei modelli di seguito utilizzati, sono state distribuite uniformemente a livello dell'asse dell'impalcato con passo pari alla mesh utilizzata per i binari (interasse traversine e/o multipli).

L'azione sismica è stata modellata utilizzando degli accelerogrammi artificiali compatibili con gli spettri di risposta definiti nell'Eurocodice 8 [9]. Tali accelerogrammi sono stati quindi applicati in maniera sincrona a tutti i gradi di libertà vincolati, ovvero a pile, spalle ed a tutti gli elementi di ballast direttamente collegati al rilevato.

L'orientazione dell'azione sismica può essere modificata a piacimento componendo vettorialmente tre distinti accelerogrammi specificati lungo i tre assi di riferimento globale.

### 6. Bicassone – Alta Velocità TO-MI

Si tratta dell'impalcato a doppio binario utilizzato per diversi viadotti ferroviari lungo la nuova linea AC Torino-Milano [11], costituito da 2 cassoni prefabbricati in c.a.p. a fili aderenti solidarizzati in opera, di luce pari a 34.5m ed interasse appoggi pari a 32.1m (fig. 4). Sebbene questo tipo d'impalcato, per ovvie ragioni costruttive, sia stato utilizzato per viadotti medio-lunghi, in questo caso è stato ipotizzato realizzare un ponte a singola campata. Per le sottostrutture con appoggio fisso è stata ipotizzata una rigidità complessiva pari a 100000 kN/m/m. Questo valore è quello specificato nei testi d'interazione dalle ferrovie ed è consistente con quello di una spalla rigida ovvero pile tozze che spesso s'incontrano per questo tipo di strutture.

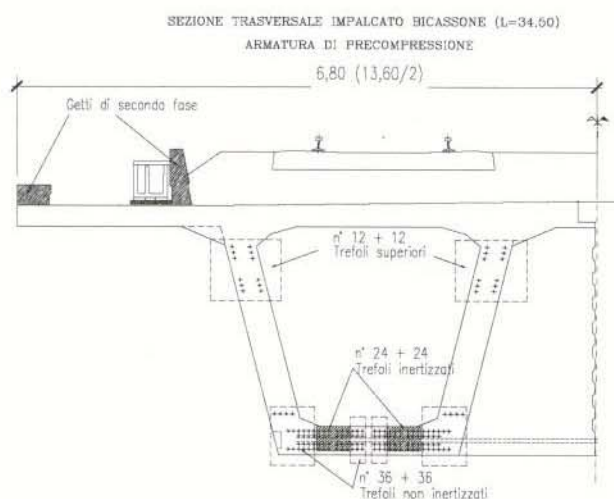


Fig. 4 - Sezione trasversale cassone in c.a.p.

L'esempio proposto è stato analizzato con un modello piano. Con questa scelta vengono trascurati alcuni effetti secondari legati al comportamento trasversale e torsionale dell'impalcato stesso.

Per ulteriore semplificazione le analisi sono state eseguite con un solo treno in avviamento e conseguentemente il modello ha le caratteristiche meccaniche di un semi-impalcato (un solo cassone).

In totale il modello è costituito da 100m di rilevato sinistro più 34.5m di ponte più altri 100m di rilevato destro, per uno sviluppo totale di 234.5m.

L'appoggio mobile posto a sinistra si trova quindi all'ascissa  $x=100m$  mentre il fisso, posto a destra del ponte, all'ascissa  $x=133.3m$ .

Si è infine assunta una discretizzazione agli E.F. della struttura (binario ed impalcato) con passo pari a quello dell'interasse traversine, ossia di 60cm, fermo restando le osservazioni riportate nel paragrafo precedente circa la possibilità ed opportunità di utilizzare una mesh meno fitta con interasse dei nodi maggiore.

Si precisa, infine, che in questa analisi per una maggiore semplicità è stata adottata una resistenza a scorrimento per metro di binario su impalcato, in condizione scarica, pari a quella prescritta su rilevato (12.5kN/m) come del resto specificato nei test case Italferr [2].

Si riportano di seguito, per completezza d'esposizione, le caratteristiche meccaniche ed i principali parametri geometrici utilizzati nella modellazione agli EF.

#### Caratteristiche della rotaia:

- modulo elastico = 210 000 N/mm<sup>2</sup>;
- area della sezione normale della singola rotaia = 0.00769 m<sup>2</sup>;
- inerzia della singola rotaia = 3.055x10<sup>-5</sup> m<sup>4</sup>.

#### Caratteristiche del ballast (come da Norma FS):

- spessore del ballast = 0.35 m;
- distanza asse binario-intradosso traverse = 0.24 m;
- rigidità assiale = 130 000 kN/m/m.

#### Caratteristiche impalcato (singolo cassone):

- distanza asse rotaia-asse baricentrico impalcato = 1.68 m;
- distanza asse rotaia-asse appoggi = 4.22 m;
- modulo elastico calcestruzzo = 38 240 MPa;
- momento di inerzia nel piano verticale (sezione corrente) = 5.95 m<sup>4</sup>;
- area della sezione normale (sezione corrente) = 4.80 m<sup>2</sup>;
- coefficiente di dilatazione termica = 1.0 x 10<sup>-5</sup>;
- peso proprio impalcato + permanenti portati = 15500 kN.

### 6.1. Analisi di interazione statica binario-struttura

Nel presente paragrafo vengono riassunti alcuni risultati ottenuti dall'analisi di interazione. Per una trattazione più dettagliata si rimanda all'articolo su Ingegneria Ferroviaria degli stessi autori [2].

Come è noto per le analisi di interazione binario-struttura si considerano le seguenti azioni:

- variazioni termiche dell'impalcato ( $\Delta T=15^{\circ}\text{C}$ );
- frenatura ed avviamento dei treni (fig. 5);

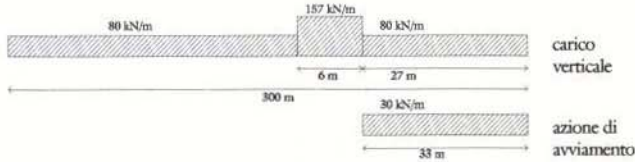


Fig. 5 - Treno di carico LM71 per interazione binario-struttura.

zioni di servizio del binario, sia rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, che rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causata di un suo rapido deterioramento.

Per la Normativa Italiana vigente si dovrà dunque verificare che l'incremento massimo di tensione nella rotaia, dovuto all'azione verticale e tangenziale (frenatura) del treno e la concomitante variazione termica dell'impalcato, non superi il limite di  $\Delta\sigma_{c,max} = 60 \text{ MPa}$  a compressione e  $\Delta\sigma_{t,max} = 70 \text{ MPa}$  a trazione.

Sotto le stesse azioni, il massimo spostamento relativo consentito, tra estradosso dell'impalcato e/o del rilevato e l'intradosso della traversa, dovuto alle sole forze di avviamento e/o di frenatura, è pari a 5 mm.

Di seguito si riportano i risultati nell'ipotesi di continuità tra rotaia ed impalcato (modello FIXED) essendo comunque questi ultimi molto simili a quelli ottenuti con il modello PIN.

In fig. 6 è riportato l'andamento delle tensioni nella rotaia per un aumento uniforme di temperatura  $\Delta T$  dell'impalcato. La massima compressione si ha in corrispondenza dell'appoggio mobile ( $\sigma_c = -8.77 \text{ MPa}$ ); la massima trazione ( $\sigma_t = 6.76 \text{ MPa}$ ) si ha invece poco prima dell'appoggio fisso (nel verso delle ascisse crescenti).

In fig. 7 è riportato l'andamento della tensione nella rotaia, nell'istante in cui il locomotore si trova all'ascissa  $x=134\text{m}$ , per le sole azioni d'avviamento/inflessione e per le azioni totali. Si osserva che in questo istante si hanno

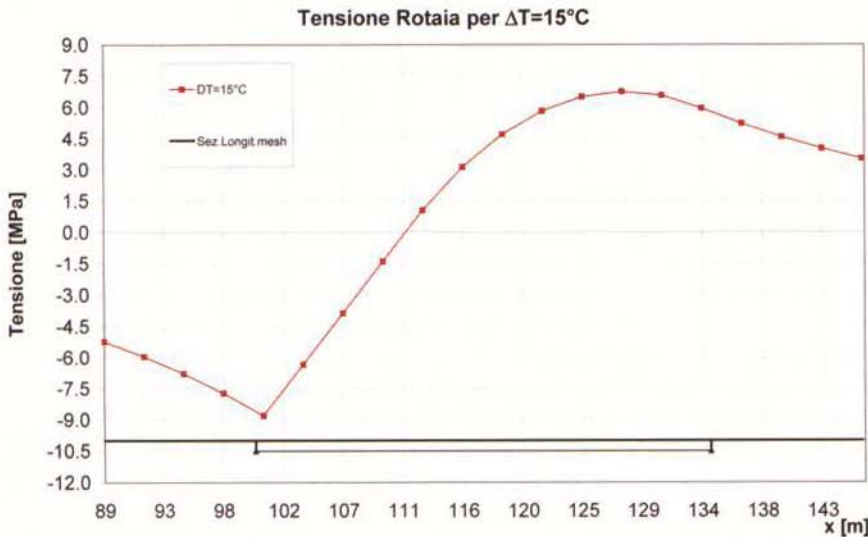


Fig. 6 - Andamento della tensione nella rotaia per una variazione di temperatura  $\Delta T=15^{\circ}$ ; (nb: negativo di compressione).

- deformazioni dovute ai carichi verticali mobili da sinistra verso destra (fig. 5).

Il treno utilizzato è l'LM71 standard da normativa [1] applicato alla struttura in maniera quasi-statica ( $v < 20 \text{ km/h}$ ), grazie alla possibilità che offre FIBRE di generare, interpolare ed applicare automaticamente i record dinamici in funzione della velocità. Per cui modificando quest'ultimo parametro è possibile passare da analisi quasi statiche d'interazione ad analisi di risonanza.

Le anzidette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, etc.), e dovranno essere tali da non compromettere le condi-

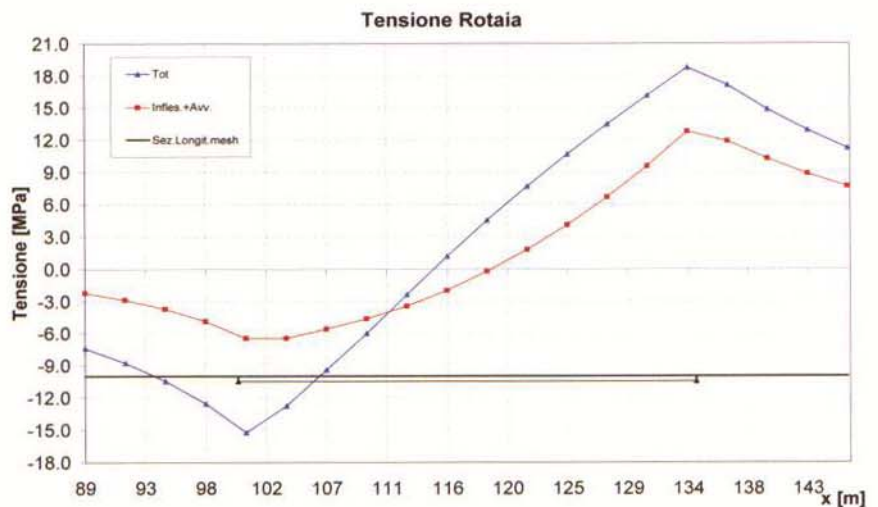


Fig. 7 - Andamento della tensione nella rotaia nell'istante di massima compressione/trazione per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali (locomotore all'ascissa  $x=134\text{m}$ ).

le massime tensioni nella rotaia, di compressione in corrispondenza dell'appoggio mobile ( $\sigma_c = -15.2$  MPa) e di trazione in corrispondenza di quello fisso ( $\sigma_t = 18.8$  MPa). In generale si osserva che la trazione aumenta man mano che il locomotore "in avviamento" si avvicina al ponte incontrato all'ascissa  $x=100$ m. Quando il treno percorre il ponte la trazione in corrispondenza dell'appoggio mobile diminuisce per effetto dell'avviamento che ora tende a comprimere la rotaia mentre la trazione in corrispondenza dell'appoggio fisso continua ad aumentare. Ovviamente quando il locomotore è sufficientemente lontano dal ponte le tensioni nel binario ritornano al valore indotto dalla temperatura, a meno delle coazioni residue dovute alla plasticizzazione del ballast.

metrica) ovvero prescindendo da eventuali fenomeni d'instabilità della rotaia, imponendo in direzione parallela all'asse del ponte una storia di accelerazioni con  $PGA_{max}$  pari a 0.25g.

Per rendere le analisi più significative si è ridotta la rigidità del vincolo fisso di un fattore pari a 4 e 20. Così facendo ci si è posti in un intervallo tipico di pile ferroviarie alte tra i 5 ed i 10 metri circa.

Le analisi mostrano chiaramente come il ballast abbia un effetto smorzante sulla risposta della struttura.

Gli spostamenti, e di conseguenza le azioni taglianti, in testa pila con vincolo fisso sono inferiori del 73% 60% rispettivamente per le due rigidità (fig. 8). Come ci si aspettava l'effetto dissipativo del ballast è tanto maggiore

tanto più flessibili sono le sottostrutture, dipendendo dagli spostamenti relativi tra impalcato e binario, come evidenziato in fig. 9.

Così anche le tensioni nella rotaia risultano influenzate dalla rigidità delle sottostrutture (fig. 10), essendo date dal rapporto tra il tagliante trasferito dall'impalcato al binario attraverso il ballast e l'area del binario stesso. Nella condizione di ballast plasticizzato lungo tutto il ponte, il tagliante assume il suo valore massimo, ossia pari a  $F = 12.5 \text{ kN/m} \times 34.5 \text{ m} = 431.3 \text{ kN}$ .

Nella fig. 11 viene infine riportato il grafico forza assiale-spostamento relativo rotaia-terreno per le due differenti rigidità delle sottostrutture. Per ampiezza ed energia dissipata questo grafico è comparabile con quello che si potrebbe ottenere da dissipatori metallici di produzione corrente.

## 7. Viadotto multicampata a cassoncini

Il viadotto Laurinziano è costituito da sei campate semplicemente appoggiate di luce pari a 18-20-25-25-20-18m e con pile alte rispettivamente 8-13-18-18-15m. L'impalcato a doppio binario è realizzato con 4 cassoncini in c.a.p. a fili aderenti solidarizzati in opera, di altezza pari a 2.10m e larghezza pari a 2.70m (fig. 12).

Questa configurazione, con piccole varianti locali, è quella tipica di moltissimi viadotti ferroviari di recente costruzione lungo le nuove linee AC su luce tipica da 25 metri sebbene adattata, a seconda delle esigenze, su ampiezze da 18 fino a 30 metri (questa ultima misura per il viadotto Sieve lungo la Firenze-Bologna).

Spostamento vincolo fisso (ag=0.25g)

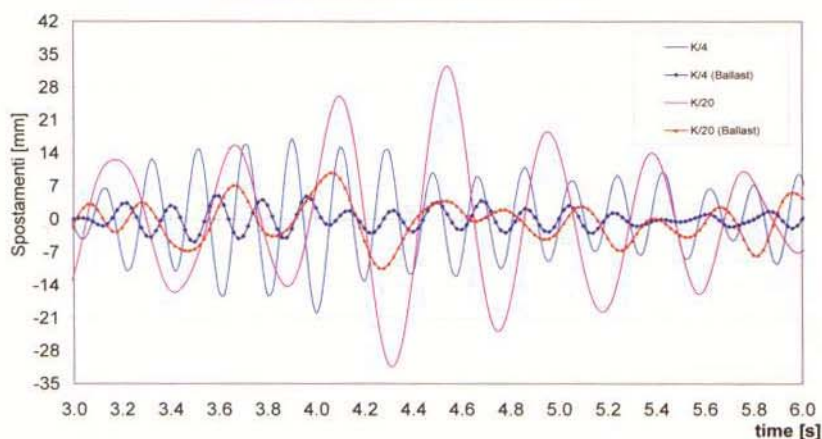


Fig. 8 - Time history spostamento di testa pila in corrispondenza appoggio "fisso".

Taglio nel ballast (ag=0.25g)

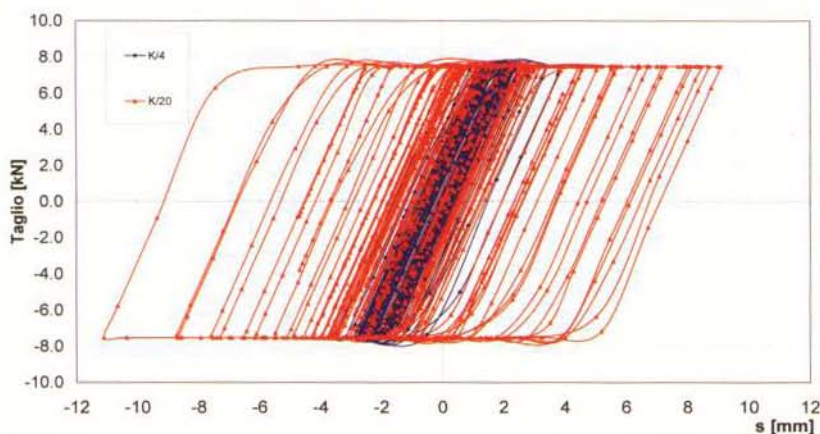


Fig. 9 - Isteresi nel ballast per i 2 casi considerati.

## 6.2. Analisi di interazione sismica binario-struttura

La struttura è stata dunque analizzata in campo sismico, nell'ipotesi di piccoli spostamenti (linearità geo-

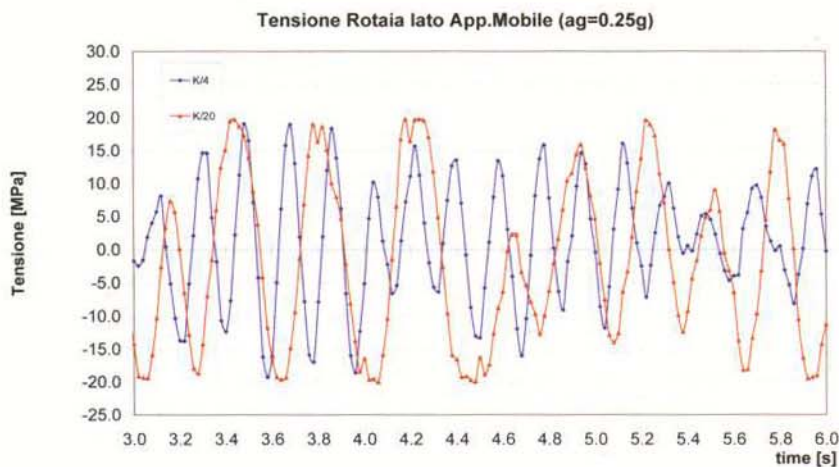


Fig. 10 - Time history tensione nella rotaia in corrispondenza appoggio mobile per i 2 casi considerati.

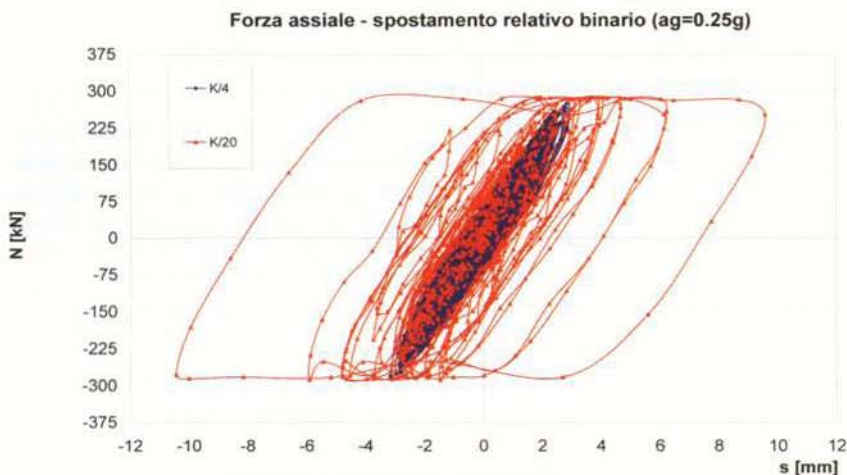


Fig. 11 - Andamento dello sforzo assiale-spostamento nella rotaia per i 2 casi descritti; (nb: negativo di compressione).

La struttura è stata analizzata con un modello spaziale, al fine di cogliere anche fenomeni legati al comportamento trasversale e torsionale dell'impalcato stesso. In totale il modello è costituito da 100m di rilevato sinistro più 126m di ponte più altri 100m di rilevato destro, per uno sviluppo totale di 326m.

Il primo appoggio fisso è situato sulla spalla in sinistra all'ascissa  $x=100m$ , mentre l'ultimo appoggio mobile (longitudinale), posto sulla spalla in destra del ponte, si trova all'ascissa  $x=226m$ .

Si è infine assunta una discretizzazione agli E.F. della struttura (binario ed impalcato) con passo pari al doppio di quello delle traversine, ossia di 120cm.

Si riportano di seguito, le caratteristiche meccaniche dell'impalcato (per la rotaia e il ballast si rimanda al caso di studio precedente) ed i principali parametri geometrici utilizzati nella modellazione agli EF, specificando che per

gli elementi di ballast sono state assegnate le rispettive resistenze allo scorrimento a seconda della loro ubicazione (rilevato o ponte).

*Caratteristiche impalcato (singolo cassoncino):*

- distanza asse rotaia-asse baricentro impalcato = 1.45 m;
- distanza asse rotaia-asse appoggi = 3.25 m;
- modulo elastico calcestruzzo = 38 240 MPa;
- momento inerzia nel piano verticale (sezione corrente) = 5.37 m<sup>4</sup>;
- area della sezione normale (sezione corrente) = 9.28 m<sup>2</sup>;
- coefficiente di dilatazione termica =  $1.0 \times 10^{-5}$ ;
- peso proprio impalcato + permanenti portati = 320 kN/m;
- sequenza appoggi:
  - direzione longitudinale - fisso a sinistra, mobile a destra di ogni campata;
  - direzione trasversale - fisso a sinistra, fisso a destra di ogni campata.

**7.1. Analisi sismica longitudinale**

Le analisi sismiche in direzione longitudinale (parallela all'asse binari) hanno messo in evidenza il fortissimo effetto smorzante del ballast legato al-

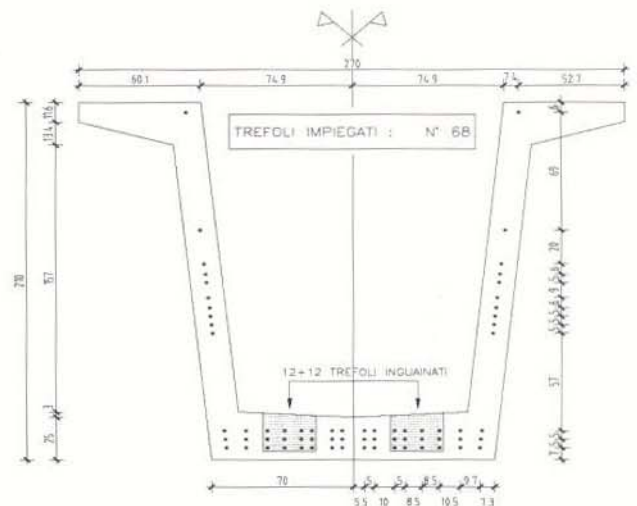


Fig. 12 - Sezione trasversale cassoncino in c.a.p.



la presenza della lunga rotaia saldata e quindi la riduzione drastica della risposta in termini di forze e spostamenti dell'impalcato stesso e delle sottostrutture.

L'abbattimento della risposta è legato sostanzialmente ai seguenti termini:

- *il comportamento isteretico del ballast*: essendo un materiale a comportamento elasto-attritivo dissipa, per attrito sviluppato dall'ingranamento degli inerti, gran parte dell'energia cinetica immagazzinata dalla struttura, come evidenziato in fig. 13. Tale dissipazione è ovviamente

- *la compressione della rotaia*: essendo l'impalcato collegato alla rotaia attraverso il ballast, parte del tagliante sismico viene scaricato sui rilevati a monte e a valle attraverso la rotaia.

L'abbattimento della risposta, offerta da questi due contributi, è chiaramente tanto maggiore quanto maggiore è l'intensità dell'azione sismica, in quanto le forze nella rotaia e l'energia dissipata dal ballast crescono al crescere degli spostamenti dell'impalcato come riportato in fig. 14, dove è possibile osservare come il drift binario-impalcato sia tanto più grande quanto maggiore sia la flessibilità delle pile e l'accelerazione di picco al suolo.

In fig. 15 è invece riportata una fotografia dello stato tensionale della rotaia lungo il ponte nel momento in cui si registrano le massime tensioni nella stessa. Anche qui si nota un aumento della compressione/trazione della rotaia all'aumentare dell'azione sismica. Tale aumento è per altro non proporzionale data la non-linearità del comportamento del ballast.

Come già osservato, la forza massima trasmessa dalle rotaie al rilevato ha un limite superiore che si raggiunge quando tutto il ballast dell'impalcato si "plasticizza", ossia quando lo scorrimento raggiunge o supera i 2mm. In questo caso, essendo il viadotto complessivamente lungo 126m, il massimo sforzo assiale nei due binari risulta pari a circa 5000 kN (20 kN/m x 2 x 126 m), corrispondente ad una tensione massima nella singola rotaia di circa 160MPa.

È necessario infine sottolineare come i risultati ottenuti non possano prescindere dal comportamento non lineare delle sottostrutture stesse. A tal riguardo, si riporta in fig. 16, le differenze in termini di spostamento testa pila tra una modellazione elastica ed una non lineare a fibre delle pile. Per livelli bassi dell'azione sismica, la risposta con modelli non lineari risulta inferiore a quella elastica, per effetto della fessurazione e relativa dissipazione del calcestruzzo. Per più alte intensità sismiche, quando la maggiore non-linearità di risposta porta ad un sensibile abbattimento di rigidità, si ha un'inversione di comportamento:

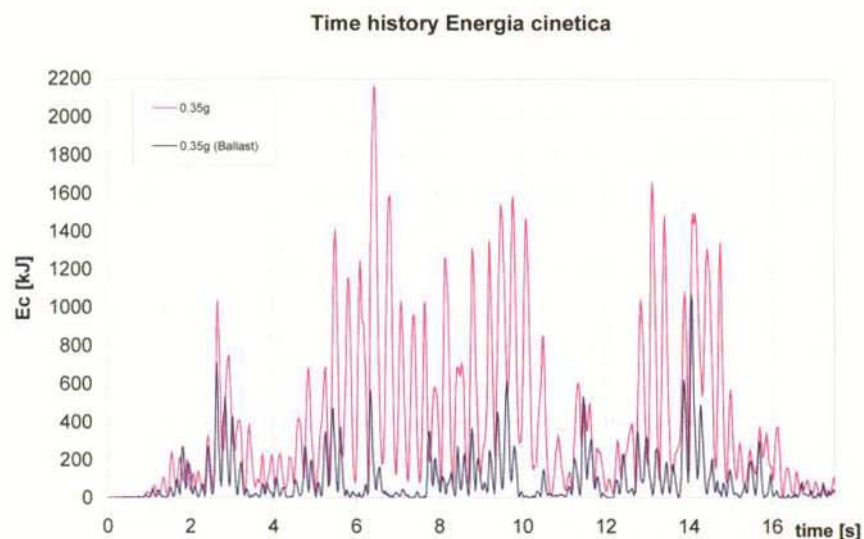


Fig. 13 - Energia cinetica immagazzinata dalla struttura per sisma longitudinale violento ( $a_g=0.35g$ ).

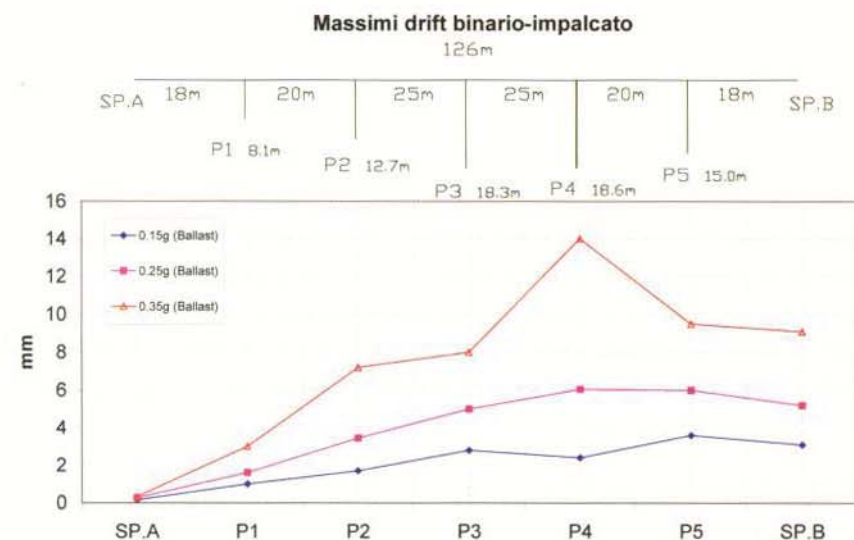


Fig. 14 - Massimi drift binario-impalcato al variare dell'intensità sismica.

proporzionale alla flessibilità delle sottostrutture in quanto lo scorrimento all'interno del ballast è proporzionale allo spostamento assoluto delle pile;

gli spostamenti del modello non-lineare risultano maggiori e quindi anche l'effetto del ballast aumenta, per le motivazioni anzidette.

In ragione di quanto sino ad ora affermato nelle figg. 17-18 sono riportati rispettivamente i massimi momenti alla base delle pile e il diagramma momento-curvatura al-

ad essere ridotti o annullati da tali apparati per cui non si sviluppano gli effetti descritti di interazione binario-impalcato.

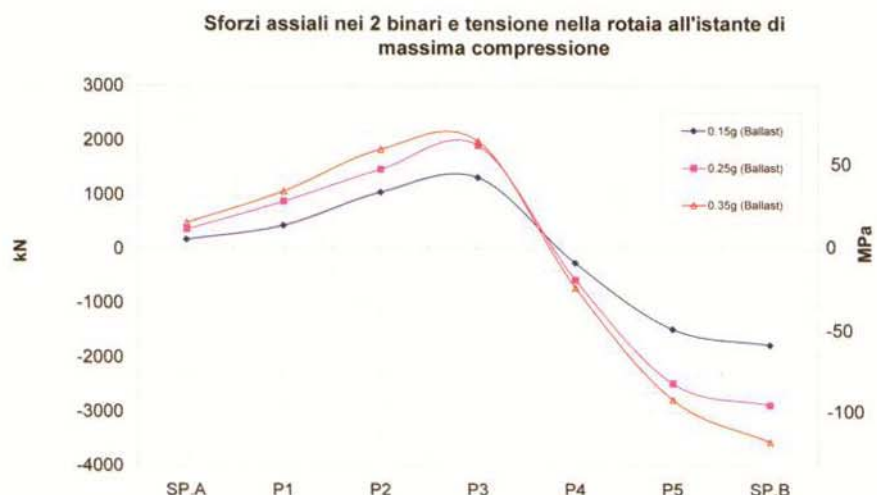


Fig. 15 - Sforzo assiale nei due binari e tensione nella rotaia all'istante di massima compressione; (nb: negativo di compressione).

la base della pila n. 3 (posto a confronto con la curva di primo carico), considerando o meno la presenza del ballast.

Oltre l'effetto smorzante del ballast, altro effetto positivo della presenza della lunga rotaia saldata su ballast è quello di regolarizzazione della risposta, come si evince dalla fig. 19. Ricordando infatti che la sequenza dei vincoli è fisso-mobile per ogni campata, di fatto il drift pila-impalcato coincide con la differenza di spostamento tra la pila  $n$  e la pila  $n-1$ . Ne deriva dunque che il ballast, collegando l'impalcato alla rotaia, a sua volta attaccata a terra sui rilevati di monte e di valle, regolarizza la risposta della struttura spostando il comportamento della stessa da quello a campate singole indipendenti verso quello di trave continua, effetto tanto più efficace quanto maggiore è l'intensità dell'azione sismica.

Questa significativa riduzione del drift tra testa pila ed impalcato comporta una maggiore protezione nei confronti dei fenomeni di *unseating* ossia di caduta dell'impalcato per perdita di appoggio delle travi.

I risultati ottenuti sono chiaramente applicabili solo dove non siano presenti ritegni antisismici specifici tipo dissipatori o accoppiatori oleodinamici nel qual caso infatti gli spostamenti relativi tra impalcato e pile vengono

## 7.2. Analisi sismica trasversale

Per quanto concerne l'analisi sismica in direzione trasversale è opportuno considerare che ogni impalcato ha 2 appoggi fissi e 2 unidirezionali da un lato e 1 unidirezionale e 3 mobili dall'altro e che le sottostrutture hanno un'elevata rigidità torsionale, le spalle per ovvi motivi geometrici, le pile in quanto di sezione scatolare cava. In conseguenza di ciò, supponendo i vincoli infinitamente rigidi, la successione d'impalcato appoggiati si comporta, trasversalmente, come un'unica trave continua. I due appoggi fissi considerati infinitamente rigidi vincolano, infatti, la rotazione planimetrica dell'impalcato e quindi i binari non presentano spostamenti relativi rispetto al ballast, in quanto non s'innescano meccanismi assiali di scorrimento longitudinale legati alla suddetta rotazione.

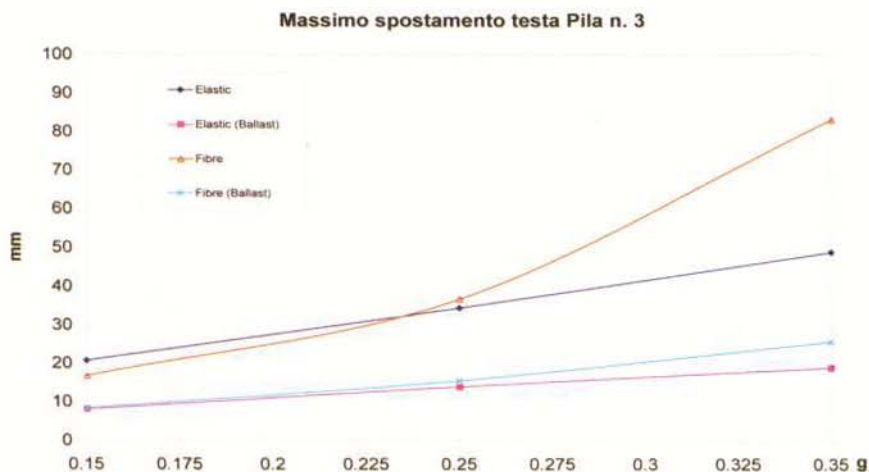


Fig. 16 - Massimo spostamento testa pila 3 tra i modelli elastico e a fibre con e senza ballast.

In effetti gli appoggi fissi hanno una loro intrinseca cedevolezza che abbatte questo comportamento estremamente rigido che si ottiene dal modello numerico ipotizzando gli appoggi infinitamente rigidi.

Al fine quindi di ottenere risultati più verosimili, sono state condotte delle analisi parametriche abbattendo la rigidità torsionale del sistema dei vincoli fissi di 1/10 e 1/100 (avendo assunto come valore di riferimento GJp

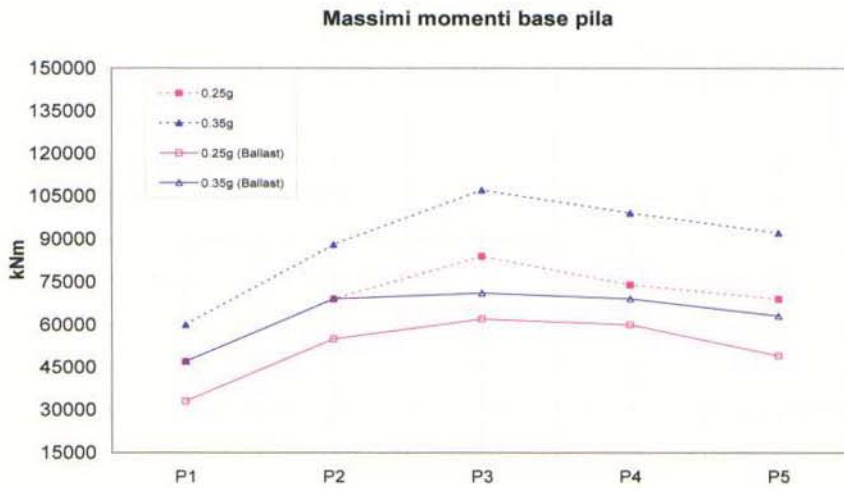


Fig. 17 - Massimi momenti alla base delle pile, con e senza ballast.

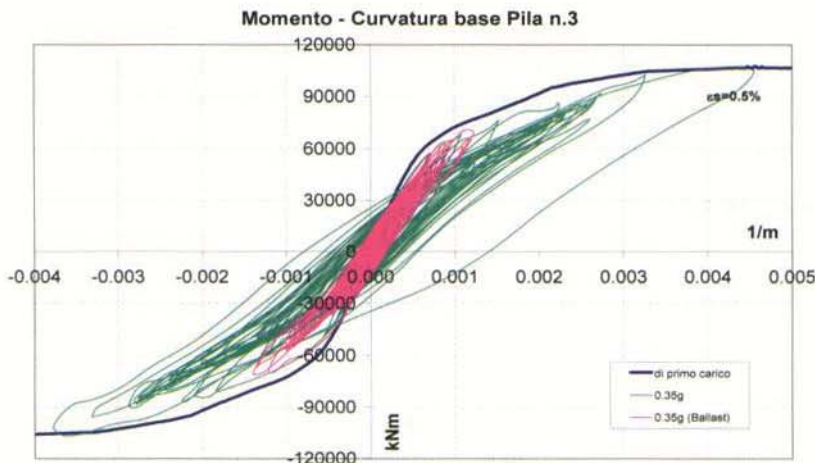


Fig. 18 - Curva momento-curvatura alla base della pila 3 con e senza ballast per sisma longitudinale violento ( $a_g=0.35g$ ).

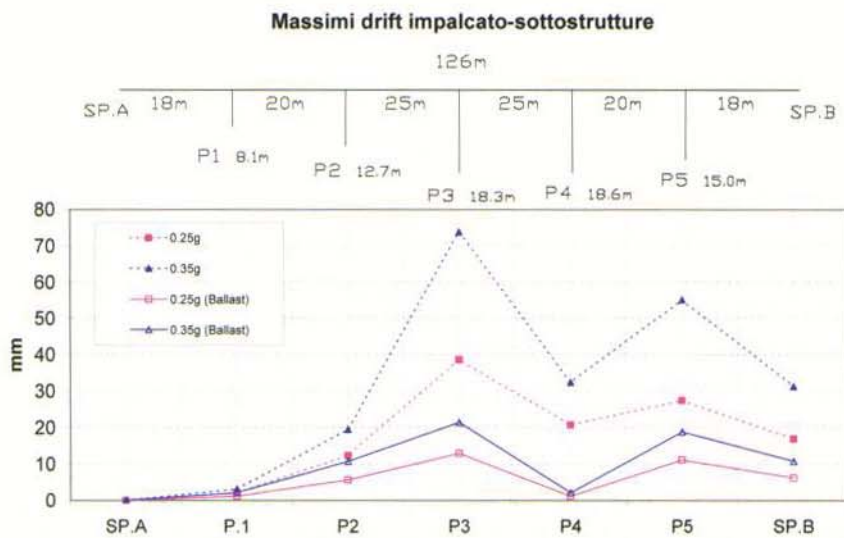


Fig. 19 - Massimi drift impalcato-sottostrutture con e senza ballast.

=108 kN/m<sup>2</sup>). Tale riduzione, che potrebbe sembrare elevata è in effetti compatibile con l'usuale gioco che hanno gli apparecchi d'appoggi fissi.

I risultati confermano l'importanza di questo parametro come si vede in fig. 20. I valori ottenuti per la rigidità abbattuta ad 1/100 sono circa doppi di quelli per rigidità infinita dei vincoli e rappresentano comunque un valore asintotico oltre il quale comanda esclusivamente il comportamento flessionale delle pile.

Dati comunque i piccoli spostamenti che subisce la struttura, anche il drift binario-impalcato, che come visto determina l'innesco e il funzionamento del ballast, risulta notevolmente contenuto, tanto che il ballast lavora quasi sempre in regime elastico. Conseguentemente (fig. 21) le tensioni nelle rotaie risultano molto basse e la presenza del ballast ha effetto pressoché nulla sulla risposta del ponte sia per mancanza di significativi effetti dissipativi sia per la modestia dell'effetto di incastro sulle spalle dovuto al meccanismo di tira e spingi dei binari (fig. 22).

In definitiva, dato il comportamento tipicamente tozzo delle sottostrutture che si incontrano per queste opere, un intervento del ballast sulla risposta sismica della struttura in direzione trasversale potrebbe rivelarsi importante solo in condizioni ultime delle sottostrutture o di rottura degli appoggi, argomento che sarà oggetto di studi successivi. In particolare si osserva che nel caso di rottura degli appoggi (in assenza d'opportuni ritegni antisismici) il binario diventa l'unico elemento di collegamento tra gli impalcato.

### 8. Instabilizzazione del binario

Gli effetti benefici del ballast sino ad ora discussi sono legati alla presenza della lunga rotaia saldata che di fatto realizza un collegamento tra campate semplicemente appoggiate cinematicamente indipendenti. Nell'espletare questa funzione, però, il binario viene a caricarsi assialmente, con il pericolo

di slineamento, e quindi di forte riduzione della sua capacità portante (assiale) nonché con perdita di funzionalità del binario stesso e conseguente inagibilità dell'infrastruttura.

di validare il modello di calcolo utilizzato mediante raffronto con i dati sperimentali e numerici disponibili in letteratura.

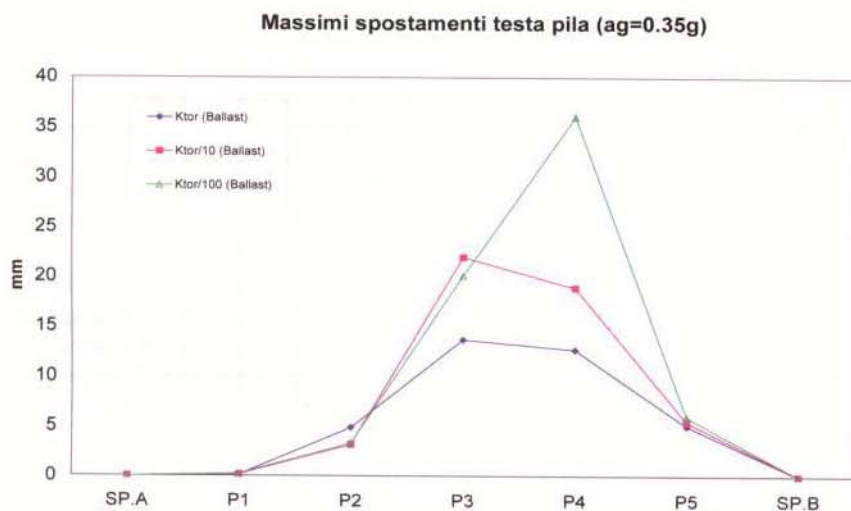


Fig. 20 - Massimi spostamenti testa pile al variare della rigidità torsionale dei vincoli, per sisma trasversale violento ( $ag=0.35g$ ).

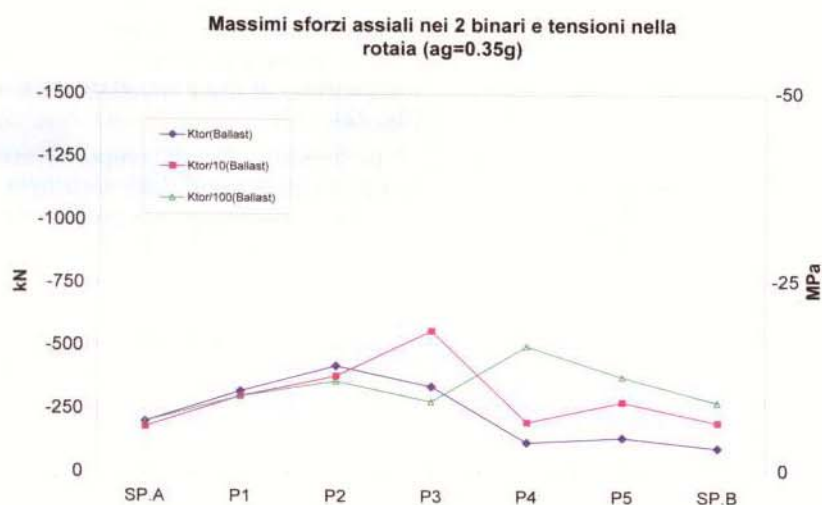


Fig. 21 - Massimo sforzo assiale nei due binari e tensione nella rotaia al variare della rigidità torsionale dei vincoli per sisma trasversale violento ( $ag=0.35g$ ); (nb: negativo di compressione).

Il tema è ben approfondito in letteratura [12] [13] [14] [15] [16], soprattutto nell'ottica di valutare la sicurezza del traffico ferroviario in funzione dello stato di efficienza e manutenzione di ballast, traversine, rotaie e collegamenti rotaie-traversine per le azioni di interazione classica (temperatura e traffico ferroviario) già affrontate nel precedente articolo degli scriventi [2].

Una trattazione specifica per gli effetti del sisma non è invece altrettanto diffusa e pertanto gli scriventi hanno condotto delle analisi numeriche specifiche, anche al fine

Nelle analisi sono stati considerati quali parametri variabili la resistenza laterale offerta dal ballast ed il grado d'incastro tra traversina e rotaie, essendo entrambe grandezze non univocamente definibili ma dipendenti da molteplici fattori quali ad esempio lo spessore ed il ricoprimento del ballast, la qualità del pietrisco ed il suo stato di manutenzione [17] [18], e non ultimo il tipo di dispositivi di attacco rotaia-traversina e loro stato di usura.

Si sottolinea inoltre che le analisi riportate nel seguito trattano lo sbandamento laterale del binario, ossia nel piano di minore rigidità della rotaia. Nel piano verticale infatti, il carico critico risulta generalmente maggiore poiché l'inerzia della rotaia in tale direzione risulta circa 6 volte superiore a quella orizzontale e l'eventuale sbandamento verticale deve vincere il peso stesso delle rotaie e delle traversine che ammonta approssimativamente a 6-7 kN/m, valore comparabile quindi con la resistenza laterale del ballast in condizioni di manutenzione medio-basse.

Le analisi condotte sempre con l'ausilio del programma FIBRE hanno riguardato tratti di binario posato su ballast di lunghezza L, adottando nella schematizzazione del modello fisico le seguenti ipotesi:

- la resistenza laterale offerta dal ballast è stata modellata con elementi non lineari, di legame costitutivo elastico perfettamente plastico identico a quello specificato dalla norma ferroviaria per la resistenza allo scorrimento in direzione longitudinale in assenza di carico verticale, con forza di plasticizzazione ( $F_t$ ) variabile, espressa

sempre come forza al metro lineare di binario. Sono stati presi in considerazione tre differenti valori :  $F_t = 12.5 - 6.25 - 0.0$  kN/m (fig. 23);

- le rotaie sono state considerate incernierate alle due estremità del tratto di lunghezza analizzato L (fig. 23);

- il collegamento rotaia-traversina è stato modellato nell'ipotesi di traversina infinitamente rigida e rigidità torsionale della clip ( $K_{tor}$ ) variabile parametricamente (fig. 23);

– la deformata iniziale del binario è di tipo sinusoidale

$$y = a \sin \frac{\pi x}{L} \quad (8)$$

Massimi momenti base pila (0.35g)

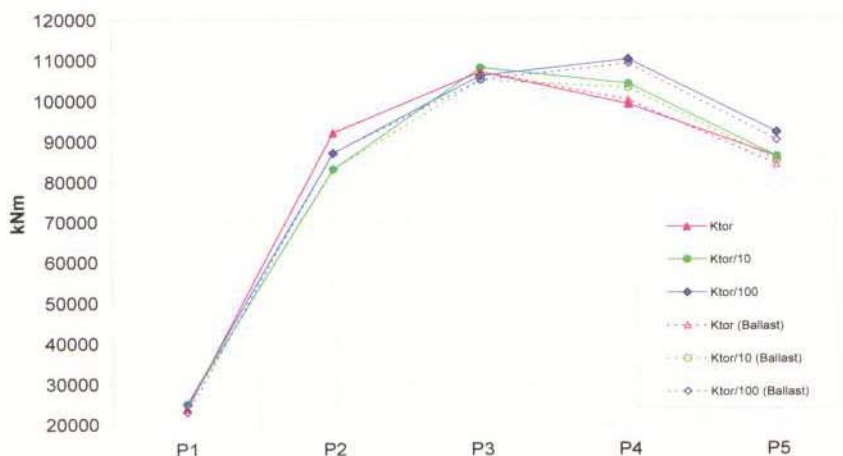


Fig. 22 - Massimi momenti alla base delle pile al variare della rigidità torsionale dei vincoli, con e senza ballast, per sisma trasversale violento (ag=0.35g).

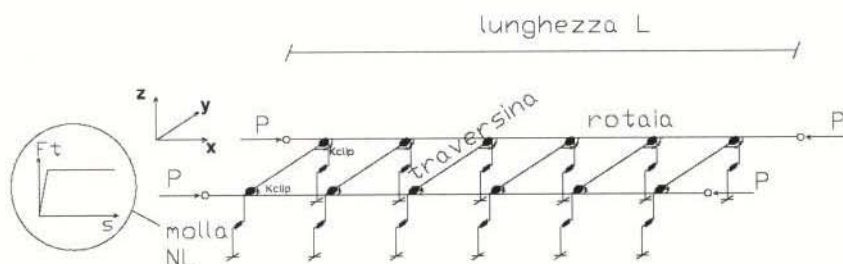


Fig. 23 - Modello di calcolo per l'analisi di instabilità laterale.

con freccia massima iniziale assunta pari a  $a = L/1000$ .

In prima fase il collegamento rotaia-traversina è stato assimilato ad una cerniera, ossia è stato considerato completamente inefficace; sotto questa ipotesi la singola rotaia può essere quindi esaminata svincolata dal sistema binario. In fig. 24 è diagrammato, per le tre differenti resistenze laterali di ballast (Ft), l'andamento del carico assiale (P/σ) nella singola rotaia in funzione della lunghezza L.

Si nota che nel caso di resistenza laterale del ballast nulla il carico d'instabilità, come ci si aspetta, diminuisce all'aumentare della lunghezza L. Ma appena viene introdotta questa resistenza, il carico assiale (P) cresce all'aumentare della lunghezza L se la defor-

mata iniziale mantiene la sua forma semisinusoidale, in quanto il sistema tende ad instabilizzarsi secondo armoniche superiori che non coincidono con la deformata iniziale. Se invece si considerano deformate iniziali sinusoidali di ordine superiore con interasse tra i flessi pari alla lunghezza minima ( $L_{min}$ ) cui corrisponde il carico critico (Pcr), si ottengono curve anch'esse di tipo sinusoidale con minimo (Pcr) in corrispondenza dei multipli di  $L_{min}$ , come mostrato nel grafico con le linee tratteggiate.

Inoltre, sempre dalla figura 24, si osserva che lunghezza critica ( $L_{min}$ ) della singola rotaia si attesta tra 3.2 m e 3.4 m, e che al crescere della resistenza del ballast diminuisce tale lunghezza ed aumenta il carico critico (Pcr).

In seconda fase è stato introdotto il collegamento traversina-rotaia, assumendo come valore di riferimento della rigidità rotazionale della clip  $K_{clip} = 250 \text{ kNm/rad/m}$ , in accordo con i risultati ottenuti da studi analoghi [13] [14].

Quindi, per rendere i risultati più interessanti data l'aleatorietà del parametro in questione, si sono svolte analisi anche per valori della rigidità rotazionale  $K_r$  pari a 2 ed a 10 volte  $K_{clip}$  [13] [14]. Così facendo, unendo i risultati della prima e della seconda fase, si

Curve d'instabilità rotaia (svincolata) per diverse resistenze laterali  $a = 1/1000 L$

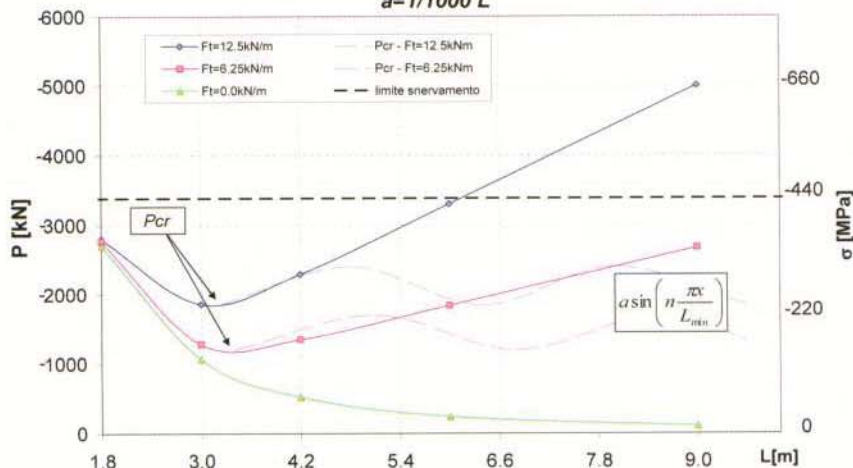


Fig. 24 - Carichi di instabilità della rotaia, svincolata del sistema binario, in funzione della lunghezza L considerata per diversa resistenza laterale di ballast (Ft), eccentricità iniziale  $a = L/1000$ ; (nb: negativo di compressione).

è di fatto assunto una forchetta di valori del grado d'incastro tra traversina e rotaie, tra zero e 10, corrispondenti agli estremi di comportamento, inefficace e molto efficace, del collegamento.

In fig. 25 è diagrammato, per le tre differenti resistenze laterali di ballast (Ft) ed i tre differenti gradi di incastro (K<sub>r</sub>), l'andamento del carico assiale (P/σ) nella singola rotaia in funzione della lunghezza L.

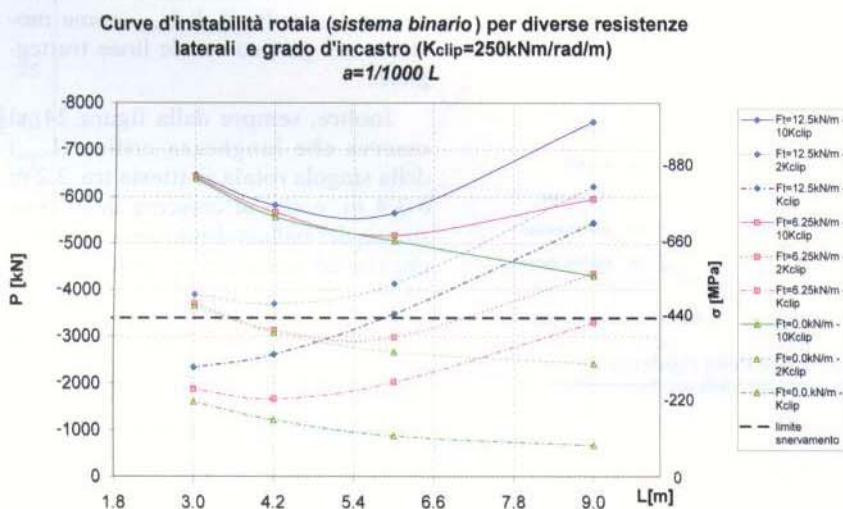


Fig. 25 - Carico di instabilità della rotaia nel sistema binario in funzione della lunghezza L di binario per diversa resistenza laterale di ballast (Ft) e gradi di incastro rotaia-traversina (K<sub>clip</sub>), eccentricità iniziale a=L/1000; (nb: negativo di compressione).

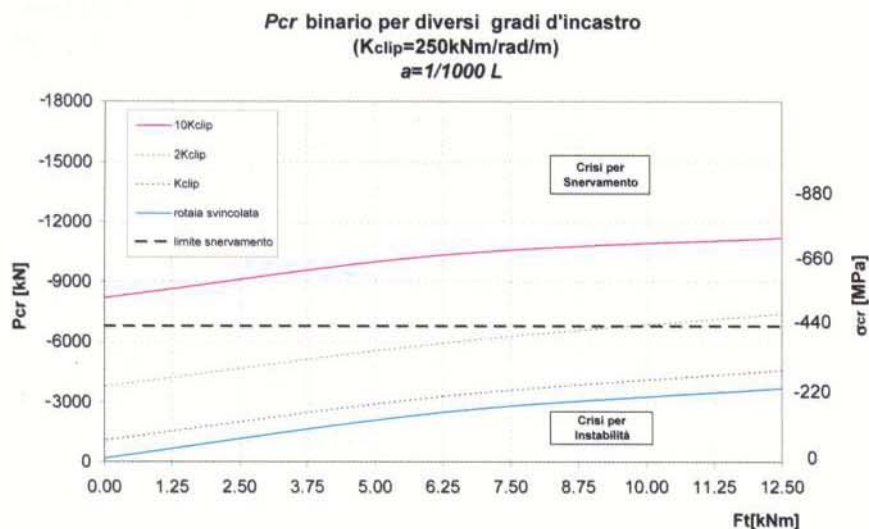


Fig. 26 - Carico critico del binario in funzione della resistenza laterale del ballast al variare del grado d'incastro rotaia-traversina; (nb: negativo di compressione).

Si nota come al crescere di K<sub>r</sub> si ha un incremento del carico critico, evolvendo il sistema da rotaia singola a

trave Vierendell, assai più rigido. Analogamente anche la lunghezza minima (L<sub>min</sub>) di slineamento cresce, portandosi intorno ai 6 m per il massimo grado d'incastro considerato.

Infine in fig. 26 sono riportate le Curve di Carico Critico (P<sub>cr</sub>) del binario (inteso come il minimo carico che porta a snervamento o ad instabilizzazione) per i diversi valori del grado d'incastro traversina - rotaia considerati, al variare della resistenza laterale di ballast. Si nota che le diverse curve risultano pressoché parallele tra di loro (almeno nel range di resistenza laterale del ballast di interesse) ma non proporzionali alla variazione del grado d'incastro data la non linearità del ballast.

Si osserva inoltre come in condizione di attacco poco efficiente la crisi per instabilità precede sempre quella per snervamento, mentre in condizione di attacco molto efficiente fenomeni d'instabilità si hanno solo in campo post elastico ovvero successivamente allo snervamento della rotaia.

## 9. Conclusioni

La forte propensione delle Ferrovie Italiane per l'utilizzo della lunga rotaia saldata e la condivisibile contrarietà all'utilizzo di giunti su rotaia richiede chiaramente uno strumento affidabile per l'analisi delle sollecitazioni indotte nella rotaia stessa e negli altri elementi del viadotto. Tali sollecitazioni sono usualmente causate da variazioni termiche e dal transito dei convogli ferroviari (inflessione e frenatura/avviamento) ma anche da eventi eccezionali quali quelli sismici.

Queste considerazioni hanno suggerito di sviluppare un modello capace di trattare tutti questi aspetti in maniera unitaria. Il modello unisce strumenti numerici già esistenti e consolidati quali l'analisi agli Elementi Finiti in campo non lineare, con elementi di trave-colonna a fibre, legami costitutivi isteretici di tipo elasto-attrittivo e soluzioni al passo nel dominio del tempo. Lo strumento così sviluppato permette di simulare lo stato tensionale nella struttura e nella rotaia per confi-

gurazioni comunque complesse e sotto le diverse azioni ambientali, anche in successione in modo da incentivare la realizzazione di ponti e viadotti ferroviari con luci sem-

pre maggiori e schemi statici più performanti rispetto alla trave poggiata senza dover necessariamente introdurre giunti di rotaia con tutti i problemi di sicurezza e manutenzione che questi comportano.

Lo studio condotto ha mostrato il fortissimo effetto benefico del ballast sulla risposta della struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, soggetta ad un sisma longitudinale ossia parallelo ai binari. In questa condizione il ballast è risultato infatti essere capace di smorzare la risposta sismica e regolarizzare la risposta strutturale. Questi effetti benefici si attivano già per sismi di debole intensità e crescono di importanza con l'azione sismica e comunque sono efficaci in un intervallo piuttosto ampio prima che possano insorgere fenomeni di instabilità della rotaia.

Le analisi condotte hanno dimostrato peraltro come i carichi che provocano lo slineamento delle rotaie possano essere raggiunti solo in casi d'intensità sismiche molto elevate ovvero di strutture molto flessibili. Entrambe le situazioni sono del resto poco diffuse in Italia dove la configurazione più frequente è quella di una sismicità medio-bassa con strutture ferroviarie con rigidezza medio-alta.

Nei casi esaminati, ovvero quelli di viadotti di lunghezza inferiore ai 200 metri e accelerazione al suolo di 0.25g in direzione longitudinale ai binari si ha un coefficiente di sicurezza allo slineamento superiore a 2 con contestuale abbattimento della risposta sismica di un fattore comparabile.

Lo stesso effetto smorzante non si ottiene per componenti sismiche perpendicolari all'asse dei viadotti in quanto in questo caso la cinematica dell'impalcato non comporta spostamenti relativi paragonabili tra rotaia e ballast.

Infine le analisi di instabilità laterale hanno messo in luce il ruolo determinante che riveste il collegamento trasversale tra le due rotaie, tanto migliore quanto più efficiente sono i dispositivi di attacco rotaia-traversina ovvero quanto minore è il passo delle traversine, contribuendo fortemente all'aumento della resistenza allo slineamento del binario (Pcr).

Questo suggerisce di utilizzare gli accorgimenti di cui sopra nei punti "deboli" del binario, localizzati nelle zone di giunto (tra due campate successive o tra viadotto lato mobile e rilevato), al fine di evitare fenomeni di slineamento beneficiando dell'effetto smorzante del ballast nella progettazione dei ponti ferroviari in zona sismica.

È infine in corso uno studio per valutare gli effetti della lunga rotaia saldata e del ballast nel comportamento a collasso dei viadotti ferroviari quando si innescano meccanismi cinematici importanti per rottura delle sottostrutture ovvero degli appoggi.

## BIBLIOGRAFIA

[1] Istruzione F.S. N.I/SC/PS-OM/2298 del 13-1-1997 - "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.

*Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo".*

- [2] M. PETRANGELI, C. TAMAGNO (2006), "Analisi di interazione binario-struttura e risonanza nel dominio del tempo", Ingegneria Ferroviaria, CIFI, Novembre 2006.
- [3] D.P. MONDKAR, G.H. POWELL (1975), "Static and dynamic analysis of nonlinear structures", University of California, Berkely. Report No. UCB/EERC-75/10.
- [4] M. PETRANGELI, P.E. PINTO, P.E. and V. CIAMPI (1999), "A Fibre Element for cyclic bending and shear. Part I and II", J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9), 994-1001.
- [5] G. RANZO, M. PETRANGELI, and P.E. PINTO (1999), "Vertical oscillation due to axial-bending coupling during seismic response of RC Bridge Piers", Int. Journal of Earthquake Eng. & Structural Dynamics, 28(12), 1685-1704.
- [6] M. PETRANGELI, and M. PETRANGELI (2000), "Rehabilitation of the Cidi M'cid Suspension Bridge", SEI, (4/2000).
- [7] Ordinanza 3274 del 20-03-2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- [8] EUROCODICE 2, UNI-ENV-1992 - "Progettazione Strutture in Cemento Armato".
- [9] EUROCODE 8 "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures" ENV 1998-2: Bridges. CEN, Brussels, October 1994.
- [10] M. PETRANGELI, and V. CIAMPI (1996), "Equilibrium based numerical solutions for the nonlinear beam problem", Int. Journal for Num. Meth. in Engrg, 40(3), 423-438 .
- [11] M. PETRANGELI, C. ANDREOCCI, A. LEONCINI, M. ORLANDINI, G. GEREMIA (2007), "Il bicassone prefabbricato lungo la linea Alta Capacità Torino-Milano", Industria Italiana del Cemento, AITEC, Gennaio 2007, 827.
- [12] W. SUNG, M. SHIH, C. LIN, C.G. Go (2005), "The critical loading for lateral buckling of continuous welded rail", Journal of Zhejiang University Science, 6A(8):878-885, May 2005.
- [13] C. ESVELD (1998), "A new safety philosophy for CWR", CROW, June 1998.
- [14] C. ESVELD (1998), "Improved Knowledge of Cwr Track", Interactive Conference on Cost Effectiveness and Safety Aspects of Railway Track, UIC/ERRI, Paris, 8-9 December 1998.
- [15] A. KISH, G. SAMAVEDAM (1999), "Risk analysis based CWR track buckling safety evaluations", Proc. of the International Conference on Innovations in the Design & Assessment of Railway, 1999.

- [16] A. KISH, G. SAMAVEDAM, D. WORMLEY (2001), "New track shift safety limits for High-Speed rail applications", Proc. of World Congress on Railway Research, Cologne, Germany, November 2001.
- [17] VAN 'T ZAND, MORAAL (1998), "Ballast resistance under three dimensional loading", CROW, June 1998.
- [18] A. KISH, T. SUSSMANN, M. TROSINO (2003), "Effects of maintenance operations on track buckling potential", Proc. of International Heavy Haul Association, May 2003.

Sommaire

L'INTERACTION ENTRE LE RAIL ET LA STRUCTURE DANS LA RÉPONSE SISMIQUE DES ÉCHAFAUDAGES À PONTS FERROVIAIRES EN PRÉSENCE DE LONGS RAILS SOUDÉS

Les auteurs ont récemment implémenté un élément de ballast dans le code non linéaire à éléments finis FIBRE. L'implémentation de cet élément, développée en fonction de l'analyse de l'interaction entre le rail et la structure, a prouvé être en mesure de fournir des résultats intéressants aussi pour l'analyse sismique.

Etant le logiciel formulé en Lagrangiennes totales dans l'espace à trois dimensions, on a pu étudier le comportement des échafaudages à ponts ferroviaires en présence de longs rails soudés, soumis à action sismique orientée dans n'importe quelle direction, aussi en prenant en considération la possible déstabilisation du rail dans le cas d'un séisme violent.

Après avoir présenté le nouveau élément de ballast 3D et les principales caractéristiques du logiciel hôte, l'étude analyse ensuite la réponse sismique de deux typologies de viaducs largement employés le long des nouvelles lignes à haute capacité couramment en phase d'achèvement en Italie, œuvres des quelles les auteurs de l'étude ont réalisé le projet ainsi que l'assistance en phase de construction. Pour les deux œuvres on observe une forte réduction de la réponse sismique grâce à l'effet amortissant et dissipateur du ballast, effet d'autant plus déterminant quand la flexibilité des sous structures est majeure, même si de façon relative.

L'étude se conclue finalement par une réflexion au sujet du problème de la perte d'alignement des rails. L'étude a été réalisée sur la base d'une série étendue de simulations numériques, tout en utilisant le même logiciel FIBRE.

La campagne d'investigation numérique a analysé le comportement du rail en fonction d'une série de paramètres comme la résistance latérale du ballast et l'efficacité de la liaison entre le rail et la barre transversale, tout en démontrant de façon indiscutable, qu'il existe une grande variété de structures et d'intensités sismiques pour les quelles il n'y a pas de problèmes d'instabilité du rail et pour les quelles sont donc valables les résultats trouvés dans la première partie de l'étude.

Summary

TRACK-STRUCTURE INTERACTION IN THE SEISMIC RESPONSE OF RAILWAY BRIDGE DECKS IN CASE OF LONG WELDED RAILS

The authors have recently implemented a ballast element in the non-linear finite element program FIBER. The implementation of this element, developed according to a track-infra-structure interaction analysis, has revealed capable to give interesting results for the seismic analysis too.

Being the program based on total Lagrangians in a three dimensional space, it's has been possible to study the behaviour of railway bridge decks, in the case of long-welded rails, under anyway-oriented seismic action, even taking into consideration the possible rail instability in case of violent seismic event.

After presenting the new 3D ballast element and the main characteristics of the relevant program, this paper analyses the seismic response of two viaduct typologies of which the utilization in the new High Capacity Lines, in phase of completion in Italy, is quite common. The writers of the paper have participated to the design of these viaducts and have assisted the relevant installation phase. A strong reduction in the seismic response is observed for these two viaduct typologies as a consequence of the ballast dissipative and damping effect that reveals the more important the higher is the flexibility, even thought relative, of the sub-structure.

This work ends with a deepening about the problem of track lateral displacement. The analysis has been carried out by means of an extensive numerical simulation campaign assisted by the FIBRE program itself. The numerical simulation campaign has investigated the track behaviour with respect to a series of parameters such as ballast lateral resistance and the efficiency of the rail-sleeper connection and has showed explicitly that there is a large range of structures and seismic intensities for which there are no problems of track instability and consequently the results obtained in the first part of the work can be considered valid.

Zusammenfassung

WECHSELWIRKUNGEN OBERBAU - UNTERBAU UND SEISMISCHEN BENEHMEN VON VIADUKTSTRUKTUREN DEREN OBERBAU MIT LÜCKENLOSEN SCHIENEN GERÜSTET IST.

Ein Ballast Element wurde in FME Modellierungsprogramm FIBRE eingesetzt, was neue Fortschritte in der Analyse von Oberbau-Unterbau System erlaubt.

Das Benehm von Eisenbahnbrückenstrukturen der NBS Italiens, mit lückenlosen Schienen im Oberbau, wurde im Fall von Erdbeben tief erforscht; damit hat sich eine starke Bedampfungseinflussung des Ballast zur Schau gebränt.

Die Stabilität des Gleisrostes wurde in vielen Fallen mit FIBRE erforscht, was hat eine Menge von Strukturtypen erkennen lassen die unter einen weiten Spektrum von Erdbebens- Intensitäten stabil sind.