

Risposta sismica degli impalcati da ponte ferroviari

in presenza di lunga rotaia saldata

Paolo Tortolini¹, Cristiano Tamagno², Marco Petrangeli³

¹ Dottorando Facoltà di Architettura, Università "G.D'Annunzio", Pescara;

² INTEGRA, Responsabile Dip. Strutture I, Via S.Erasmo, Roma;

³ Professore di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Architettura Università "G. D'Annunzio", Pescara.

Parole Chiave: interazione binario-struttura, ballast, elementi finiti a fibre, analisi sismica non lineare

SOMMARIO:

Gli autori hanno recentemente implementato un elemento di ballast nel programma ad elementi finiti non-lineare FIBRE. L'implementazione è stata sviluppata nell'ambito dell'analisi d'interazione binario-struttura rivolta alle azioni di frenatura/avviamento treni, variazioni termiche e inflessioni dovute ai carichi verticali. Dalle applicazioni effettuate sono stati ottenuti dei risultati interessanti anche in campo sismico.

Essendo il programma FIBRE formulato in Lagrangiane totali nello spazio tridimensionale, è stato possibile approfondire lo studio del comportamento degli impalcati da ponte ferroviari in presenza di lunga rotaia saldata, sottoposti ad azione sismica comunque orientata, tenendo anche in considerazione la possibilità di instabilizzazione della rotaia in caso di sisma violento.

L'articolo presenta dunque il nuovo elemento di ballast 3D e le principali caratteristiche del programma di calcolo FIBRE, con riferimento agli elementi a fibre con modellazione del comportamento a taglio, particolarmente adatti nelle analisi sismiche in presenza di sottostrutture tozze, che tipicamente si incontrano nei viadotti ferroviari.

I casi studiati interessano le principali tipologie di viadotti utilizzati lungo le nuove linee ad Alta Capacità correntemente in fase d'ultimazione in Italia; delle quali gli scriventi hanno curato aspetti sia progettuali che realizzativi. Le analisi condotte hanno messo in luce il determinante effetto smorzante del ballast sulla risposta globale della struttura.

1. INTRODUZIONE

La vigente Normativa Ferroviaria (Istruzioni FS 1997) 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 presenza 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. Negli altri casi è invece 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 capace di riprodurre efficacemente il collegamento binario-struttura (Conti Puorger, A., 1992).

È apparso dunque logico ed interessante estende-

re il concetto d'interazione anche al 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.

E' evidente come sia necessario disporre di un programma agli E.F. in grado di svolgere analisi non-lineari al passo facendo uso di elementi non-lineari per la modellazione del ballast. Queste capacità sono oggi disponibili in molti dei principali programmi di calcolo. Alcuni accorgimenti si rendono comunque 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 puntualizzare 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 attritivo. Tali aspetti verranno discussi in maggior dettaglio nel paragrafo relativo all'elemento di bal-

last implementato nel programma agli elementi finiti FIBRE, dove verranno espone le caratteristiche del legame costitutivo e cinematiche di elemento.

Nel presente lavoro vengono presi in esame due esempi di viadotti. Il primo è un tipico impalcato a campata singola delle nuove linee ferroviarie dell'alta capacità. La sua semplicità ha permesso di mostrare la sostanziale concordanza di risultati tra il metodo di interazione statica semplificato e l'analisi di interazione non lineare con l'elemento finito implementato. Successivamente sono state effettuate analisi sismiche in direzione parallela al ponte con accelerogrammi EC8 compatibili, dalle quali è emerso chiaramente il ruolo smorzante del ballast e la conseguente riduzione della risposta strutturale. Come secondo esempio è stato esaminato il viadotto ferroviario Laurinziano, sulla linea Milano-Napoli tratta Bologna-Firenze, a 6 campate in c.a.p. situato in zona di II categoria con accelerazione di picco al suolo pari a 0.25g. Anch'esso è stato sottoposto ad accelerogrammi EC8 compatibili di varie intensità al fine di analizzare con maggior dettaglio la risposta sismica in direzione parallela all'asse dei binari e in direzione trasversale. E' stata rivolta particolare attenzione alle tensioni che si ingenerano nei binari, onde indagare quanto sia alto il rischio di instabilizzazione delle rotaie stesse, nelle condizioni sismiche ammesse dalla normativa italiana.

2. IL PROGRAMMA AGLI ELEMENTI FINITI FIBRE

FIBRE è un programma 3D agli Elementi Finiti per l'analisi 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 (Mondkar, D.P., Powell, G.H., 1975). 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 monodimensionali (travi e bielle) per l'analisi sismica (Petrangeli, M., et al., 1999) (Ranzo, G., et al., 1999) e per l'analisi di strutture soggette a grandi spostamenti (non linearità geometrica) (Petrangeli, M., Petrangeli, M., 2000)

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. Questo elemento è particolarmente efficace nella modellazione della risposta sismica di ponti e strutture intelaiate in cemento armato e cemento armato precompresso in campo non lineare. Specificatamente la capacità di modellazione del comportamento tagliante risulta essere di

una certa utilità 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 una modellazione post-elastica delle strutture ferroviarie è stata incentivata con l'introduzione della nuova normativa sismica nazionale (Ord.3274, 2003) e l'utilizzo di quella Europea che ha reso tassative le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) (Eurocode 1, 2, 8).

Si è pertanto ritenuto utile arricchire il programma con una tipologia d'elemento finito specifico per la modellazione del ballast e quindi dell'interazione binario-struttura dotando al contempo il programma stesso di un pre-processore che semplifica 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, lineari e non-lineari e di conseguenza analisi di interazione.

FIBRE è formulato in Lagrangiane totali con soluzione in spostamenti. Tutti gli elementi di trave non lineare sono formulati invece in flessibilità (Petrangeli, M., Ciampi, V., 1996), permettendo una modellazione molto efficiente (con pochi macroelementi) delle strutture in cemento armato e cemento armato precompresso. Il programma dispone ovviamente di una libreria completa di elementi elastici, utilizzati nei casi di studio presentati successivamente per modellare l'impalcato e le rotaie.

Il programma è in grado di analizzare la risposta nel dominio del tempo per storie imposte di spostamenti e/o forze, distintamente per tutti i nodi, nonché accelerogrammi sincroni a tutti i gradi di libertà vincolati, opzione utilizzata per effettuare le analisi sismiche dei casi di studio proposti.

3. IL LEGAME COSTITUTIVO DI BALLAST

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

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

Il fattore di proporzionalità (attribitivo) Φ è pari a 0.5 o 0.594 a seconda che ci si trovi su ponte o su rilevato, mentre il termine coesivo F_{min} risulta rispettivamente pari a 20 kN/m e 12.5 kN/m. Le curve risultanti sono riportate in Figura 1.

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

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

$$K(N) = F_y(N)/\Delta_y \quad (2)$$

- 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 forza centrifuga dovuta a binario in curva). 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 riconduce ad un semplice intervallo.

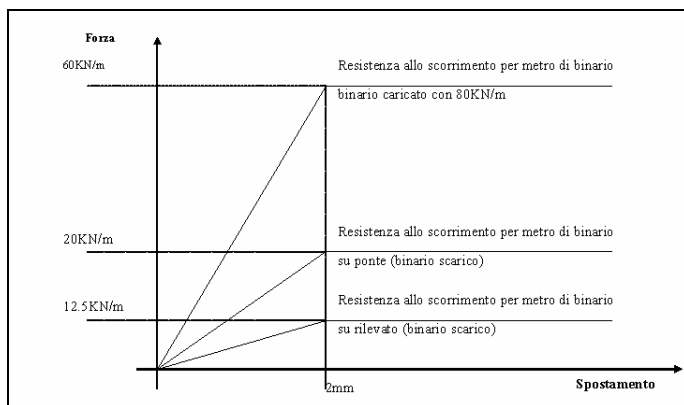


Figura 1. Legame costitutivo ballast

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 sostanzialmente 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 ipotizzato una rigidezza tale che lo scarico elastico abbia ampiezza pari a 2mm secondo la (2).

La scelta della variazione della rigidezza elastica in fase di carico e ricarico è invece meno intuitiva. La soluzione adottata è quella di ipotizzare una rigidezza elastica istantanea funzione (limitata) del carico assiale secondo la (2) ("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 ottenuto è quello rappresentato nella Figura 2.

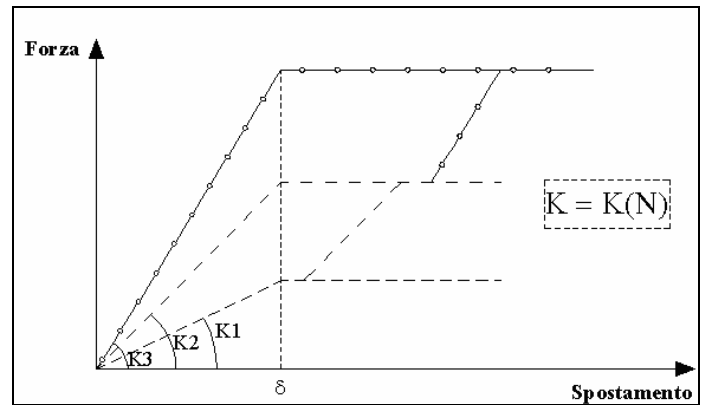


Figura 2. Variable Stiffness

Si noti che nel legame costitutivo descritto, l'interazione tra sforzo assiale e risposta tagliante del ballast è fortemente semplificata in quanto si tiene conto dell'effetto dello sforzo assiale sulla risposta tagliante ma non il viceversa. La risposta assiale è quindi ipotizzata essere indipendente dal comportamento tagliante. Questa è ovviamente una semplificazione abbastanza rozza, in quanto è noto che lo scorrimento in materiali granulari è associato a fenomeni spiccati di dilatanza, ovvero le azioni tangenziali possono avere effetti significativi sul comportamento volumetrico (assiale) del materiale.

Tale assunzione, chiaramente avallata dalla normativa, 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

L'elemento finito di ballast è a 2 nodi con 6 gradi di libertà (solo spostamenti e non rotazioni) ovvero con un vettore di spostamenti nodali U_e rappresentabile come segue:

$$U_e = (U_{ix}, U_{iy}, U_{iz}, U_{jx}, U_{jy}, U_{jz})^T \quad (3)$$

La formulazione dell'elemento è in rigidezza con le deformazioni generalizzate $\varepsilon_e = (\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z)^T$ ottenute attraverso la seguente trasformazione:

$$\varepsilon_e = D U_e \quad (4)$$

dove

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

è, a meno della rotazione relativa tra i sistemi di riferimento locale e globale (nell'ipotesi quindi di elemento parallelo all'asse X), la matrice di compatibilità cinematica.

Dalle deformazione generalizzate sono ricavabili le sollecitazioni ad esse associate $\sigma_e = (N, T_y, T_z)$ mediante il legame costitutivo di ballast discusso precedentemente, nell'ipotesi di elasticità lineare del comportamento assiale. Per questo ultimo è prevista la possibilità di un cut-off a trazione (ad esempio qualora si voglia simulare il sollevamento della rotaia). Il passaggio alle forze nodali di elemento $F_e = (F_{ix}, F_{iy}, F_{iz}, F_{jx}, F_{jy}, F_{jz})^T$ avviene premoltiplicando per D^T , ossia:

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

L'elemento così formulato rispetta l'equilibrio rigorosamente solo quando i due nodi coincidono. In pratica è necessario che la lunghezza di tale elemento sia 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 a riportare le sollecitazioni all'asse impalcato.

5. LA MODELLAZIONE AGLI E.F.

Nel modello agli E.F. 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 (vedi Figura 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).

Per l'impalcato nonché per le rotaie si è assunto un comportamento di tipo elastico lineare. Le pile sono state modellate elasticamente oppure con elementi a fibre con 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.

Come anticipato, il collegamento binario- impal-

cato non si esaurisce con l'elemento di ballast. Nel modello fisico, sotto la rotaia troviamo in successione l'attacco tra rotaia e traversina, la traversina stessa e, quindi, l'interfaccia tra traversina e ballast. Di questi elementi solo il secondo, la traversina, può essere considerata infinitamente rigida, mentre gli altri due non lo sono flessionalmente, ma possono essere considerati tali a taglio, in quanto questo comportamento è comandato dalla risposta del ballast.

In sostanza, il modello agli E.F. può essere realizzato ipotizzando che tutti i collegamenti anzidetti siano infinitamente rigidi oppure ipotizzando che gli stessi costituiscano una cerniera. Il comportamento reale è senz'altro intermedio tra i due: è ovviamente possibile che la traversina ruoti rispetto al ballast quando il binario si carica assialmente per effetto dell'eccentricità dell'azione stessa. Tale rotazione, sarà inversamente proporzionale al grado di incastro, che senza dubbio aumenta all'aumentare del carico verticale gravante sulla traversina stessa.

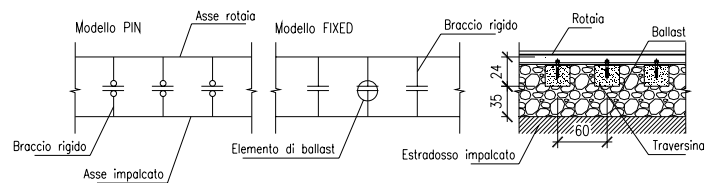


Figura 3. Modello agli E.F.

In effetti i risultati ottenuti nei due casi estremi sono comunque ragionevolmente prossimi, considerando che l'unica differenza di comportamento è data dalla diversa distribuzione dei momenti flettenti nella rotaia, la cui energia elastica risulta peraltro trascurabile e non influisce, almeno nell'analisi ai piccoli spostamenti, nella risposta assiale della stessa.

È infine necessario sottolineare come una discretizzazione agli E.F. della struttura (binario ed impalcato) con passo pari a quello dell'interasse traversine richieda un onere computazionale inutilmente gravoso, soprattutto nel caso di viadotti a più campate, senza apportare sensibili miglioramenti alla precisione nella stima delle grandezze di interesse. Volendo quindi discretizzare la rotaia con un passo maggiore di quello dell'interasse delle traversine, che usualmente è di 10/6 (10 traversine ogni 6 metri di binario, cioè passo pari a 60cm) si rende necessario utilizzare un'inerzia equivalente 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:

$$I_{eq} = I_{rot} \cdot \left(\frac{d}{0.6m} \right)^2 \quad (7)$$

6. I CASI DI STUDIO

Il primo esempio analizzato tratta l'impalcato a doppio binario utilizzato per diversi viadotti ferroviari lungo la nuova linea AC Torino-Milano (Pe-trangeli, M., et al. 2006), costituito da 2 cassoni pre-fabbricati in c.a.p. a fili aderenti solidarizzati in ope-ra, di luce pari a 34.5m ed interasse appoggi pari a 32.1m (Figura 4). Sebbene questo tipo d'impalcato, per ovvie ragioni costruttive, sia stato utilizzato per viadotti medio-lunghi, in questo caso è stato ipotiz-zato realizzare un ponte a singola campata. Per le sottostrutture con appoggio fisso è stata ipotizzata una rigidezza complessiva pari a 100000kN/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.

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

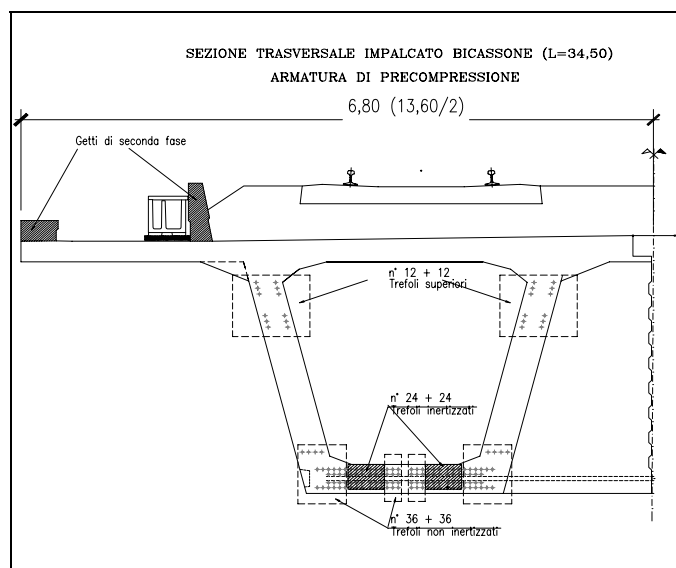


Figura 4. Sezione di un cassone con armatura di precompressione

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 + 34.5m di ponte + altri 100m di rilevato destro, per uno sviluppo totale di 234.5m.

L'appoggio mobile posto in 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, per un numero totale di 1233 nodi e di 1288 elementi. Restano per altro valide le osservazioni riportate nel paragrafo precedente circa la possibilità ed opportunità di utilizzare una mesh meno fitta con interasse dei nodi maggiore.

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

Caratteristiche della rotaia:

- modulo elastico = 210 000 MPa
- area sezione normale singola rotaia = $7.69 \times 10^{-3} m^2$
- inerzia singola rotaia = $3.055 \times 10^{-5} m^4 (i=60cm)$

Caratteristiche del ballast:

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

Caratteristiche impalcato:

- distanza asse rotaia-asse baric. impalc. = 1.68 m
- distanza asse rotaia-asse appoggi = 4.22 m
- modulo elastico = 38 240 MPa
- inerzia verticale (sez. corrente) = $5.95 m^4$
- area sezione normale (sez. corrente) = $4.80 m^2$
- coefficiente di dilatazione termica = 1.0×10^{-5}
- peso proprio e permanenti = 15 500 kN

Per quanto riguarda l'analisi di interazione statica binario-struttura devono essere considerati, da normativa (Istruzioni FS 1997), gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- Variazioni termiche della struttura e del binario
- Frenatura/avviamento dei treni
- Deformazioni dovute ai carichi verticali

Le suddette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, etc.), e tali da non compromettere le condizioni 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 a causa di un suo rapido deterioramento.

Per la Normativa Italiana vigente si dovrà verificare che l'incremento massimo di tensione nella rotaia dovuto all'azione verticale e tangenziale (frenatura) del treno e la concomitante variazione termica di $15^\circ C$ dell'impalcato non superi il limite di $\Delta\sigma_{c,max} = 60MPa$ a compressione e $\Delta\sigma_{t,max} = 70MPa$ a trazione. Sotto le stesse azioni, lo spostamento massi-

mo 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 invece pari a 5mm.

Gli effetti di interazione binario-struttura possono essere valutati attraverso un metodo semplificato, qualora siano soddisfatte alcune condizioni sulla uniformità delle campate ed alcuni limiti sulla rigidità delle sottostrutture.

Nel caso in esame le condizioni necessarie per l'applicabilità del metodo semplificato sono verificate. Esso è basato sulla valutazione approssimata, effettuata separatamente, delle forze massime applicate ai vincoli fissi prodotte dagli effetti di interazione.

I valori calcolati di seguito rappresentano il contributo di un solo binario, quindi coerente con la modellazione agli E.F. di metà impalcato (1 cassone). Anche per la rigidità dei vincoli il calcolo si riferisce ad un solo binario. Il carico mobile di riferimento è l'LM71, lo stesso utilizzato per l'analisi con FIBRE.

Le reazioni sul vincolo fisso, dovuta alle azioni considerate, sono le seguenti. Per il significato dei parametri che entrano nelle formule si rimanda alla normativa specifica (Istruzioni FS 1997):

- Termica

$$F_{ts} = \alpha_{ts1} \cdot \alpha_{ts2} \cdot \alpha_{ts3} \cdot L \cdot q \cdot n = 379.5kN \quad (8)$$

- Frenatura/avviamento

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot L \cdot Q_{lb,k} = 509.9kN \quad (9)$$

- Inflessione per carichi verticali

$$F_{vs} = \alpha_{vs1} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0 = 243.5kN \quad (10)$$

Di seguito vengono riportati i risultati più significativi delle stesse analisi di interazione svolte sul modello agli E.F. descritto in precedenza, nell'ipotesi di continuità tra rotaia ed impalcato (modello FIXED), per ulteriori approfondimenti si rimanda a (Petrangeli, M., Tamagno, C., 2006).

Ciò che si ottiene per la condizione di variazione termica ΔT di 15° è in sostanziale accordo con il metodo semplificato, leggendo una reazione vincolare orizzontale sull'appoggio fisso pari a 325.0kN. In Figura 5 viene riportata tale reazione al variare dell'escursione termica ΔT tra rotaia ed impalcato. Si noti come a causa delle successive plasticizzazioni degli elementi di ballast, all'aumentare della temperatura la reazione all'appoggio tende al tagliante massimo trasferibile dal ballast, ossia a $F=20.0kN/m \times 32.1m = 642.0kN$ (dove 20.0kN/m è la resistenza al metro lineare allo scorrimento del ballast su ponte in condizione scarica).

In Figura 6 è riportata la linea d'influenza della reazione del vincolo fisso prodotta per le azioni concomitanti di avviamento e inflessione. Come si osserva, la reazione orizzontale del vincolo aumenta man mano che il locomotore "in avviamento" si avvicina al ponte, che incontra all'ascissa $x=100m$, raggiungendo il massimo in corrispondenza dell'ascissa $x = 134 m$ ossia dell'appoggio fisso. Nello stesso istante il treno inizia ad uscire dal ponte e la reazione diminuisce per ritornare pressoché nulla, a meno delle coazioni residue dovute alla plasticizzazione del ballast, quando il locomotore è sufficientemente lontano dal ponte. Ancora i risultati ottenuti dall'analisi agli EF ($F_{max}=676.0kN$) sono in ragionevole accordo con quelli trovati con il metodo semplificato, che risultano essere chiaramente conservativi.

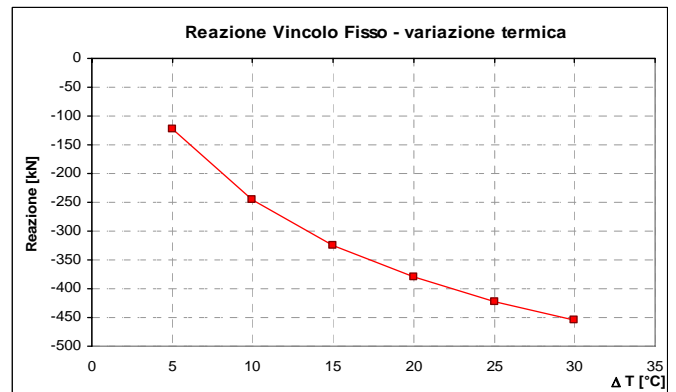


Figura 5. Variazione della reazione orizzontale del vincolo fisso in funzione della variazione di temperatura

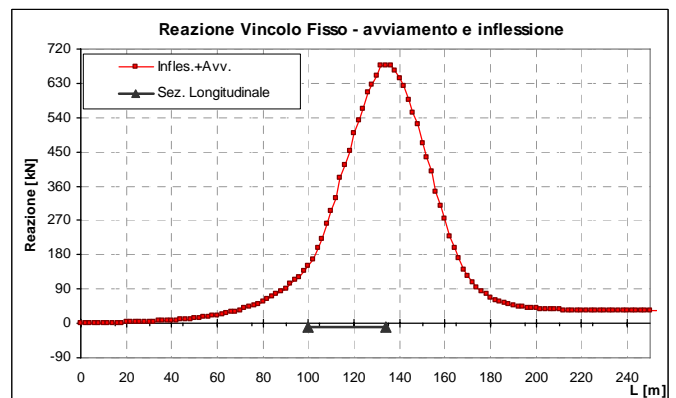


Figura 6. Linea d'influenza della reazione orizzontale del vincolo fisso

La struttura è stata analizzata inoltre in campo sismico, sotto l'ipotesi di piccoli spostamenti (linearità geometrica), sottoponendola in direzione longitudinale ovvero parallela all'asse binari ad un accelerogramma EC8 compatibile con accelerazione di picco al suolo 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 alte tra i 5 ed i 10 metri circa. L'analisi mostra chiaramente come il ballast abbia un effetto smorzante in termini di risposta strutturale. Infatti la reazioni massime che si leggono nel vincolo fisso (Figura 7), sono ridotte del 55% e 60%, rispettivamente per le due rigidezze, rispetto al modello senza ballast. Come era attendibile l'efficacia dell'elemento è tanto maggiore tanto più flessibili sono le sottostrutture, essendo il meccanismo legato agli spostamenti relativi tra impalcato e binario.

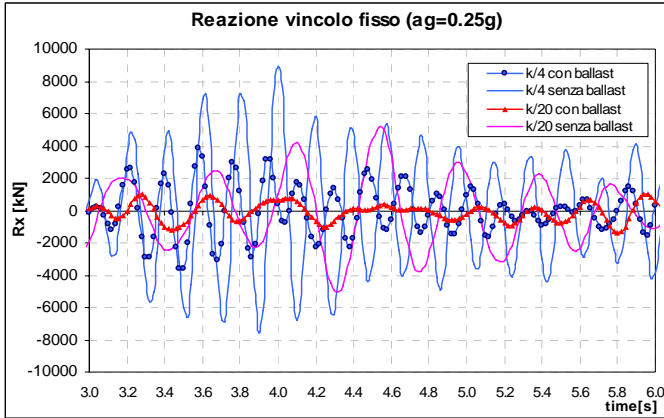


Figura 7. Time history reazione orizzontale vincolo

Le storie temporali della tensione massima nella rotaia, per le due differenti rigidezze delle pile, riportate in Figura 8, mostrano valori massimi molto vicini in quanto il ballast, scarico assialmente, è quasi tutto plasticizzato in entrambi i casi.

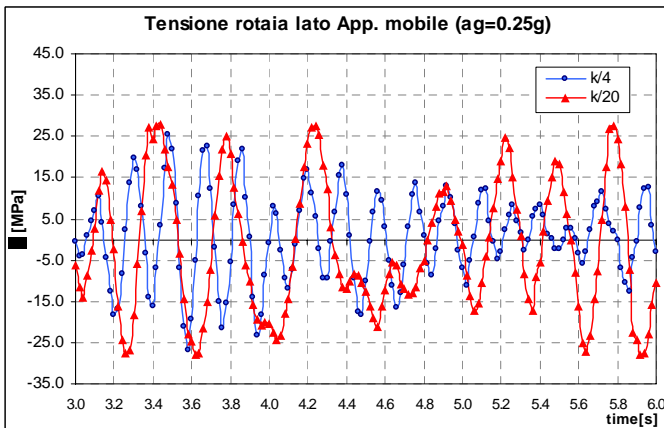


Figura 8. Time history tensione nella rotaia in corrispondenza dell'appoggio mobile

In Figura 9 vengono riportate infine, le storie forza-scorrimento di un elemento di ballast tra i più sollecitati per le due differenti rigidezze delle sottostrutture. La Figura 10 mostra invece il diagramma sforzo assiale spostamento longitudinale di un elemento di rotaia. Le due storie sono comparabili per grandezza, quindi per effetto sulla risposta del ponte, con quelle che si potrebbero ottenere da dissipatori metallici di produzione corrente.

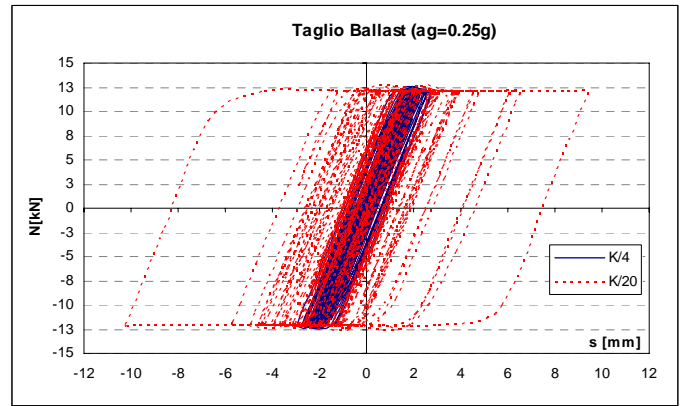


Figura 9. Ciclo isteretico elemento ballast

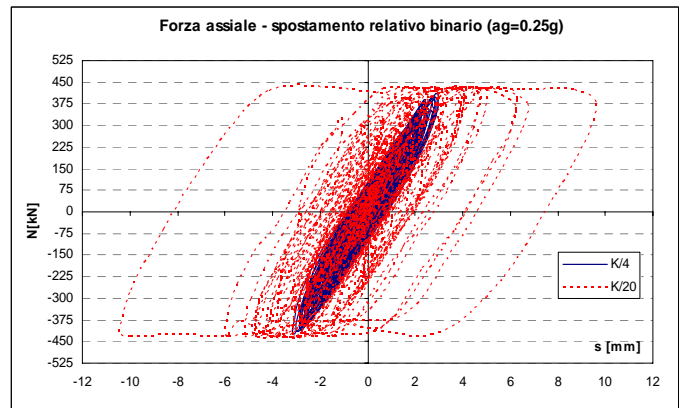


Figura 10. Forza assiale-spostamento longitudinale elemento di rotaia

Il secondo caso analizzato riguarda il viadotto Laurinziano. Esso risulta costituito da sei campate semplicemente appoggiate di luce pari a 18-20-25-25-20-18m con pile alte rispettivamente 8.1-12.7-18.3-18.6-15.0m. L'impalcato, a doppio binario utilizzato per diversi viadotti ferroviari lungo la linea AC Bologna-Firenze, è formato da 4 cassoncini in c.a.p. a fili aderenti solidarizzati in opera di altezza pari a 2.10m e larghezza pari a 2.70m (Figura 11).

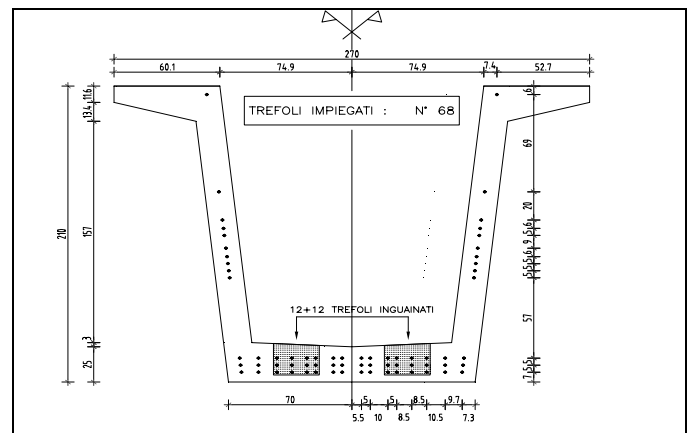


Figura 11: Sezione di un cassoncino con armatura di precompressione

La struttura è stata dunque analizzata con un mo-

dello 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, 126 m di viadotto e 100 m di rilevato destro, per un complessivo di 763 nodi e 1033 elementi, avendo utilizzato mesh variabili da 0.6m e 1.5m. Ogni impalcato risulta vincolato mediante un appoggio fisso alla propria destra ed un appoggio mobile alla propria sinistra (è impedita solo la traslazione ortogonale all'asse del viadotto).

Si riportano per completezza di esposizione 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:

- distanza asse rotaia-asse baric. impalc. = 1.45 m
- distanza asse rotaia-asse appoggi = 3.25 m
- modulo elastico calcestruzzo = 38 240 MPa
- inerzia verticale (sez. corrente) = 5.37 m⁴
- area sezione normale (sez. corrente) = 9.28 m²
- coefficiente di dilatazione termica = 1.0 x 10⁻⁵
- peso proprio e permanenti = 320 kN/m

Le analisi sismiche in direzione longitudinale (parallela all'asse binari) hanno messo in evidenza un determinante effetto smorzante a causa della presenza della lunga rotaia saldata. Si è ottenuto una riduzione drastica della risposta in termini di forze e di spostamenti dell'impalcato e delle sottostrutture.

In Figura 12 sono riportati i momenti flettenti massimi alla base delle pile in presenza ed in assenza di ballast. L'abbattimento della risposta è spiegabile considerando i seguenti aspetti:

- il *comportamento isteretico del ballast*: essendo un materiali a comportamento elasto-attritivo dissipa, per attrito sviluppato dall'ingranamento degli inerti, gran parte dell'energia cinetica immagazzinata dalla struttura, come evidenziato in Figura 13. Tale dissipazione è ovviamente proporzionale alla flessibilità delle sottostrutture in quanto lo scorrimento all'interno del ballast è proporzionale allo spostamento assoluto delle pile;
- 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;

Va da sé che gli effetti dei due contributi individuati, è tanto maggiore quanto più è l'intensità sismica al suolo. Infatti, al crescere di questa aumenta la risposta in spostamento della struttura con conseguente aumento dello spostamento relativo tra binario e impalcato (Figura 14).

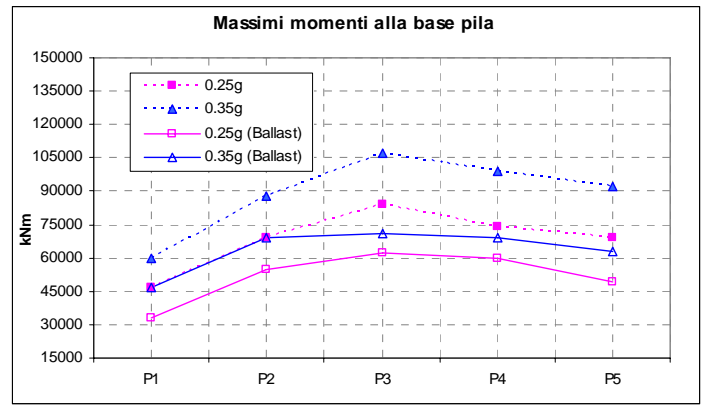


Figura 12. Massimi momenti alla base delle pile

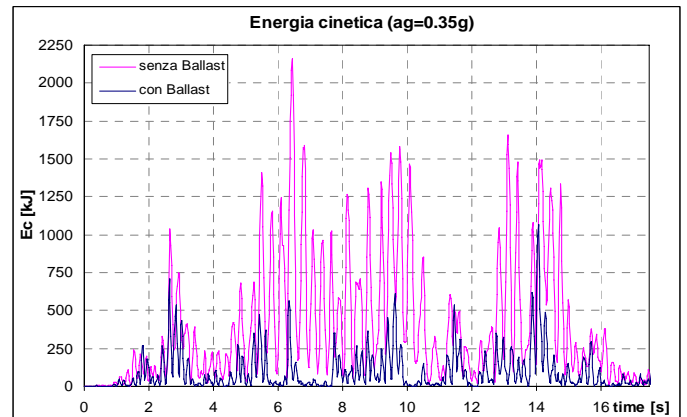


Figura 13. Energia cinetica immagazzinata dalla struttura

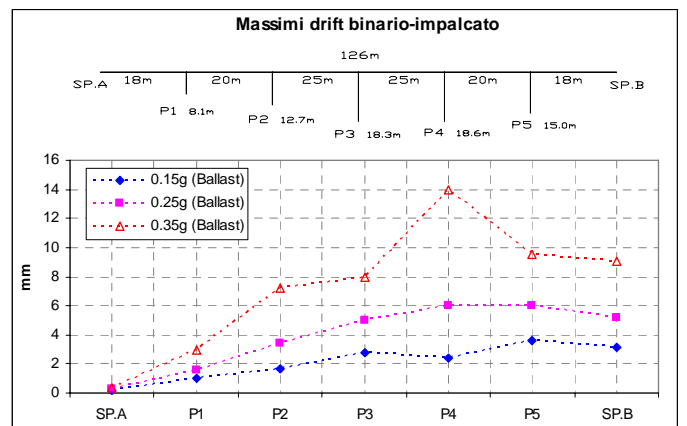


Figura 14. Massimo drift binario-impalcato

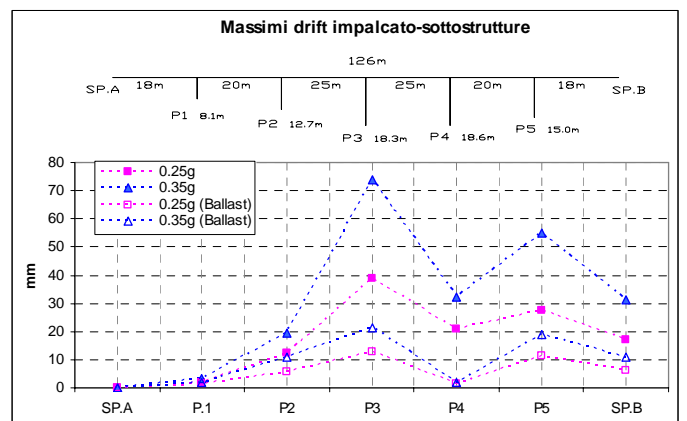


Figura 15. Massimo drift impalcato-testa pile

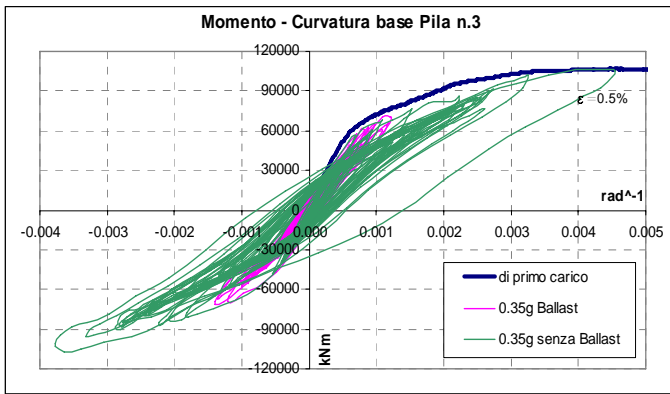


Figura 16. Momento-curvatura alla base della pila 3

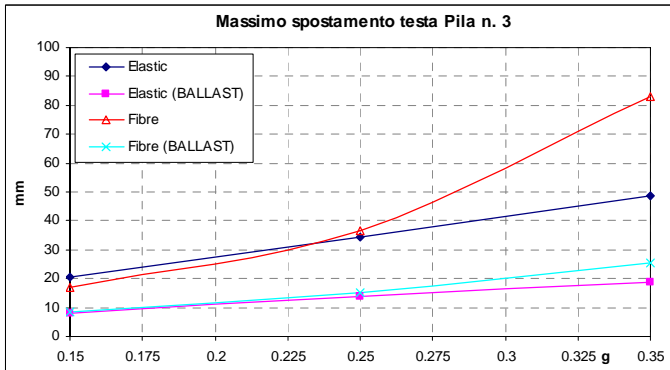


Figura 17. Massimo spostamento testa pila 3

Dalle analisi è emerso anche una funzione di regolarizzazione del ballast sul comportamento strutturale complessivo. Come si può osservare in Figura 15, i massimi drift impalcato-sottostrutture risultano notevolmente minori, comportando una maggiore protezione nei confronti dei fenomeni di *unseating*, ossia di caduta dell'impalcato per perdita di appoggio.

In Figura 16 si riporta il diagramma momento-curvatura della sezione al piede della pila 3 nel caso di sisma più intenso (0.35g). In questo specifico caso si vede come la presenza del ballast permetta alla pila di rimanere in campo sostanzialmente elastico.

Restando sul tema della risposta delle sottostrutture, è interessante notare come i risultati ottenuti non possano prescindere dal comportamento non lineare delle sottostrutture stesse. A tal riguardo si riporta in Figura 17 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: gli spostamenti del modello non-lineare risultano maggiori e quindi anche l'effetto del ballast aumenta, per le motivazioni anzidette.

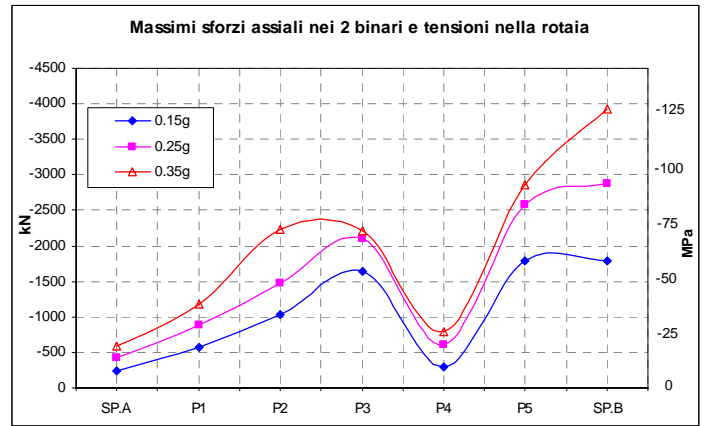


Figura 18. Massimi sforzo assiale nei 2 binari e tensione nella rotaia

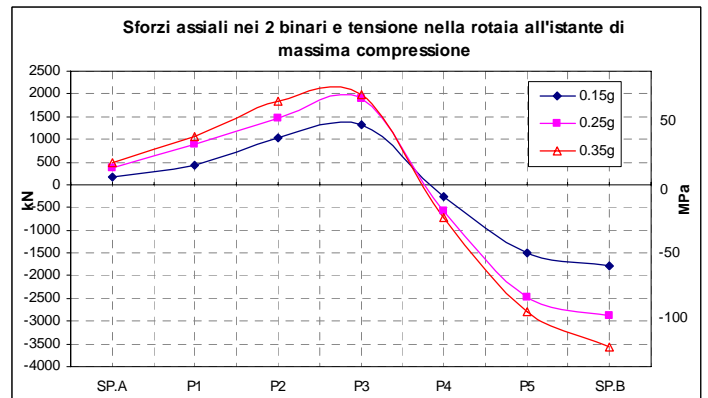


Figura 19. Sforzo assiale nei 2 binari e tensione nella rotaia all'istante di massima compressione

Come già accennato, parte del tagliante sismico viene trasferito ai binari attraverso il ballast. Questa aliquota è data dal prodotto della resistenza a taglio del ballast (20.0kN/m per binario) per la lunghezza della zona plasticizzata, ossia quella in cui il drift rotaia-impalcato è superiore a 2mm. Richiamando ancora la Figura 14 risulta come questa zona aumenti con l'intensità sismica, ma allo stesso tempo come abbia una estensione considerevole (circa 90m), già a basse intensità sismiche.

Dalle Figure 18-19 si osserva infine una brusca riduzione dello sforzo assiale nel binario in corrispondenza della pila 4, risultando questo un punto di neutro dove cioè si ha il passaggio tra la zona di compressione e quella di trazione dei binari.

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, che le sottostrutture hanno un'elevata rigidità torsionale, infatti sia le spalle, per ovvi motivi geometrici, sia le pile sono di sezione scatolare cava. In conseguenza di ciò 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.

In effetti gli appoggi fissi hanno una loro intrinseca cedevolezza che abbatte questo comportamento estremamente rigido che si ottiene dal modello numerico ipotizzando gli stessi di rigidità infinita.

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 $GJ_p = 10^8 \text{ kN/m}^2$). Tale riduzione, che potrebbe sembrare elevata è in effetti compatibile con l'usuale gioco che hanno gli appoggi fissi.

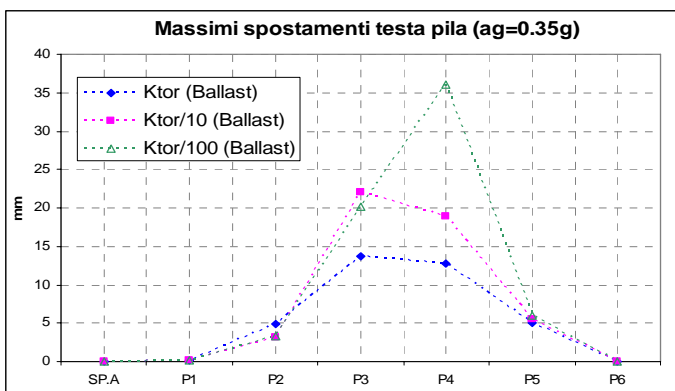


Figura 20. Massimo spostamento testa pila al variare della rigidità torsionale dei vincoli

I risultati confermano l'importanza di questo parametro, come si vede in Figura 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 (Figura 21) le tensioni nelle rotaie risultano molto basse e la presenza del ballast ha effetto pressoché nulla sulla risposta del ponte (Figura 22), 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.

In definitiva, è ipotizzabile che un intervento del ballast nella risposta trasversale possa assumere importanza solo in condizioni ultime delle sottostrutture e/o di rottura dei sistemi di appoggio, argomento che sarà oggetto di futuri studi e approfondimenti.

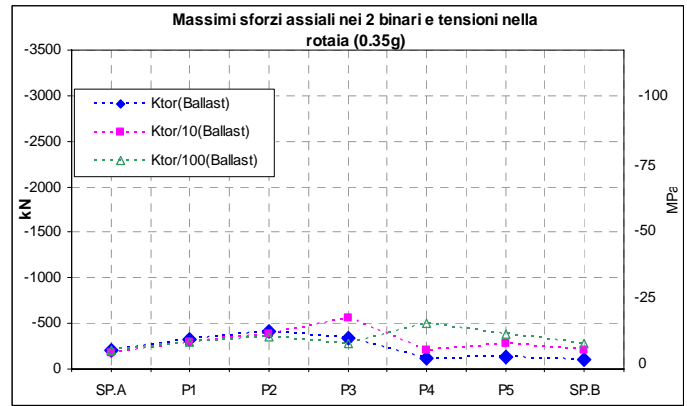


Figura 21. Massime compressioni nei due binari e relative tensioni nella rotaia in condizione di sisma trasversale violento

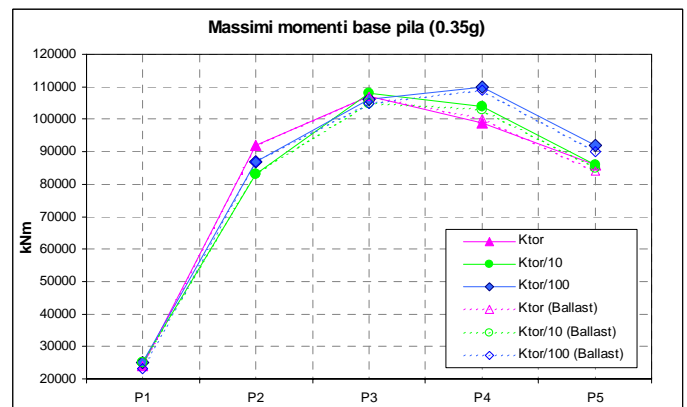


Figura 22. Massime momenti alla base delle pile per sisma trasversale violento (PGA=0.35g)

7. INSTABILIZZAZIONE DELLA ROTAIA

In questo ultimo paragrafo vengono richiamati alcune grandezze e parametri che regolano il meccanismo di instabilizzazione della lunga rotaia saldata. Lo studio ha riguardato il meccanismo di instabilizzazione nel piano orizzontale (quello di minima inerzia della rotaia). Il carico critico nel piano verticale è infatti maggiore in quanto l'inerzia delle rotaie in tale piano è di circa 6 volte maggiore rispetto a quella nel piano orizzontale. L'eventuale sbandamento deve inoltre vincere il peso stesso di rotaie e traversine che ammonta a circa 7 kN/m, comparabile con la resistenza laterale del ballast che gli Eurocodici pongono indicativamente a 8 kN/m.

I dati e le conclusioni riportate fanno riferimento agli studi condotti da Sung (Sung et al. 2005) e dagli scriventi, di prossima pubblicazione su *Ingegneria Ferroviaria* (Petrangeli M., et al. 2007).

Il lavoro di Sung è basato su modelli alle differenze finite utilizzati per valutare l'effetto della distribuzione della resistenza laterale del ballast sul carico critico di instabilizzazione. Studi simili sono stati condotti dagli scriventi utilizzando il programma agli elementi finiti FIBRE con analisi ai

grandi spostamenti di tratti di rotaia di diversa lunghezza e configurazione.

I dati di partenza sono in entrambi i casi, oltre alle caratteristiche geometriche delle rotaie, quelli relativi alla resistenza laterale del ballast.

Le rotaie italiane ($A=77\text{cm}^2$, $I_{\min}=513\text{cm}^4$) sono leggermente più massicce di quelle Coreane ($A=64.2\text{cm}^2$, $I_{\min}=301.7\text{cm}^4$) prese in considerazione da Sung. Per quanto riguarda invece la resistenza laterale del ballast e delle connessione tra rotaia e traversina entrambi gli studi fanno riferimento al valore anzidetto di 8 kN/m.

I risultati trovati in entrambi gli studi sono in buon accordo sia per quanto riguarda i carichi critici che le lunghezze critiche di in stabilizzazione che tipicamente oscillano tra i 3 ed i 4 metri a seconda della rigidezza laterale del sistema ballast-traversine.

Lo studio di Sung modella il binario e l'interazione binario-traversina-ballast come una trave su suolo elastico, incernierata alle estremità (punti d'inflexione) come rappresentato in Figura 23.

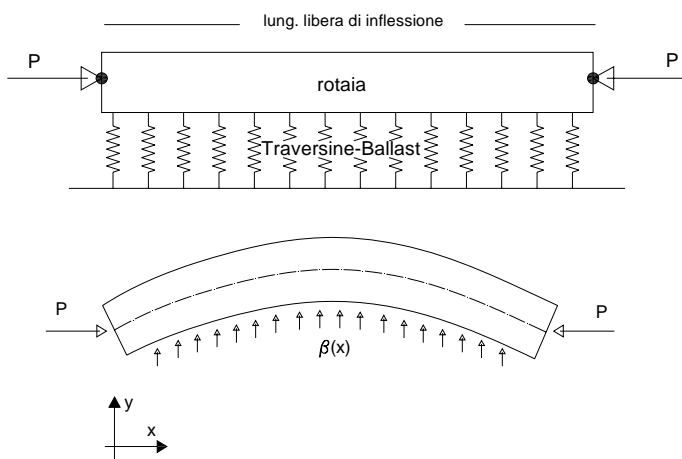


Figura 23. Modello di trave su suolo elastico - Analisi di Buckling

Lo studio ha focalizzato la sua attenzione sull'influenza della resistenza laterale del ballast sul carico critico dato che tale resistenza nonché la relativa rigidezza sono facilmente soggette a variazioni anche elevate e comunque aleatorie in quanto dipendono da molteplici fattori difficilmente controllabili quali spessore e ricoprimento del ballast, stato di efficienza degli attacchi rotaie-traversine, etc..

Assumendo quindi, per la resistenza laterale una espressione del tipo: $q(x)=\beta(x)$ y , lo studio di Sung ha investigato la dipendenza del carico critico dalla distribuzione (aleatoria) della rigidezza laterale, $\beta(x)$.

Prendendo come parametro la deviazione massima di tale rigidezza $\Delta\beta(x)$ ed utilizzando il metodo Montecarlo, Sung trova i valori riportati in tabella.

Tabella 1. Carico critico rotaia ($A=64.2\text{cm}^2$; $I_{\min}=301.7\text{cm}^4$; $E=206000$ MPa)

$\Delta\beta/\beta$	$P_{cr,max}$ [kN]	$P_{cr,med}$ [kN]	$P_{cr,min}$ [kN]
1.0	1892.67	1214.91	551.60
0.5	1954.69	1715.05	1524.87
0.2	1981.76	1899.50	1830.55
0.1	1987.58	1948.00	1912.23
0.05	1990.47	1971.02	1952.89

Quando $(\Delta\beta/\beta)_{max}=1.0$, cioè la massima deviazione nella rigidezza laterale, si ha il minimo valore del carico critico della rotaia valutato in 551.60kN che risulta pari al 28% delle valore ottenuto in condizioni di minima incertezza.

In base a questi risultati dunque nel caso analizzato, in presenza di un sisma longitudinale di I categoria, che sviluppa nella rotaia una compressione rispettivamente di 900 kN, si raggiungerebbe l'instabilità per valori del rapporto $\Delta\beta(x)/\beta(x)$ compresi tra 1.0 e 0.82. Tuttavia, come già puntualizzato, a parità di materiale, le caratteristiche meccaniche delle rotaie usate dalle ferrovie italiane sono migliori, per cui i carichi critici sopra valutati risultano sicuramente conservativi, se applicati alle rotaie italiane.

In via del tutto teorica, considerando un viadotto a campate regolari (20-30m) con pile flessibili e simili di alta intensità tali da produrre spostamenti della struttura che tradotti in termini di drift binario impalcato portino a plasticizzazione il ballast del ponte (a meno della campata contigua alla spalla fissa, che come visto risulta sostanzialmente ferma), la lunghezza massima del viadotto, onde scongiurare il pericolo di instabilità, risulta essere intorno ai 210-220m, avendo assunto un incertezza ragionevole della resistenza del ballast pari al 20%.

8. 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. Considerata la sismicità diffusa del territorio Italiano si è ritenuto utile estendere l'analisi di interazione binario-struttura alle sollecitazioni derivanti da azioni sismiche.

Questo tipo di analisi possono oggi essere condotte non solo con lo stesso strumento di calcolo ma anche con lo stesso modello utilizzato per l'analisi di interazione in campo statico. Il programma agli ele-

menti finiti FIBRE incorpora infatti strumenti numerici già esistenti e consolidati quali solutori al passo per l'analisi agli Elementi Finiti in campo non lineare nel dominio del tempo con elementi di trave-colonna a fibre corredati da una vasta libreria di legami costitutivi per i principali materiali da costruzione, con elementi appositamente studiati per il ballast e gli appoggi da ponte. Il programma così articolato permette di verificare facilmente l'idoneità di utilizzo della lunga rotaia saldata, in condizioni statiche e dinamiche, per ponti e viadotti con luci sempre maggiori e schemi statici più performanti rispetto alla oltremodo abusata trave in semplice appoggio.

Lo studio condotto dimostra che in condizioni sismiche la presenza del ballast e della lunga rotaia saldata hanno un effetto significativo sia in termini di sollecitazioni che di spostamenti. I due elementi accoppiati sono infatti fonte di forte dissipazione e conseguentemente di elevato smorzamento della risposta. Questi benefici risultano essere molto maggiori in direzione parallela all'asse dei binari, dato che in questo caso la cinematica del ponte impegna immediatamente i binari. Le analisi effettuate in tale direzione, hanno dimostrato come l'efficacia dello smorzamento di ballast e lunga rotaia saldata sia significativa a partire da azioni sismiche modeste e cresca al crescere dell'intensità sismica. Tale azione è per altro efficace per un ampio spettro di intensità sismiche prima che possano subentrare problemi legati all'instabilizzazione dei binari.

Gli studi condotti al riguardo infatti, hanno dimostrato come i carichi critici di sbandamento delle rotaie possano essere raggiunti solo in casi di intensità sismiche molto elevate ovvero di strutture molto flessibili. Entrambe le situazioni sono per altro poco diffuse in Italia dove la situazione più frequente è quella di una sismicità medio-bassa con strutture ferroviarie con rigidità medio-alta.

Nei casi di studio 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 all'instabilità di circa 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.

È oggetto di uno studio in corso da parte degli scriventi, la valutazione degli effetti della lunga rotaia saldata nel caso di forte danneggiamento e collasso incipiente dei viadotti ferroviari, sia per rottura delle sottostrutture che del sistema d'appoggi e rite-

gni degli impalcati.

BIBLIOGRAFIA

- Conti Puorger, A., 1992 , *La triade treno-binario-struttura problematiche specifiche della interazione*, Ingegneria Ferroviaria, Settembre 1992.
- EUROCODICE 2, UNI-ENV-1992 , *Progettazione Strutture in Cemento Armato*
- EUROCODE 1, 1994. *Basis of Design and Actions on Structures Part 3: Traffic Loads on Bridges*. CEN.
- EUROCODE 8 1994, *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, ENV 1998-2: Bridges. CEN.
- Istruzione F.S. N.1/SC/PS-OM/2298 del 13-1-1997, *Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo*
- Mondkar, D.P., Powell, G.H., 1975 *Static and dynamic analysis of nonlinear structures* University of California, Berkeley. Report No. UCB/EERC-75/10.
- Ordinanza n.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*.
- Petrangeli, M., Andreocci, C., Magorfi, F., Orlandini, M., 2006, *Large Concrete Precast Box Girders along the New Italian High Speed Railway*, 7th Int. Conf. on Short & Medium Span Bridges, IABSE, Monreal Aug. 23-25, 2006.
- Petrangeli, M., Ciampi, V. , 1996, *Equilibrium based numerical solutions for the nonlinear beam problem*, Int. Journal for Num. Meth. in Engrg, 40(3), 423-438 .
- Petrangeli, M., Petrangeli, M., 2000 *Rehabilitation of the Cidi M'cid Suspension Bridge*, SEI .
- Petrangeli, M., Pinto, P.E. and Ciampi, , 1999, *A Fibre Element for cyclic bending and shear. Part I and II*, J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9).
- Petrangeli, M., Tamagno, C., *Analisi di interazione Binario Struttura nel dominio del tempo*, Ingegneria Ferroviaria, CIFI, Novembre 2006
- Petrangeli, M., Tamagno, C., Tortolini, P., *Risposta sismica degli impalcati da ponte ferroviari in presenza di lunga rotaia saldata*, Ingegneria Ferroviaria, CIFI in stampa 2007.
- Ranzo, G., Petrangeli, M. and Pinto, P.E. , 1999, *Vertical oscillation due to axial-bending coupling during seismic response of RC Bridge Piers*, Int. Journal of Earthquake Eng. & Structural Dynamics, 28(12).
- Sung, W., Shih, M, Lin, C., Go, C.G., *The critical loading for lateral buckling of continuous welded rail*, J.Zhejiang Univ. SCI, China 2005.