



# **XIII CONVEGNO NAZIONALE S.I.I.V.**



## **Le vibrazioni in campo ferroviario: analisi F.E.M. dell'interazione convoglio-sovrastuttura-terreno**

**Gaetano Di Mino**

Dipartimento di Ingegneria delle Infrastrutture Viarie  
Università degli Studi di Palermo  
Viale delle Scienze, 90128 Palermo  
Tel: +39 091 488062-14 - Fax: +39 091 487068  
E-mail: [dimino@ing.unipa.it](mailto:dimino@ing.unipa.it)

# **Le vibrazioni in campo ferroviario: analisi F.E.M dell'interazione convoglio-sovrastuttura-terreno**

**GAETANO DI MINO** - Dipartimento di Ingegneria delle Infrastrutture Viarie -  
Università di Palermo

## **SOMMARIO**

Nel presente studio si è sviluppato un modello F.E.M. atto ad analizzare e simulare, in campo ferroviario, il processo di generazione e propagazione della vibrazione, prodottasi per effetto del contatto ruota-rotaia e quindi trasmessa all'intorno circostante, in diverse condizioni di velocità, di configurazione dell'armamento, di geosistema e di tipologia di sezione ferroviaria.

L'analisi condotta si prefigge di valutare, in relazione ai casi studio affrontati, l'incidenza sull'entità del fenomeno vibrazionale dei singoli parametri cinematici, tipologici, geotecnici e geometrici che, nel loro insieme, contribuiscono a generarlo.

## **ABSTRACT**

This paper describes the formulation and application of a finite element method model that simulates the generation and propagation of train-induced vibrations into track-ground system.

The F.E.M. model accounts for the interaction between ground, railway, shape of cross-section and train speed.

The aim of this research is the evaluation of the influence of each factor on vibrational phenomena.

## **1. INTRODUZIONE**

Le linee ferroviarie urbane si sviluppano in un tessuto quasi sempre intensamente antropizzato, generalmente caratterizzato da un consistente patrimonio edilizio, originando al passaggio dei treni impatti di natura fonica e vibrazionale, che la presenza di ricettori sensibili nelle adiacenze del tracciato rende gravosi quando non insostenibili.

In particolare, gli effetti dell'energia meccanica che, generatasi al contatto ruota-rotaia a causa dell'inevitabile anolonomia del vincolo, si trasmette sotto forma di onde di vibrazione attraverso l'armamento al terreno e da questo alle strutture circostanti, devono essere ridotti quanto più drasticamente possibile.

A riguardo diverse soluzioni tecniche preventive e protettive sono attuabili, con le prime largamente preferibili da adottare durante la fase progettuale della sovrastruttura, intervenendo sulla sorgente diretta della vibrazione.

Tuttavia, altri fattori come la sede del tracciato ferroviario, con specifico riferimento alla tipologia della sezione trasversale, e il terreno d'impianto della linea con le sue caratteristiche geodinamiche giocano un ruolo tutt'altro che marginale sui fenomeni di propagazione e trasmissione delle vibrazioni.

Un'analisi organica del tema, quindi, non può prescindere dallo studio dello scenario nel suo complesso, articolata nella puntuale disamina delle componenti fisiche, del loro comportamento dinamico e dei processi di generazione, trasmissione e propagazione.

L'aggregazione in un modello di sintesi, opportunamente calibrato, delle suddette componenti e dei relativi meccanismi di interazione consente di definire uno strumento previsionale, utile al progettista dell'infrastruttura ferroviaria per valutare gli effetti delle proprie scelte ed operare così la selezione dell'alternativa migliore.

## 2. L'ANALISI DI SCENARIO

Le principali componenti di scenario del modello e i relativi meccanismi d'interazione sono sinteticamente descritti, per identificare compiutamente i parametri di ingresso per la sua implementazione e possedere le chiavi di lettura dei risultati ottenuti. L'eterogeneità fisica e meccanica di tali componenti nonché le complesse relazioni dinamiche intercorrenti tra questi in qualche modo impongono questa ricognizione.

### 2.1. La sovrastruttura ferroviaria

Le sovrastrutture ferroviarie si possono suddividere, in relazione agli elementi costitutivi, sostanzialmente in due classi: tradizionale, caratterizzata dalla presenza del balast; rigida, con una piastra di calcestruzzo a fungere da supporto per l'armamento.

Gli elementi dell'armamento che più incidono, a parità di configurazione sovrastrutturale, sull'entità della trasmissione dell'energia vibrazionale sono gli organi di attacco [1] che ancorano le rotaie alle traverse o alla piastra in calcestruzzo; questi, grazie alle proprietà meccaniche di alcune loro parti, sono in grado di conferire al binario nel suo complesso la capacità di attenuazione dei carichi impulsivi provocati dal contatto tra ruota e rotaia, per un numero elevato di cicli.

Dal punto di vista meccanico si distinguono due tipologie di attacco: *rigido* ed *elastico*: il primo differisce dal secondo sostanzialmente perché affida ad un'unica piastra sottorotaia, generalmente in gomma, il compito di smorzare il sistema, mentre l'altro prevede due piastre in gomma interposte tra le rotaie e la piastra in acciaio e tra quest'ultima e il supporto in calcestruzzo (traversa o piastra).

Nel secondo modello, inoltre, anche gli elementi di fissaggio come i fermagli, dotati di elevate caratteristiche di deformabilità, contribuiscono alla funzione antivibrante.

### 2.2 Il processo di generazione

La sorgente diretta, identificata nel vincolo di contatto tra ruota del treno e rotaia, genera per effetto di anomalie superficiali e geometriche del suddetto vincolo (irregolarità a corta lunghezza d'onda dei profili) onde vibrazionali che si irradiano nell'ambiente circostante, propagandosi per via strutturale nel terreno e per via aerea nell'aria.

Le vibrazioni strutturali sono caratterizzate da uno spettro di frequenza  $2 \div 150$  Hz [2] dal momento che il terreno, in uno con l'armamento, filtra le bande di frequenza più elevate tipiche, invece, dei fenomeni acustici.

L'azione sollecitante della sala montata suscita una risposta oscillatoria della rotaia, in termini di accelerazione e spostamento, i cui valori di picco si manifestano generalmente nell'intervallo di frequenza  $100 \div 500$  Hz [3].

Si registra sperimentalmente che la potenza media del segnale vibratorio aumenta proporzionalmente con la velocità della causa eccitatrice (sala montata) la quale, invece, non incide sulle frequenze di picco [3].

In altri termini, le grandezze cinematiche in gioco influiscono sulle ampiezze delle oscillazioni mentre quelle dinamiche sulle loro frequenze caratteristiche.

### **2.3. Il terreno e le sue proprietà dinamiche**

La risposta meccanica del terreno a sollecitazioni di tipo vibrazionale o impulsivo è fortemente caratterizzata dalla velocità e dalla ciclicità del carico.

Durante l'azione sollecitante in condizioni di processo non drenato<sup>1</sup>, si verifica sperimentalmente che, all'aumentare della velocità di applicazione del carico, i terreni coesivi incrementano significativamente la propria resistenza al taglio mentre quella dei granulari (sabbie sature) non varia sensibilmente [4].

Il comportamento isteretico e quindi dissipativo del terreno si evince sperimentalmente dall'andamento del modulo di resistenza a taglio  $G$ .

Al di sotto della soglia di linearità di deformazione  $\gamma_1$  che delimita il dominio delle piccole deformazioni,  $G$  può ritenersi costante (comportamento pseudo-isteretico o conservativo esprimibile secondo il modulo secante  $G_{max}$ ) mentre al di sopra tende a diminuire progressivamente [5].

L'altro parametro di smorzamento  $D$  è rappresentativo dell'energia dissipata durante il ciclo di carico e scarico della sollecitazione e conferma il comportamento pseudo-isteretico del terreno per valori inferiori a  $\gamma_1$ , mantenendosi costante e pressoché trascurabile.

L'indice di plasticità  $IP$  di un terreno ne discrimina l'ampiezza dell'intervallo di linearità delle deformazioni:  $\gamma_1 = 0,01$  [%] è la soglia per terreni molto plastici;  $\gamma_1 = 0,001$  [%] per terreni plastici;  $\gamma_1 = 0,0001$  [%] per terreni non plastici [6].

In vera grandezza, pur nell'ipotesi di fattore di smorzamento trascurabile, sussiste il fenomeno dissipativo dell'energia meccanica rilasciata da una qualsivoglia sorgente: questo può ritenersi, in prima approssimazione, dovuto all'attenuazione geometrica della perturbazione sismica, che interviene quando le vibrazioni investono nel loro propagarsi porzioni sempre più grandi di terreno.

### **2.4. Il fenomeno di perturbazione sismica del terreno**

L'azione dinamica della sorgente diretta desta nel terreno, che può ritenersi con buona approssimazione un mezzo continuo più o meno stratificato, una perturbazione sottoforma di onde sismiche.

Tali onde si distinguono, a seconda del dominio di azione, in onde di volume agenti all'interno del mezzo e in onde di superficie o di Rayleigh, generate da fenomeni di riflessione tra strati contigui di differenti caratteristiche.

Le onde, suscitando sollecitazioni di compressione e di taglio, determinano stadi deformativi di dilatazione e distorsione.

La loro velocità di propagazione muta in relazione alla natura meccanica dell'onda: quella di compressione, detta anche onda primaria o longitudinale, risulta più rapida di quella di taglio, o trasversale, di un fattore che cresce indefinitamente all'aumentare delle deformabilità del terreno.

Nei terreni saturi la velocità di propagazione è legata esclusivamente alla compressibilità del fluido di porosità [7].

---

<sup>1</sup> La condizione di processo non drenato è assolutamente plausibile nell'ipotesi di comportamento lineare delle fasi liquida e solida del terreno e di permeabilità costante.

Secondo la teoria di Biot, nell'ipotesi di mezzo elastico, saturo e statisticamente omogeneo, si può analizzare il fenomeno dell'onda in un mezzo bifasico poroso.

Nel caso delle piccole deformazioni, caratterizzanti la risposta del terreno al transito dei convogli ferroviari, che sostanzia l'ipotesi di isotropia del mezzo formulata da Biot, il moto delle onde longitudinali e trasversali risulta disaccoppiato.

La loro velocità di propagazione dipende dal rapporto tra la frequenza di eccitazione, dell'ordine di  $10^2$  Hz e le pulsazioni angolari caratteristiche delle due fasi solida e liquida, che variano nell'intervallo  $10^6 \div 10^8$  Hz [7].

È quindi lecito considerare la velocità e lo smorzamento indipendenti dalla frequenza di eccitazione e ritenere nullo il moto relativo tra le due fasi.

Ciò implica la condizione di processo non drenato del terreno sottoposto ai carichi ferroviari, ed è dimostrabile, in questo caso, che il suo comportamento segue le leggi valide per un mezzo monofase elastico.

### **2.5. La tipologia di sede del tracciato**

La conformazione fisica e geometrica nonché i materiali di costruzione della sede del tracciato ferroviario determinano peculiari modalità di trasmissione delle onde a seconda che si tratti di rilevato piuttosto che di trincea o di galleria.

Ciò si riflette anche sull'entità del segnale vibratorio che si irradia nell'ambiente circostante tanto da poter indicare l'insieme treno-sovrastuttura-sede come *sorgente composta* dell'energia vibrazionale.

Attesa, quindi, la rilevanza nel contesto di tale aspetto, particolarmente avvertito in ambito urbano nei tratti in tunnel, occorre inserire la configurazione di sede tra gli elementi indispensabili di cui tenere conto nell'analisi di scenario.

È emerso da alcune ricerche [8] come tronchi ferroviari in trincea siano sorgenti composite di ingente impatto vibrazionale, ma è forse opportuno incominciare a valutare comparativamente l'incidenza delle diverse tipologie di sezione, per formulare ordini di priorità già in sede progettuale ovvero corrette interpretazioni in fase di verifica dell'esercizio dell'infrastruttura ferroviaria.

## **3. LA MODELLAZIONE F.E.M.**

L'analisi dinamica classica su schemi meccanici più o meno complessi rappresentativi dell'interazione tra veicolo ferroviario ed armamento [9] consente di determinare in forma chiusa la risposta della sovrastruttura in frequenza, spostamento, velocità ed accelerazione.

La risoluzione dei tipici modelli a masse concentrate, a parte le inevitabili approssimazioni, è significativa dello scambio di energia tra la sovrastruttura ferroviaria ed il terreno.

Del resto anche gli schemi e i modelli meccanici, atti ad interpretare il comportamento dinamico del terreno, sono da reputarsi realmente rappresentativi in relazione alla natura e all'entità della sollecitazione.

Nel campo delle piccole deformazioni, connaturate al moto ferroviario, il comportamento meccanico del geosistema può ritenersi, con elevato grado di approssimazione, viscoelastico lineare.

L'opportunità di sintetizzare in un unico oggetto i due sistemi interagenti, e soprattutto di estendere l'ambito di indagine alle modalità di propagazione ed entità delle vibra-

zioni nel terreno limitrofo alla linea ferrata, in funzione della tipologia di sede, può essere colta utilizzando il metodo agli elementi finiti che consente, grazie alla sua duttilità di implementazione in programmi di calcolo computerizzato e versatilità di applicazione, di analizzare il fenomeno vibratorio nel suo contesto globale.

Nella fattispecie ci si è avvalsi del codice di calcolo ADINA ( Automatic Dynamic Incremental Non Linear Analysis) in dotazione alla Facoltà di Ingegneria di Palermo, scegliendo quale procedura di risoluzione l'integrazione al passo di tipo implicito alla Newmark.

Inizialmente si è proceduto alla definizione geometrica dello scenario fisico di riferimento, costruendo due modelli: longitudinale e trasversale.

A questi sono state assegnate dimensioni fisiche tali da scongiurare il disturbo arrecato dal sistema di vincoli al contorno, il cosiddetto effetto di bordo.

Il modello longitudinale è servito per determinare la forza agente in corrispondenza di una prescelta sezione del binario, durante le fasi di avvicinamento, passaggio ed allontanamento del convoglio.

Tale forzante che agisce sull'interfaccia rotaia-traversa in funzione del tempo, rappresenta il dato di ingresso nel modello trasversale per determinare, infine, la risposta dei punti del terreno posti a diverse distanze dall'asse del binario (Fig.1).

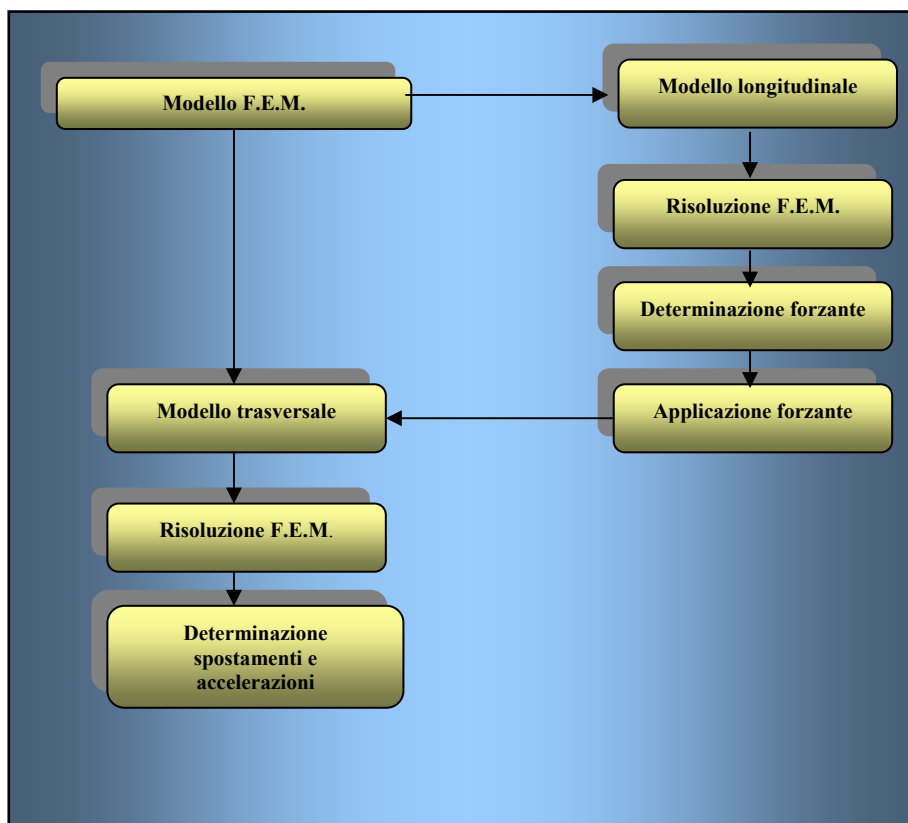


Figura 1 – Metodologia di calcolo

### 3.1. Il modello longitudinale

Gli elementi costituenti il modello longitudinale sono:

- La forzante
- La rotaia
- Il sistema d'attacco
- La traversa
- Il ballast
- Il terreno di sottofondo
- Il sistema di vincoli al contorno

Di ciascuno sono descritte di seguito le principali caratteristiche e la tecnica di modellazione.

#### 3.1.1. La forzante

La forzante è rappresentativa del passaggio dell'elettromotore E444 a corrente continua, utilizzato in genere per il trasporto passeggeri, la cui massa è di circa 84 t e potenza di 3880 kw, che raggiunge una velocità massima di circa 200 km/h.

Per simulare il transito del locomotore si è applicata ad ogni nodo della rotaia discretizzata una forza impulsiva (*Delta di Dirac*), dipendente dal tempo, di intensità pari a metà carico per asse del locomotore.

Noti la velocità di avanzamento del locomotore, l'interasse delle ruote e il distanziamento dei nodi rotaia si è costruita la funzione temporale della forzante, significativa del passaggio del carico su due nodi consecutivi.

#### 3.1.2. La rotaia

La rotaia (R) è lunga 54 m, è stata modellata secondo 1080 elementi *beam*, ciascuno di lunghezza pari a 0,05 m, discretizzata in 91 nodi posti a distanza reciproca di 0,60 m, pari all'interasse delle traverse.

La sezione di calcolo è stata scelta a metà dell'estesa longitudinale del binario per evitare la riflessione della risposta conseguente agli effetti di bordo.

I parametri d'ingresso per il calcolo sono quelli geometrici (momenti d'inerzia flessionale e torsionale e area) e fisico-meccanici dell'acciaio: modulo di elasticità E, coefficiente di Poisson  $\nu$ , densità  $\rho$  e i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  di Rayleigh rappresentativi del comportamento viscoso.

Questi ultimi, essenziali per una coerente modellazione, sono stati ricavati con una procedura iterativa comparando, fino alla convergenza, i dati di accelerazione dei punti della rotaia (Fig. 2) ricavati con gli omologhi valori sperimentali [2] registrati per velocità di transito pari a 200 km/h.

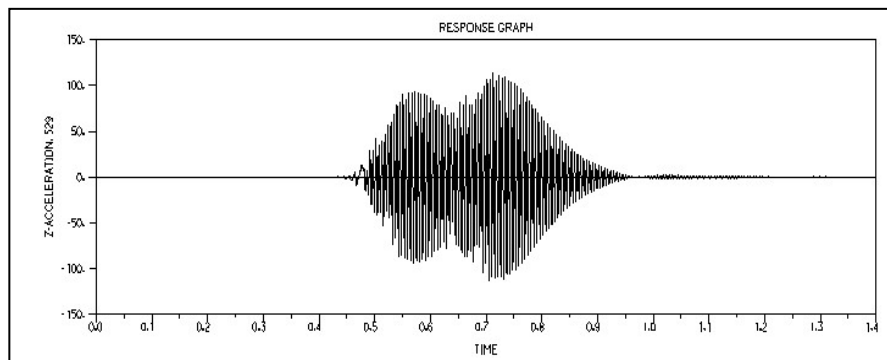


Figura 2 - Accelerogramma del nodo rotaia

### 3.1.3. L'attacco

Gli attacchi (A), di due tipi, sono in numero di 91 e il loro comportamento elasto-viscoso [10] è introdotto nel modello mediante elementi *spring* (costituiti singolarmente da una molla, un dissipatore e una massa oscillante) che collegano i nodi delle rotaie con i corrispondenti delle traverse.

I parametri d'ingresso per il calcolo sono la rigidità K, il valore in peso della massa oscillante pari a quello dell'attacco e il coefficiente di dissipazione C.

Tale coefficiente è indicativo del contributo smorzante delle piastre di gomma facenti parte del sistema di attacco ed è funzione, in misura inversamente proporzionale, della pulsazione propria dell'attacco medesimo.

### 3.1.4. La traversa

Le traverse (Tr) in calcestruzzo, in numero di 91, sono state schematizzate assegnando loro l'elemento *2D-solid* (elemento bidimensionale), definendone i vertici e quindi la superficie.

I dati meccanici d'ingresso sono il modulo di elasticità E, il coefficiente di Poisson  $\nu$  e la densità  $\rho$ .

### 3.1.5. Il ballast

La modellazione geometrica del ballast (B), di spessore 0,50 m, è avvenuta definendo i vertici delle singole superfici e poi delineando quella finale assegnandole l'elemento *2D*.

Nell'ipotesi comunemente accettata di comportamento viscoelastico del ballast, i parametri meccanici d'ingresso sono il modulo di elasticità E, il coefficiente di Poisson  $\nu$ , la densità  $\rho$ , e i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  di Rayleigh per la determinazione della matrice di smorzamento C del sistema.

Per la quantificazione di questi ultimi si è modellato con la tecnica F.E.M. un ammasso di materiale granulare frantumato con, in prima battuta,  $\alpha$  e  $\beta$  nulli, al quale è stato trasmesso un impulso da un punto sorgente.

Il decremento della risposta alla sollecitazione, in termini di accelerazione, in punti distanti dal punto sorgente è in tal caso causato dal solo smorzamento geometrico.

Con la seguente relazione [11]

$$20\log_{10}\left[\frac{a_{\text{rms}}(x)}{a_0} - \frac{a_{\text{rms}}(x_0)}{a_0}\right] = -20\log_{10}\left\{\left(\frac{x}{x-x_0}\right)^n + \left[e^{\frac{\alpha\eta}{2c}(x-x_0)}\right]\left(\frac{x}{x-x_0}\right)^n + \left[\frac{1}{2}\left(1 + \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2}\right)\right]\right\}$$

che fornisce, in funzione della distanza della sorgente, l'attenuazione in termini logaritmici del livello di accelerazione della vibrazione per il contributo della divergenza geometrica, dell'assorbimento proprio del materiale preso in considerazione e delle eventuali discontinuità dovute alla composizione eterogenea del medesimo, si sono determinati i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  iterando il processo di calcolo fino alla convergenza del valore dello smorzamento geometrico con quello di primo tentativo.

Nel caso specifico della sezione in galleria, poiché cambia la configurazione della sovrastruttura, costituita da uno strato di cemento-asfalto ( $C_a$ ) dello spessore di 0,055 m, da una piastra in calcestruzzo (P) di 0,160 m, da un magrone di riempimento ( $R_i$ ) di 0,20 m e dal guscio (G) in calcestruzzo del tunnel di spessore 0,30 m, i coefficienti  $\alpha$  e



$\beta$  sono stati determinati calcolando le frequenze caratteristiche dei primi due modi di vibrare per tale struttura.

### 3.1.6. Il terreno di sottofondo

L'ammasso considerato (S) ha dimensione 66,12 m in lunghezza e 30,00 m in profondità.

La modellazione ha contemplato due tipi di terreno di sottofondo ed è stata effettuata in analogia a quanto riportato, relativamente al ballast, al punto precedente.

Di seguito sono riportate le configurazioni delle sovrastrutture per sezione a cielo aperto ed in tunnel (Figg. 3, 4) e tutti i parametri di calcolo, raccolti nella tabella 1.

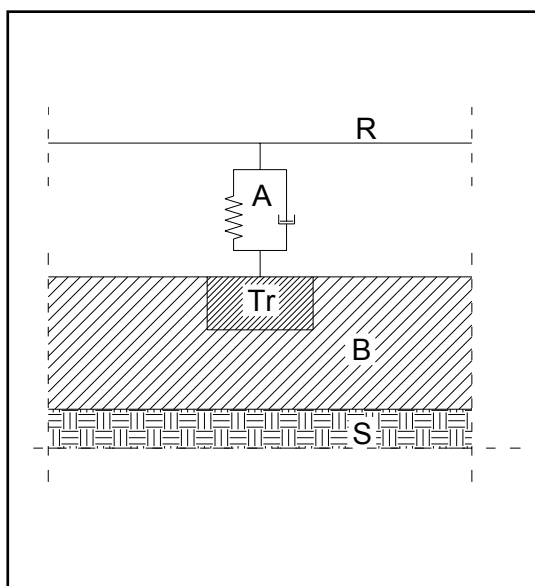


Figura 3 – Schema del modello dinamico della sovrastruttura tradizionale

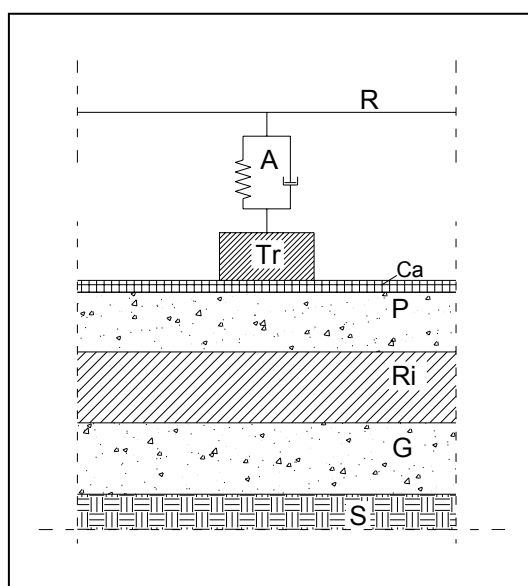


Figura 4 – Schema del modello dinamico della sovrastruttura tipica in galleria

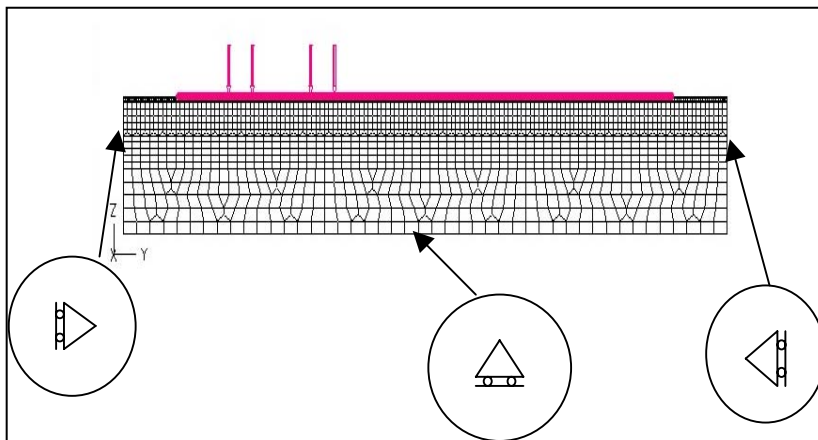
DATI DI INGRESSO DEL CODICE DI CALCOLO										
	E [kN/m <sup>2</sup> ]	v	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\alpha$	$\beta$	A [m <sup>2</sup> ]	$I_r$ [m <sup>4</sup> ]	$I_t$ [m <sup>4</sup> ]	C [kN·s/m]	M [kg]
S <sub>1</sub>	700000	0,25	1600	22	0,002	-	-	-	-	-
S <sub>2</sub>	70000	0,30	1700	1,7	0,0015	-	-	-	-	-
B	130000	0,20	1700	22	0,002	-	-	-	-	-
R	210E+6	0,30	7850	5000	0,0015	0,7686	3,055E-5	2,44E-6	-	-
Tr	310E+5	0,15	2004	-	-	-	-	-	-	-
A <sub>1</sub>	191E+4	-	-	-	-	-	-	-	35,230	15,33
A <sub>2</sub>	100420	-	-	-	-	-	-	-	46,077	15,33
(P+Ri+G) <sub>1</sub>	-	-	-	3,54	0,692 E-3	-	-	-	-	-
(P+Ri+G) <sub>2</sub>	-	-	-	2,66	0,927 E-3	-	-	-	-	-

Tabella 1 – Parametri geometrici e meccanici del sistema sovrastruttura-terreno

### 3.1.7. Il sistema di vincoli al contorno

Sono stati applicati dei carrelli lungo le superfici dell'ammasso che impediscono la traslazione nella direzione del moto e nel senso della profondità (Fig. 5).

Inoltre, la rotaia è stata vincolata all'estremità con appoggi cedevoli per eliminare gli effetti asintotici di vibrazione.



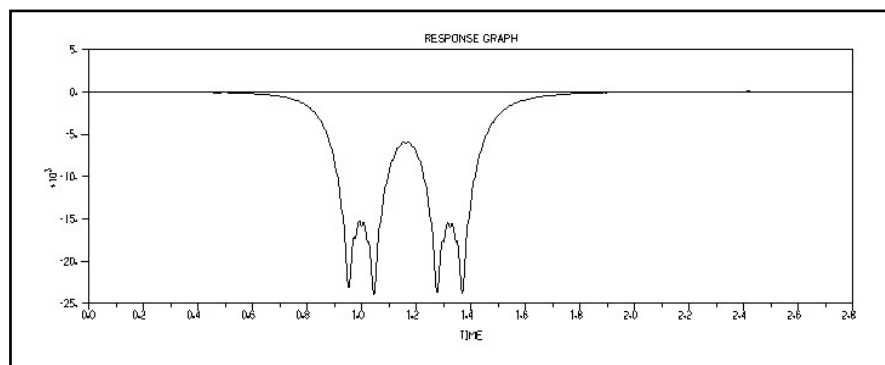
**Figura 5 - Sistemi di vincoli al contorno nel modello longitudinale**

### 3.2. Il modello trasversale

L'ampiezza trasversale complessiva del modello ammonta a 100,00 m mentre la sua profondità è di 30,00 m.

La discretizzazione del modello ha richiesto, in funzione delle diverse configurazioni di sorgente composita esplorate, da 2300 a 4300 elementi e da 3050 a 4385 nodi.

Gli elementi impiegati sono i medesimi di quello longitudinale; soltanto la forzante, per ragioni esclusivamente geometriche dovute al trasferimento allo schema trasversale, è stata amplificata di un fattore pari a 5,42, valore che si determina eguagliando gli sforzi di sollecitazione sull'interfaccia rotaia-traversa (Fig. 6) nei due differenti modelli.

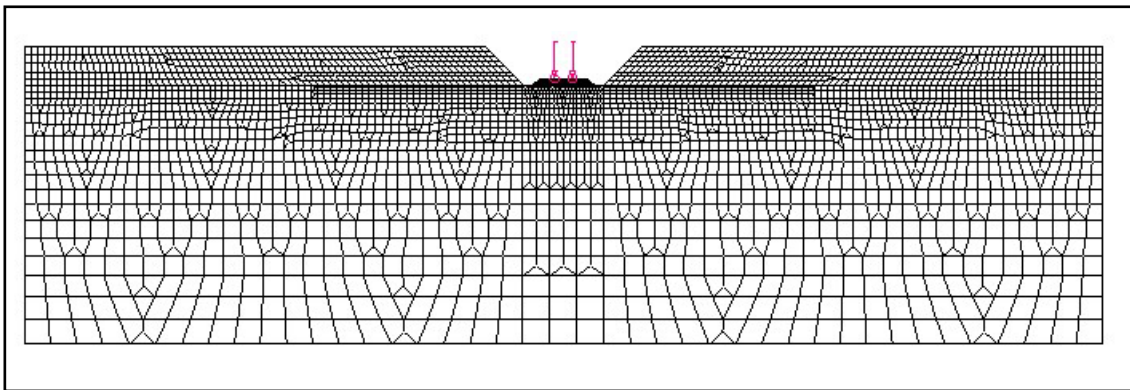


**Figura 6 – Forza scambiata all'interfaccia del sistema rotaia-traversa**

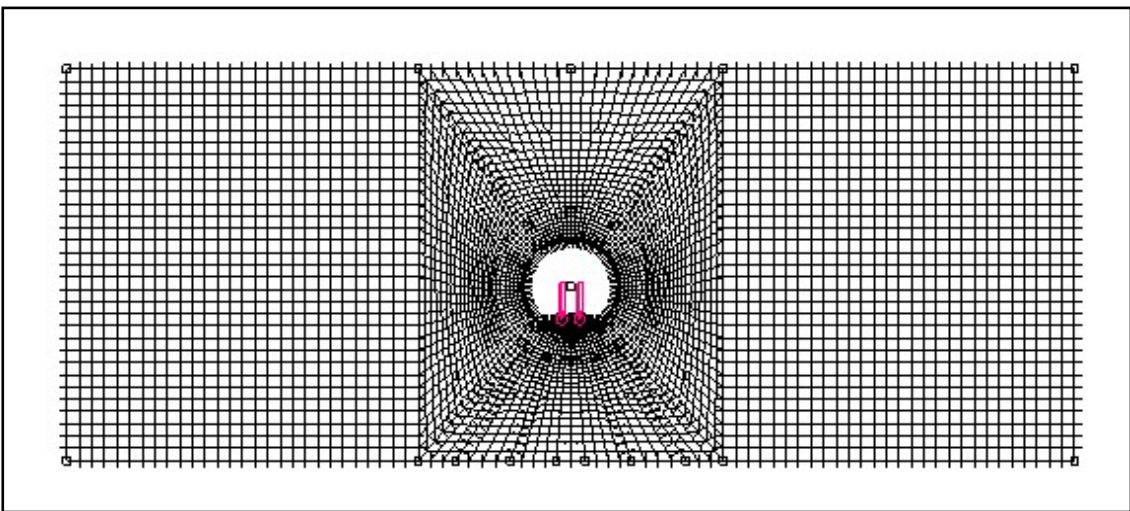
Per quanto concerne, invece, la sezione in tunnel sono stati nuovamente calcolati i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  che sono diversi per lo schema in esame, in ragione del metodo dell'analisi modale con cui si determinano.

Le condizioni di vincolo al contorno sono le medesime di quelle descritte al punto 3.1.7..

Di seguito si riportano gli schemi grafici FEM di alcune configurazioni discretizzate (Figg. 7, 8).



**Figura 7 – Immagine F.E.M. di trincea profonda**



**Figura 8 – Immagine F.E.M. di tunnel a foro circolare**

#### **4. LO STUDIO DI SIMULAZIONE**

Lo studio di simulazione è stato condotto creando 72 scenari diversi grazie alla combinazione opportuna dei vari elementi presi in considerazione.

Tra questi è stata inclusa la velocità di transito della forzante, per la sua rilevanza nel determinare l'entità della risposta, attribuendole dei valori tipici di manovre in entrata e uscita dalla stazione e di ordinaria percorrenza.

I punti di osservazione della risposta del terreno, in termini di spostamento ed accelerazione, per le sezioni a cielo aperto sono stati situati a distanze, ritenute rappresentative [12], rispettivamente di 15,00, 20,00 e 25,00 m dall'asse longitudinale del binario, su due quote: quella del piano di campagna e a 2,00 m di profondità.

Per la configurazione in galleria, oltre ai punti suddetti, la risposta è stata valutata anche su due punti lungo l'asse di simmetria della sezione posti alle quote predette.

##### **4.1. Gli scenari di riferimento**

La composizione dei 72 scenari discende dalla combinazione dei seguenti elementi:

- Ammasso costituito da argilla normalconsolidata

- Ammasso costituito da sabbia fortemente addensata
- Rotaia di tipo 60 UIC
- Traversa FS 35
- Attacco di tipo rigido
- Attacco con doppio strato elastico
- Ballast di roccia calcarea frantumata
- Sezione in rilevato di altezza 0,50 m (RB) con pendenza di scarpata 3:4
- Sezione in rilevato di altezza 2,00 m (RA) con pendenza di scarpata 3:4
- Sezione in trincea di profondità 1,00 m (TS) con pendenza di scarpata 1:1
- Sezione in trincea di profondità 3,00 m (TP) con pendenza di scarpata 1:1
- Sezione in galleria a foro circolare di luce 6,00 m (TUC) per binario singolo, con piano del ferro a profondità 20,00 m
- Sezione in galleria scatolare di luce 6,00 m (TUS) per binario doppio, con piano del ferro a profondità 20,00 m
- Velocità di 40 km/h, 60 km/h e 100 km/h.

#### **4.2. La metodologia di analisi**

I valori in spostamento ed accelerazione della risposta dei punti del terreno prescelti, espressi nel modulo della risultante della componente orizzontale e verticale, sono quelli massimi riscontrati.

Poiché dai dati elaborati si evince una chiara tendenza all'aumento dell'entità della risposta, al diminuire della distanza dall'asse di via e della profondità del punto di misura, a causa della divergenza geometrica e dei fenomeni di amplificazione tipici della propagazione ascendente delle onde dilatazionali, sono stati riportati soltanto i risultati relativi al punto sito in superficie e più prossimo all'asse ( $d=15$  m). D'altronde gli andamenti relativi agli altri punti di osservazione sono analoghi a quelli descritti.

Le risposte del terreno sono interpretate in funzione della velocità, del tipo di sezione, del terreno e della classe di sovrastruttura secondo il tipo di attacco utilizzato.

L'analisi dei risultati è stata condotta prima in forma binaria per valutare l'incidenza di ogni singolo fattore in gioco e poi in modo aggregato per compararne le proprietà, valutando separatamente gli spostamenti e le accelerazioni.

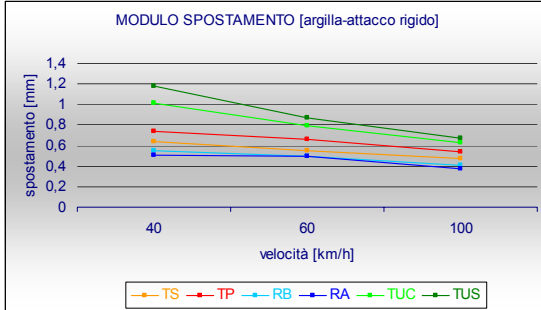
##### **4.2.1. Spostamenti**

Le condizioni più gravose si verificano per il binomio attacco rigido-terreno argilloso. Per tale configurazione i valori massimi del modulo di spostamento risultano i più elevati rispetto a tutti gli altri, per ogni tipo di sezione contemplata, alla luce della maggiore deformabilità dell'ammasso e delle ridotte prerogative di smorzamento dell'armamento (Fig. 9).

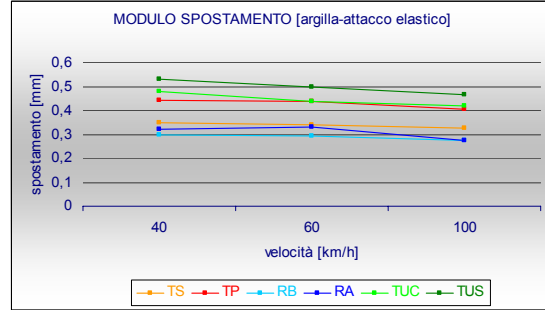
L'andamento del modulo, al crescere della velocità, per gli scenari caratterizzati dall'ammasso argilloso, è comunque decrescente per la prerogativa viscosa del terreno che determina un incremento di resistenza meccanica per velocità di applicazione del carico progressivamente più alte (Figg. 9, 10).

Per quanto concerne, invece, gli scenari con ammasso sabbioso, per le sezioni a cielo aperto, si assiste ad una tendenza in crescita dello spostamento all'aumentare della velocità, in virtù del comportamento prevalentemente elastico del terreno granulare (Figg. 11, 12).

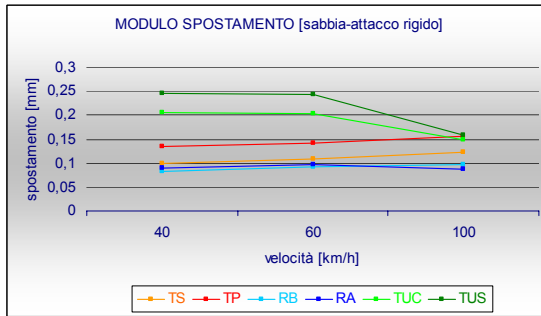
Per le sezioni in tunnel, invece, si verifica una sostanziale indifferenza alla velocità nel caso di attacco elastico (Figg. 10, 12), mentre per quello rigido si palesa un andamento decrescente del modulo, ascrivibile all'azione di filtro degli strati della sovrastruttura che dissipa l'energia meccanica alle alte velocità (Figg. 9, 11).



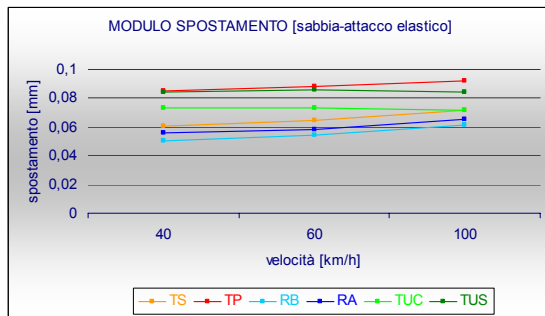
**Figura 9 – Spostamenti nel caso di argilla ed attacco rigido**



**Figura 10 – Spostamenti nel caso di argilla ed attacco elastico**



**Figura 11 – Spostamenti nel caso di sabbia ed attacco rigido**



**Figura 12 - Spostamenti nel caso di sabbia ed attacco elastico**

Le tendenze emerse indicano nelle proprietà geodinamiche del terreno il principale elemento di incidenza sul valore del modulo, seguito dalla sovrastruttura con lo specifico tipo di attacco: quello a doppio stadio elastico, in particolare, conferisce maggiori capacità di smorzamento e di ripartizione dei carichi su un numero più elevato di traverse rispetto all'attacco rigido.

È altresì evidente come la tipologia di sezione in galleria influenzi maggiormente rispetto alle altre, l'entità dello spostamento, precedendo quelle in trincea e in rilevato.

La forte perturbazione nell'ammasso, dovuta alla sezione in scavo in genere, determina condizioni favorevoli alla trasmissione più diretta delle sollecitazioni meccaniche nel terreno come nel caso della trincea profonda rispetto al rilevato alto.

Ancor di più si avverte il fenomeno nel caso di galleria a sezione scatolare che abbinata al predetto effetto di perturbazione dello scavo, fenomeni di riflessione delle onde meccaniche più accentuati in virtù della sua conformazione geometrica, rispetto a quella propria del foro circolare che trasmette a simmetria sensibilmente radiale nell'intorno circostante.

#### 4.2.2. Accelerazioni

L'andamento del modulo di accelerazione, per tutte le combinazioni possibili di scenario, è crescente all'aumentare della velocità come era atteso per il legame tra la potenza del segnale vibratorio e la velocità della causa eccitatrice (Figg. 13, 14).

Valgono in modo duale tutte le considerazioni svolte nel precedente punto 4.2.1, inerenti l'influenza del tipo di terreno e del tipo di attacco e si confermano quali sorgenti composite a più elevato impatto quelle in scavo con una maggiore assimilazione della sezione in trincea profonda alle due in tunnel.

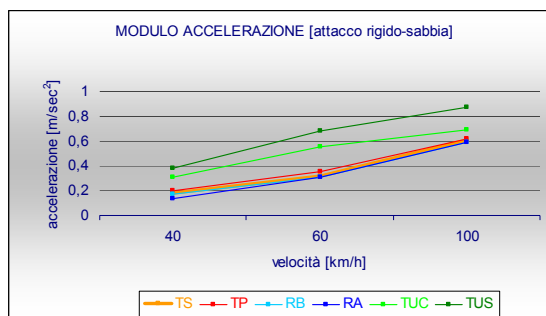


Figura 13 - Accelerazioni nel caso di sabbia ed attacco rigido

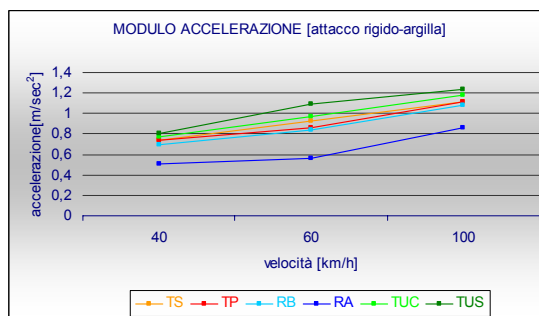


Figura 14 - Accelerazioni nel caso di argilla ed attacco rigido

## 5. CONCLUSIONI

L'esito dell'elaborazione su un'ampia ed eterogenea gamma di scenari, ha mostrato non solo delle tendenze della risposta del terreno ben delineate e plausibili, anche per gli ordini di grandezza ottenuti, ma soprattutto l'incidenza della sorgente composta sull'entità degli spostamenti e delle accelerazioni con particolare riguardo alla sua configurazione di sezione.

Il modello F.E.M. proposto, suscettibile comunque di applicazione a scenari variamente configurati, ha mostrato buone caratteristiche di affidabilità e versatilità che, in prospettiva, consentono di raffinarlo ed implementarlo sulla base di rilievi sperimentali diretti.

## RINGRAZIAMENTI.

L'autore intende ringraziare sentitamente i Dr. C.M. Di Liberto, A. Guasto e G. Tamburo per la solerte attività svolta durante le fase computazionale e l'Ing. J. Nigrelli per i preziosi suggerimenti critici dati.

## BIBLIOGRAFIA

[1] Zhai W., Cai Z., "Dynamic interaction between a lumped mass vehicle and a discretely supported continuous rail – track", Computer & Structures, Vol.63. No. 5, pp. 987-997, Pergamon, 1997.

- [2]**Diana G., Cheli F., Bruni S., Collina A.**, “*Modelli matematici per lo studio delle interazioni veicolo – struttura – armamento*”, Ingegneria Ferroviaria, dicembre 1995.
- [3]**Accattatis F., Coletti G., Corridori A., Malavasi G.**, “*Le vibrazioni dell’armamento ferroviario: considerazioni teoriche e verifiche sperimentali*”, Ingegneria Ferroviaria, maggio 1991.
- [4]**AA. VV.**, “*Interazione terreno-struttura in prospettiva sismica*”, Collana di Ingegneria Strutturale n°6, International center for mechanical sciences.
- [5]**Mancuso C.**, “*Misure dinamiche in sito*”, Hevelius edizioni.
- [6]**Mancuso C.**, “*Misure in sito delle proprietà dei terreni mediante prove dinamiche*”, Tesi di Dottorato, Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni di Terra, Università di Napoli, 1992.
- [7]**Lanzo G.**, “*Comportamento non lineare del terreno influente sulla risposta sismica locale*”, Tesi di Dottorato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma, La Sapienza, 1995.
- [8]**Coni M., Maltinti F., Portas S., Annunziata F.**, “*Criteri di progettazione di una metropolitana leggera in ambito urbano: un esempio applicativo sulla valutazione degli impatti ambientali*”, Atti IX Convegno Nazionale S.I.I.V Cagliari, 1999.
- [9]**Bevilacqua, Di Mino G.**, “*Approccio metodologico per lo studio dei fenomeni vibratorii nelle ferrovie urbane metropolitane*”, Atti IX Convegno Nazionale S.I.I.V. Cagliari, 1999.
- [10] **Berardi F.**, “*La dinamica verticale nei moderni sistemi d’armamento*”, Ingegneria Ferroviaria, dicembre 1991
- [11] **Ceravolo R., Masoero M.**, “*La valutazione dell’impatto ambientale da vibrazioni ferroviarie*”, Ingegneria Ferroviaria, gen-feb 1995.
- [12] **Anderson J.S.**, “*Solving problems in vibration*”, Longman Scientific & Technical, 1987