

S3-2-4 軌道剛性が地盤振動に及ぼす効果の数値評価

[土] ○佐藤 吉彦 (軌道システム研究所)

Numerically Evaluating Effects of Track Rigidity on Ground Vibration  
Yoshihiko Sato, Fellow (Railway Track System Institute)

The study analyzes the effect of track rigidity on ground vibration considering several factors in frequency domain. Through it, followings are given. (1) The ground vibration caused along railway depends mainly on the axial load queue of train. (2) The effect of track rigidity is given numerically calculating the energy based on Parseval Theorem. (3) The effect of rail rigidity coincides well with measured data clarifying related factors. (4) Depending on these, the effect of intermediate mass rigidity including those of related parameters is evaluated.

キーワード：地盤振動、軌道剛性、数値評価

Keywords: Ground vibration, Track rigidity, Numerical evaluation

1. はじめに

この研究は、地盤振動に対する軌道剛性の効果を、理論的研究を通じて数値的に明らかにすることを目的としたものである。著者による従来の研究<sup>1), 2)</sup>を引用しつつ、新幹線における地盤振動の特性と解析に用いるモデルについて前半で論じ、これに基づいて軌道の剛性、特に中間質量の剛性の効果について数値的に評価する。

2. 新幹線地盤振動の数式化

新幹線の地盤振動の基本的な特性とその低減対策に関しては WAVE2000 の吉岡の論文<sup>3)</sup>に纏められている。

これによれば、新幹線の高架橋の中心から 10m の位置で 103 カ所について測定しオーバーオール値を 0dB として正規化した東海道新幹線の 1/3 オクターブバンド・レベル  $V_{L_{bp-z}}$  (上下方向の人体感覚補正を含む振動レベル) の特性が図 1 の実線と点線で与えられている。実線は平均値を、点線は標準偏差の範囲を示している。列車速度はほぼ 200km/h に対するものである。測定箇所は沖積層上にある高架橋の箇所の有道床軌道である。この図には 6.3、16-20 そして 40-50Hz の三つのピークがあり、このうち中央のものが最も高くなっている。標準偏差に関しては、多数の測点にかかわらず十分小さい値となっている。

このピークの構成に荷重列、特に一台車の軸距が主要な役割を果たしていることは既に明らかにしたところである<sup>1), 2)</sup>が、さらにまず周波数領域で変化が滑らかな場合には 1/3 オクターブバンドレベルが次式で記述されることを考慮する。

$$\Delta f = \left( 10^{\frac{\log_{10} 2}{6}} - 10^{-\frac{\log_{10} 2}{6}} \right) f = 0.23156 f \quad (1)$$

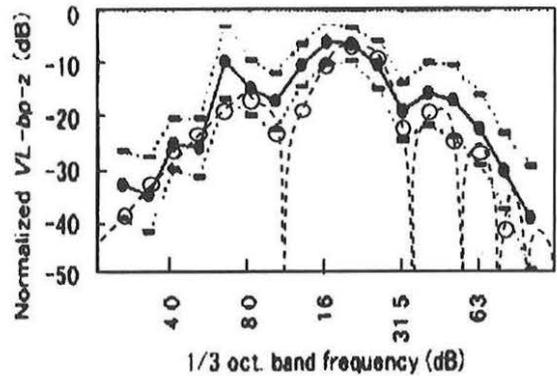


図 1 新幹線の地盤振動と理論解析

次に、ISO2631 による人間感覚補正を表す次式を考慮する。

$$\left. \begin{aligned} < 4H & HR(f) = \frac{1}{2} \sqrt{f} \quad (1) \\ 4Hz \leq f < 8Hz & HR(f) = 1 \quad (2) \\ 8Hz \leq & HR(f) = 8 \frac{1}{f} \quad (3) \end{aligned} \right\} (2)$$

さらに、軌道の効果を次式で現される Wikler の梁(高架橋上で 0.58m 間隔の 90MN/m のパッドと 300MN/m の道床に対応する  $k=1.19 \cdot 10^8 \text{N/m}^2$  をとる)として考慮する。

$$F_s \{f\} = \frac{1}{V} \frac{k}{E_1 I_1 \left( \frac{2\pi f}{V} \right)^4 + k} P \quad (3)$$

ただし、V: 荷重の移動速度

最後に、図 1 が加速度で測定されていることから周波数

の2乗に比例して増加することを考慮すると、測定値に対応する値は、次式により図1の破線のように計算される。

$$VL_v(f) = 10 \log \left[ \left\{ 1 + \exp \left( 2\pi \frac{L_f}{V} \right) \right\} HR(f) F_R(f) f^2 \right] - C_1 \quad (4)$$

ただし、

$C_1$ の値は、図1の実測値とピーク値が合致するように  $C_1 = 19.556 \text{ N/m}^2$  としてある。

この図で、6Hz、16-20Hzそして40-50Hzの三つのピークは良く合致していること、また三つ目のピークは実は幾つものピークからなっていることが認められる。このことは、新幹線における地盤振動が、台車の軸配置を主体に、ここで述べた幾つかのその他の要素からなっていることを示している。

### 3. 地盤振動に対するレール剛性の効果

レール剛性の効果が図2により与えられ、50kgレールを60kgレールに替えることにより地盤振動レベル  $VL_{oa-z}$  は2.7dB減少している。

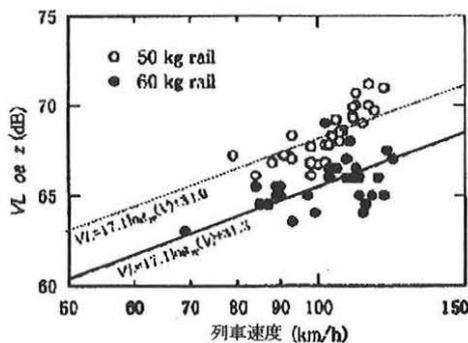


図2 50kgレールと60kgレールに対する地盤振動

この効果を計算するに当たり、高架橋スラブの質量に較べレールの質量は1/60と小さく、100Hz程度まではレールの有効長は変わらない<sup>4)</sup>ので、レールに関してはWinklerモデルを用いレールの質量は無視する。このことは、まくらぎそして道床の質量の固有振動数も200Hz以上であることから妥当である。

式(3)のレール下の荷重分布に、人間感覚補正として台車の軸配置の効果を加えて、地盤振動のフーリエ変換は次のように表される。

$$V_R(f) = F_R(f) HR(f) \left\{ 1 + e^{2\pi \frac{L_f}{V}} \right\} f^2 C_2 \quad (4)$$

$$F_R\{f\} = \frac{1}{V} \frac{\left\{ -c_1 \mathcal{V} \left( \frac{2\pi f}{V} \right) + k_1 \right\} \left\{ -c_2 \mathcal{V} \left( \frac{2\pi f}{V} \right) + k_2 \right\} P}{\left\{ E_1 I_1 \left( \frac{2\pi f}{V} \right)^4 - c_1 \mathcal{V} \left( \frac{2\pi f}{V} \right) + k_1 \right\} \left\{ E I \left( \frac{2\pi f}{V} \right)^4 - \rho_2 V^2 \left( \frac{2\pi f}{V} \right)^2 - (c_1 + c_2) \mathcal{V} \left( \frac{2\pi f}{V} \right) + k_1 + k_2 \right\} - \left\{ -c_1 \mathcal{V} \left( \frac{2\pi f}{V} \right) + k_1 \right\}^2} \quad (5)$$

表1 レールと支床の係数値

(対レール)	
60kgレールの剛性 $E_1 I_1$	$0.636 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2$
50Nレールの剛性 $E I$	$0.403 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2$
狭軌線のレール支持ばね係数 $k$	$0.3 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$

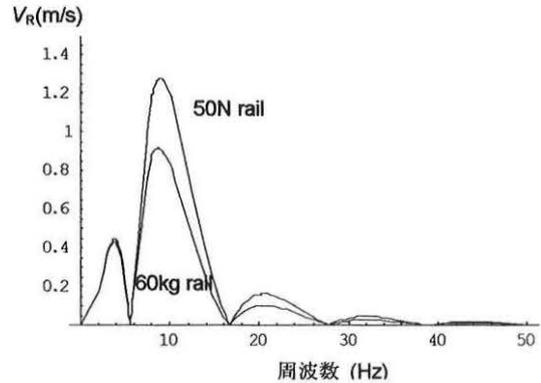


図3 レール剛性の地盤振動に対する効果

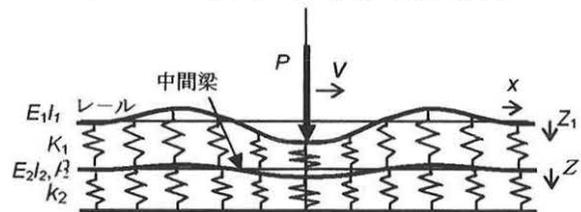


図4 中間梁を持つ軌道モデル

ただし、 $C_2 = 1 (\text{m}^2/\text{N})$

この式の係数を表1の値とし、速度を図2の100km/hにとって計算した結果を示したのが図3である。Parsevalの等式によって50Nレールと60kgレールに対するエネルギーをdBで計算し、その差が2.82dBと与えられた。これは、図2の実測値2.7dBに十分近い値である。新幹線 ( $V=200\text{km/h}$ 、 $k=0.5 \cdot 10^8$ ) に相当する値は2.33dBである。

### 4. 地盤振動に対する軌道中間質量の効果

#### 4.1 高架橋における場合

有道床軌道の質量は高架橋スラブの質量の1/7、ラダー軌道の質量は同じく1/15.5、その剛性は1/400なので、軌道の挙動は高架橋のそれとは独立に取り扱って良いものと考えた。つまり、軌道は軸荷重の配分装置として機能する。この軌道は、図4に示すようにラダー軌道に関しては梁の間とその下部を分布ばねに支えられた2重梁と考え、有道床軌道に関しては中間梁に剛性がないものとした。

荷重が速度  $V$  で走行するときの分布力が高架橋の定点に

表2 高架橋上標準軌道の計数值

(対レール)				
		係数 (Mpa)	断面積 (m <sup>2</sup> )	2次モーメント (m <sup>4</sup> )
60kg rail		$E_1$ : 2.1*10 <sup>5</sup>	7.75*10 <sup>3</sup>	$I_1$ : 3.09*10 <sup>5</sup>
ラダー軌道	レールパッド	ばね係数:60MN/m, 減衰係数:20kNs/m 間隔:0.75m		
	中間梁	$E_2$ : 4*10 <sup>4</sup>	8.51*10 <sup>2</sup>	$I_2$ : 2.43*10 <sup>4</sup>
	防振装置	ばね係数 25MN/m, 減衰係数:80kNs/m, 間隔:1.25m		
有道床軌道	レールパッド	ばね係数:60MN/m, 減衰係数:20kNs/m, 間隔: 0.58m		
	中間質量	質量 $p_2$ : 504kg/m (Incl. 162.5kg of tie) ばね係数 (含バラストマット) $k_2$ : 90Mn/m/0.58m, 減衰係数: 80kNs/m,		

働く力  $F_B$  は、前頁の式(5)により与えられる。46×18.5cmの断面を持つラダー軌道を標準として文献5)を参照し、標準有道床軌道とともにその係数值を表2のように定めた。この  $F_B$  を式(4)で  $F_R$  に置き換え、前第3章と同様 Parseval の等式によりエネルギーを dB で計算した。

**ケース1** 標準ラダー軌道で、中間質量を支えるばねの減衰がある場合と無い場合と、中間質量を2.5倍にした場合を示したのが図5である。この図では特に明らかな差は認められない。

**ケース2** ラダー軌道で中間質量の剛性がある場合と無い場合について比較したのが図6である。これによれば中間質量の剛性は地盤振動を大きく低減する。この低減は20Hz 領域で大きく、剛性による地盤振動の減少は3.8dBである。

**ケース3** 中間質量支持ばねの効果に関して図7に示した。ラダー軌道の標準状態に対してばね係数を有道床軌道のものにした場合、20Hz 領域で増大し、その増加は5.1dBである。

**ケース4** 現用のバラストマットを用いた有道床軌道とラダー軌道を比較した。この結果を示したのが図8である。有道床軌道の場合の地盤振動は20Hz 領域でラダー軌道に較べて大きく、その差は10.4dBである。

**ケース5** 速度の効果について示したのが図9である。速度を200km/h から300km/h に増加するとエネルギーは3.8dB増加する。

#### 4.2 土路盤上記道

在来の地盤振動の測定の結果は、軌道の特性によって支配され、高架橋の影響は明らかでなかったことから、土路盤上軌道の場合の地盤振動も前出の高架橋の場合と同様式(4)により計算されるものとする。計算に用いた土路盤上軌道の係数值に加えて、中間質量を文献6)の方法により求めたのが表3である。

計算結果を図示したのが図10である。これによれば、高

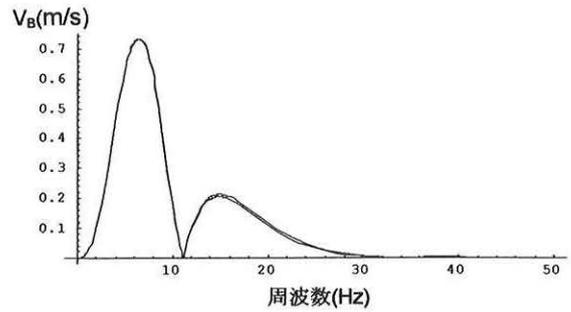


図5 減衰係数と中間質量の効果

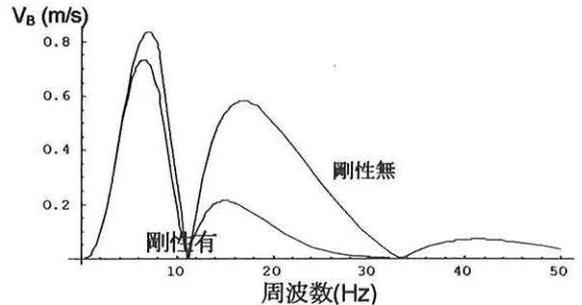


図6 剛性の効果

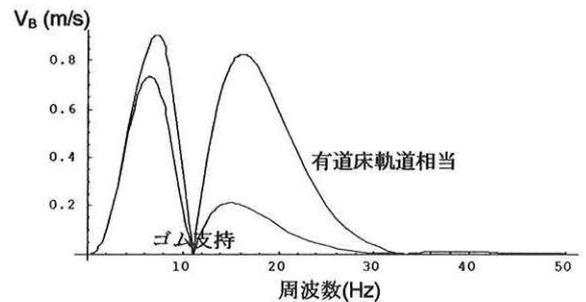


図7 中間質量支持ばねの効果

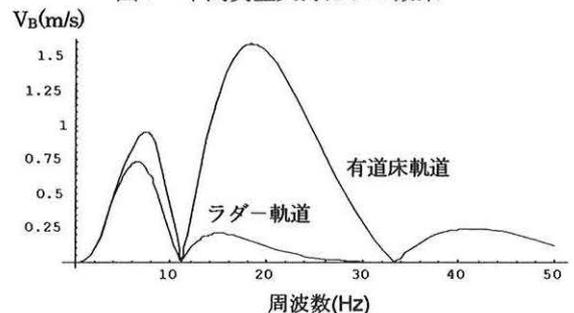


図8 有道床軌道とラダー軌道

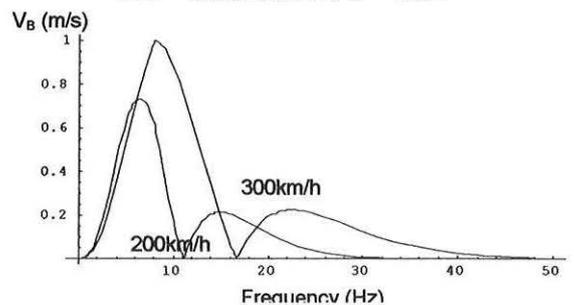


図9 速度の効果

表3 土路盤上軌道の係数値

(対レール)

		係数 (Mpa)	断面積 (m <sup>2</sup> )	2次モーメント (m <sup>4</sup> )
60kg rail		$E_1: 2.1 \times 10^5$	$7.75 \times 10^3$	$I_1: 3.09 \times 10^6$
ラダー軌道	レールパッド	ばね係数: 60MN/m, 減衰係数: 20kNs/m 間隔: 0.75m		
	中間梁	$E_2: 4 \times 10^4$		$I_2: 2.43 \times 10^4$
		質量: 2200kg/m ばね係数 $k_2: 43\text{MN/m}/0.58\text{m}$ , 減衰係数: 80kNs/m,		
有道床軌道	レールパッド	ばね係数: 60MN/m, 減衰係数: 20kNs/m 間隔: 0.58m		
	中間質量:	質量 $p_2: 1260\text{kg/m}$ (含まくらぎ 162.5kg)		
		ばね係数 $k_2: 43\text{MN/m}$ , $f_0: 0.58\text{m}$ 減衰係数: 80kNs/m		

架橋の場合と同じく横まくらぎの有道床軌道は 20Hz 領域で卓越しており、これは図1でも見られたところである。ラダー軌道を用いることにより地盤振動は 5.9dB 減少している。

### 5. 留意点

この論文で導出したモデルは、高架橋への加振点から観測点までの経路に触れることなく図1の測定結果をよく説明した。

この経路における伝達が更に解析されなければならないことは明らかであるが、計算結果が測定データと良く一致したことは、この過程がそれほど複雑ではないことを示唆するのではないかと考えられた。しかしながら、これは高架橋と土路盤上に関することであって、橋梁とかトンネルに関しては別の測定と解析が必要である。

ここでは地盤振動に関して中間梁の剛性が明らかな効果を示したが、構造物騒音に関しては逆の効果を持つことが知られている<sup>4)</sup>。したがって、中間質量の剛性の増加に関しては、その利害得失が更に明確にされることが必要である。

### 6. むすび

以上の解析を通じて以下の事項が明らかにされた。

- (1) 地盤振動の測定結果は、軸荷重配置、人体感覚補正、軌道のローパスフィルター効果そして加速度特性を考慮することにより説明された。
- (2) レール剛性の効果は、台車の軸配置、人体感覚補正そして加速度特性によりよく説明された。
- (3) これらの効果を考慮して、中間質量と関係する特性値

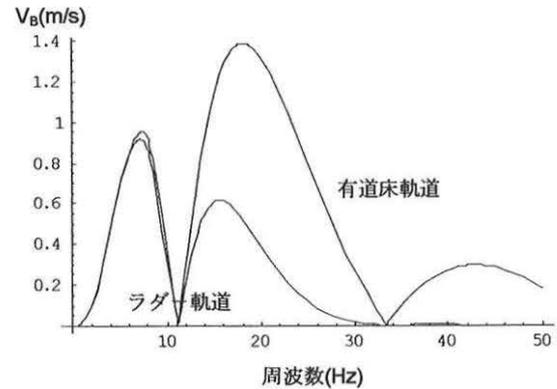


図10 土路盤上軌道の場合の地盤振動

に関して数値的に評価した結果は次の通りである。

- 中間質量の大きささとこれを支えるばねの減衰は地盤振動に明らかな効果を持たない。
  - 中間質量の剛性は地盤振動を 3.8dB 減少させ、その支持ばね係数は有道床のそれに較べ 5.1dB 減少させる。
  - 現存の有道床軌道に較べラダー軌道は地盤振動を 10.4dB 減少させる。
  - 200km/h から 300km/h への速度向上は地盤振動を 3.8dB 増加させる。
  - 土路盤上有道床軌道の代わりにラダー軌道を用いれば地盤振動は 5.9dB 減少する。
- (4) 軌道の中間質量の剛性が地盤振動に効果を持つことは明らかであるが、構造物騒音に関してはこれを増加させるので、その利害得失に関して明らかにされることが必要である。

### 文献

- 1) 佐藤吉彦：“軌道剛性が列車により発生する地盤振動に及ぼす影響” J-RAIL2003, 3401 (2003)。
- 2) 佐藤吉彦：“軌道の合成が地盤振動に及ぼす影響” J-RAIL2004, 5009 (2005)。
- 3) Yoshioka, O. :” Basic Characteristics of Shinkansen-induced Ground Vibration and its Reduction Measures” WAVE2000, A. A. BALKEMA/ROTTERDAM/ BROOKFIELD (2000)。
- 4) 佐藤吉彦：“軌道高周波振動の理論解析” 鉄道技術研究報告 1013 (1976)。
- 5) 奥田広之、浅沼潔、松本信之、涌井一：“フローティング・ラダー軌道の耐荷性能と環境性能の評価” 鉄道総研報告 17-9 (2003) の表3の値を訂正。
- 6) 星野陽一、佐藤裕：“軌道構造の動力学的設計” 鉄道技術研究報告 149 (1960)