# Effect of Track Rigidity on Ground Vibration due to Running Train

フェロー 佐藤吉彦 (軌道システム研究所)

## Yoshihiko SATO, Railway Track System Institute 1-11-8, Kurosunadai, Inage-ku, Chiaba-shi, Chiba-ken

The research aims to make clear the effect of track rigidity to the ground vibration through elevated structure under a running train by theoretical studies. The study notices the response of elevated structure as the input of ground vibration. To analyze it, the effect of axial load series of train and the distribution of load by the rigidity of track of support is noticed. As the models, the rail with just rigidity without mass supported on spring and structural damping and the rigid beam of deck slab in elevated structure with mass supported on the spring are used. As results, followings are given. (1) The effect of axial load is controlled largely with the distance of axles under the bogie. (2) The frequency component of vibrational force is controlled by the rail system as a step. (3) The forces acting ground is largely controlled by the rigidity of elevated structure, but not so by mass of it.

Key Words: ground vibration, axial load arrangement, track rigidity, track spring, vibrational force, elevated structure

## 1. はじめに

ここでは、高架橋上にある軌道の剛性が地盤振動に与える 効果に関して理論的に検討する。まず最初に新幹線の地盤振 動に関する既往の研究について検討し、その理論的な研究に ついて紹介する。次に、荷重列と軌道の効果について解析す る。そして最後に、地盤振動の伝達源としての高架橋の効果 について論ずる。

#### 2. 新幹線における地盤振動に関する既往の研究

#### 2.1 一般的特性

新幹線の地盤振動とこれに対する軽減対策に関しては、 WAVE2000における吉岡の報告<sup>1)</sup>が総括している。

まず、地盤振動のレベルの評価に関しては、表1のように なっている。つまり、地盤振動は表1の四つの値で表されて おり、 $\mathcal{N}$ には必要により-oa (overall), -bp (bandpass) and -z (vertical)のサフィックスがつく。

表	1	地盤振動	の評価
-	-	- CHARTE NAC 1993	H I Ihref

****	定 盦
振動レベル	VL(1)=TweeTRANSTURE (d(1))
振動加速度レベル	VAL(1)= Twg TRANS (cl(1))
振動レベル	VL(I)=Tion TRAISTICA TAP {a(1)}
振動加速度レベル	VAL(I)=Ting TAMS TAN (U(1))
	<ul> <li>物理量</li> <li>振動レベル</li> <li>振動加速度レベル</li> <li>振動加速度レベル</li> <li>振動加速度レベル</li> </ul>

注 a(t):原加速度、 f: 1/3 オクターブバンドの中心周波数、 T:変換、T<sub>BP</sub>: バンドパスフィルタ、 THRC: 人間感覚補正、 $<math>T_{BAG} \{a(t)\} = \left\{ \frac{1}{T} \int_{-a}^{t} \exp\left(\frac{\tau - t}{T}\right) a^{2}(\tau) d\tau \right\}^{1/2}$ , ただし T=0.63s、

 $T_{log}\{a(t)\}=20log_{0}\{at(t)/a_{0}\}$  ただし  $a_{0}=10^{5}$ 



図1 東海道新幹線における VL<sub>z</sub>の 1/3 オクターブバ ンドレベル

*VL*<sub>os-z</sub> は 上下方向のオーバーオール値で勧告は 70dB である。

新幹線の地盤振動について、高架橋の中心から 100m の 103 箇所で測定したバンドパス特性について、これらをオーバー オール値が 0 dB になるように標準化して示したのが図 2 で ある。測定の箇所は、沖積層のラーメン高架橋で、有道床軌 道である。ここで、実線は平均値を、2 本の破線は標準偏差 を示している。この図では、6.3、16-20 and 40-50Hz の三つ のピークが卓越している。中央のピークが最も高く、多くの 測定にかかわらず、標準偏差は十分小さな値となっている。 また、このような特性は軌道、構造物そして地盤が異なっ ても同一の傾向を示している。

2.2. モデル解析

高架橋スラブ VL の周波数特性を解析するに際して吉岡は 図2のモデルを提案した<sup>3)</sup>。このモデルは車両モデル、車両 と軌道間の加振モデル、2重梁の軌道モデルそして連続的に 支えられた梁としてのラーメン高架橋で、ばねには構造減衰 を考えるというものである。加振は、軸重と車両と軌道間の 凹凸により発生する反力による。ラーメン高架橋の柱の上部 の S<sub>tt</sub>を観測点とし、ここと G-r (ラーメン高架橋中心から r

[No.03-51] 日本機械学会第10回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集〔2003-12.9~11. 川崎〕



表2係数值3)

軸距	$(l_1)$	2.5m
台車間距離	(12)	17.5m
車両長	(L)	25m
1列車車両数		16
軌道剛性	$(E_1I_1)$	1.28*10 <sup>7</sup> Nm <sup>2</sup>
軌道質量	( <i>m</i> <sub>1</sub> )	1.2*10 <sup>2</sup> kg/m
軌道支持ばね	$(k_1)$	1.0*10 <sup>8</sup> N/m <sup>2</sup>
軌道損失係数	$(\eta_1)$	0.3
高架スラブ剛性	7.8*10 <sup>9</sup> Nm <sup>2</sup>	
高架スラブ質量	$k(m_2)$	7.0*10 <sup>3</sup> kg/m
高架支持ばね	(k <sub>2</sub> )	1.6*10 <sup>8</sup> N/m <sup>2</sup>
高架損失係数	$(\eta_{h})$	0.3

1.5 1 0.5 40 50 10 20 30 周波数 (Hz) (a) 台車内軸距 0.5 周 波 数 (b) 台車中心間隔 1.5 0.5 10 20 40 30 周波数 (c) 2 車両 20 17.5 15 12.5 10 7.5 2.5 20

周波数 (Hz) (d)列車 図3荷重列の効果

## 3. 理論解析

値を示したのが表2である。

## 3.1 要旨

このモデルで、地盤振動をもたらす一つの要因は車両・軌 道間の凹凸によりばね下質量と軌道ばねによる系の共振に よりもたらされる輪重変動である<sup>4</sup>。この振動は数 10Hz の 領域にあり、図1においては40-50Hz のピークがこれに近い 値ではあるが、若干これより高いのが通例である。一方、車 体質量が台車のばねにより支えられることにより生じる振 動は1-3Hz の範囲にあり<sup>5</sup>、これは図1の範囲外にあり、こ の両者は別途議論できる性格のものである。そこでここでは、 もっぱら軸重の影響に関して論じる。

m離れた地表の位置)の間の振動伝達は別のモデルによる。

この計算に用いる車両、軌道そしてラーメン高架橋の計数

ラーメン高架橋は、連続弾性支持された梁と考える。この

場合柱で断続支持される場合とは、この梁の単純梁としての 共振において異なるが、その程度は軌道を連続支持梁とした

ときに p-p 共振において異なるのと同じである。

3.2 軸重の効果

周波数領域における軸重の効果は、表2の係数を用いて周 波数と速度に対して次のように与えられる。

$$r_{\varphi}\left\{\frac{f}{\nu}\right\} = \left\{1 + \exp\left(2\pi j\frac{l_{1}f}{\nu}\right)\right\} \left\{1 + \exp\left(2\pi j\frac{l_{2}f}{\nu}\right)\right\} \prod_{\nu=1,n}^{\nu=1,n} \left\{1 + \exp\left(2\pi j\frac{2(\nu-\nu)}{\nu}Lf\right)\right\}$$
(1)

ここで、第1項は台車内における軸距の効果を表しており、 これを計算した結果を示したのが図 3(a)である。同様に第2 項は台車中心間隔の効果を表し、これを示したのが図 3(b)で ある。第3項は車両数の効果を2車両を単位として表して居 り、2両の場合の効果を示したのが図 3(c)で、これを1列車 16両について示したのが図 3(d)である。

図 3 において、(a)~(c)は振幅が 2 倍となっているが、(d) では、16 両の繰り返し載荷により振幅が 15 倍となっている。 つまり、周波数成分の大きさは車両の数による。

これらを合成した効果を示したのが図4 である。1/3 オク ターブバンドレベルは、これら周波数成分を1/3 オクターブ について積分したものであるから、この図4 は図2 における ける三つのピークを明らかに示していると言える。図4(a)に





おいてピークの中心周波数は台車の中の2軸の距離によって 定まるものである。したがってその周波数は高次の次数を *i* として次式により定まる。

$$f_{1i} = i \frac{V}{l_1} \tag{2}$$

これを示したのが図5で、この周波数は速度に比例している。

#### 3.3 軌道剛性の効果

レールの質量は高架橋スラブの質量の 1/60 であり、弾性床 上の梁として支えられたレールの有効長は図6に示すように 約 100Hz まで静的なものにほぼ等しい<sup>の</sup>ので、図2の軌道モ デルは図7の Winkler モデルでこれを考えることができるこ ととなる。このレールのたわみは次式で与えられる。

$$z = \frac{P}{8E_1I_1\beta^3} \exp\left(-\left|\beta(x-Vt)\right| \right) \left(\cos\left(\beta(x-Vt) + \left|\sin\left(\beta x - Vt\right)\right|\right)\right)^{(3)}$$

ただし $\beta = \sqrt{k_1 (4E_1I_1)}$ 

ここで、荷重は V の速度で走っており、高架橋スラブに対 する荷重はこの値に k を掛けることによって与えられる。

レールに載荷される走行する集中荷重の前後の高架橋ス ラブに対する荷重分布は、これが高架橋上の断面で見れば時 間的に変動する荷重となるので、この変動を周波数領域につ いて計算することができる。荷重が速度 V で走行するときに は、レールのたわみのフーリエ変換は次のように計算される。 (4)

$$F\left\{z\right\} = \frac{P}{E_1 I_1 \left(\frac{2\pi f}{V}\right)^4 + k_1}$$

この式を計算した結果を示したのが図8である。この図に





図9 50kg と 60kg レールの振動レベル

おいて 60kg レールについては表2の値を用い、50kg レール についてはその剛性の値に 50N レールの0.81\*10<sup>7</sup>Nm<sup>2</sup>を用い ている。この結果を見ると、その効果は図9に示す実測値<sup>1)</sup> と較べて小さいように見えるが、この差が図8の積分の差に よることを考えれば可能な値と考えられる。 この計算は、土路盤上の軌道に関しても路盤が十番な強度 をもっていれば計算できる。軟弱地盤の場合には荷重の下で 定常波が生ずるという別の問題が生じるが、これについては 別途議論を進めるべきである<sup>9</sup>。

3.4 高架橋スラブの振動

高架橋スラブは第2.2節で述べたように、弾性床上に連続 支持された梁と考えるが、軌道の場合とは異なってその質量 を考慮する。6mの支間に支えられた高架橋スラブの p-p 振 動の固有振動数は276Hzなので、高架橋を連続支承された梁 と考えることは十分妥当である。

この方程式は次のように与えられる。

$$E_{2}I_{2}\frac{\partial z}{\partial x^{4}} + m_{2}\frac{\partial z}{\partial t^{2}} + k_{2}z = P\delta(x - Vt)$$
(5)

この周波数応答は次のようになる。

$$z = \frac{1}{V} \frac{P}{E_2 I_2 \left(\frac{2\pi f'}{V}\right)^4 - m_2 (2\pi f')^2 + k_2}$$

これを計算した結果を示したのが図 10 である。ここでは、 表2の標準値を2倍にすることで質量と剛性の効果を見てい る。これによれば剛性の効果は明らかに認められるが、質量 の効果は明らかでない。

3.5 合成解析

以上の解析結果を総合して、当初示した高架橋スラブの変 位 z<sub>Stl</sub>を対数表示により示したのが図 11 である。これによ れば、荷重列のピークに対応して、10Hz以下、15-30Hz そし て 35-50Hz のピークがある。全体を通じて周波数とともに下 降するが、この値を加速度とすれば周波数の2 乗に比例して 上昇し、20Hz 付近でピークとなることを見ることができる。

## 4. むすび

この解析の結果を纏めれば次の通りである。

- (1) 地盤振動の特性に関して、高架橋上の軌道モデルの立 場から論じた。
- (2)荷重列の効果に関して、ピーク周波数が台車の軸距に より定まることとその周波数が速度をこの軸距で割 った値によって定まることを明らかにした。
- (3) 軌道の効果に関してレールを連続弾性支持された質量を無視した梁としたモデルにより解析し、その剛性の増加が有効であることを示した。
- (4) 高架橋スラブに関して、質量をもつ連続弾性支持された梁として解析することに関して、6mの支間の場合その p-p 振動の固有振動数が 275Hz であることから、このモデルが十分有効であることを明らかにした。
- (5) 高架橋スラブの剛性を増加することは地盤振動の軽減に有効であるが、その質量を増加することはさして効果はない。
- (6) 高架橋スラブの変位に関して総合解析した結果、荷重 列のピークがこれを支配することが示された。



## 文 献

- YOSHIOKA, O. "Basic Characteristics of Shinkansen-induced Ground Vibration and its Reduction Measures" WAVE2000, A.A. BALKEMA/RTTERDAM/BROOKFIELD (2000).
- 2) 吉岡修: "軌道の支持ばね係数低下が地盤振動低減に与える影響"鉄道総研報告 5-9 (1991.9)
- 吉岡修、芦谷公稔: "軸重・軸配置が地盤振動に与える影響"鉄道総研報告 3-8 (1989.8)
- 4) 佐藤吉彦: "東海道新幹線において 951 形式試験電車に発生した著大輪重の原因とその対策"鉄道技術研究報告 (以下「鉄研報告」と略称する)824 (1972.9)
- 佐藤吉彦: "乗心地の立場から見た軌道高低狂いの整備限 度"鉄研報告 549 (1966.8)
- 6) 佐藤吉彦: "軌道高周波振動の理論解析" 鉄研報告 1013 (1976.3)
- 7) SATO, Y., OKAMOTO, S., TAMURA, C., HAKUNO, M. & MORICHI, S. : "Analyses on Accumulation of Propagating Ground Surface Wave under Running Train" WAVE2002 held at Okayama Univ. (2002)