

長岡技術科学大学

正員 ○ 小長井 一 男

東京大学

正員 松 本 嘉 司

鹿島建設

正員 米 山 正 彦

(1) はじめに

近年 鉄道車輛の高速化に伴い、その走行に依る振動公害は見逃がし得ないものとなっている。本研究は 新幹線の代表的な構造物である高架橋に注目し列車走行時の地盤振動(鉛直方向)伝播のメカニズムの解明を試みたものである。

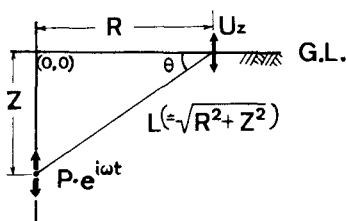


Fig. 1

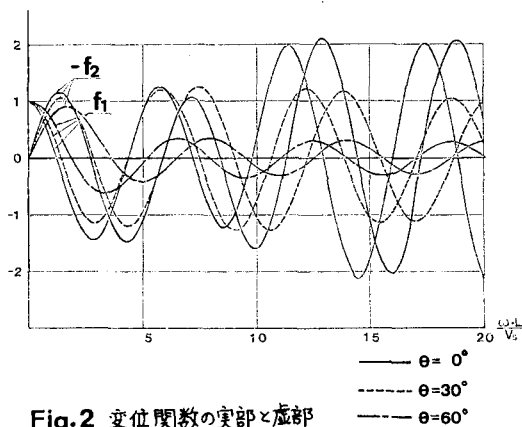


Fig. 2 変位関数の実部と虚部

(2) 地中加振に伴う地表の振動

地盤を半無限等方弾性体と考える。Fig.1に示すように地中(0,0,Z)に $P \cdot e^{i\omega t}$ なる力を加えた時地表(R,0,0)の変位 U_z は

$$U_z = P \cdot e^{i\omega t} \cdot W_s(R, Z, E, G, \rho) \cdot (f_1 + i f_2) \quad \text{--- (1)}$$

と与えられる。 W_s は静的載荷に伴う地表の変位であり、Boussinesqの式として知られている。これは地盤のヤング率 E 、剛性率 G 、密度 ρ 及び載荷点の座標の関数である。 $f_1 + i f_2$ は変位関数と呼び動的載荷による変位を静的載荷による変位で割ったものである。これは $\omega \cdot L / V_s$ (ω : 加振円振動数 L : 加振点と観測点との距離 V_s : 地盤のS波速度)なる無次元量に対しFig.2のような形で表現される。この数値計算は地盤のポアソン比を0.5として行ったものである。 f_1, f_2 は $\omega \cdot L / V_s$ の小さいところでは

$$\left. \begin{aligned} f_1 &\doteq \cos(k \cdot \omega L / V_s) \\ f_2 &\doteq -\sin(k \cdot \omega L / V_s) \end{aligned} \right\} \quad \text{--- (2)}$$

と近似できる。これを(1)式に代入すると

$$U = P \cdot e^{i(\omega t - k \cdot \omega L / V_s)} \cdot W_s \quad \text{--- (3)}$$

となり、これは振幅が静的載荷に伴う変位に等しく速度 V_s/k で逓散していく波動を表現している。 k は伏角 θ の関数であり、 $\theta < 45^\circ$ の範囲で $k \doteq 1.0 \sim 1.1$ となる。このことは、 $\theta < 45^\circ$ の範囲で“S波及び” Rayleigh波がエネルギー伝播上支配的であることを示しているように思われる。因に θ が“90°に近づくと V_s/k は P波速度(ポアソン比0.5のとき ∞)に漸近する。

(3) 高架橋上を列車が走行する時の地盤振動伝播

高架橋周辺地盤の振動を予測するためには、地盤への入力である、橋脚基礎周辺の摩擦力を知る必要がある。本研究では、逓散減衰理論を用い、この周辺摩擦力を推測する。概略を述べると、まず杭を分割し、各質点を支える地盤のバネとして地中加振に伴う波動の解(伯野; 1973 etc.)を用いる。質点 j の位置の地盤を F_j なる力で加振した時の i 点の

変位を y_{ij} と書くと, $j=1,2,\dots,n$ 点の加振に伴う i 点の変位 y_i は $\sum_{j=1}^n y_{ij}$ となり波動解 $y_{ij} = C_{ij} \cdot F_j$ を用いるとさらに

$$y_i = \sum_{j=1}^n C_{ij} \cdot F_j \quad \text{--- (4)}$$

と書くことができる C_{ij} を要素とする複素コンプライアンスマトリックス $[C]$ の逆マトリックス, マスマトリックス $[M]$, 及び杭本体の剛性マトリックス $[K]$ により

$$[M] \cdot \{\ddot{Y}\} + ([K] + [C]^{-1}) \{Y\} = \{F\} \quad \text{--- (5)}$$

なる運動方程式が得られる。これを解いて変位ベクトル $\{Y\}$ が求まれば, さらに周辺摩擦カベクトル $\{f\}$ は

$$\{f\} = [C]^{-1} \{Y\} \quad \text{--- (6)}$$

と求めることができる。これに(2)節で述べた(3)式を用いることで Fig.3 に示すように地表の振動を計算することが可能になる。

(4)測定値との比較

東海道新幹線中里第1架道橋におけるスパン中央直下の地表の振動速度の測定値と上記の手法による計算値を Fig.4 に示す。この計算値はピアに入力される加振力が未知であるため, Fig.3 において周波数領域における地盤の速度応答 $\hat{\gamma}(\dot{U}_{ez})$ の, フーティングの速度応答 $\hat{\gamma}(U_{pz})$ に対する比を計算し, これに実測したフーティングの速度応答をかけあわせ, フーリエ逆変換した値を示してある。 $\hat{\gamma}$ はフーリエ変換を示す。測定値と計算値は 2.2 Hz 等の低周波成分に関

してはよく一致しているように思われる。

2.2 Hz は, 55 m/s で疾走する新幹線車輛の一車輛長が 25 m であることに起因している。低周波成分ほどよい一致を示すのは(2)式に見られる近似が $\omega \cdot L/V_s$ の小さなところで成立するためであると考えられる。また中里第1架道橋のスパンは 12.5 m で車輛長の $1/2$ に等しく, 隣接する橋脚の 2.2 Hz の振動成分は, 位相がほぼ 180° すれており, スパン中央直下の地盤では, この成分の振動は互いに打ち消し合う傾向があると思われる。

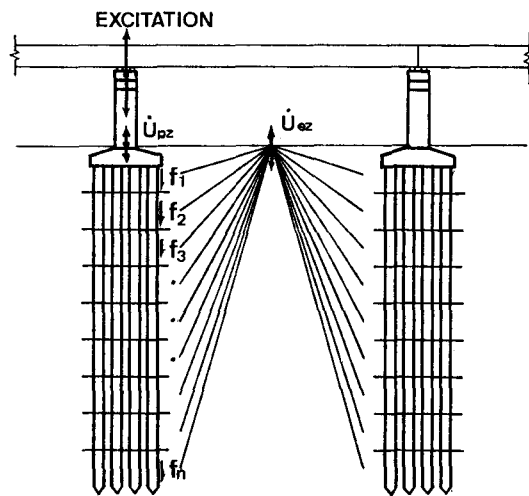


Fig.3

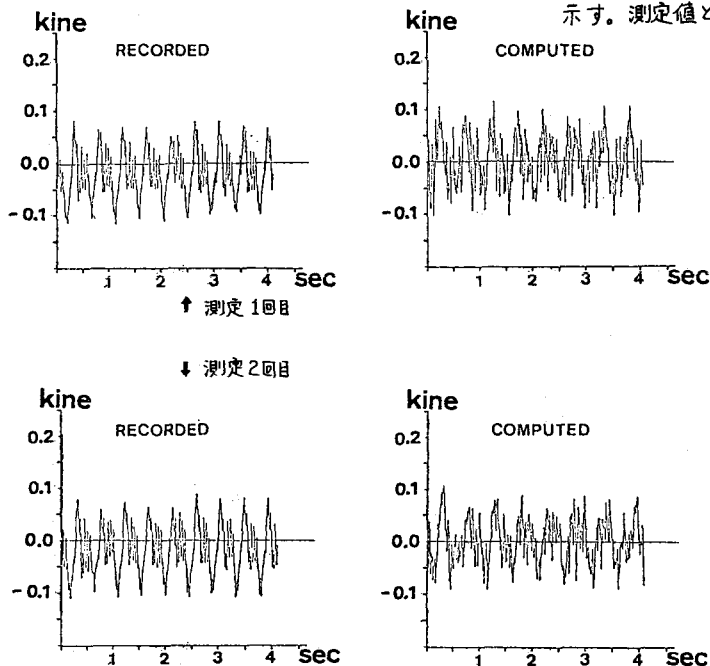


Fig.4 地盤の速度応答 U_{ez} の測定値と計算値