

地震時における構造物の変形

国鉄・鉄道技術研究所 正員・佐藤吉彦，正員・田村 浩一
 国鉄・構造物設計事務所 正員・神谷良陳

1. まえがき

鉄道構造物は、想定される地震動に対して列車の走行安全を考慮した設計を行なう必要がある。全国幹線網架設設計標準解説では、理論的な検討結果に基づき列車速度に対応した地震時の許容変位量の目標値が提示され、軟弱地盤など特殊条件箇所の構造物については剛性の大きいカーブン基礎にしたり、スパンを拡大して折れ角のてい減を計るなど、構造物の設計に特別の配慮をすることになっている。

地震時の構造物の変形を定量的に推定するためには、実際の地震動を想定し、動的解析を行なう必要があるが、鉄道構造物のように長大構造物で多入力系となる場合の解析については未だその手法が明らかでない。

そこで、ここでは地盤の地震時変形を地震波とおき、鉄道構造物として広く採用されている高架橋および単純桁について、これを左右方向に剛性が大きいことから、左右方向に剛体と仮定し、個々の構造物の水平運動について解析して、その継目部における目違ひ量ならびに折れ角の最大値の特性について検討する。

2. 高架橋における場合

2.1 計算の仮定 最近の鉄道構造物としては3~4径間の連続ラーメン形式の高架橋が多数用いられているので、この場合については、次の仮定を設ける。

- (1) 高架橋は左右方向には剛体として働くとし、地盤の変形に直随して変位する。
- (2) 地盤の各部変位と高架橋各部変位の差に比例して生ずる左右方向反力の長手方向に関する和は零とする。(力の平衡条件)
- (3) 地盤の各部変位と高架橋各部変位の差に比例して生ずる左右方向反力の高架橋重心に対するモーメントの長手方向に関する和は零とする。(モーメントの平衡条件)
- (4) 高架橋の長手方向に対する回転による長エの差は無視する。

これらの条件を図-1の記号により式で表わせば次のようになる。

$$\text{地盤変位: } y = a \sin \frac{2\pi}{\lambda} (x - t) \quad (1)$$

- ただし、 y : 地盤変位
 a : 地盤の変位振幅
 λ : 波長
 x : 長手方向の位置
 t : 地震波の長手方向の座標に
 関する位相

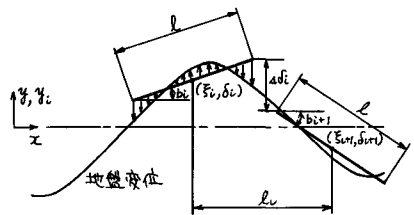


図-1 地震時における地盤の変位と高架橋の変位

高架橋各部変位、 $y_i = b_i(x - \xi_i) - \delta_i$ (2)

ただし、 y_i i 番目の高架橋の各部変位、 b_i : 軌道軸に対する回転勾配、

ξ_i i 番目の高架橋の重心位置、 δ_i 同高架橋重心の左右変位、

平衡条件 $\int_{\xi_i - \frac{l}{2}}^{\xi_i + \frac{l}{2}} (y - y_i) dx = 0$ (3)

$\int_{\xi_{i-1} - \frac{l}{2}}^{\xi_i + \frac{l}{2}} (y - y_i) x dx = 0$ (4)

ただし、 l : 高架橋の折長

22 理論解 前項の仮定に基づいて高架橋の変位に関する係数 b_i ならびに δ_i を求めると次のよつに与えられる。

$b_i = \frac{6a\lambda}{\pi l^3} \cos \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_i - S) \cdot \left(\frac{\lambda}{\pi} \sin \frac{\pi l}{\lambda} - l \cos \frac{\pi l}{\lambda} \right)$ (5)

$\delta_i = \frac{a\lambda}{\pi l} \cdot \sin \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_i - S) \sin \frac{\pi l}{\lambda}$ (6)

また、隣接高架橋間における折れ角 Δb_i は、

$\Delta b_i = b_{i+1} - b_i = \frac{6a\lambda}{\pi l^3} \left(\frac{\lambda}{\pi} \sin \frac{\pi l}{\lambda} - l \cos \frac{\pi l}{\lambda} \right) \cdot \left\{ \cos \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_{i+1} + l_i - S) - \cos \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_i - S) \right\}$ (7)

ただし、 l_i : 隣接高架橋の重心間隔

と表わされ、これが最大となる位置は、

$\xi_i = S + \frac{\lambda}{2\pi} \tan^{-1} \frac{\sin \frac{2\pi}{\lambda} l_i}{1 - \cos \frac{2\pi}{\lambda} l_i}$ (8)

となる。

一方、隣接高架橋間における相対目違い量 Δy_i は、

$\Delta y_i = y_{i+1}(x = \xi_i + l_i - \frac{l}{2}) - y_i(x = \xi_i + \frac{l}{2})$
 $= -\frac{3a\lambda}{\pi l^2} \left(\frac{\lambda}{\pi} \sin \frac{\pi l}{\lambda} - l \cos \frac{\pi l}{\lambda} \right) \cdot \left\{ \cos \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_i - S + l_i) + \cos \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_i - S) \right\}$
 $+ \frac{a\lambda}{\pi l} \sin \frac{\pi l}{\lambda} \cdot \left\{ \sin \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_i - S + l_i) - \sin \frac{2\pi}{\lambda} (\xi_i - S) \right\}$ (9)

と表わされ、これが最大となる位置は、

$\xi_i = S - \frac{\lambda}{2\pi} \tan^{-1} \frac{\frac{3}{2} \left(\frac{\lambda}{\pi} \sin \frac{\pi l}{\lambda} - l \cos \frac{\pi l}{\lambda} \right) \sin \frac{2\pi}{\lambda} l_i + \sin \frac{\pi l}{\lambda} \cdot (\cos \frac{2\pi}{\lambda} l_i - 1)}{\frac{3}{2} \left(\frac{\lambda}{\pi} \sin \frac{\pi l}{\lambda} - l \cos \frac{\pi l}{\lambda} \right) (\cos \frac{2\pi}{\lambda} l_i + 1) - \sin \frac{\pi l}{\lambda} \sin \frac{2\pi}{\lambda} l_i}$ (10)

となる。

23 計算結果 以上の理論式に基づき次の条件の場合について数値計算を行なった結果を示したのが、図-2、3である。

(1) 地盤変位 $a = 10$ cm

(2) 高架橋の形式

K_1 : 30 m の高架橋が連続して設置されている場合

K_2 : 30 m の高架橋が中心間隔 5 m で設置されている場合

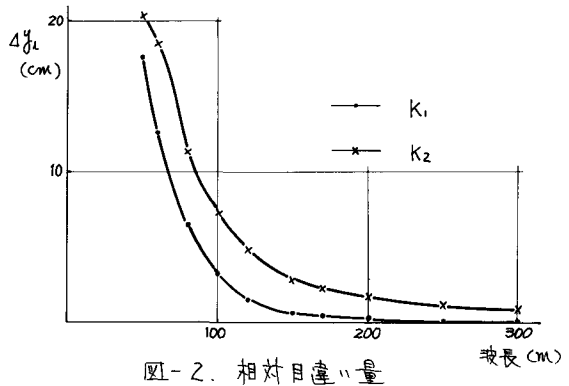


図-2. 相対目違い量

この結果によれば、相對目違ひ量は、
 支長50m付近では17.5~20cm, 100mでは
 3.5~7cmであつて、ゲルバー桁形式を想
 定したK2の場合は背割りあるいは突き附
 け形式を想定したK1の場合より大きい。

また折れ角として最大となるのは、図
 -4のようにゲルバー桁形式で高架橋に
 相對目違ひを生じた場合と、この場合の
 値は

$$\theta = \frac{4\delta_i}{l_g} \quad (11)$$

ただし、 l_g :ゲルバー吊桁の桁長
 となり、この値を $l_g = 5m$, $4\delta_i = 10cm$ の場合について計算
 すると2/100である。

3. 単純桁における場合

3.1 計算の仮定 この場合には目違ひは生じないので、
 折れ角についてのみ計算し、計算に当つては次の仮定を設
 ける。

- (1) 橋脚は地盤の変形に追隨して変位する。
 - (2) 桁の軌道軸に対する回転による長さの差は無視する。
- これらの条件を図-5の記号により式に表わせば次のよ
 うになる。

$$\text{地盤変位} \cdot y = a \sin \frac{2\pi}{\lambda} x \quad (12)$$

ただし、 y :地盤変位、 a :地盤の変位振巾、
 λ :波長、 x :地盤変形の原点からの位置。

$$\text{橋脚の変位} \quad y_{ip} = a \sin \frac{2\pi}{\lambda} (x - l_i) \quad (13)$$

ただし、 y_{ip} :橋脚の変位、 l_i :地盤変形上と折角を計算する橋脚から隣接橋脚までの距離。

3.2 理論解 前項の仮定に基づいて折れ角 4θ を計算する。

$$\begin{aligned} 4\theta &= \frac{1}{l_1} (y_{op} - y_p) - \frac{1}{l_2} (y_{ip} - y_{op}) \\ &= a \left\{ \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) \sin \frac{2\pi}{\lambda} x - \sin \frac{2\pi}{\lambda} x \cdot \left(\frac{1}{l_1} \cos \frac{2\pi}{\lambda} l_1 + \frac{1}{l_2} \cos \frac{2\pi}{\lambda} l_2 \right) \right. \\ &\quad \left. + \cos \frac{2\pi}{\lambda} x \cdot \left(\frac{1}{l_1} \sin \frac{2\pi}{\lambda} l_1 - \frac{1}{l_2} \sin \frac{2\pi}{\lambda} l_2 \right) \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

折れ角が最大となる位置 x は、

$$x = \frac{\lambda}{2\pi} \cdot \tan^{-1} \frac{\frac{1}{l_1} (1 - \cos \frac{2\pi}{\lambda} l_1) + \frac{1}{l_2} (1 - \cos \frac{2\pi}{\lambda} l_2)}{\frac{1}{l_1} \sin \frac{2\pi}{\lambda} l_1 - \frac{1}{l_2} \sin \frac{2\pi}{\lambda} l_2} \quad (15)$$

である。

特に等支間の場合については、 $l_1 = l_2 = l$ とおいて、

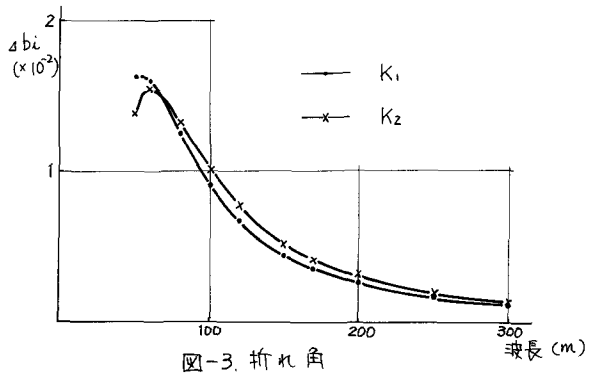


図-3. 折れ角

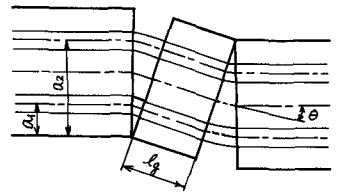


図-4 ゲルバー桁の部分における変位

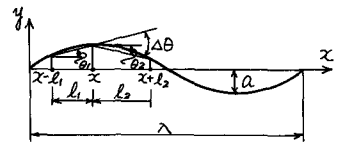


図-5 地震時における地盤の変位と単純桁の変位

$$\Delta\theta = \frac{2a}{l} \sin \frac{2\pi}{\lambda} x (1 - \cos \frac{2\pi}{\lambda} l) \quad (16)$$

となり、折れ角最大の位置は、

$$x = \frac{1}{4}\lambda + \frac{1}{2}\lambda \quad (17)$$

で

$$\Delta\theta_{max} = \frac{2a}{l} (1 - \cos \frac{2\pi}{\lambda} l) \quad (18)$$

である。

3.3 計算結果 以上の理論式に基づき、波長 $\lambda = 100^m$ の振巾 $a = 10^m$ に相当する $a/\lambda = 10^{-3}$ の場合について数値計算を行なった結果を示したのが図-6、7である。これによれば、波長が50 m 程度で20 m 程度の支間の場合には $1/100$ に近い折れ角となる。

4 むすび

以上の計算は最初に述べた通り地震時における地盤変形を想定することが重要となるが、現段階ではこの資料が十分でないのど、簡単な仮定に基づいた計算の一例を示したものであって、今後さらにこれらの点に関する研究を進めて行きたい。

しかし、以上の理論解析の結果から高架橋のように多入力系となる長大鉄道構造物においては、継目部の目違い、折れ角の処理が重要であることが明らかたされた。この際、突き附けの構造物でこの継目と連結することを考えると、連結部と構造物本体に大きな地盤反力に基因する力が加わることになるので、この場合には、この構造物の強度・剛性をどのようにすべきか等の問題は今後の研究に俟たなければならぬ。このことは軟弱地盤箇所に行われるトンネルの場合についても同様のことである。

文献

- 1) 佐藤吉彦, 三浦重「走行安全ならびに乗心地を考慮した線路構造物の折れ角限度」鉄道技術研究報告 NO. 820, 昭和47年8月

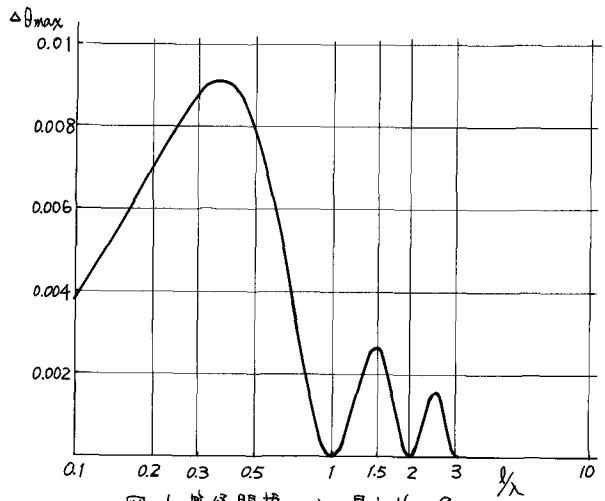


図-6. 等径間橋りょうの最大折れ角

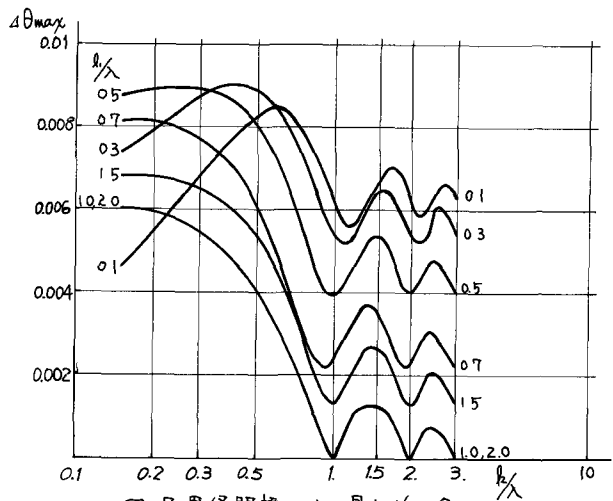


図-7. 異径間橋りょうの最大折れ角