

I-851

水平地震力を受ける曲線桁橋支承部の不規則応答解析法

大日本コンサルタント(株)正員○川神 雅秀 長崎大学工学部 正員 岡林 隆敏
長崎大学工学部 正員 崎山 毅 長崎大学工学部 正員 松田 浩

1. はじめに

橋梁支承部に要求される機能は、橋梁本体がその構造系の力学的基本を保持するうえで、きわめて重要な機能であり、とくに橋梁の耐震設計の面で支承が果たすべき役割は大きい。本文は、任意方向の水平地震力を受ける曲線橋支承部の動的解析に、確率論的手法の確率微分方程式による定常応答解析法を適用し、支承部の動的特性に与える地震入射角と、可動支承の据付け方向による影響を検討したものである。

2. 橋梁系の状態方程式と支承部応答

図-1に示す任意曲線桁橋を考える。曲線桁橋の地震力による運動方程式は、この橋梁の各支点における水平地盤変位を Δ_j 、($j=1, 2, \dots, k, \dots, N$)、また k 支点のみが $\Delta_k=1$ なる単位変位を生じたとして誘導¹⁾²⁾することができる。

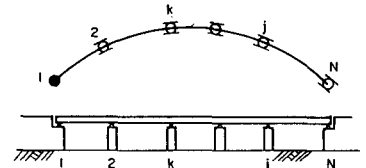


図-1. 曲線桁橋

いま、この振動方程式に振動形解析法を適用し、基準座標を $q_i(t)$ とすると、接線方向変位 $w(s, t)$ 、法線方向変位 $u(s, t)$ は、 n 次までの振動モードと基準座標を用いて次式で表せる。ここに、 $w_i(s)$ 、 $u_i(s)$ は i 次の固有振動モード、 s は部材軸線を座標軸とする。

$$w(s, t) = \sum_{i=1}^n w_i(s) q_i(t) \quad u(s, t) = \sum_{i=1}^n u_i(s) q_i(t) \quad (1)$$

運動方程式に式(1)を代入し、振動モードの直交性を利用して式を変形すると、基準座標 $q_i(t)$ に関する式(2)がえられる。ここに、 $k_w(s)$ 、 $k_u(s)$ は k 支点のみが単位変位した時の各々接線方向、法線方向変位を示す。

$$\ddot{q}_i(t) + 2h_i \omega_i \dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = \int_0^s \sum_k \ddot{\Delta}_k(t) [k_u(s) u_i(s) + k_w(s) w_i(s)] ds / \int_0^s [w_i(s)^2 + u_i(s)^2] ds \quad (2)$$

ここで、基準座標を式(3)で、また構造系の状態変数 $Y(t)$ を式(4)で定義すると、式(2)は、式(5)となる。

$$q(t) = \{q_1 \ q_2 \ \dots \ q_i \ \dots \ q_n\}^T \quad (3) \quad Y(t) = \{q(t) \ \dot{q}(t)\}^T \quad (4)$$

$$\dot{Y}(t) = A_Y Y(t) + B_Y \ddot{\Delta}(t), \quad Y(t_0) = 0 \quad (5)$$

ここに、 $B_Y = \{0 \ B_{Y1} \ B_{Y2} \ \dots \ B_{Yn}\}$ θ : 地震入射角 (図-2)

$$B_{Yi} = \left[\sum_k (k_u \dot{\Delta}_{VU} + k_w \dot{\Delta}_{VW}) \quad \sum_k (k_u \dot{\Delta}_{HU} + k_w \dot{\Delta}_{HW}) \right] \begin{bmatrix} \sin \theta \\ \cos \theta \end{bmatrix}$$

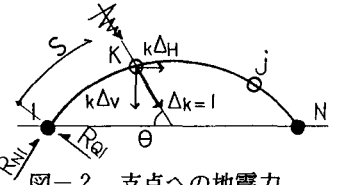


図-2. 支点への地震力

また、 j 支点部の動的応答として $R_{Qj}(t)$ 、 $R_{Nj}(t)$ 、 $R_{Uj}(t)$ 、 $R_{Wj}(t)$ を考えると、出力方程式は、式(6)となる。

$$N_j(t) = C_j Y(t) \quad (6) \quad \text{ここに、} N_j(t) = \{R_{Qj}(t) \ R_{Nj}(t) \ R_{Uj}(t) \ R_{Wj}(t)\}^T$$

また、 C_j は、固有振動モードに類した行列で、 $R_{Qj}(t)$ 、 $R_{Nj}(t)$ 、 $R_{Uj}(t)$ 、 $R_{Wj}(t)$ は、 j 支点部の法線方向、接線方向反力および、法線方向、接線方向変位を示す。

表-1. モデル橋 構造諸元

3. 構造一荷重系の確率微分方程式と不規則応答

地震力は、地盤加速度波形を定常確率過程にモデル化し、式(7)の金井・田治見型スペクトル密度に地盤変位を求めるために、Crough-Penzien³⁾により拡張された式(8)のハイパスフィルターを付与した、式(9)を仮定する。

$$S(\omega) = (\omega_g^4 + 4h_g \omega_g^2 \omega^2) S_0 / \{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4h_g^2 \omega_g^2 \omega^2\} \quad (7)$$

$$|H_p(j\omega)|^2 = \omega^4 / (\omega_p^2 - \omega^2)^2 + 4h_p^2 \omega_p^2 \omega^2 \quad (8)$$

$$S_g(\omega) = |H_p(j\omega)|^2 S(\omega) \quad (j: \text{虚数}) \quad (9)$$

上式は、平均値0の正規性白色雑音過程 $n(t)$ を入力するフィルターで構成できる。ここに、 ω_g 、 h_g 、 ω_p 、 h_p は、パワースペクトルのパラメーターである。

支間	: 55.0 m	中心角	: 60°
曲率半径	: 52.5 m	断面積	: 0.165 m ²
断面2次モーメント			: 0.150 m ⁴
死荷重	: 7.503 t/m	減衰定数	: 0.02

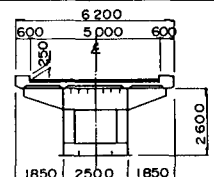


図-3. 断面形状

また、 $Z(t)$ を式(10)の状態変数で定義すると、 $Z(t)=\{Z_1 \dot{Z}_1 Z_2 \dot{Z}_2\}^T$ (10) 表-2. 自由振動特性(HZ)
支点に作用する地盤加速度 $\ddot{\Delta}(t)$ は、

$$\ddot{\Delta}(t)=DZ(t) \quad (11) \quad \text{ここに、} D=\{-\omega_p^2 \quad -2h_p \omega_p \quad \omega_g^2 \quad 2h_g \omega_g\} \quad (12)$$

荷重系状態方程式は、式(13)となる。 $\dot{Z}(t)=A_Z Z(t)+B_Z(t)n(t)$ (13)

以上より、構造一荷重系の確率微分方程式は式(5)、(13)より式(14)となる。

$$X(t)=\{Y(t) Z(t)\}^T \quad \dot{X}(t)=A_X X(t)+B_X n(t) \quad (14)$$

ここに、 $n(t): E\{n(t)\}=0, E\{n(t_1)n(t_2)\}=\sigma_n^2 \delta(t_1-t_2), \sigma_n^2=2\pi S_0(\sigma_n: \text{白色雑音強度})$

次に、 $X(t)$ の共分散 $R_X(t)=E\{X(t)X^T(t)\}$ の解は、定常状態を考える

と式(15)の共分散方程式⁴⁾が、 $\dot{R}_X(t)=0$ となり式(16)を解くことに帰着する。

$$\dot{R}_X(t)=A_X R_X(t)+R_X(t)A_X^T+B_X(t)\sigma_n^2 B_X^T(t) \quad (15)$$

$$A_X R_X(t)+R_X(t)A_X^T+B_X(t)\sigma_n^2 B_X^T(t)=0 \quad (16)$$

また、支点部の反力、変位に関する応答は、共分散 $R_Y(t)$ の要素から求まる。 $E\{N_j(t)N_j^T(t)\}=C_j R_Y(t)C_j^T$ (17)

$$\text{ここに、} R_Y(t)=E\{q(t)q^T(t)\} \quad R_X(t)=\begin{bmatrix} R_{Y(t)} & R_{YZ}(t) \\ R_{ZY}(t) & R_Z(t) \end{bmatrix}$$

4. 数値解析と考察

ここでは単純曲線桁橋を数値解析の対象とした（構造諸元を表-

1, 図-3, また動特性を表-2に示す）。図-4は可動支承の据付け方向を示し、TYPE-1は固定支承方向に、TYPE-2は桁の接線方向に移動するケースについて検討した。入力地震波は、道示・耐震編のI種地盤用標準波形を使用した（最大加速度102.24gal, 継続時間15秒, 図-5）。図-6は適用した地震波形のパワースペクトル密度曲線を示す。応答計算に使用する式(12)の定数は非線形最小自乗法を適用して求めた。図-7, 8は、可動支承の反力・移動量標準偏差値と地震入射角との相関を示したもので、最悪入射角は60度付近に存在する。また図-7, 8より、TYPE-2の反力・移動量標準偏差値は、TYPE-1に比べ全体的に上回っていることが分かる。図-9は橋梁中心角(Φ)を変化させて、TYPE-2の移動量の標準偏差を比較したものである。図-7, 8に確定論による直接応答結果を併記した（●: TYPE-1, ○: TYPE-2）。本解析結果との差異は直接応答結果は最大応答値を、また本解析は、確率論に基づく標準偏差値を求めていることによる。

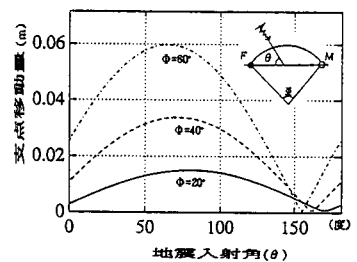
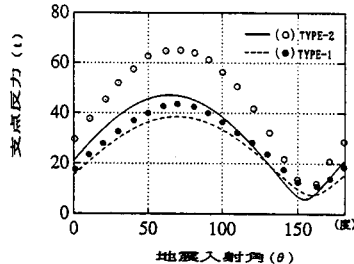
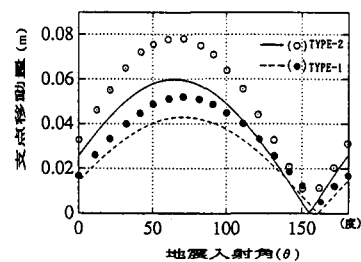


図-7. 地震入射角と可動支承移動量 図-8. 地震入射角と可動支承反力 図-9. 橋梁中心角と支承移動量

【参考文献】1) 川神, 他: 第17回構造工学における数値解析法シンポジウム, 平成5年7月

2) 川神, 他: 構造工学論文集 VOL.40A 3) Crough, R. W. and J. Penzien: Dynamics of structures, McGraw-Hill, New York, 1960 4) 岡林: 土木学会論文報告集第286号