B－1　橋梁の耐震設計計算についての一考察

京都大学工学部　正員　○小西一郎
京都大学工学部　正員　後藤尚男

1. 概要

著者等はここ数年来橋梁の耐震設計計算法の解明を目的として，実物実験と線型理論とによって微小振動の範囲内における振動性状を研究すると同時に，模型実験によって強大振動時における非線型性と耐震性の傾向とを研究してきた。しかる後これらの研究結果に適当な工学的假定を設けて，橋梁の耐震設計に関する一計算法を考察したので，その結果について述べる。

橋梁の耐震性において重要なのはもちろん下部構造であるが，一方上下部両構造の連結機構が問題となる。ところが模型実験その他から地震時のような強大加振時には，結局橋桁の転り支承部は完全に滑動し，滑り支承部でもかなりの滑動量を生じうべきことが判明した。さらに大局的には橋脚に関しては下部構造単体としての計算が，橋台に関しては橋梁全体としての計算がそれぞれ設計上安全側の計算であることがわかった。以下主として井筒基礎をもった橋脚を対象とした計算について述べる。著者は橋梁の耐震設計に関する基本的立場として，耐震上問題となる地震周期は橋梁の固有周期より大きいとし，加速度を重視したいわゆる震度論に立脚するものである。

2. 下部構造の根入長の決定

耐震上必要な根入長さ d を決定するには，下部構造に作用する反力土圧 p のみを考えた物部式が慣用され，また近時は井筒底面に作用する上向の反力 g をも考慮した計算式が用いられている。著者等はこの p, g 両者を重視するが，時によってはさらに井筒と地盤間の水平摩擦力 f をも考慮に入れてもよいと考える。しかして井筒の短径と長径の両方向に対する計算を行い，しかも p, g 両者の許容支持力を超過しないように d を決定する。ただし次節3に述べるとおり厳密には下部構造の変位曲線に相似な構造震度 $k(x)$ を採用すべきであるが，計算が困難となるので，地盤震度 k_0 をそのまま下部構造の全区間に作用させる。かくして根入長決定式は p, g 両者に対しては d に関する5次の代数式，f を追加するときは同じく11次の代数式となる。こうした場合の計算法の詳細はすでに発表済である。(著者：土木学会誌，41-2，昭31.2)

3. 下部構造の断面力の算出

断面力の算出に当っては動的計算値と等価な値を直接静的に算定できる実用法を考察した。すなわち下部構造の振動変位 $y(x,t)=\eta(x)\cdot g(t)$ における response $g(t)$ の最大値を静計算値に対する振動比率係数 $(1+D)$ として算定する。一方振動曲線形状 $\eta(x)$ は振動学上合理的な $\eta(x)$ に正比例した構造震度 $k(x)$ に基づく地震力 $k(x)\cdot w_a$ によって決定される。ただし w_a は下部構造単位長さ当りの自重である。これより線型假定のもとでは動的な断面力は $M_x\cdot(1+D)$，$S_x\cdot(1+D)$ として算定できるわけである。

さて断面力の算出は橋軸に平行方向が対象となるので，地盤反力は p のみを考えて大過

ない。しかして構造震度 $k(x)$ の地盤面における値 k' は結局次式で与えられる。

$$k'=\frac{\frac{1}{2}(\eta_A'+\eta_B')W_1+\frac{1}{2}(\eta_B'+\eta_C')W_2+\eta_C'W}{\frac{b_1 K_A d}{12}(3\eta_A'^2+2\eta_A'\eta_B'+\eta_B'^2)}k_0 \qquad (k_0:\text{震度，その他の記号の説明省略}) \quad ---(1)$$

かくして式(1)から決まる構造震度による断面力 M_x, S_x は次式で求まる。

$$M_x=k'\left[W\frac{\eta_C'}{\eta_B'}(h+x)+\frac{1}{6}W_2\left\{\left(1+2\frac{\eta_C'}{\eta_B'}\right)h+3\left(1+\frac{\eta_C'}{\eta_B'}\right)x\right\}+W_1\left\{1-\frac{1}{3}\left(1-\frac{\eta_A'}{\eta_B'}\right)\frac{x}{d}\right\}\frac{x^2}{2}\right]-\frac{2}{3}b_1p_1\left(1-\frac{1}{2}\frac{x}{d_0}\right)\frac{x^3}{d_0} \quad ---(2)$$

$$S_x=k'\left[W\frac{\eta_C'}{\eta_B'}+\frac{1}{2}W_2\left(1-\frac{\eta_C'}{\eta_B'}\right)+\frac{1}{2}W_1\left\{2-\left(1-\frac{\eta_A'}{\eta_B'}\right)\frac{x}{d}\right\}\frac{x}{d}\right]-4b_1p_1\left(\frac{1}{2}-\frac{1}{3}\frac{x}{d_0}\right)\frac{x^2}{d_0} \quad ---------(3)$$

一方設計地動として少数個の $e\cos pt$ を作用させて算定した振動比率係数 $(1+D)$ と，これに若干の危険率を許容した $(1+D_d)$ の計算結果はすでに著者が図表を作製した（土木学会論文集，第32号，昭.31.3）。しかるにこの図表より橋梁の場合は結局，$(1+D_d)\cong 1.10\sim1.30$ が設計時の対象とされるべきことがわかった。かくして動的な計算値は式(2),(3)にその $(1+D_d)$ を乗ずればよいので次式をうる。

$$M_{xd}=(1+D_d)M_x=(1.10\sim1.30)M_x\cong1.20M_x, \qquad S_{xd}=(1+D_d)S_x=(1.10\sim1.30)S_x\cong1.20S_x \quad -----(4)$$

4. 橋梁全体としての検討

滑り支承を有する橋梁では下部構造単体と考えた場合の計算値と，支承部で滑らないと假定した橋梁全体とみなした場合の計算値との中間値であると推定される。こうした橋梁全体内における第 r 下部構造頂部の地震力による水平静変位を δ_{cr} とし，一方各下部構造を単体と假定したときのそれを δ_{ro} とする。これより $\delta_{cr}/\delta_{ro}=\alpha_r$ は式(2),(3)に対する橋梁全体としての修正係数となるので，

$$M_{xs}=\alpha_r M_x, \qquad S_{xs}=\alpha_r S_x \quad -------------(5)$$

とかける。ここでも上記の $(1+D_d)$ がそのまま適用されるものと假定して次式をうる。

$$M_{xsd}=(1+D_d)\alpha_r M_x\cong1.20\alpha_r M_x, \quad S_{xsd}=(1+D_d)\alpha_r S_x\cong1.20\alpha_r S_x \quad -----(6)$$

5. 数値計算適用例

九頭龍橋第3号橋脚（転り支承）を対象として計算した一例を下表に示した。この計算例では転り支承であることから式(4)が採用されるべきであるので，物部博士による慣用法は，M, S の最大値に対して30～40％程度危険側の値を与えている。一方根入長 d は逆に慣用計算法によると安全側に過ぎる値が算出される。

著者等は引続き橋梁の耐震計算に関する非弾性的な考究，極限設計的な応力計算法等を研究中である。

慣用計算法に対する M, S 最大値の比較

	式	M_m	S_m	備考
慣用計算法	物部式	100	100	$k_0=0.20$
著者の計算法の慣用計算法に対する比率（%）	式(2),(3)	116.0	106.8	$k'=0.144$
	式(4)	139.3	128.3	$1+D_d=1.20$
	式(6)	105.7	97.6	$\alpha=0.76$
	式(4),(6)の平均	123	113	