

九州大学工学部 正会員 彦坂 照

, , 正会員 吉村 虎蔵

, , 学生員 大内 実

1. 緒言

我が国の道路橋の設計衝撃係数は基本的には昭和4年以来改訂がなされておらず、また各国の設計示方書の規定にも大きな差が見られ、その定量的評価について検討の余地を残している。本研究は、現行道路橋示方書に規定されたL-20荷重相当の連行自動車荷重に対する単純桁橋のランダム応答計算結果より、衝撃係数の確率論的評価を試みたものである。

2. 連行車両-橋梁系の運動方程式

図-1のように、走行車両を1自由度系 sprung mass にモデル化し、車両の重量を P_k 、固有円振動数を ω_k 、減衰定数を r_k 、走行速度を v とする。路面の不規則凹凸 $\Delta(x)$ は、平均値零の定常ランダム過程として扱う。

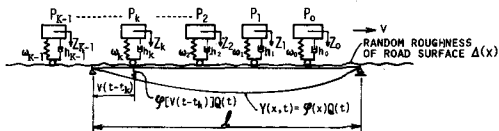


図-1 連行車両-橋梁系の解析モデル

単純桁橋の動たわみは、1次振動モード $\varphi(x)$ と基準座標 $Q(t)$ を用いて次式で表わされるものとする。

$$Y(x,t) = \varphi(x) Q(t) \quad (1)$$

時刻 t_k に橋梁に進入する車両 k の任意時刻 t における変位を $Z_k(t-t_k)$ と表わし、橋梁に載荷される車両の最大台数を K ($k=0, 1, 2, \dots, K-1$) とすれば、連行車両-橋梁系の運動方程式が次式で与えられる。

$$\ddot{Q}(t) + 2r_n \omega_n \dot{Q}(t) + \omega_n^2 Q(t) = \frac{1}{M_n g} \sum_{k=0}^{K-1} P_k \left\{ 1 - \frac{1}{g} Z_k(t-t_k) \right\} \cdot \varphi[v(t-t_k)] \quad (2)_a$$

$$\ddot{Z}_k(t-t_k) + 2r_k \omega_k \dot{Z}_k(t-t_k) + \omega_k^2 Z_k(t-t_k) = \omega_k^2 \{ \varphi[v(t-t_k)] Q(t) + \Delta[v(t-t_k)] \} \quad (2)_b$$

ここに、 ω_n 、 r_n 、 M_n は橋梁の1次固有円振動数、減衰定数、換算質量、 g は重力の加速度、 $t \leq t_k$ では $\varphi[v(t-t_k)] = 0$

応答の期待値 $E[Q(t)]$ 、 $E[Z_k(t-t_k)]$ は近似的に応答の静的成分と見なすことができ、式(2)より 応答の偏差

$\hat{z}(t) = Q(t) - E[Q(t)]$ 、 $\hat{z}_k(t-t_k) = Z_k(t-t_k) - E[Z_k(t-t_k)]$ に関する方程式が次のように得られる。

$$\ddot{\hat{z}}(t) + 2r_n \omega_n \dot{\hat{z}}(t) + \omega_n^2 \hat{z}(t) = -\frac{1}{M_n g} \sum_{k=0}^{K-1} P_k \hat{z}_k(t-t_k) \varphi[v(t-t_k)] \quad (3)_a$$

$$\ddot{\hat{z}}_k(t-t_k) + 2r_k \omega_k \dot{\hat{z}}_k(t-t_k) + \omega_k^2 \hat{z}_k(t-t_k) = \omega_k^2 \{ \varphi[v(t-t_k)] \hat{z}(t) + \Delta[v(t-t_k)] \} \quad (3)_b$$

3. 橋梁の動的増加たわみのR.M.S値と衝撃係数

連行自動車荷重による橋梁の静たわみを $Y_s(x,t)$ 、たわみの動的付加成分(動的増加たわみ)を $y(x,t)$ とおけば、式(1)の動たわみは次のように表わされる。

$$Y(x,t) = Y_s(x,t) + y(x,t) \quad (4)$$

$y(x,t) = \varphi(x) \hat{z}(t)$ の2乗平均値は

$$\sigma_y^2(x,t) = E[y^2(x,t)] = \varphi^2(x) E[\hat{z}^2(t)] \quad (5)$$

と表わされ、 $\sigma_y(x,t)$ を動的増加たわみのR.M.S値と呼ぶ。上式の $E[\hat{z}^2(t)]$ は式(3)より算定される。¹⁾

いま、連行自動車荷重に対する単純桁橋の衝撃係数 i を次式で定義する。

$$i = \frac{Y_{d, \max}}{Y_{s, \max}} - 1 \quad (6)$$

ここに、 $Y_{s, \max}$: 支間中央点の静たわみの最大値、 $Y_{d, \max}$: 支間中央点の動たわみの最大値

本論では、式(4)と(5)より、式(6)の $Y_{d, \max}$ を次式で表わすことにする。

$$Y_{d, \max} = [Y_s(1/2, t) + 2 \sigma_y(1/2, t)]_{\max} \quad (7)$$

連行自動車荷重を受ける単純桁橋において、支間中央点の動たわみが最大値 $Y_{d, \max}$ をとる時刻は静たわみ $Y_s(1/2, t)$ が最大値 $Y_{s, \max}$ をとる時刻 $t=t_k$ に極めて近いので、式(6)の i を次式で算定することができる。

$$i = \frac{Y_{e, max} + 20g(1/2, t_0)}{Y_{e, max}} - 1 = \frac{20g(1/2, t_0)}{Y_{e, max}} \quad (8)$$

4. 数値解析結果

表-1の諸元と振動特性をもつ支間20～60mの単純合成桁橋について式(8)より衝撃係数*i*を計算する。連行自動車荷重として、道路橋示方書のL-20荷重を図-2のようなT-20荷重(総重量20トン)1台とT-15荷重列モデル化したものを用い、車両の固有振動数*f₀*と走行速度*v*をパラメーターとして変化させた。車両の減衰定数は*β₀*=0.03とする。路面不整のパワースペクトル密度は、路面周波数Ω(cycle/m)の関数*S_a*(Ω)=*a*/(Ω²+β²)で表わし、パラメーターを*a*=10⁻³cm²/m、β=5×10⁻³cycle/mとする。

表-1 単純桁橋の諸元(1車線換算)

支間	総重量	1次固有振動数	減衰定数
20 m	48.4 t	6.23 Hz	0.02
30	77.6	3.79	0.02
40	106.8	2.93	0.02
50	136.0	2.45	0.02
60	165.2	2.11	0.02

図-3は単一車両(*K*=1)と連行車両(*K*=3)に対する*i*値を比較したもので、単一車両に対する*i*値は現行道路橋示方書に規定された鋼橋の衝撃係数20/(50+*l*)を大きく上まわることがわかる。

図-4は車両走行速度*v*が*i*値に及ぼす影響を示し、*l*>40mの場合には*v*の影響が小さくなっている。

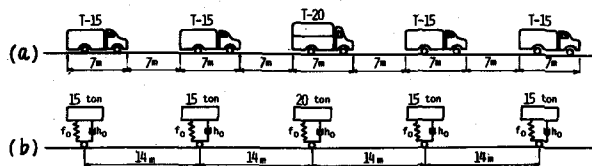


図-2 連行自動車荷重の数値計算モデル

図-5は連行車両の固有振動数*f₀*をパラメーターとした*i*値の算定結果であり、*l*が小さいほど*f₀*の*i*値に及ぼす影響が大きいこと、及び*f₀*が大きい場合には支間*l*の増大に伴って*i*値は急速に減少することがわかる。図-6は、橋面不整と車両初期条件をともに考慮(Case 1)、橋面不整のみ考慮(Case 2)、および車両初期条件のみ考慮(Case 3)の3ケースについて*i*値を比較したもので、橋面不整を考えたCase 3の*i*値が著しく小さくなっている。

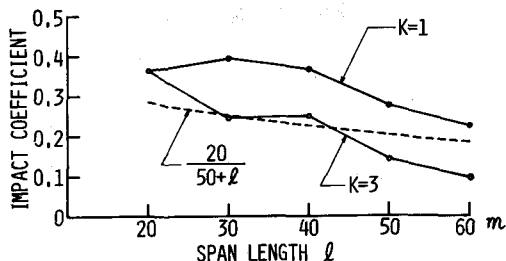


図-3 単一車両と連行車両に対する衝撃係数

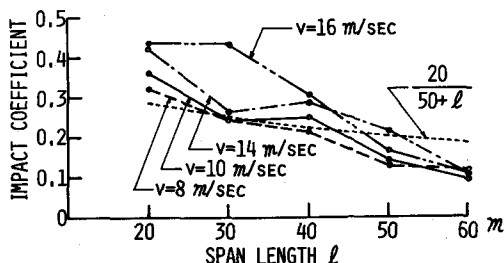


図-4 車両走行速度による衝撃係数の変化

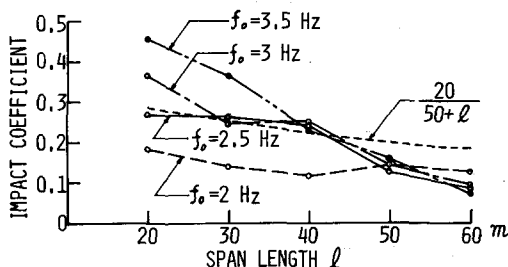


図-5 車両固有振動数*f₀*による衝撃係数の変化

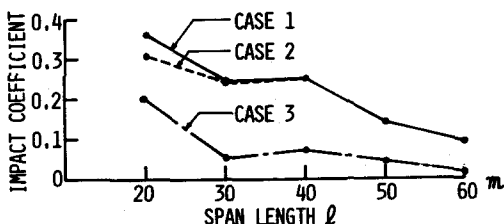


図-6 橋面不整と車両初期条件が衝撃係数に及ぼす影響

[参考文献]

- 1) 彦坂・吉村・内谷: 連行車両と橋梁の連成非定常ランダム応答解析, 第28回応用力学連合講演会論文抄録集 昭和53年11月。