

I-471

道路橋の衝撃係数に与える路面不整の影響

大阪大学大学院 学生員○小菅 朗
 大阪産業大学工学部 正 員 小松定夫
 大阪大学工学部 正 員 川谷充郎

1. まえがき 自動車走行による橋梁の動的応答は、強度設計に際して衝撃係数により考慮されている。従来の研究により、路面不整の良否が動的応答に及ぼす影響の大なることが明らかにされている。そこで本研究の目的は、道路橋の衝撃係数を路面不整を考慮してより合理的に評価することである。光学式路面プロファイルメータを用いて測定された路面凹凸のパワースペクトルを関数近似する。この近似関数を用いて道路橋の走行荷重による非定常連成不規則振動のパラメータ解析を行う。その解析結果より路面不整を考慮した道路橋の衝撃係数を評価するものである。

2. 路面凹凸スペクトル 路面凹凸の測定はレーザー光線による非接触型変位計を用いた光学式路面プロファイルメータを用いる¹⁾。阪神高速道路において、公団基準に照らして種々の状態の路面凹凸を選定して測定を行った。路面凹凸性状は路面を平均値 0 の定常ランダム過程とみなし、パワースペクトル密度で表す。得られたパワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$ を指数関数に近似し、次式で表す。

$$S_r(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \quad (1)$$

ここに、 Ω は路面周波数。 α は路面の平坦性を表す平滑度パラメータ。 n は周波数によるパワーの分布を示す指数である。 β は $\Omega \rightarrow 0$ のとき S_r が無限大に発散しないための分布形状パラメータである。実測のパワースペクトル密度は路面周波数 Ω が小さい領域において上界を持つ。そこで実測値のうち路面周波数が 0.157 c/m 以上のデータを用いて最小二乗法により近似式の係数 α と n を求める。さらに路面周波数の小さい領域において式 (1) によく適合するように β を決定する。パワースペクトル密度と近似関数 (1) の一例を重ねて図-1に示す。実測路面スペクトルの近似関数のパラメータ α 、 n 、 β の分布を図-2に示す。さらに解析に用いるスペクトルの近似関数のパラメータの範囲を実測値と併せて表-1に示す。

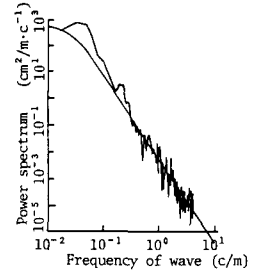


図-1 パワースペクトル密度と近似関数

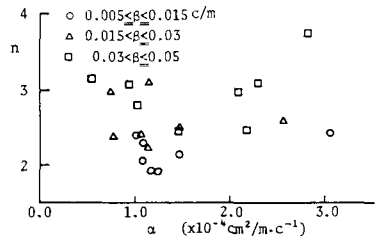


図-2 近似関数のパラメータ分布

表-1 スペクトルのパラメータ範囲

	実測スペクトル	文献 2)	解析範囲
α	0.000055~0.0003	0.001~0.06	0.0001~0.003
n	1.9 ~ 3.1	1.3~2.5	1.5 ~ 3.0
β	0.005 ~ 0.05	0.06~0.08	0.01 ~ 0.08

表-2 橋梁モデル構造諸元

No	支間長 (m)	形式	単位重量 (t/m)	1次固有振動数 (Hz)	対数減衰率
1	3.5	単純合成 I 桁	1.77143	4.464	0.02
2	4.0	単純合成 I 桁	2.25057	3.739	0.02
3	6.5	単純合成箱桁	6.59719	1.387	0.02
4	7.2	鋼床版箱桁	3.86111	1.171	0.02

3. 解析モデル 解析対象の橋梁モデルは阪神高速道路公団標準設計計算書より得た (表-2参照)。走行車両モデルは前輪一軸並びに後輪二軸を考慮した2自由度系モデルである (表-3参照)。

4. 解析結果 1) 衝撃係数の定義 走行荷重下の非定常連成不規則振解析^{3), 4)}により得られる応答の分散 $\sigma_y^2(x, t)$ を用い、衝撃係数を次式で定義する。

$$i = \frac{2\sigma_y(l/2, t_s)}{Y_{s, \max}} \quad (2)$$

ここに、 $Y_{s, \max}$ は支間中央点 $l/2$ の静たわみの最大値、 t_s は静たわみが最大となる時刻である。

2) 単一車両走行 橋梁モデルによる衝撃係数の差異を図-3に示す。形式による差異が顕著である。スペクトル

表-3 走行車両モデル諸元

総重量 (t)	20.0	15.0
自由度	2	2
固有振動数 (Hz)	3.0	3.0
慣性モーメント (t·m²)	50.944	36.208
走行速度 (m/s)	10.0	10.0
減衰定数	0.03	0.03

ルの近似関数の各パラメータ α , n , β による衝撃係数の差異を図-4～6に示す。図中の破線は道路橋示方書（以下道示と略す）による衝撃係数を示している。 n 値の影響が大きく、 α 値だけで路面凹凸の良否を判断することは難しい。また β 値が 0.03c/m 以下では β の与える影響も大きく無視できない。得られた結果より、単一車両走行時の衝撃係数を α , n , β により次式で近似できる。

$$i = (b_1 + b_2 n + b_3 n^2 + b_4 n^3) (a_1 + a_2 \alpha + a_3 \alpha^2) \quad (3)$$

$$b_K = (c_{K1} + c_{K2} \beta + c_{K3} \beta^2 + c_{K4} \beta^3) \quad (K=1 \sim 4) \quad (4)$$

図-7は、I 桁 40m橋で得られた近似式 (3), (4) の係数を用い、道示の衝撃係数に示される支間長による低減率で補正して、35m橋の衝撃係数と比較したものである。両者は良い一致を示している。

③連行車両走行 道示のL荷重に相当する、1台の20tトラックとその前後の15tトラック列（車頭間隔14m）を連行車両とする。単一車両との衝撃係数の比較を図-8に示す。I 桁 40m橋で60%、箱桁72m橋で70%の低下がみられる。図において単一車両の場合 $\alpha > 0.27 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{m} \cdot \text{c}^{-1}$ 、連行車両の場合 $\alpha > 1.53 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{m} \cdot \text{c}^{-1}$ で道示の衝撃係数より計算値の方が大きくなっている。 $\alpha = 3.0 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{m} \cdot \text{c}^{-1}$ での衝撃係数の計算値は単一走行の場合 $i=0.8$ 、連行走行（3台走行）の場合 $i=0.32$ 、また15t、20tトラックの2台走行の場合 $i=0.48$ となる。この値を用いた（静たわみ）+（動たわみ）はそれぞれ、1.44cm、1.75cm、1.75cmとなり、設計荷重に対して道示の衝撃係数 $i=0.22$ を用いた場合の2.39cmより小さく、慣用設計値は安全側となる。

最後に路面凹凸測定に際して、阪神高速道路公団吉川美氏ならびに石崎浩氏に御協力頂いたことに対し感謝の意を表する次第である。

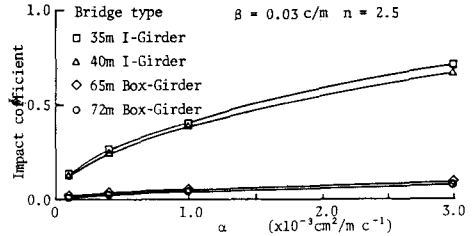


図-3 橋梁モデルによる衝撃係数の差異

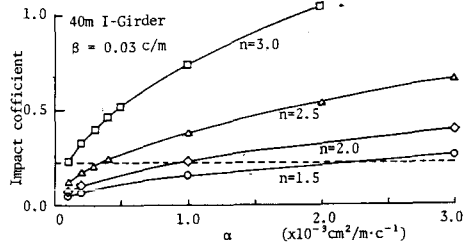
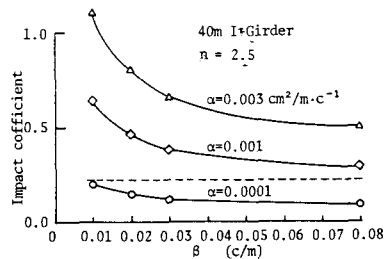
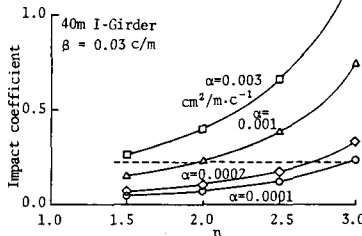
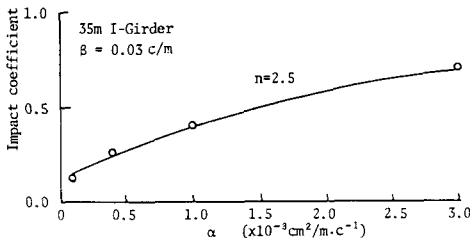

 図-4 α 値による衝撃係数の変化

 図-6 β 値による衝撃係数の変化

 図-5 n 値による衝撃係数の変化


図-7 近似式の計算値へのあてはめ

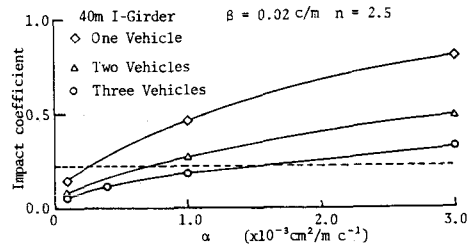


図-8 連行車両の衝撃係数への影響

参考文献 1) 川谷・小松, 第38回土木学会年次学術講演会概要集, 1983. 9. 2) 本田・城戸・梶川・小堀, 土木学会論文報告集, 第315号, pp. 144-455, 1981. 11. 3) 川谷・小松, 第35回土木学会年次学術講演会概要集, 1980. 9. 4) 小松・川谷・和田, 土木学会関西支部年次学術講演会概要集, 1981. 6.