

道路橋の走行荷重下の動的応答に基づく路面凹凸維持基準

大阪大学工学部 正 員 川谷 充 郎

大阪大学工学部 学生員 ○米 島 幹 雄

大阪産業大学工学部 正 員 小 松 定 夫

1. 序 論 道路橋の強度設計において、自動車走行による動的影響は衝撃として扱われ、衝撃係数を用いて活荷重を割り増すことにより考慮されている。実際の道路橋は橋面上に不規則な路面凹凸を有しており、道路橋の走行荷重下の動的応答には、車両の走行速度や車頭間隔などと共に路面凹凸が大きな影響を及ぼす。そこで本研究では、現行の衝撃係数の評価式によって設計された橋の安全性の確保の観点から、道路橋の路面凹凸の維持基準について考察する。そのために、路面凹凸スペクトルを数段階仮定し、各路面凹凸スペクトルを用いた場合の解析結果と現行の衝撃係数の評価式とを比較する。その比較検討に基づいて現行の評価式から得られる衝撃係数に対応する路面凹凸スペクトルを求め、それにより路面凹凸の維持基準を表す。現行の道路橋示方書では、L 荷重に対する衝撃係数は、鋼橋・PC 橋・RC 橋とで異なる評価式を用いているため（図-1）¹⁾、橋種の違いにより、路面凹凸維持基準が異なることについても言及する。

2. 解析方法 路面凹凸を有する橋と車両の連成振動の微分方程式より、状態ベクトル表示を用いた状態方程式を誘導し、線形微分方程式の理論より得られるこの解過程を用いて、直接、応答の共分散行列を求める²⁾。得られた2乗平均値は、連行車両走行の場合、たわみ応答よりも曲げモーメント応答の方が大きくなることが多く、また、応力度に直接結び付く物理量として、曲げモーメント応答により衝撃係数を評価する。本解析で得られる2乗平均値応答は、解析理論からすれば、路面凹凸を考慮しない場合の動的応答値からの偏差の2乗平均値である。そこで、路面平滑走行時の動的応答の影響を加味して、衝撃係数を式(1)で評価する。

$$i = \frac{\sigma_M(t_{ns}, x) + M_{l.d., max}}{M_{s, max}} \quad (1)$$

ここに、 $M_{l.d., max}$ は、静的曲げモーメントが最大となる時刻を含む動的応答の1サイクル区間における、路面平滑走行時の動的応答の静的応答からの偏差の絶対最大値を表す³⁾。

3. 解析モデル (1)単純桁橋 橋梁モデルについては、実橋構造諸元調査に基づいて、各種橋梁の単純桁橋の構造諸元を決定した。PC 橋・RC 橋については長支間のデータが見あらず、短支間のものだけとなった。各支間長の橋梁モデルの構造諸元を表

Mitsuo KAWATANI, Mikio YONESHIMA and Sadao KOMATSU

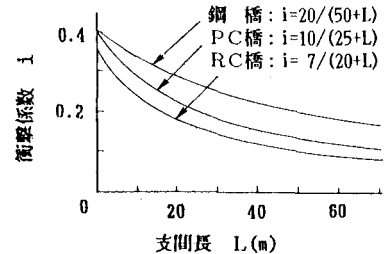


図-1 衝撃係数

表-1 橋梁モデルの構造諸元（1車線当り）

支間長 (m)	橋種	断面2次 モーメント (m^4)	単位重量 (t/m)	固有振動 数 (Hz)
10	H型鋼橋	0.0161	5.170	12.556
15	H型鋼橋	0.0229	5.245	6.619
20	H型鋼橋	0.0298	5.320	4.214
20	合成桁	0.0296	2.420	6.227
25	合成桁	0.0641	3.893	4.625
30	合成桁	0.0986	5.365	3.394
35	合成桁	0.1180	4.406	3.011
40	合成桁	0.1375	3.446	2.813
45	合成桁	0.1818	4.043	2.359
50	合成桁	0.2260	4.640	1.989
60	合成桁	0.3147	5.826	1.455
70	合成桁	0.4032	7.020	1.102
80	合成桁	0.4918	8.206	0.862
10	PCT桁	0.0923	5.970	12.231
15	PCT桁	0.2849	7.100	8.756
20	PCT桁	0.3901	7.470	5.618
29.25	PCT桁	0.6822	8.114	3.118
33	PCT桁	0.6917	6.828	2.689
38.6	PCT桁	0.8483	5.955	2.330
8	RC床版	0.0485	7.607	9.896
13	RCT桁	0.2373	7.462	8.366
25	RCT桁	0.9659	6.216	5.236

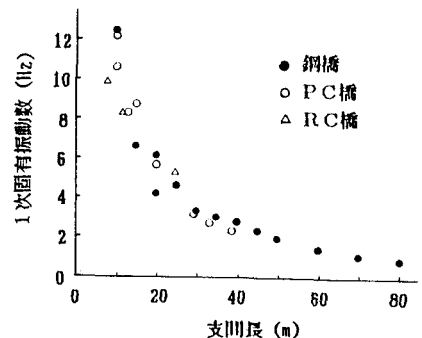


図-2 1次固有振動数

表-2 走行荷重モデル諸元

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(m ⁴)	50.94	36.21
走行速度(m/s)	10.0	10.0
減衰定数	0.03	0.03

注) 慣性モーメントは、軸間距離3.99m, 前後輪重量分配比1:4として算出した。また、ばね定数も1:4に分配したので、回転に関する固有振動数も3.0Hzとなる。

-1に示す。また、橋梁の1次固有振動数を支間長に対してプロットすると、図-2に示すようになる。

(2) 走行荷重 荷重モデルについて

は、前輪1軸・後輪2軸を有する2自由度振動系にモデル化する。連行車両台数はL-20相当荷重列となるように車両列の中央に20t車、その前後に15t車を車頭間隔14mで配列し最大で5台とする。荷重モデルの構造諸元を表-2に示す。(3)路面凹凸 路面凹凸スペクトルは、 $S_r(\Omega) = \alpha / (\Omega^n + \beta^n)$ によりモデル化する。図-3に示すように、 n と β の3つの組合せ [(1) $n=2.0, \beta=0.01$, (2) $n=2.5, \beta=0.02$, (3) $n=3.0, \beta=0.04$] の路面凹凸スペクトルを仮定する。これらの値は、阪神高速道路における路面凹凸実測結果に基づいて、2乗平均値に及ばずパラメータの影響を調べた上で決定した値である⁴⁾。理論解析において、応答の2乗平均値は α の平方根に比例する。そこで、 $\alpha=0.003$ と仮定して得られた衝撃係数と設計時の衝撃係数との比較により、 α を求める。

4. 解析結果 路面凹凸スペクトルの3組のパラメータの組合せ [(1) $n=2.0, \beta=0.01$, (2) $n=2.5, \beta=0.02$, (3) $n=3.0, \beta=0.04$] について、解析による衝撃係数が、現行の評価式による衝撃係数になるときのパラメータ α を求めた。得られた α を図-4に示す。これより、支間長が短くなるにつれて、 α を小さく、つまり路面凹凸を良好に維持する必要がある。また、現行の道路橋示方書では、コンクリート橋の衝撃係数は鋼橋に比べて小さく規定されている

ため¹⁾、コンクリート橋は鋼橋よりも路面凹凸を良好に維持する必要がある。さらに、路面凹凸スペクトルのパラメータ n と β の組合せの違いによって、 α の大きさに変化が出てくる。 n が大きくなると、すなわち路面凹凸スペクトルの傾きが大きいときは、 α を小さく保たねばならないことが分かる。このことから、路面凹凸維持基準を考える場合には、 α だけでなく n と β も考慮する必要がある。

参考文献 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，pp.23-27，392-393，1980.2.

2) Kawatani, M. and Komatsu, S., Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.2, 285s-292s, Oct. 1988.

3) 川谷充郎・小松定夫・佐々木 孝，土木学会論文集，No.392/I-9，pp.351-358，1988.4.

4) 川谷充郎・小菅 朗・嶋田玲志・小松定夫，構造工学論文集，Vol.33A，pp.459-466，1987.3.

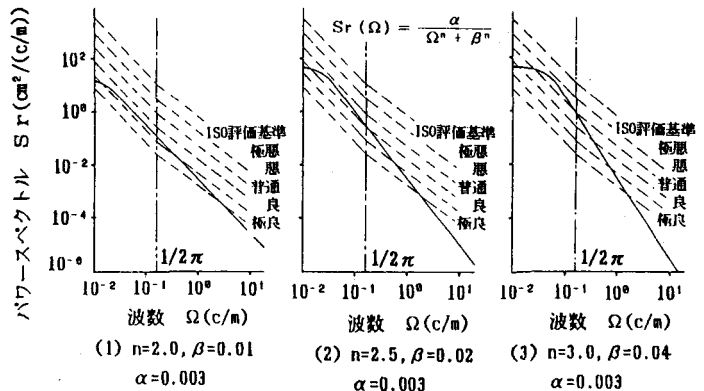


図-3 路面凹凸スペクトル

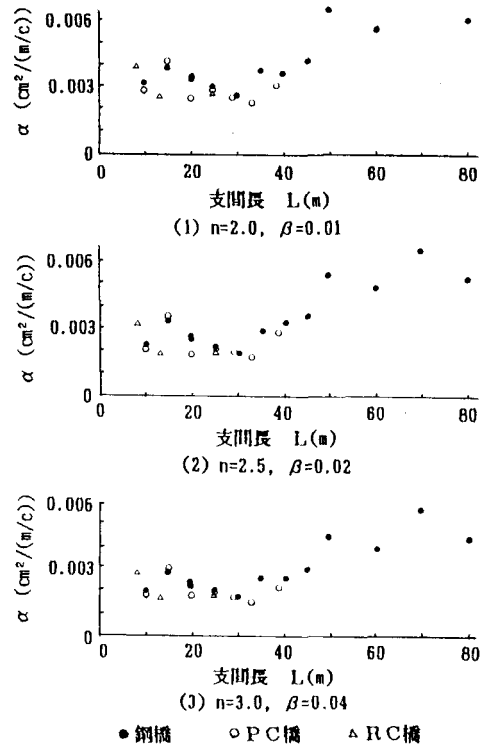


図-4 路面凹凸維持基準