

道路橋の自動車走行による不規則振動解析に基づく路面平滑度維持基準の評価法

MAINTENANCE CRITERIA OF ROAD SMOOTHNESS
BASED ON NONSTATIONARY RANDOM ANALYSIS OF HIGHWAY BRIDGES UNDER MOVING VEHICLES川谷 充郎^{*}・米島 幹雄^{**}・小松 定夫^{***}

by Mitsuo KAWATANI, Mikio YONESHIMA and Sadao KOMATSU

Dynamic response of highway bridges to moving vehicles is taken into consideration of impact in the stage of design. Recently, it has been recognized that the effect of road surface roughness on the dynamic response of bridges to vehicular loads is quite essential. From the viewpoint of ensuring the safety of bridges designed by use of impact coefficients, maintenance criteria of road smoothness are theoretically investigated. Based on nonstationary random response of bridges due to road roughness under moving vehicles, realistic impact coefficients are evaluated in a probabilistic sense. Thus the standard deviations of road roughness corresponding to the impact coefficients specified in the current specifications are presented as maintenance criteria.

1. まえがき

近年の自動車重量の増大とそのような大型車交通量の増加に伴い、道路橋の車両走行による動的応答が、疲労損傷或使用性あるいは周辺への環境振動影響などとも関連して、重要となってきた。このような自動車走行による橋梁の動的応答の影響は、強度設計において衝撃として扱われ、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¹⁾。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、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、縦断方向の路面凹凸の影響の大きいことが明らかにされてきた^{2), 3)}。路面凹凸を有する桁橋の走行荷重による動的応答は非定常連成ランダム振動となるが、筆者らは、不規則振動論に基づいてこの問題を定式化した⁴⁾。さらに、実測データから安全側にモデル化された路面凹凸スペクトルを用い⁵⁾、数値解析により衝撃係数について考察した⁶⁾。

ところで、舗装の維持管理のための点検は、主に、わだち掘れおよびひびわれに着目して行われており⁷⁾、走行荷重下の動的応答に大きい影響を及ぼす縦断方向の路面凹凸に関心は払われて来なかった。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、道路橋の路面平滑度の維持基準について考察する。そのために、数種類の路面凹凸スペクトル形状を仮定し、それらを用いた場

* 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科

(〒565 吹田市山田丘2-1)

** 日本鋼管(株)橋梁建設部

(〒230 横浜市鶴見区末広町2-1)

*** 工博 大阪産業大学教授 工学部土木工学科

(〒574 大東市中垣内3-1-1)

合の不規則振動解析結果と現行の評価式による衝撃係数を比較する。その比較検討に基づいて、設計時の衝撃係数値に対応する路面凹凸スペクトルを求め、その標準偏差により路面平滑度の維持基準を表す。現行の道路橋示方書では、1 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¹⁾、橋種の違いにより、路面平滑度維持基準が異なることについても言及する。

2. 解析方法

2.1 不規則振動解析

路面凹凸を有する桁橋の走行荷重による動的応答は、不規則な路面凹凸を定常ランダム過程と仮定すると、振動系にモデル化した車両の走行により、橋梁と車両の非定常連成不規則振動の問題となる。この種の問題に関して、過去に、橋梁と車両の連成効果を見捨てるかあるいは車両走行による非定常性を考慮しない解法が用いられてきたが、彦坂・吉村・内谷⁸⁾および岡林・山口⁹⁾は、それらの連成効果と非定常性を共に考慮できるそれぞれ特徴のある解法を提示した。

筆者らも、この問題を不規則振動論に基づいて新たに定式化した⁴⁾。この解法は、路面凹凸を有する桁橋と走行荷重に関する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、2 乗平均値を求めるものである。この方法によると、任意の路面凹凸スペクトルに対して不規則振動解析を行うことができる。

初期条件として、1 台目の荷重が橋梁に進入するまで、橋梁は静止しているものとする。また、連行荷重列の各荷重は橋梁に進入するまで、橋梁上と同様の確率特性を有する路面凹凸上を走行して来て、橋梁に進入するときには定常状態に達しているものとする。解析時に考慮する橋梁の振動次数は、単純桁橋を対象としているので、3 次モードまでとする¹⁰⁾。

2.2 衝撃係数の評価

応答の評価に用いる物理量について、従来の研究では、たわみにより衝撃係数を評価している場合もある。しかし、設計活荷重列に相当する連行車両による不規則振動は、たわみ応答よりも曲げモーメント応答の方が大きくなり¹¹⁾、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べきである。

本解析により得られる 2 乗平均値は、解析理論からすれば、路面平滑走行時の動的応答からの偏差に関する 2 乗平均値である。路面が平滑な場合の動的増分値は静的応答値の 1～2 % 前後の小さい値であり、従来、衝撃係数の評価に際して無視されてきた。荷重が連行になると 2 乗平均値の無次元化応答が小さくなるため、相対的に路面平滑走行の動的応答の影響を見捨てるできない場合がある¹¹⁾。そこで、路面平滑走行時の影響を加味して、衝撃係数を次式で評価する。

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

ここに、 $\sigma_M(t_{Ms}, X)$ は静的な曲げモーメント応答が最大 $M_{s.max}$ となる時刻 t_{Ms} における 2 乗平均値応答であり、 $M_{i.d.max}$ は路面平滑走行時の動的増分（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動的増分の絶対最大値）を表す。

衝撃係数の評価において、2 乗平均値応答の何倍を用いればよいのか考慮の余地がある⁶⁾。それは、走行荷重による動的応答をどのような限界状態に対して考えようとしているのかに関わる。従来、衝撃係数の評価に際して、2 乗平均値応答の 2 倍を用いる場合が多かった^{8), 9), 11)}。ここでは、路面平滑度維持基準に関わる動的応答の評価として、使用限界状態を対象に想定して、式(1)により衝撃係数を評価する。

2.3 路面平滑度維持基準の評価

路面凹凸スペクトルを次式によりモデル化する。

$$Sr(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \quad (2)$$

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、 β は $\Omega \rightarrow 0$ のとき、 $Sr(\Omega)$ が無限大に発散しないための分布形状を表す形状パラメータである。

理論解析において、動的応答の共分散行列は路面凹凸スペクトルの平滑度パラメータ α に比例することより、2乗平均値応答は α の平方根に比例する。そこで、平滑度パラメータを $\alpha = 1$ と設定して得られた解析結果より式(1)で評価される衝撃係数と、図-1に示す現行設計示方書による衝撃係数値を比較する。その比較検討に基づいて、現行の衝撃係数値に対応する α 値を算定し路面凹凸スペクトルを求める。そのスペクトルを積分して標準偏差を算出し、路面平滑度の維持基準とする。

なお、本研究では、これまで述べてきたように、路面平滑度維持基準を走行車両の動的載荷との関連で考えるにあたり、衝撃係数の観点から検討する。他の観点、例えば、疲労から評価する場合、活荷重載荷による応力変動に動的載荷の影響を考慮することになり、別の問題として扱うべきものと考ええる。ここでは衝撃係数の観点から路面平滑度維持基準の評価法を示すにとどめる。

3. 解析モデル

3.1 橋梁モデル

橋梁モデルの決定のために、鋼橋・PC橋・RC橋について実橋の構造諸元調査を行った。単純桁道路橋の構造諸元を表-1に示し、それらを本解析の橋梁モデルとした。PC橋・RC橋の支間長の限界は、鋼橋の場合より短く、ここで得られたコンクリート橋の支間長は総て40m以下であった。

鋼橋・PC橋・RC橋の一車線当りの断面2次モーメントと単位長さ当り重量を支間長に対してプロットすると図-2および図-3に示ようになる。これより、鋼橋・PC橋・RC橋とも断面2次モーメントについては支間長に対して相関があると言える。しかし、一車線当りの単位長さ当り重量は、3.0t/m～8.0t/mまで、支間長に関係なく散らばっており、支間長に対しては相関のないことが分かる。同様に、1次固有振動数を支間長に対してプロットすると、図-4に示ようになる。PC橋・RC橋とも、1次固有振動数は鋼橋とほとんど変わらないことが分かる。このことは、文献12)においても示されている傾向である。動的応答の2乗平均値には固有振動数の影響が大きいことから⁶⁾、鋼橋・PC橋・RC橋とも2乗平均値応答にあまり大きな相違のないことが予想される。

コンクリート橋は鋼橋に比べて減衰が大きいと報告されている。文献13)と14)に示されている減衰定数を表-2に示す。これによると、PC橋では鋼橋とあまり変わらず、RC橋の減衰は鋼橋より大きい傾向にあ

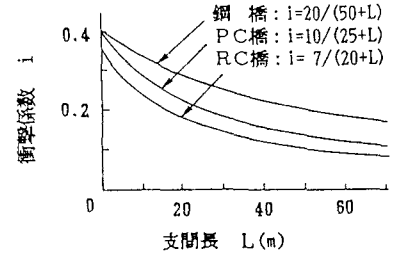


図-1 衝撃係数

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	PC T桁	0.0923	5.970	12.231
15	PC T桁	0.2849	7.100	8.756
20	PC T桁	0.3901	7.470	5.618
29.25	PC T桁	0.6822	8.114	3.118
33	PC T桁	0.6917	6.828	2.689
38.6	PC T桁	0.8483	5.955	2.330
8	RC床版	0.0485	7.607	9.896
13	RC T桁	0.2373	7.462	8.366
25	RC T桁	0.9659	6.216	5.236

る。減衰定数 h が大きくなると、一般的に動的応答は小さくなる。対数減衰率 ($\delta \approx 2\pi h$) と 2 乗平均値応答 $\sigma_y / y_{s, \max}$ および $\sigma_M / M_{s, \max}$ の関係を図-5 に示す。ちなみに、この結果は単一走行車両の場合であり、たわみ応答の方が曲げモーメント応答よりも大きくなっている。図-5 によると、対数減衰率が $\delta = 0.02$ から $\delta = 0.126$ まで変化しても、2 乗平均値応答は 1 割程度減少するだけである。そこで、表-2 に掲げた実橋の減衰定数の調査結果に基づいて、減衰定数 h を鋼橋・PC 橋の場合 0.02, RC 橋の場合 0.03 とする。

3.2 荷重モデル

走行荷重は、実際のダンプトラックを適切にモデル化して、前輪 1 軸・後輪 2 軸を有する 2 自由度振動系モデルとする³⁾。荷重モデルを図-6 に示し、その構造諸元を表-3 に掲げる。連行車両走行の場合、道路橋示方書の設計活荷重 $1-20$ 相当荷重列となるように、中央に 20 t 車、その前後に 15 t 車を車頭間隔 14 m で配置した。ただし、荷重台数が 5 台を越えると、一般に 2 乗平均値応答の荷重台数による変化はさほど大きくない⁶⁾ ことを考慮して、荷重台数は最大で 5 台とした。走行速度は、交通工学上、車頭間隔 14 m で走行し得る最大速度 40 km/h に近い 10 m/s とする。

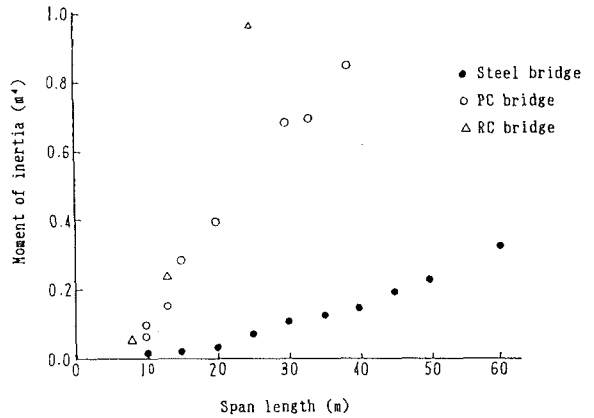


図-2 断面 2 次モーメント

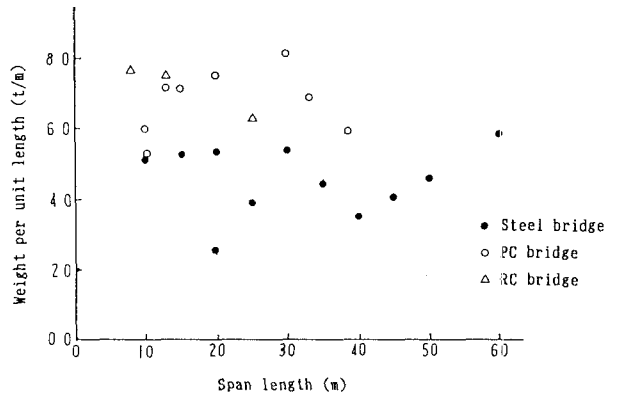


図-3 単位長さ当り重量

表-2 桁橋の実測減衰定数 h

	鋼橋	PC 橋	RC 橋
文献 13)	0.019	0.013	0.024
文献 14)	0.022	0.024	0.039

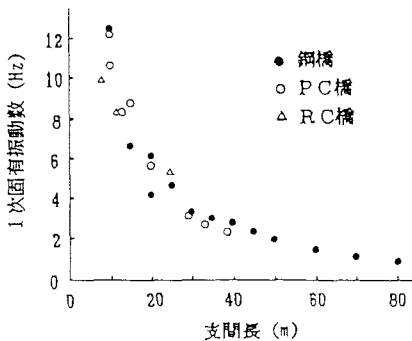


図-4 1 次固有振動数

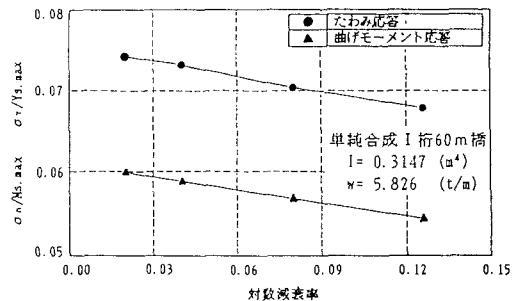


図-5 対数減衰率と応答値の関係

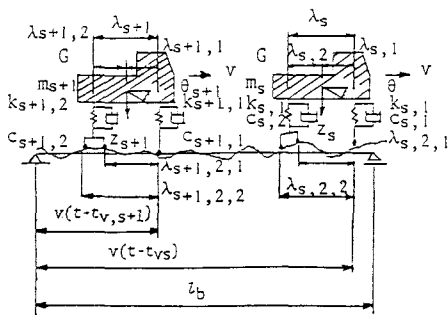


図-6 橋梁と走行車両の解析モデル

表-3 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、前後軸重量分配比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。

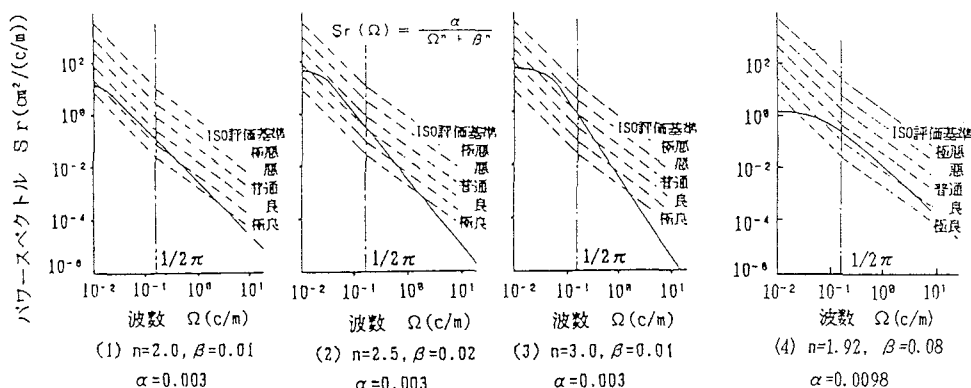


図-7 路面凹凸スペクトル

3.3 路面凹凸スペクトル

路面凹凸スペクトルは前述のように式(2)によりモデル化する。式(2)において α 、 n の値が大きいく程、また β 値が小さい程スペクトル密度が大きく、すなわち、路面凹凸が大きくなる。阪神高速道路における路面凹凸の実測結果からこれらのパラメータを調べると⁵⁾、 β 値が小さい場合は n 値も比較的小さく、逆に β 値が大きい場合は n 値も大きい傾向にある。式(2)から明らかなように、 n 値と β 値の影響がある程度消し合い、むやみに路面凹凸を大きくすることにはならない傾向にある。実測値では β 値は0.01~0.05、 n 値は2.0~3.2の範囲に分布している⁵⁾。そこで、図-7(1)~(3)に示すように、 n と β の3つの組合せ [a) $n=2.0, \beta=0.01$, b) $n=2.5, \beta=0.02$, c) $n=3.0, \beta=0.04$] の路面凹凸スペクトル形状を仮定して、解析を行うこととする。

また、図-7(4)に示すように、文献15)で採用しているパラメータの組合せ $\alpha=0.0098, n=1.92, \beta=0.08$ の路面凹凸スペクトルについても解析を行う。この路面凹凸スペクトルは、北陸地方の一般国道および県道に架かる56の橋梁における実測値に基づき、平均的とされているスペクトルである。

なお、図-7(1)~(4)に示す α 値は、それぞれ路面凹凸の実測よりそのスペクトルのモデル化に際して示されたものである。本研究では、 n と β の組合せごとに、2.3節に述べたように、不規則振動解析により評価される衝撃係数を示方書の規定値と比較し、現行の衝撃係数値に対応する α 値を算定し、路面平滑度の維持基準を評価する。

4. 解析結果

路面凹凸スペクトルのパラメータの各組合せについて、現行の設計示方書による衝撃係数値に対応する路面凹凸の標準偏差を図-8に示す。これより、支間長が短くなるにつれて標準偏差を小さく、つまり路面平滑度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、図-1に示すように、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。

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、路面平滑度の維持基準が変わる。図-8(1)~(3)は都市高速道路高架橋における路面平滑度の維持基準を示し、一方、図-8(4)は一般道路の橋梁における路面平滑度の維持基準を示している。これらの図より、高速道路では一般道路に比べて路面凹凸の標準偏差を小さく維持する必要があることが分かる。さらに、図-8(1)~(3)の比較により、 n が小さいとき（路面凹凸スペクトルの傾きが小さいとき）は、路面凹凸の標準偏差を小さく維持する必要がある。

5. 結 論

本研究では、不規則振動解析により衝撃係数を求め、現行の道路橋示方書による衝撃係数値との比較により各種桁橋の路面平滑度維持基準について考察を行った。本研究により明らかになった事項は以下の通りである。

(1) コンクリート橋は鋼橋に比べて固有振動数は小さいと言われているが、実橋構造諸元調査を行った結果、固有振動数はコンクリート橋と鋼橋においてほとんど変わらなかった。

(2) PC橋・RC橋は鋼橋よりも路面凹凸を小さく維持する必要がある。

(3) 路面平滑度は短支間の橋ほど良い状態に保たなければならない。

(4) 路面平滑度の維持基準を表すには、式(2)のパラメータ n と β を考慮する必要がある。

(5) 高速道路では一般道路に比べて路面凹凸の標準偏差を小さく維持する必要がある。

謝 辞 本研究において、コンクリート橋の構造諸元の調査に際して御協力頂いたピーエスコンクリート(株)技術部の久保明英氏に感謝の意を表す次第です。

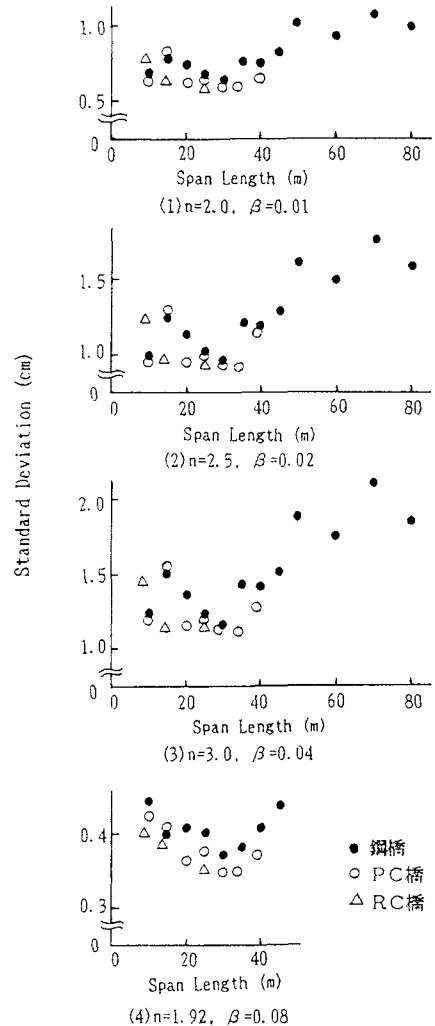


図-8 路面平滑度維持基準

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.26-31，434-436，1990.2.
- 2) 成田信之・桂樹正隆・江本 勝：路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数，土木技術資料，Vol.20，No.3，pp.27-32，1978.3.
- 3) 川谷充郎・小松定夫・佐々木孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，No.392/I-9，pp.351-358，1988.4.
- 4) Kawatani, M. and Komatsu, S.: Nonstationary random response of highway bridges under a series of moving vehicles, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.2, 285s-292s(Proc. of JSCE, No.398/I-10), Oct. 1988.
- 5) 川谷充郎・小菅 朗・嶋田玲志・小松定夫：路面不整の統計学的特性と道路橋の衝撃係数，構造工学論文集，Vol.33A，pp.459-466，1987.3.
- 6) 川谷充郎・嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数，土木学会論文集，No.398/I-10，pp.303-309，1988.10.
- 7) 阪神高速道路公団：道路構造物の点検標準（土木構造物編），昭和60年9月.
- 8) 彦坂 熙・吉村虎蔵・内谷 保：連行自動車荷重による単純桁橋の非定常ランダム応答と衝撃係数，土木学会論文報告集，No.290，pp.31-41，1979.10.
- 9) 岡林隆敏・山口実浩：連行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文報告集，No.334，pp.1-11，1983.6.
- 10) 川谷充郎・嶋田玲志：桁橋の構造諸元実態調査と走行荷重による不規則振動，構造工学論文集，Vol.34A，pp.721-730，1988.3.
- 11) 川谷充郎・嶋田玲志・田邊裕之：桁橋の走行車両による不規則応答に基づく衝撃係数の評価法，構造工学論文集，Vol.35A，pp.741-748，1989.3.
- 12) Billing, J.R. : Dynamic loading and testing of bridges in Ontario, CAN. J. CIV. ENG., Vol.11, pp.833-843, 1984.
- 13) 伊藤 学・片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，No.117，pp.12-22，1965.5.
- 14) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，No.311，pp.49-58，1981.7.
- 15) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文報告集，No.315，pp.149-155，1981.11.

(1991年9月30日受付)