

道路橋の走行荷重による不規則振動と衝撃係数



研究ノート

川谷 充 郎*

1. 走行荷重による橋梁の動的応答

橋梁は空間をまたいで、移動荷重を通すことを目的とする構造物であり、荷重が移動することによる動的作用を受ける。すなわち、同じ荷重が静的に作用するよりも、橋梁各部の変位や応力が大きくなる。一般に構造物は、自然現象である地震および風による動的作用を受けるが、構造物の長大化と軽量化に伴い、それらの動的外力に対しては、いわゆる動的応答解析あるいは動的設計を導入してきている。一方、橋梁に独特である走行荷重による動的作用は、強度設計において衝撃として考慮され、自動車荷重をモデル化した活荷重に衝撃係数を乗じて静的な設計荷重としている。その衝撃係数は、図1

- ① 日 本 鋼 橋..... $\frac{20}{50+L}$
- ② 日 本 プレストレストコンクリート橋..... $\frac{10}{25+L}$
- ③ 日 本 鉄筋コンクリート橋..... $\frac{7}{20+L}$
- ④ アメリカ(AASHTO) 鋼橋・コンクリート橋..... $\frac{15.24}{L+38}$ (ただし、0.3以下)
- ⑤ ドイツ(DIN 1072) 鋼橋・コンクリート橋..... $0.4-0.008L$
- ⑥ フランス (Fascicule Special 60-17bis) 鋼橋・コンクリート橋..... $\frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{P}}$

(ただし G:死荷重
P:活荷重)

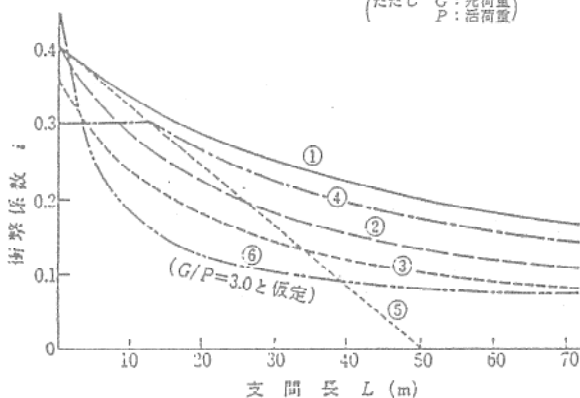


図1 衝撃係数¹⁾

に示すように、支間長あるいは活荷重載荷長の通減関数として規定されている¹⁾ わが国の鋼橋に対する衝撃係数*i*は、昭和14年に改訂されて以来50年間、同じ算定式 $i = 20 / (50 + L)$ が用いられてきた。また、米国においても、現在の算定式は1927年以来変わっていない。近年、このような衝撃係数をより合理的に算定しようとする動向にある。

橋梁の衝撃の問題はまず鉄道橋を対象として研究されたが、道路の整備ならびに交通量と自動車荷重の増大に伴い、道路橋の衝撃についても関心が持たれるようになった。道路橋の衝撃係数の定め方はその設計活荷重の性格から考えて、鉄道橋の場合よりもむずかしいと考えられる。すなわち、交通荷重の実態において荷重の大きさおよび車頭間隔が共に確率量である。さらに車両の橋梁への進入時の初期振動ならびに路面凹凸による橋梁の動的応答に与える影響について考えねばならない。その他、走行車両の振動特性および走行速度なども当然橋梁の動的応答に大きい影響を及ぼす。このように道路橋の衝撃に関与する要因が多く、かつ互いに複雑に関係するため、従来、実測結果の裏付けのもとに衝撃係数が定められてきた。

一方、1950年代以降の電子計算機の普及と共に、数値計算による理論的研究も進んだ。MITでは Biggs を中心として現場実験と共に数値解析が行われた²⁾ また、イリノイ大学でも、Newmark, Sies, Veletsos などが中心になって道路橋の衝撃について10数年にわたって研究された³⁾ これらの研究では、走行車両の解析モデルとして実際に近い2軸モデルが用いられ、対象橋梁として単純桁橋のみならず連続桁橋およびゲルバー桁橋についても解析された。これらの研究により、走行荷重下の道路橋の動的応答解析は決定論的には可能となった。

*川谷充郎 (Mitsuo KAWATANI), 大阪大学工学部, 土木工学科, 助教授, 工学博士, 構造振動学

実際の道路橋の走行車両による振動現象は、路面凹凸および伸縮継手の路面不整によりランダム振動となり、決定論的手法では現象を的確に明かにできない。すなわち不規則振動解析を行い、応答の期待値および2乗平均値を求めなければならない。本文では、道路橋の走行荷重下の動的応答に関する不規則振動解析を行い、衝撃係数の合理的な評価法について考察するものである。

2. 解析方法

路面凹凸を有する桁橋の連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るものである。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。

3. 解析モデル

橋梁モデルは、実橋構造諸元の統計処理結果に基づいて決定したモデルを用いる⁵⁾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

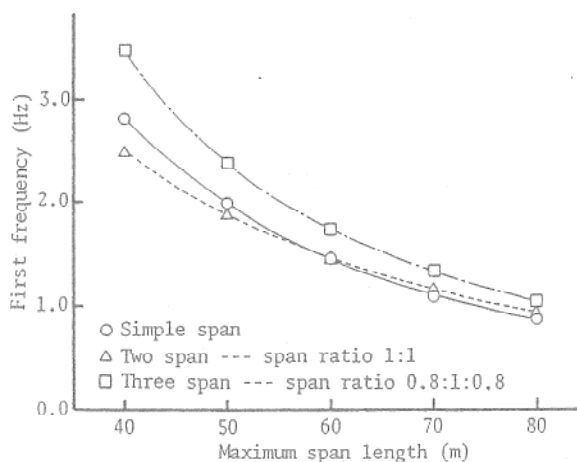


図2 桁橋モデルの固有振動数

ようになる。

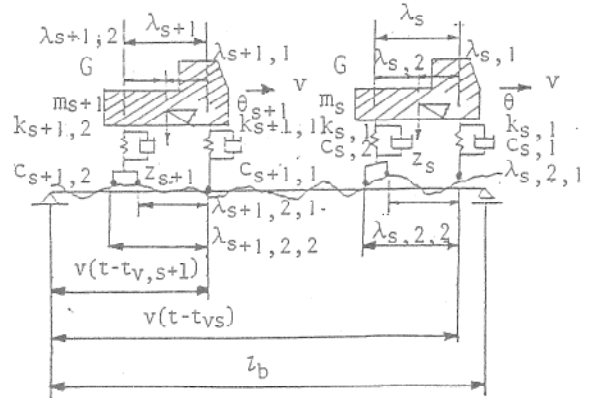


図3 解析車両モデル

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、⁶⁾図3に示すように前輪1軸および後輪2軸を有する2自由度系モデルとする。車両モデルの構造諸元を表1に示す。荷重列は道路橋示方書のL-20荷重に相当するように、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。

表1 走行車両諸元

	(t)	20.0	15.0
Total weight			
Degree of freedom		2	2
Natural frequency (Hz)		3.0	3.0
Mass moment of inertia (tm ²)		50.94	36.21
Moving speed (m/s)		10.0	10.0
Damping constant		0.03	0.03

また、路面凹凸スペクトルは、次式の近似式によりモデル化した。

$$S_r(\Omega) = \alpha / (\Omega^n + \beta^n) \quad (1)$$

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、 β は $\Omega \rightarrow 0$ のとき、 $S_r(\Omega)$ が無窮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。各パラメータ値は、 $\alpha = 0.003 \text{ cm}^2 / (\text{m}/\text{c})$ 、 $\beta = 0.02 \text{ c}/\text{m}$ 、 $n = 2.5$ とする。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、橋梁の2乗平均値応答に及ぼすパラメータの影響を調べた上で決定した値である⁷⁾用いた路面凹凸スペクトルをISO評価基準と共に図4に示す。

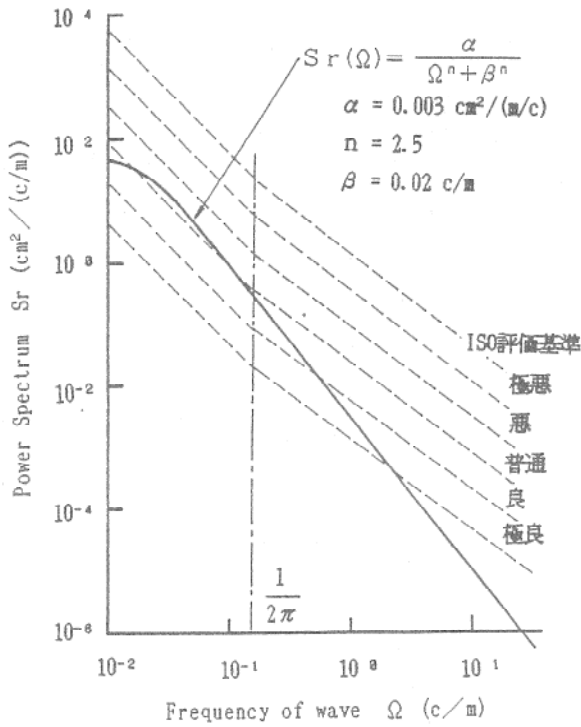


図4 路面凹凸スペクトルとISO評価基準

4. 桁橋の衝撃係数

本解析により得られる橋桁の曲げモーメントに関する2乗平均値応答 σ_M は、路面平滑走行時の動的応答（期待値応答）からの偏差の2乗平均値である⁴⁾。従来、路面平滑走行時の期待値応答は、小さい値であるとして無視されてきた。しかし、連続桁橋など支間長が大きくなると、設計活荷重列に相当する荷重台数が多くなり、静的応答値に対して2乗平均値応答は相対的に小さくなる。このため、路面平滑走行による動的影響を加味して衝撃係数を次式で評価する⁸⁾。

$$i = \{ \sigma_M(t_{MS}, x) + M_{I,d,max} \} / M_{S,max} \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_M(t_{MS}, x)$ は静的曲げモーメントが最大 $M_{S,max}$ となる時刻 t_{MS} における2乗平均値応答を表し、 $M_{I,d,max}$ 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増分の絶対最大値を表す（図5参照）。 x は径間中央あるいは中間支点の座標を表す。

本解析より得られる衝撃係数を、道路橋示方書の衝撃係数規定と比較して図6に示す⁹⁾。桁橋モデル作成の際の基礎となった実橋資料では、

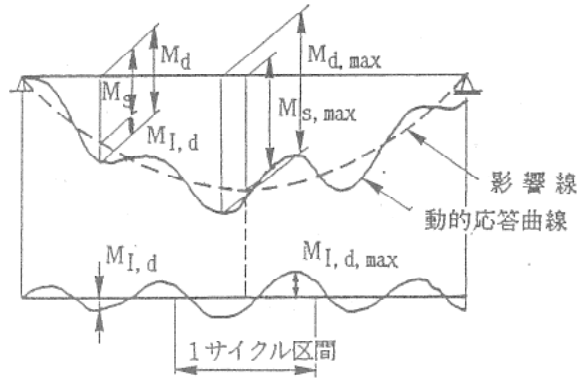
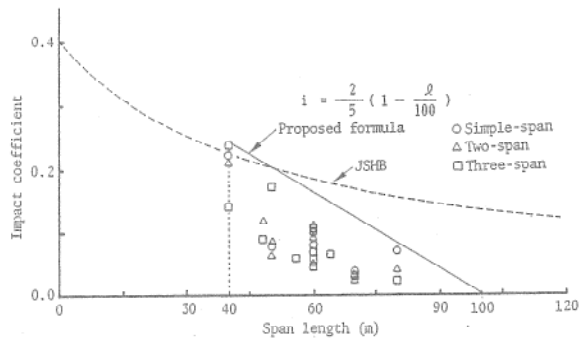
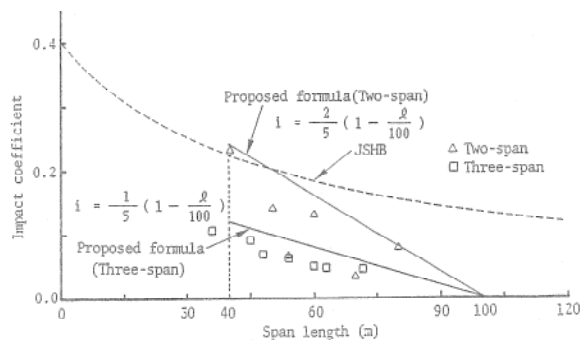


図5 $M_{I,d,max}$ の定義



(1) 径間中央



(2) 中間支点

図6 衝撃係数

径間長50m~70m付近にデータが集中していたため、作成するモデル橋の径間長は40m~80mに限定した⁵⁾。径間長が40m以上の場合、本解析による衝撃係数は道路橋示方書の規定値を下回る値となった。

本解析結果より、図6中に示すように最大径間長に対する1次式により衝撃係数を提案する。径間長100m以上では、径間長が長くなるにつれ、車両走行時よりも渋滞時の活荷重応力が大きくなること報告されていることから¹⁰⁾、衝撃係数を0とした。中間支点における衝撃係数は、

2 径間連続桁橋に比べて 3 径間連続桁橋ではその半分の値で表すことができた。

径間長が 40m 以下の桁橋の衝撃係数については、別途検討中である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，1980. 2.
- 2) Biggs, J.M., Suer, H.S. and Louw, J.M.: The vibration of simple span highway bridges, J. of Struc. Div., Proc. of ASCE, Vol. 83, No. ST2, pp. 1186/1-32, March, 1957.
- 3) Veletsos, A.S. and Haung, T.: Analysis of dynamic response of highway bridges, J. of Engg. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol. 96, No. EM5, pp. 593-620, Oct., 1970.
- 4) Kawatani, M. and Komatsu, S.: Nonstationary random response of highway bridges under a series of moving vehicles, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 5, No. 2, Oct., 1988.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 川谷充郎・小管 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 日本道路協会・橋梁委員会・総括委員会・荷重検討班：限界状態設計法分科会，荷重検討班第一次報告書，pp. 102-141, 1986. 11.
(内部資料).

