

# 桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数

## NONSTATIONARY RANDOM RESPONSE AND IMPACT OF GIRDER BRIDGES UNDER MOVING VEHICLES

川谷 充郎\*・嶋田 玲志\*\*

By Mitsuo KAWATANI and Reiji SHIMADA

Dynamic responses of highway bridges to moving vehicles are taken into consideration of impact, that is, multiplying static live load by impact coefficient in design codes of bridges. Recently, the effect of road surface roughness on the dynamic response of bridges to moving loads has been paid attention by researchers. The nonstationary random response of bridges to a series of loads is analyzed by means of the theory of random vibration, taking account of the road surface roughness. The effects of natural frequency of bridges and headway between vehicles on the root mean square of random responses of simple girder bridges and continuous ones are discussed. Impact coefficients of girder bridges are proposed on the basis of the analytical results.

*Keywords*: nonstationary random response, moving vehicles, roadway roughness, impact, girder bridge

### 1. 緒 論

近年、交通量の増加ならびに車両重量の増大の一方で、橋梁の軽量化ならびに支間長の長大化が進んでいる。このような状況の中で、道路橋の走行荷重による動力学的挙動を明らかにすることが、振動感覚および疲労強度とも関連してますます重要となってきた。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<sup>1)</sup>。鋼道路橋の衝撃係数は昭和14年に改訂されて以来<sup>2)</sup>、現行の算定式が使われている。

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<sup>3)</sup>などとともに路面凹凸が大きな影響を及ぼす<sup>4),5)</sup>。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、車両通過時に橋梁に不規則な振動が生じる。ここ20年来、橋梁の走行荷重下の不規則振動解析に基づいて、衝撃係数が提案されている<sup>6)-10)</sup>。そのうち、彦坂・吉村・内谷<sup>8)</sup>および岡林・山口<sup>10)</sup>は、橋梁と車両の連成および荷重移動による非正常性を考慮して、不規則振動論により単純桁橋の動的たわみ応答の2乗平均値を

求め、その2乗平均値の2倍により衝撃係数を評価した。その際に、荷重は1自由度振動系モデルとし、名神高速道路において測定された路面凹凸のパワースペクトルを用いている<sup>11)</sup>。また、本田・小堀・山田<sup>9)</sup>は、設計L-20相当荷重列により30個の路面凹凸サンプル波形を用いたシミュレーション解析を行った。実橋においては、このような設計荷重列の再現確率がきわめて小さいことから、30個の動的係数をアンサンプル平均して衝撃係数とし、スパン長に対する減速関数として表わした。荷重モデルとしては車軸の振動を考慮した2自由度振動系モデルを用い、路面凹凸は実測値の平均的スペクトルによりモデル化している<sup>12)</sup>。

以上の解析で用いられている車両モデルは、1自由度振動系あるいは車両を上部と下部の2自由度振動系に理想化している。著者らは、車両モデルとして前・後輪を考慮した2自由度振動系モデルを考え、1自由度振動系モデルを用いた場合に比べて、動的応答の解析値が実験値とよく合うことを明らかにした<sup>9)</sup>。さらに、そのような車両のモデル化の相違による動的応答解析値の差異が大きき<sup>5),13),14)</sup>、走行荷重は前・後輪を考慮した2自由度系にモデル化する必要があると考える。また、路面凹凸は名神高速道路の完成直後に実測されたきわめて良好なスペクトルを用いたり<sup>11)</sup>、あるいは実測値の平均的スペ

\* 正会員 工修 大阪大学講師 工学部土木工学科  
(〒565 吹田市山田丘 2-1)

\*\* 学生会員 大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻(同上)

クトルを用いており<sup>12)</sup>、橋梁の動的応答に影響の大きい路面凹凸に関する考察が十分とはいえない。

本研究では、路面凹凸を有する桁橋の連行荷重による非定常連成不規則振動を、著者らにより定式化された解法を用いて解析する<sup>13),14)</sup>。ここで、車両は動的応答に大きい影響をもつ大型ダンプトラックを前・後輪を考慮した2自由度振動系にモデル化する<sup>5),13),14)</sup>。また、路面凹凸は実測スペクトルを指数関数に近似し、そのパラメータの2乗平均値応答に及ぼす影響を考察したうえで、モデル化を行った<sup>15)</sup>。橋梁モデルについては、実橋構造諸元調査結果に基づいて、単純桁橋ならびに2径間および3径間連続桁橋の構造諸元を決定した<sup>16)</sup>。以上の調査結果に基づいた解析モデルを用いて、L-20相当荷重列が走行する場合の非定常連成不規則振動解析を行う<sup>14)</sup>。桁橋の2乗平均値応答特性について考察し、衝撃係数の評価式を提案する。

2. 解析方法

路面凹凸を有する桁橋の連行荷重による非定常連成不規則振動解析の詳細については文献(13), (14)を参照されたい。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きて、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、単純桁橋および2径間連続桁橋では3次、3径間連続桁橋では5次とする<sup>16)</sup>。

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、Table 1に示す構造諸元を有する<sup>16)</sup>。固有振動数を支間長に対してプロットするとFig. 1に示すようになる。

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、Fig. 2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Table 2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20t車、その前後に15t車を車頭間隔14mで配置した。

また、路面凹凸スペクトルは、以下の近似式によりモデル化した。

Table 1 Structural quantities of girder bridges.

	Span length		Weight per unit length (t/m)	Moment of inertia (m <sup>4</sup> )	Fundamental frequency (Hz)
Simple span	Composite	40m	3.446	0.138	2.81
		50m	4.655	0.226	1.99
		60m	5.826	0.315	1.46
		70m	7.043	0.403	1.10
		80m	8.206	0.492	0.86
	Non-composite	60m	5.876	0.373	1.60
	Steel deck	60m	3.052	0.195	1.58
Two-span continuous	40m : 40m		4.652	0.146	2.49
	50m : 50m		4.970	0.217	1.88
	60m : 60m		5.288	0.288	1.46
	70m : 70m		5.606	0.359	1.16
	80m : 80m		5.924	0.431	0.95
	60m : 48m		5.938	0.288	1.60
Three-span continuous	32m : 40m : 32m		4.126	0.158	3.49
	40m : 50m : 40m		4.615	0.202	2.39
	48m : 60m : 48m		5.105	0.245	1.74
	56m : 70m : 56m		5.594	0.289	1.32
	64m : 80m : 64m		6.089	0.333	1.04
	60m : 60m : 60m		5.898	0.245	1.28
	36m : 60m : 36m		4.220	0.245	2.23

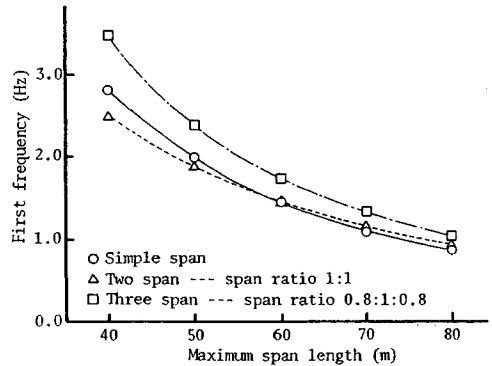


Fig. 1 Fundamental frequency of girder bridges.

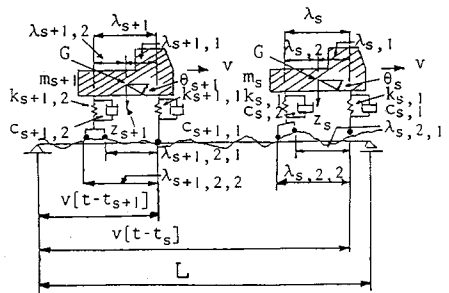


Fig. 2 Analytical models of moving vehicles.

Table 2 Dynamic properties of moving vehicles.

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

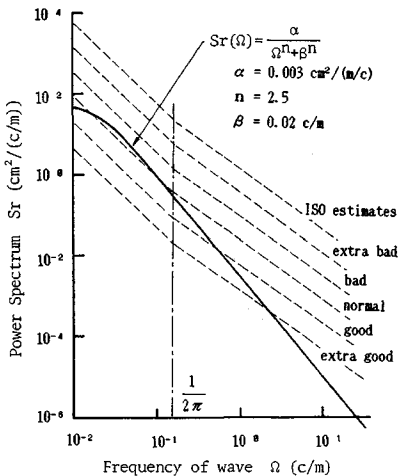


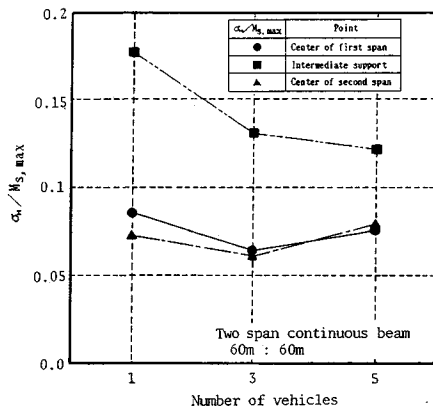
Fig. 3 Power spectral density function of road roughness and ISO estimates.

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

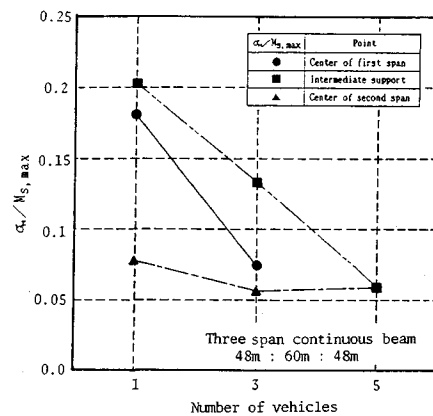
ここに、 $\Omega$  は路面周波数、 $\alpha$  は路面の平坦性を表わす平滑度パラメーター、 $n$  は周波数によるパワーの分布を示す指数、 $\beta$  は  $\Omega \rightarrow 0$  のとき、 $S_r(\Omega)$  が無限大に発散しないための分布形状を表わす形状パラメーターである。各パラメーター値は、 $\alpha = 0.003 \text{ cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ 、 $\beta = 0.02 \text{ c}/\text{m}$ 、 $n = 2.5$  とする。これらの値は、阪神高速道路における路面凹凸実測結果に基づいて、2乗平均値応答に及ぼすパラメーターの影響を調べたうえで決定した値である<sup>15)</sup>。用いた路面凹凸スペクトルをISO評価基準とともに Fig. 3 に示す。

4. 連行車両走行による橋梁の2乗平均値応答

不規則振動解析結果は、静的な曲げモーメントが最大となる時刻での曲げモーメント応答の2乗平均値  $\sigma_M$  を静的応答の最大値  $M_{s,max}$  で除した無次元化応答  $\sigma_M / M_{s,max}$  により整理する。たわみに関する無次元化応答  $\sigma_y / y_{s,max}$  と曲げモーメントに関する無次元化応答  $\sigma_M / M_{s,max}$  を比較すると、連行荷重の場合、 $\sigma_M / M_{s,max}$  の方が若干大きくなる場合が多く<sup>16)</sup>、また応力に直接結びつく物理量であることから  $\sigma_M / M_{s,max}$  を用いることとし



(a) Two-span continuous girder



(b) Three-span continuous girder

Fig. 4 Effect of number of vehicles.

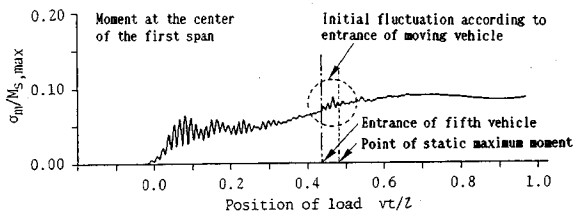


Fig. 5 R. M. S. value of random response of bending moment.

た。

(1) 車両台数の影響

ここでは、連行車両台数の増加に伴う2乗平均値応答の変化について考察する。60 m : 60 m の2径間連続桁橋および48 m : 60 m : 48 m の3径間連続桁橋について、荷重台数を1台、3台、5台と変化させた場合の曲げモーメントの2乗平均値を Fig. 4 に示す。

単一車両走行時に比べて車両台数の増加に伴い、応答値は全体的に減少する傾向にあるが、2径間連続桁橋の径間中央、ならびに3径間連続桁橋の中央径間中央の5

台連行の場合の曲げモーメント 2 乗平均値が、3 台連行の場合より若干大きくなっている。この理由として、3 台連行の場合に比べて 5 台連行では静的な曲げモーメントが 1 割程度増加するだけであるにもかかわらず、2 乗平均値がそれ以上に大きくなったことに原因がある。そのように 2 乗平均値が大きくなる要因の 1 つに、連行荷重列の各荷重が橋梁に進入する際の初期変動の影響が考えられる。その例として、Fig. 5 に示すように、2 径間連続桁橋の第 1 径間中央の応答については、5 台目の車両が進入した直後に静的曲げモーメントが最大となる。

支間長あるいは着目点（連続桁橋の中間支点）によっては、影響線荷重の満載荷重台数が 5 台を越える場合がある。2 乗平均値の無次元化応答は荷重台数の増加により全体的に減少する傾向にあり、Fig. 4 の例のように若干大きくなる場合もあるが、その増加はわずかである。そこで、以下の解析では 5 台連行を最大荷重列とする。

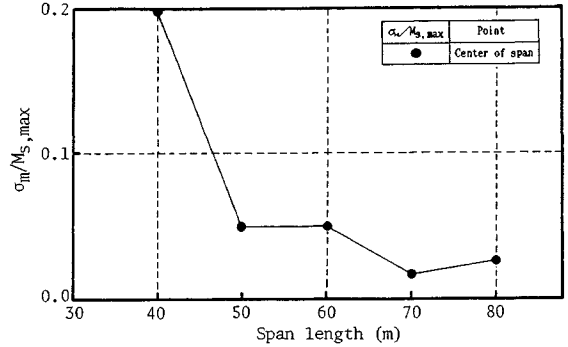
(2) 径間長および固有振動数の影響

単一車両走行の場合、連続桁橋において最大径間長 60 m 付近の橋梁で固有振動数が 3.0 Hz に近くなったとき、車両と橋梁の共振現象により中間支点における 2 乗平均値応答が大きくなる傾向が現われた<sup>16)</sup>。そこで、連行車両走行時についても同様の解析を行い、径間長の影響について考察する。得られた曲げモーメントの 2 乗平均値を、Fig. 6 に示す。連行車両走行の場合、径間長の増加とともに無次元化応答は全体的に小さくなる傾向にあり、径間長 60 m 付近での共振現象が明確には現れない。Fig. 7 に示すように、固有振動数を横軸にとり無次元化応答を表わすと、橋梁の固有振動数の増加とともに 2 乗平均値応答は大きくなる傾向にある。そして車両の固有振動数の 3 Hz に近づいたときに 2 乗平均値は必ずしも大きくはならない。岡林・山口<sup>10)</sup>は、単純桁橋の径間長と 2 乗平均値に基づく衝撃係数との関係から、径間長の減少（固有振動数の増大）とともに衝撃係数が漸増する傾向を示している。

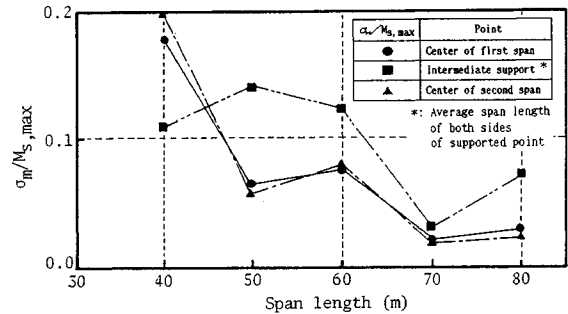
(3) 車頭間隔の影響

荷重が連行する場合に無次元化応答に影響を及ぼす主たる要因としては、橋梁と車両の固有振動数の関係の他に車頭間隔（車頭時間）が考えられる。Fig. 7(b) における 2 径間連続桁橋の径間長 70 m : 70 m、および Fig. 7(c) における 3 径間連続桁橋の 48 m : 60 m : 48 m のモデルでは、その前後の固有振動数を有するモデルの応答値よりも小さい値となった。このような結果から判断すると、固有振動数とともに車頭間隔の影響の大きいことが推察される。車頭間隔の 2 乗平均値に及ぼす影響の大きいことは、岡林・山口<sup>10)</sup>も指摘している。

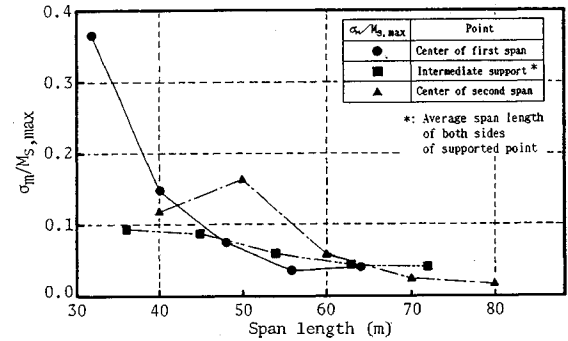
解析においては、連行車両列の車頭間隔を 14 m、走行速度を 10 m/s としていることから、車頭間隔は 1.4 s



(a) Simple girder bridge



(b) Two-span continuous girder bridge

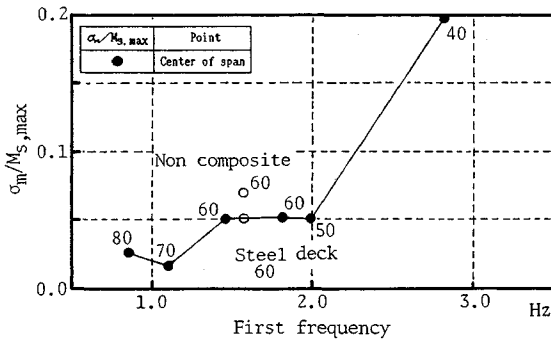


(c) Three-span continuous girder bridge

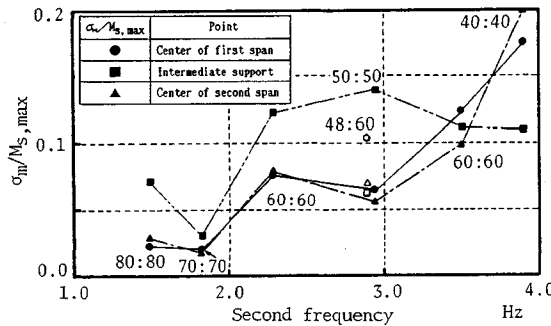
Fig. 6 Effect of span length.

となる。そこで、車頭時間を橋梁の固有周期で除した値  $1.4/T_i$  ( $T_i$ : 固有周期) をもって車頭間隔の影響を評価する。2 径間連続桁橋について  $1.4/T_i$  の値を Table 3 に掲げる。この値が整数値になれば橋梁と共振し、1.5, 2.5 などに近づけば振動が抑えられる。Table 3 より、径間長 70 m : 70 m のモデルでは低次振動で  $1.4/T_i$  の値が 1.5 に近い値となったため、応答値が小さくなったものと考えられる。3 径間連続桁橋の 48 m : 60 m : 48 m のモデルについても同様の計算を行うと、 $1.4/T_i = 2.43$  となった。

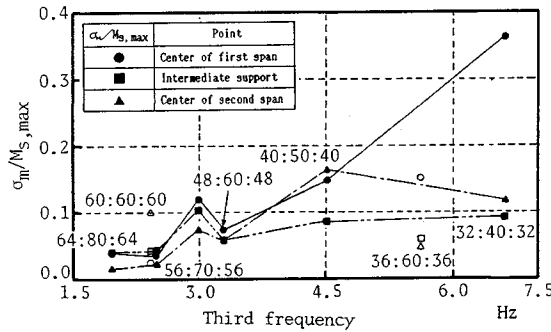
次に、車頭間隔の変化により 2 乗平均値応答にどの程度の差が生じるかについてみてみる。一例として、2 径



(a) Simple girder bridge



(b) Two-span continuous girder bridge



(c) Three-span continuous girder bridge

Fig.7 Effect of natural frequency.

間連続桁橋の 60 m : 60 m のモデルについて、橋梁の 1 次振動と共振の予想される車頭間隔 13.4 m [1 次固有周期 0.447 s, 0.447 (s) × 3 = 1.34 (s), 10 (m/s) × 1.34 (s) = 13.4 m] を選び、車頭間隔 14 m の場合と比較して 2 乗平均値応答を Fig. 8 に示す。3 台目の車両が進出した後から 2 乗平均値応答の差が大きくなり始め、共振の考えられる車頭間隔を選んだにもかかわらず、車頭間隔 13.4 m の方が 2 乗平均値応答が小さくなり、静的な曲げモーメントが最大となる時刻には約 2 倍の応答値の差を示した。この理由としては、車頭時間として 1 次および 3 次振動と共振する時間を選んだが、2 次振動の影響も大きく、3 台目の進入する時刻に 2 次振動によ

Table 3 Time headway of moving vehicles and natural frequency of girder bridges.

		First i=1	Second i=2	Third i=3
40m:40m	$f_i$ (Hz)	2.493	3.902	9.973
	$T_i$ (sec)	0.401	0.256	0.100
	$1.4/T_i$	3.49	5.46	13.96
50m:50m	$f_i$ (Hz)	1.883	2.946	7.530
	$T_i$ (sec)	0.531	0.339	0.133
	$1.4/T_i$	2.64	4.12	10.54
60m:60m	$f_i$ (Hz)	1.462	2.287	5.846
	$T_i$ (sec)	0.684	0.437	0.171
	$1.4/T_i$	2.05	3.20	8.19
70m:70m	$f_i$ (Hz)	1.164	1.822	4.656
	$T_i$ (sec)	0.859	0.549	0.215
	$1.4/T_i$	1.63	2.55	6.52
80m:80m	$f_i$ (Hz)	0.949	1.486	3.798
	$T_i$ (sec)	1.053	0.673	0.263
	$1.4/T_i$	1.33	2.08	3.80

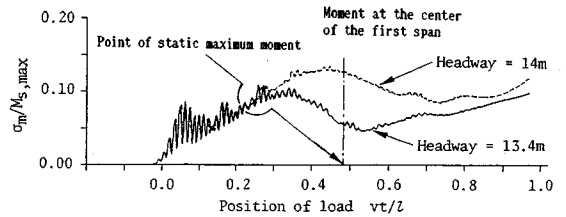


Fig.8 Effect of headway of moving vehicles.

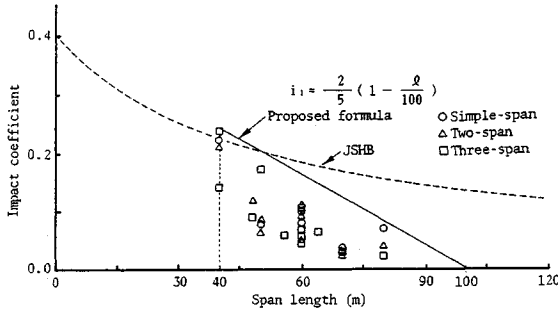
り振動が抑えられたためと考えられる。

### 5. 桁橋の衝撃係数

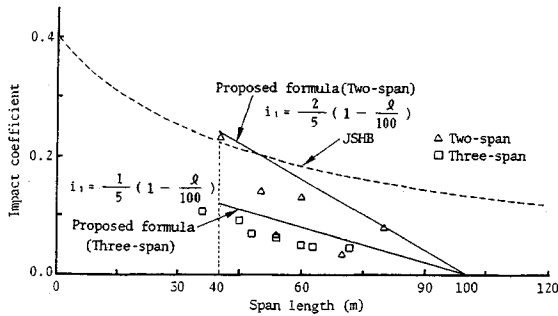
本解析により得られる 2 乗平均値応答  $\sigma_M$  は、路面平滑走行時の動的応答からの偏差に関する 2 乗平均値である<sup>13), 14)</sup>。衝撃係数を評価するにあたって、連行荷重の場合に曲げモーメントの 2 乗平均値応答  $\sigma_M$  が小さくなり、 $\sigma_M$  に対する路面平滑走行時の動的増分  $M_{I,d,max}$  (静的曲げモーメントが最大となる時刻を含む動的応答の 1 サイクル区間における路面平滑走行時の動的増分の絶対最大値) の比が 2 割を越えることがあり、この影響を無視できない<sup>17)</sup>。また、衝撃係数の評価に  $2\sigma_M$  を用いることで動的応答の超過確率を 2.275 % とすることができるが、橋梁の限界状態を考えた場合、設計荷重列の再現確率はきわめて小さく、 $2\sigma_M$  を用いると実働荷重による動的応答を過大評価するかもしれない。また、終局限界状態と使用限界状態とは、異なる限界状態超過確率を用いることが考えられる。そこで、ここでは衝撃係数評価のための資料を提供することを目的として、 $\sigma_M$  を用いる場合も示すこととする。

$$i_1 = \frac{\sigma_M(t_{MS}, x) + M_{I,d,max}}{M_{S,max}} \dots \dots \dots (2)$$

$$i_2 = \frac{2\sigma_M(t_{MS}, x) + M_{I,d,max}}{M_{S,max}} \dots \dots \dots (3)$$

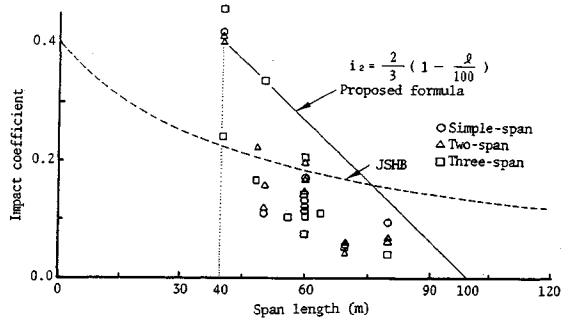


(a) Center of span

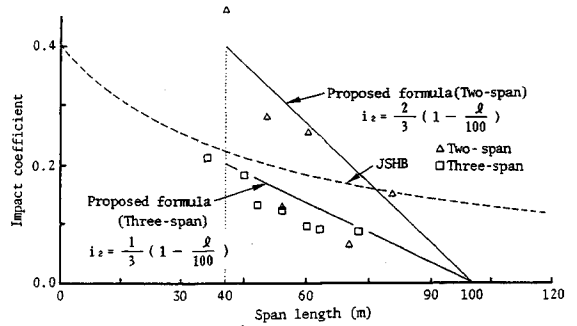


(b) Intermediate support

Fig. 9 Impact coefficient [Eq. (2)].



(a) Center of span



(b) Intermediate support

Fig. 10 Impact coefficient [Eq. (3)].

ここに、 $t_{MS}$  は静的な曲げモーメントが最大となる時刻、 $x$  は径間中央あるいは中間支点の座標を表す。また、ここで用いる  $\sigma_M$  は車頭間隔や走行速度の変化を考慮して、2乗平均値応答の時系列の包絡線を用いて安全側に評価することにした<sup>17)</sup>。

式(2)、(3)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 Fig. 9, 10 に示す。Fig. 10 に示すように、 $2\sigma_M$  を用いた場合には、径間長の短いときに車両進入直後の初期変動の影響が大きく、衝撃係数は現行の道示規定を上回る値となった。しかし、衝撃係数の径間長に対する遞減率が大きく、最大径間長 70 m ~ 80 m 付近では道示の規定の 50% を割る小さい値となった。

以上の結果より、Fig. 9 および Fig. 10 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。

i)  $\sigma_M$  を用いた場合 (式 (2),  $i_1$ )

a) 径間中央および 2 径間連続桁橋の中間支点

$$i_1 = \begin{cases} \frac{2}{5} \left(1 - \frac{l}{100}\right) & (40 \text{ m} \leq l \leq 100 \text{ m}) \\ 0 & (100 \text{ m} \leq l) \end{cases} \dots\dots\dots (4)$$

b) 3 径間連続桁橋の中間支点

$$i_1 = \begin{cases} \frac{1}{5} \left(1 - \frac{l}{100}\right) & (40 \text{ m} \leq l \leq 100 \text{ m}) \\ 0 & (100 \text{ m} \leq l) \end{cases} \dots\dots\dots (5)$$

ii)  $2\sigma_M$  を用いた場合 (式 (3),  $i_2$ )

a) 径間中央および 2 径間連続桁橋の中間支点

$$i_2 = \begin{cases} \frac{2}{3} \left(1 - \frac{l}{100}\right) & (40 \text{ m} \leq l \leq 100 \text{ m}) \\ 0 & (100 \text{ m} \leq l) \end{cases} \dots\dots\dots (6)$$

b) 3 径間連続桁橋の中間支点

$$i_2 = \begin{cases} \frac{1}{3} \left(1 - \frac{l}{100}\right) & (40 \text{ m} \leq l \leq 100 \text{ m}) \\ 0 & (100 \text{ m} \leq l) \end{cases} \dots\dots\dots (7)$$

桁橋モデル作成の際の基礎となった実橋資料では、径間長 50 m ~ 70 m 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 40 m ~ 80 m に限定した<sup>16)</sup>。そこで、式(4)~(7)の衝撃係数の適用範囲を 40 m 以上の径間長とした。また、径間長 100 m 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が報告されていることから<sup>18)</sup>、衝撃係数を 0 とした。

以上の結果によれば、衝撃係数に  $2\sigma_M$  を用いた場合は  $\sigma_M$  を用いた場合の 5/3 倍の値により表現できる。また、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わすことができた。式(4)~(7)において衝撃係数を提案したが、今回の解析は3径間連続桁橋までのものであり、その適用範囲については十分留意する必要があると考えられる。なお、本解析結果は、Fig. 3に示す路面凹凸スペクトルに基づいている。

## 6. 結 論

本研究では、路面凹凸を有する桁橋の走行荷重下の非定常連成不規則振動解析を行い、桁橋の衝撃係数を提案した。以下に本研究で得られた成果を述べる。

(1) L-20相当荷重列が走行する場合の非定常連成不規則振動解析を行い、連行荷重の場合は2乗平均値応答に対して橋梁と車両の固有振動数の関係とともに車頭間隔の影響の大きいことがわかった。

(2) 連行荷重走行時の動的曲げモーメント応答の2乗平均値および路面平滑走行時の動的増分を用いて桁橋の衝撃係数を評価した。

(3) 径間長40m以上の桁橋の衝撃係数として、最大を0.4、径間長100m以上では0としてその間を直線式により提案した。径間中央部では解析値にばらつきが大きかったため、径間数による区別は行わなかった。中間支点部については、径間数別に評価式を提案した。

(4) 衝撃係数に $2\sigma_M$ を用いた場合は、 $\sigma_M$ を用いた場合の5/3倍の値で表現できた。

謝 辞：最後に、本研究テーマへの取組みの初めからご指導頂いた大阪大学 小松定夫名誉教授、本研究の遂行に際しご教示頂いた大阪大学 福本昤士教授ならびに西村宣男助教授に対して感謝の意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，pp. 23~27, 392~393, 1980. 2.
- 2) 内務省土木局：鋼道路橋設計示方書案，土木学会誌，第25巻，第5号，pp. 499~521, 1939. 5.
- 3) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第275号，pp. 13~28, 1978. 7.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答—衝撃係数—に関する考察，土木学会論文集，第148号，pp. 40~50, 1967. 12.
- 7) Nakai, H. and Kotoguchi, H. : Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of JSCE, No. 244, pp. 117~128, Dec., 1975.
- 8) 彦坂 熙・吉村虎蔵・内谷 保：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，第290号，pp. 31~41, 1979. 10.
- 9) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会論文報告集，第331号，pp. 65~73, 1983. 3.
- 10) 岡村隆敏・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，第334号，pp. 1~11, 1983. 6.
- 11) 川合平夫・森崎健二：自動車走行路面の性質と振動乗心地への関連性，三菱重工技報，Vol. 2, No. 2, pp. 20~28, 1965.
- 12) 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，第324号，pp. 173~176, 1982. 8.
- 13) Komatsu, S. and Kawatani, M. : Nonstationary random response of highway bridges under moving vehicles, Technology Reports of the Osaka University, Vol. 32, No. 1648, pp. 151~158, March, 1982.
- 14) 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.
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) 川谷充郎・嶋田玲志・田邊裕之：桁橋の走行荷重による不規則振動解析に基づく衝撃係数の評価，昭和63年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，I-63, 1988. 4.
- 18) 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.

(1988. 3. 30・受付)