

# 道路鋼桁橋の走行荷重による動的影響評価

## SOME CONSIDERATIONS ON DYNAMIC EFFECT OF HIGHWAY STEEL GIRDER BRIDGES UNDER MOVING VEHICLES

本田 秀行\*・小堀 為雄\*\*・山田 善一\*\*\*

By Hideyuki HONDA, Tameo KOBORI and Yoshikazu YAMADA

The dynamic effect of bridges under moving vehicles must be investigated to the decision of impact factor in the rational design of highway bridges. This dynamic effect is defined by the word of the dynamic factor in this study, and is distinguished between the dynamic factor and impact factor written by design specifications. The dynamic factor of single-span bridges under the equivalent vehicle load to design live load (L-20) is calculated. Numerical examples are presented to obtain the information of the dynamic factor of highway bridges consolidated the multi-span continuous bridges and the single-span bridges. Finally, the dynamic factor based on the response of deflection and bending moment of highway steel girder bridges is suggested by a function with the parameters of span number and span length.

### 1. ま え が き

著者らは走行荷重に対する道路橋の動的影響として、長大橋梁の一つである連続鋼桁橋の動的性状について文献1), 2)に報告した。本文はこれらの文献で触れなかった単純鋼桁橋の動的係数を補足するとともに、単純鋼桁橋と連続鋼桁橋とを統合したより一般性のある道路鋼桁橋の動的係数に対する考察を行うものである。

本文では、まず、走行自動車荷重に対する道路橋の動的影響を動的係数 (Dynamic factor) と呼び、設計示方書に採用されている衝撃係数と区別して考え、単純鋼桁橋の動的応答解析から、たわみ、あるいは曲げモーメントに着目した動的係数に対して考究した。次いで、単純鋼桁橋で得た動的係数と著者らが前論文<sup>1), 2)</sup>で提示した多径間連続鋼桁橋の動的係数とを統合した道路鋼桁橋の設計動的係数を考察した。そして、道路橋設計への適用に対する一資料を得る目的から、本文で求めた設計動的係数は、最終的には設計示方書における衝撃係数を意味し、従来の研究で提案<sup>3), 4)</sup>されている動的係数と異なっ

た形式で道路鋼桁橋の衝撃係数を示すことも試みた。

### 2. 単純鋼桁橋の動的応答解析

#### (1) 解析法

本文は、単純鋼桁橋と連続鋼桁橋を統合した道路橋の動的影響を考察することから、連続鋼桁橋について報告した前論文<sup>1), 2)</sup>と同様な解析法を用いる。したがって、本節では式中の記号や詳細な解析法の説明を省き、本文に必要な事項のみを以下に述べる。

#### a) 運動方程式

自動車-橋梁の振動系モデルを Fig. 1 に示す。この場合の橋梁のたわみ  $y(t, x)$ 、曲げモーメント  $M(t, x)$  は次式のように表わされる。

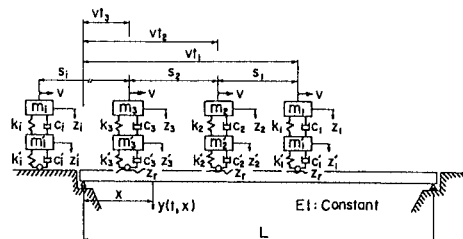


Fig. 1 Vehicle-bridge vibration system.

\* 正会員 工博 金沢工業大学助教授 土木工学科  
(〒921 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘7-1)

\*\* 正会員 工博 金沢大学教授 工学部建設工学科

\*\*\* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

$$y(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \varphi_n(x) \dots\dots\dots (1)$$

$$M(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \varphi_n''(x) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\varphi_n(x) = \sin(n\pi x/L)$ である。数値計算としては Newmark の  $\beta$ 法を用いて、たわみと曲げモーメントの応答を求めた。なお、計算の着目点  $x$  は支間中央点の  $x=L/2$ とした。

b) 単純桁橋の動的係数

たわみ、あるいは曲げモーメントに着目した動的係数  $i_y, i_M$  をそれぞれの静的最大値に対する動振幅の最大値の比に考え、次式で定義する。

$$i_y = \frac{y_{d,max} - y_{s,max}}{y_{s,max}} \dots\dots\dots (3)$$

$$i_M = \frac{M_{d,max} - M_{s,max}}{M_{s,max}} \dots\dots\dots (4)$$

c) 橋梁の諸元と路面性状

Table 1 に対象とした橋梁の諸元を示す。この諸元は建設省土木研究所の合成桁橋標準設計書より概算された値である。橋梁の固有振動数  $\omega_n$  を4次振動まで、減衰定数  $k_n=0.02$  を代表値として用いた。また、路面性状を示す路面凹凸のパワースペクトル密度は、著者らの実態調査<sup>5)</sup>で得られた平均的なスペクトルとして、 $S_r(\Omega) = 0.011 \Omega^{-1.94} (\text{cm}^2/(\text{c}/\text{m}))$ を用いた。このスペクトルを用いてモンテカルロ法から30個の路面凹凸のサンプル波形を求めた<sup>2)</sup>。

Table 1 Details of bridges considered.

L (m)	20	30	40	50	60	70
W (kN)	948.6	1520.8	2093.3	2665.6	3237.9	3810.2
EI (MN·m <sup>2</sup> )	12.712	24.343	47.844	82.712	128.929	157.094

(2) 等価自動車荷重列の走行による応答解析

設計活荷重 (L-20) に相当する自動車荷重列の走行による単純鋼桁橋のたわみに着目した動的係数  $i_y$  と支間長  $L$  の関係を示したのが Fig. 2 である。なお、自動車の載荷方法は文献 2) に準じている。図中の○は、路面

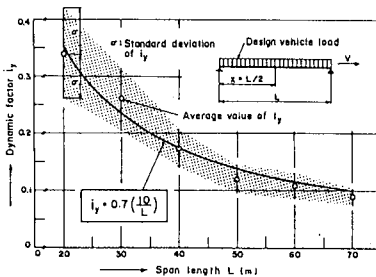


Fig. 2 Dynamic factor of deflection of single-span steel girder bridges.

凹凸の30個のサンプル波形に対して計算された動的係数の平均値を、 $\sigma$  はその標準偏差を示している。動的係数の平均値に標準偏差をプラス・マイナスした動的係数の範囲を考えると、たとえば  $L=40$  m で計算した動的係数の約76%はこの範囲に入る。この図から、その動的係数の範囲は支間長の増大によって遞減していること、および支間長が20 m 付近では自動車単独走行のために動的係数の標準偏差が最も大きくなっているが、支間長の増大によってその標準偏差は減少する傾向にあることが認められる。前者の傾向は、自動車の載荷台数の増加によって、静的たわみが大きくなっても、自動車相互の振動の影響によって動的たわみの振幅がそれほど大きくならないことを示している。後者の傾向は、その動的たわみの振幅に及ぼす路面凹凸の影響が支間長の増大と自動車の載荷台数の増加によって小さくなることを示している。したがって、前述した両者から、自動車荷重がその動的性状に及ぼす影響は支間長の増大によって小さくなるのが理解されよう。

ところで、Fig. 2 では30個の路面凹凸のサンプル波形を用いて橋梁の応答計算をしたが、文献2)で指摘したように、本文でも路面凹凸の30個のサンプル波形に対する動的係数の計算値を平均した結果を用いることにした。その平均値をみると、支間長によって変動しているが、支間長の増大とともに遞減している。そこで、支間長と動的係数の平均値との関係を近似式で表わすことを検討した。その結果、たわみに着目した単純鋼桁橋の動的係数  $i_y=0.7 (10/L)$  の支間長  $L$  に対する遞減関数で表わすことができたので、それを図中に示した。

一方、設計活荷重 (L-20) に相当する自動車荷重列の走行による単純鋼桁橋の曲げモーメントに着目した動的係数  $i_M$  と支間長  $L$  の関係を示したのが Fig. 3 である。図中の記号は Fig. 2 と同様である。動的係数の平均値にその標準偏差をプラス・マイナスした動的係数の範囲、あるいは動的係数の標準偏差は Fig. 2 と同様な傾向を示している。そこで、動的係数の平均値に対する近似式を検討した結果、曲げモーメントに着目した単純鋼桁

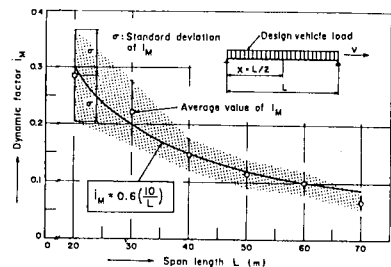


Fig. 3 Dynamic factor of bending moment of single-span steel girder bridges.

橋の動的係数を  $i_w=0.6(10/L)$  で表わすことができたので、それを図中に示した。

### 3. 道路鋼桁橋の動的影響評価

橋梁の設計示方書に採用されている衝撃係数は、設計活荷重による最大応力に対する動的影響として表わされている。このことから、衝撃係数を考究する場合には、本来、応力もしくは曲げモーメントなどの断面力に着目して検討を行う方が好ましい。しかし、実橋の振動実験で設計衝撃係数を検証する場合、橋梁の構成部材のひずみ量が小さいことなどから、たわみに着目して調査を行うことも少なくない。したがって、道路橋の衝撃係数を理論的・実験的に評価する場合には、曲げモーメントのほかたわみに着目することもあることから、その両者に着目した衝撃係数を検討することも必要であろう。

そこで、本節では道路鋼桁橋の動的影響評価として、たわみと曲げモーメントそれぞれに着目した動的係数の両者を統一形式で表わすこと、および曲げモーメントだけに着目して表わすことを試みる。

#### (1) たわみと曲げモーメントによる設計動的係数

Fig. 2 に示した単純鋼桁橋におけるたわみの動的係数の近似式を新たに表わしたのが Fig. 4 である。なお、図中の  $n$  は径間数を示し、単純桁橋の場合は  $n=1$  である。この図では、比較のために、おもな国の衝撃係数の現行規定と従来の研究<sup>3),4)</sup>で提案されている値をも示している。単純鋼桁橋で得た動的係数の近似式と著者らによる曲線 D とを比較すると、3 径間連続鋼桁橋の方が約 30% 小さい値となっている。

単純鋼桁橋で得た動的係数の近似式と曲線 A とを比較した場合、支間長が 27 m 以下での近似式は曲線 A よりも大きい値となっており、わが国の現行規定は、このような短支間橋梁に対して活荷重による動的影響を過小評価しているものと思われる。一般に、短支間橋梁は固有周期がきわめて短く、このような橋梁に動的影響を与えるのは、短い周期をもち、載荷台数も 1 台か 2 台の自

動車荷重であり、また路面の不整などに基づくものが多い。したがって、短支間橋梁では、路面の平坦性が保証されるならば衝撃係数を小さくしてもよいが、実際の路面性状<sup>5)</sup>を考えた場合、活荷重による橋梁の動的応答が非常に敏感であることから、活荷重に対する動的影響を多少多めに見積って設計することが必要であろう。また、支間長が 27 m 以上の場合、曲線 A よりも近似式の値が小さく、支間長の増大によってその差はさらに顕著となる。このような支間長に対して、わが国の現行規定は橋梁の動的影響を過大評価していると思われる。橋梁の支間長が長くなれば、一般に死荷重応力に比べて活荷重応力が小さくなることから、わずかの活荷重応力の増加は、設計上、問題にならない。むしろ、衝撃係数の値をできるだけ下げて、設計を合理化し、経済的な設計をすることが肝要であろう。

続いて、Fig. 3 に示した単純鋼桁橋における曲げモーメントの動的係数の近似式を新たに表わしたのが Fig. 5 である。いま、単純鋼桁橋で得た動的係数の近似式と著者ら<sup>2)</sup>による曲線とを比較すると、2, 3, 4, 5 径間連続鋼桁橋の方がそれぞれ約 21, 36, 44, 50% 単純鋼桁橋の動的係数より小さい値を示している。これは、文献 2) でも指摘したように、径間数の増加によって橋梁全体の質量が橋梁の応答にそのまま効いていることによるものと思われる。また、単純鋼桁橋で得た動的係数の近似式と曲線 A とを比較すると、支間長が 20 m 付近で現行規定を若干超えているが、それ以上の支間長では曲線 A の方が大きい値となっている。この傾向は連続鋼桁橋の径間数の増加によってさらに顕著となることが認められる。このことから、たわみの場合と同様、曲げモーメントに着目して動的係数を検討した場合でも、支間長が長くて、また連続桁橋のように多くの径間数をもった道路鋼桁橋に対しては、衝撃係数の値を下げて設計を合理化することが必要であろう。

なお、Fig. 5 には示していないが、著者らは連続桁橋の中間支点部に対する動的影響を文献 2) で検討した。

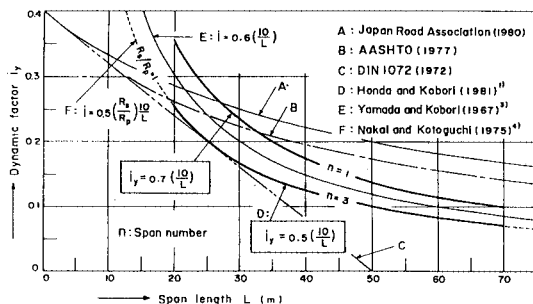


Fig. 4 Dynamic factor of deflection of highway steel girder bridges.

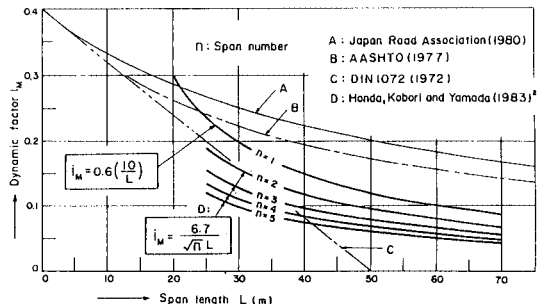


Fig. 5 Dynamic factor of bending moment of highway steel girder bridges.

そして、2～5 径間連続鋼桁橋の径間数  $n$  と支間  $L$  を考慮に入れて、曲げモーメントに着目した中間支点部での動的係数  $i_w = 9.0 / (\sqrt{n} L)$  を提示した。

以上のような動的係数に対する考察から、本文では、道路鋼桁橋の自動車荷重に対する動的影響として、たわみと曲げモーメントに着目した設計動的係数  $i$  を、支間長  $L$  と径間数  $n$  を考慮して次式に示す。

$$i = i_1 \cdot i_2 \cdot i_3 \cdot i_0 \left( \frac{10}{L} \right) \leq 0.4, \quad L \geq 20 \text{ m} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $i_1$  は道路鋼桁橋の動的影響を評価する際にたわみ、あるいは曲げモーメントのいずれかに着目するかを表わす係数、 $i_2$  は動的係数を算出する際の適用部が径間部か中間支点部かを表わす係数、 $i_3$  は橋梁形式が単純鋼桁橋か連続鋼桁橋かを表わす係数、そして  $i_0$  は基準動的係数である。これら各係数のとる具体的な数値を示したのが Table 2 である。

Table 2 Design dynamic factor of deflection and moment of highway bridges ( $L \geq 20$  m).

$i = i_1 \cdot i_2 \cdot i_3 \cdot i_0 \left( \frac{10}{L} \right) \leq 0.4$		
$i_1$	Bending moment	1.0
	Deflection	1.2
$i_2$	Span	1.0
	Intermediate support	1.35
$i_3$	Simple girder bridge	0.9
	Continuous girder bridge ( $n$ : Span number)	$1/\sqrt{n}$ , $2 \leq n \leq 5$
$i_0$	Standard dynamic factor	0.67

なお、ここで式(5)に対して若干の考察を加える。

第1は、 $i$ の最大値0.4についてである。Fig. 2, 4でも指摘したように、載荷自動車が1台のような日常的な荷重を受ける短支間橋梁では、活荷重に対する橋梁の動的影響は非常に敏感である。このような短支間橋梁に対する設計動的係数の最大値としては、Fig. 2, 3に示した支間長が20 mにおける動的係数の平均値にその標準偏差を加えた値を最大値に考え、取扱いの簡単な数値として0.4を採用した。

第2は、たわみに着目して動的係数を求める場合、連続桁橋における中間支点上のたわみが零となるため、中間支点部での動的影響が評価できなく、動的係数の取扱いに問題が残る点である。しかし、その評価は困難であることから、式(5)では連続鋼桁橋の中間支点部における動的影響を曲げモーメントに着目して求めた動的係数の結果<sup>2)</sup>に準拠した。

(2) 曲げモーメントによる設計動的係数

曲げモーメントに着目した道路鋼桁橋の設計動的係数  $i$  を、式(5)と同様な形式で次式に示す。

$$i = i_1 \cdot i_2 \cdot i_0 \left( \frac{10}{L} \right) \leq 0.4, \quad L \geq 20 \text{ m} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $i_1$  は動的係数を算出する際の適用部が径間部か中間支点部かを表わす係数、 $i_2$  は橋梁形式が単純鋼桁橋か連続鋼桁橋かを表わす係数、 $i_0$  は基準動的係数である。Table 3にこれら各係数の数値を示す。

Table 3 Design dynamic factor of moment of highway bridges ( $L \geq 20$  m).

$i = i_1 \cdot i_2 \cdot i_0 \left( \frac{10}{L} \right) \leq 0.4$		
$i_1$	Span	1.0
	Intermediate support	1.35
$i_2$	Simple girder bridge	0.9
	Continuous girder bridge ( $n$ : Span number)	$1/\sqrt{n}$ , $2 \leq n \leq 5$
$i_0$	Standard dynamic factor	0.67

4. あとがき

本文で示した設計動的係数は、現行示方書における衝撃係数の算出法に比べると多少複雑な形式で表わされている。しかし、単純鋼桁橋と多径間連続鋼桁橋を統合したより一般性のある道路鋼桁橋の動的影響を一つの遅減関数で評価でき、その際たわみ、あるいは曲げモーメントに着目したいずれの動的係数も算出できることは現行の衝撃係数よりも合理的で、また有用であると思われる。

参考文献

- 1) 木田・小堀：走行自動車による3径間連続鋼桁橋の動的応答と衝撃係数，土木学会論文報告集，No. 313, pp. 13～22, 1981年9月。
- 2) 木田・小堀・山田：多径間連続鋼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，No. 331, pp. 65～73, 1983年3月。
- 3) 山田・小堀：活荷重に対する道路橋の動的応答—衝撃係数—に関する研究，土木学会論文集，No. 148, pp. 40～50, 1967年12月。
- 4) Nakai, H. and Kotoguchi, H. : Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of JSCE, No. 244, pp. 117～128, December, 1975.
- 5) 木田・城戸・梶川・小堀：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年11月。

(1984. 1. 13・受付)