

自動車走行モードと道路橋の衝撃係数

TRAFFIC MODE AND IMPACT COEFFICIENTS OF HIGHWAY BRIDGES

横山功一*・井上純三**

By Koichi YOKOYAMA and Junzo INOUE

Dynamic responses of highway bridges induced by moving vehicles are taken into consideration of impact in design of bridges, namely multiplying live loads by impact coefficient which is a function of span length or loading length of live load. Relationship between live load and impact coefficient is not independent of traffic condition, because traffic speed varies with traffic volume and traffic congestion often occurs due to traffic accidents and traffic signal.

In this paper, static and dynamic responses of highway bridges corresponding various traffic modes are calculated by Monte Carlo simulation and it is clarified that the maximum response is given by traffic congestion mode in case of a bridge with a longer span, therefore, the effects of impact are ignored in such case.

Keywords : impact coefficients, highway bridges, design code

1. まえがき

わが国の道路橋示方書では道路橋に対する自動車走行時の動的効果を衝撃として考慮するようになっており、活荷重を衝撃係数により割増している。このとき衝撃係数は支間長あるいは活荷重載荷長の遞減関数として表わされている¹⁾。現行の衝撃係数は基本的には諸外国の規定を参考にしつつ経験的に設定されたものと考えられている。このため以前から衝撃係数に対する理論的、実験的研究が数多く行われている。

現在までの衝撃係数に関する研究では橋梁の走行荷重下の動的応答解析、不規則振動解析により、現行の活荷重をベースに衝撃効果を検討している事例が多い^{2)~4)}。一方、最近許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行する動きと対応して、荷重値の確率論的アプローチに基づく詳細な検討が行われるようになっている。活荷重と衝撃は自動車列の走行状態との関連で独立には取り扱えないものと考えられる。実交通流では交通量が変化するとそれに伴って車速も変化し、また信号交差点や事故などにより橋梁上においても走行状態、渋滞状態などさまざま

ざまな自動車走行モードが発生する。設計において用いる衝撃係数の検討を行う際には、走行モードの違いについて検討し、活荷重と衝撲との組合せで橋梁の最大応答を与える走行条件を把握しておく必要があろう。

本文では、単純桁橋の自動車走行シミュレーションにより、走行モードと衝撃係数の関係を求め、支間長が大きくなると渋滞状態が最大応答を与えることとなり、活荷重の割増し分としての衝撲の影響を考慮しなくてもよい可能性があることを示した。

2. 橋の動的応答シミュレーション解析

(1) シミュレーションモデル

シミュレーション解析では、路面の凹凸を考慮した車両-橋梁の連成系の運動方程式(連立微分方程式)を立て、数値積分により時刻歴応答を求める。計算プログラムは昭和51年頃より土木研究所において開発されてきたもの⁵⁾で、その詳細はここでは省略する。

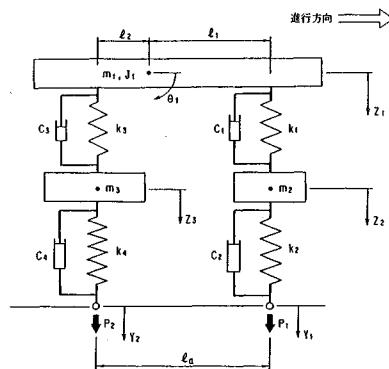
a) 橋梁のモデル化

橋梁を一本の棒部材と仮定した。すなわち橋梁諸元を支間長、単位長さ当たりの質量、曲げ剛性で代表させた。また伸縮装置部通過時の衝撲は考慮しないこととし、応答の初期値はすべてゼロと設定した。

b) 車両のモデル化

* 正会員 工修 建設省土木研究所構造橋梁構造研究室
長(〒305 つくば市大字旭1)

** 正会員 工修 建設省土木研究所企画部橋梁計画官



車軸間距離	$\ell_0 = 3.85 \text{ m}$	前輪リフースプリングばね定数	$k_1 = 150,000 \text{ kgf/m}$
前輪と重心間距離	$\ell_1 = 2.84 \text{ m}$	前輪タイヤ減衰係数	$C_1 = 200 \text{ kgf.s/m}$
後輪と重心間距離	$\ell_2 = 1.01 \text{ m}$	前輪タイヤばね定数	$k_2 = 220,000 \text{ kgf/m}$
バネ上端慣性モーメント	$J_1 = 40,000 \text{ kg.m}^2$	後輪リフースプリング減衰係数	$C_2 = 14,000 \text{ kgf.s/m}$
バネ上質量	$m_1 = 17,000 \text{ kg}$	後輪リフースプリングばね定数	$k_3 = 1,200,000 \text{ kgf/m}$
前輪バネ下質量	$m_2 = 700 \text{ kg}$	後輪タイヤ減衰係数	$C_3 = 700 \text{ kgf.s/m}$
後輪バネ下質量	$m_3 = 2,300 \text{ kg}$	後輪タイヤばね定数	$k_4 = 880,000 \text{ kgf/m}$
ショックアブソーバ減衰係数	$C_4 = 1,700 \text{ kgf.s/m}$		

図-1 20トン車モデル

表-1 橋梁諸元

支間長(m)	10	20	30	40	50	70
単位長さ当たりの重量(t/m)	10.340	10.640	10.730	11.190	12.000	7.350
曲げ剛性E/J(tN.m²)	6.74×10^4	1.25×10^4	4.14×10^4	7.98×10^4	1.30×10^5	1.47×10^5
1次固有振動数(Hz)	12.56	4.21	3.39	2.60	2.05	1.42
備考	H 彩 鋼 桥	活荷重合成橋	鋼床版橋			

車両モデルとしては、車両を図-1に示すような2軸4自由度系にモデル化し、メーカー提供の資料に基づき構造諸元を決定した。

(2) 20tf車列による単純桁の動的応答シミュレーション解析

a) 数値計算の条件

① 橋梁諸元：表-1に示すスパン10~70mまでの鋼道路橋の諸元を用いた。スパン10~50mの諸元は建設省土木構造物標準設計2車線道路のデータより、スパン70mの鋼床版箱桁橋については実設計例より引用した。

② 自動車荷重列：自動車荷重列は車両長が7m、総重量が20tf(196.1kN)の車両からなる連行車両列とした。速度と車間距離の関係を土木研究所で行われた活荷重実態調査⁶⁾を参考に、表-2のように設定した。

③ 路面凹凸：路面凹凸のパワースペクトルからシミュレートされる路面凹凸波形を用いた⁷⁾。パワースペクトル密度関数を $S(\Omega) = \alpha\Omega^{-2}$ (ただし、 Ω ：路面凹凸の空間周波数(cycle/m))とし、路面平坦性の良否を表わすパラメーターは $\alpha = 0.0806, 0.3225$ (凹凸a, bによぶ)の2種類を設定した。得られた路面凹凸波形のスペクトル図を図-2に示す。凹凸a, bはISO基準⁸⁾ではそれぞれ“極良”，“良”にランク分けされる路面平坦性レ

表-2 走行速度と車間距離

走行モード	走行速度と車間距離			
	I	II	III	IV
速度(km/h)	40	20	10	0
車間距離(m)	7.0	6.2	4.3	2.2

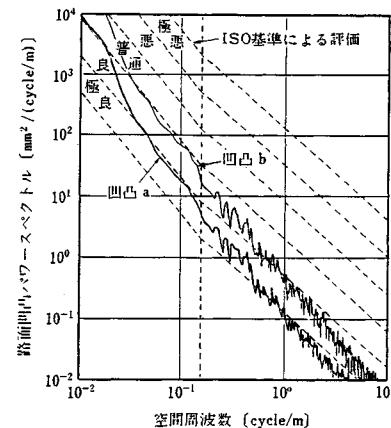
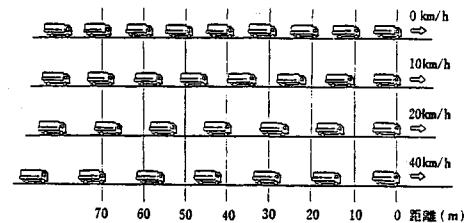


図-2 路面凹凸a, bパワースペクトル図

ベルとなっている。

b) 数値計算結果

① 動的応答倍率：各走行モードに対して得られたスパン1/2点の曲げモーメントに着目した動的応答倍率の値とスパン長の関係を図-3に示す。ここでは動的応答倍率を次のように定義した。

$$\text{動的応答倍率} = [\text{自動車荷重列の走行時動的応答(変位, 応力)} / \text{最大値}] / [\text{自動車荷重列の停止時静的応答(変位, 応力)} / \text{最大値}]$$

ただし自動車荷重列のパターンは走行時、停止時で変わらない。

スパン20~30m程度で動的応答倍率の値が大きくなる傾向がある。これは橋梁が車両振動と共に共振したためと思われる。そして、それ以上のスパンでは動的応答倍率は漸減している。一方、走行速度に関してはばらつきはあるが、速度が大きい方が動的応答倍率の値は大きくなっている。しかし車両と橋梁の共振が現われるスパン20mの場合を除き、その差はそれほど大きくはない。また、凹凸aとbでは動的応答倍率が倍程度異なるってお

り、実路面凹凸高で倍だけ異なっていることとほぼ対応している。

(2) 橋梁応答：動的応答倍率と同様にスパン 1/2 点の曲げモーメント応答について走行モードごとに応答最大値を求めた結果を図-4 に示す。スパン長の増加とともに最大曲げモーメントは増加するが、最大応答を与える走行モードは短スパンでは走行状態、中～長スパン橋梁では渋滞状態となった。これは走行時と渋滞時での載荷台数の違いが短スパンでは小さいのに対し、長スパンでは大きいこと、また動的応答倍率の値が短スパンでは比較的大きいのに対し、長スパンでは小さくなることに対応している。最大応答を与える走行モードが変化する限

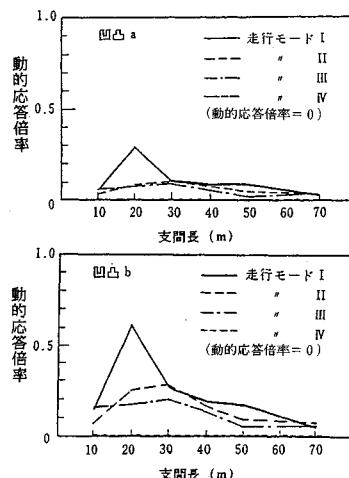


図-3 動的応答倍率

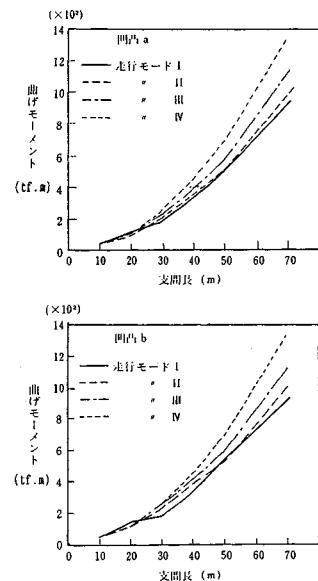


図-4 走行モードと橋梁応答（曲げモーメント）

界スパン長は路面平坦性の良否のほか、走行条件、すなわち速度と車間距離の設定の仕方によっても変化する。

(3) 限界状態活荷重に対する衝撃の影響に関する検討

(2)において用いた荷重列はすべての車両が 20 tf 車からなる荷重列であり、実際の橋梁の限界状態を与える自動車荷重列とは異なっている。そこでここでは活荷重列として、完全渋滞時を対象とした活荷重シミュレーション⁸⁾で最大曲げモーメントを与えた荷重列を用い、これが低速走行または通常走行したときの動的応答解析を行い、限界状態活荷重に対する衝撃の影響（走行モードの影響）について検討した。

a) 検討の条件

① 橋梁諸元：活荷重シミュレーションで検討が行われたスパン 20 m, 60 m, 120 m の橋梁を対象とした。これらの諸元を表-3 に示す。

② 自動車荷重列：活荷重シミュレーションにより得られた最大曲げモーメント発生荷重列（大型車混入率 40%，渋滞回数 600 回/日）に対して、これが低速走行および通常走行したときの車間距離を与えた。最大曲げモーメント発生荷重列を図-5 に、各走行状態における車間距離を表-4 に示す。

③ 路面条件：パワースペクトルによる路面平坦性評価で、極良、良、普通（それぞれ凹凸 a, b, c と表示）にランク分けされる 3 種の路面凹凸波形を用いた。

b) 走行モードの影響

走行モードの影響について検討するために、完全渋滞、低速走行、通常走行の各ケースについて桁の最大発生曲げモーメントを整理した結果を表-5 に示す。

スパン 20 m の場合、速度が大きく、路面平坦性が良くないケースについては、低速走行、通常走行時の最大発生曲げモーメントが完全渋滞時の曲げモーメントを上回る値となった。曲げモーメント比でみると、動的効果を

表-3 橋梁諸元

スパン	20 m	60 m	120 m
形式	建設省標準設計 H 形鋼橋 幅員等号 12, 床版厚係数 1.20 幅員 = 2.2 m	単純箱桁橋 P.C. 床版 床版厚係数 1.20 幅員 = 9.7 m	単純鋼床版箱桁橋 幅員 = 9.7 m
単位長さ当たり質量 (kgf/m)	12,230	12,020	8,530
断面 2 次モーメント (m^4)	0.0714	0.45	1.66

表-4 走行速度と車間距離

	完全渋滞	低速走行	通常走行
速度 (km/h)	0	20	40, 60 (スパン 20 mのみ)
車間距離 (m)	2.0	6.2	7.0

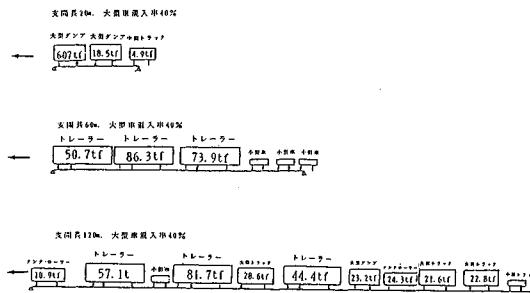


図-5 最大曲げモーメント発生荷重列

考慮した場合の曲げモーメントは、完全渋滞時の曲げモーメントと比較して最大14%程度大きくなつた。

一方スパン 60 m, 120 m の場合は完全渋滞時の曲げモーメントが低速走行時の曲げモーメントより大きくなつた。

(4) L 荷重衝撃規定に関する考察

以上のシミュレーション解析より自動車荷重列による単純桁の最大応答は短スパンの場合走行状態で、長スパンの場合渋滞状態で生じることがわかる。設計基準においては自動車荷重列を活荷重としてモデル化し、動的効果を衝撃係数として活荷重を割増すこととすれば、渋滞状態が支配的となるあるスパン長以上は衝撃係数をゼロとして良いことになる。

また短スパンでの衝撃係数が活荷重と最大動的応答との比で決まるため、その値は活荷重シミュレーション結果から設定される活荷重の大きさに関係し、動的応答解析のみからは決定することはできない。

3. 結論

異なる走行モードにある自動車荷重列に対する橋梁の動的応答シミュレーション解析を実施し、活荷重に対する衝撃係数について検討した。今回の検討では単純桁橋を対象とし、複数車線の影響、偏心走行による影響などは含まれていないが、ここで明らかになった事項を以下にまとめた。

(1) 活荷重による橋梁の動的応答には、スパン長のほか、走行条件(速度と車間距離)、路面凹凸の良否が関係している。短～中スパンで橋梁振動系と車両振動系が共振した場合動的応答倍率が大きくなるが、長スパンでは動的応答倍率はスパン長の過減閑数となっている。路面凹凸の良否が衝撃係数に及ぼす影響が大きいので、衝撃係数値の設定には橋梁路面平坦性レベルの実態に基づき、ある程度安全側のレベルを設定する必要がある。

(2) 異なる走行モードにある自動車荷重列に対するシミュレーション結果により、短スパン橋梁では走行時が、中～長スパン橋梁では渋滞時が橋梁の最大応答を与

表-5 走行モードの影響比較

スパン (m)	区 分 (km/h)	路面凹凸 (mm)	架 管 (mm)	曲げモーメント比 (曲げモーメント/完全渋滞曲げモーメント)	
				曲げモーメント (tf.s)	曲げモーメント比 (曲げモーメント/完全渋滞曲げモーメント)
20	0 (完全渋滞)	—	8.58	314	1.00
	20	a b c	6.91 7.23 7.86	286 298 322	0.91 0.95 1.03
	40	a b c	7.18 7.61 8.47	298 315 350	0.95 1.00 1.11
	60	a b c	7.48 7.88 8.71	308 324 358	0.98 1.03 1.14
	0 (完全渋滞)	—	78.4	2063	1.00
	20	a b c	69.6 71.4 75.3	1812 1834 1911	0.88 0.89 0.93
	60	0 (完全渋滞)	231	5481	1.00
	20	a b c	190 190 192	4596 4626 4686	0.84 0.84 0.85
	120	0 (完全渋滞)	—	—	—

える自動車荷重条件となった。すなわち短スパン橋梁では衝撃を伴った通常の走行状態が、中～長スパン橋梁では動的応答を含まない完全渋滞時が走行状態より大きな曲げモーメント応答を与える。

(3) 設計においては自動車走行による動的効果を考慮する衝撃係数はスパン長の過減閑数になっているが、長スパン橋梁に対しては、設計 L 荷重について衝撃の影響を考慮しなくてもよい可能性がある。

参考文献

- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，1990年2月。
- 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年10月。
- 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年4月。
- 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年10月。
- 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, 1978年3月。
- 藤原 稔・岩崎泰彦・田中良樹：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料，No. 2539, 1988年1月。
- 兼重一郎：自動車走行時振動のパワースペクトル解析、自動車技術，第18卷，第14号，pp.261～267, 1964年。
- ISO: Proposals for Generalized Road Inputs to Vehicles, ISO/DIS2631, pp.1～7, 1972年。

(1990.6.23・受付)