

斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について

DYNAMIC RESPONSE AND IMPACT COEFFICIENTS OF CABLE-STAYED GIRDER BRIDGES TO MOVING VEHICLES

川谷 充郎*・本田 義人**

By Mitsuo KAWATANI and Yoshito HONNDA

The author investigated theoretically and experimentally dynamic response and impact coefficients of cable-stayed girder bridges under moving vehicles in a former study. He presented the impact coefficients for the main girder, the tower and the cables, based on dynamic analyses using a series of moving vehicles modeled as one-degree-of-freedom system, keeping the headway equal to the fundamental natural period of the bridge on an idealized smooth surface of roadway. It has been recently reported that a road surface roughness and a modelling of moving vehicles affected considerably dynamic response of girder bridges. In this study the effects of these factors on the dynamic response of cable-stayed girder bridges are investigated through simulation analyses. Root mean square values of dynamic response taking account of roadway roughness are compared with dynamic increment factors presented in the former study.

1. まえがき

筆者は、斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数に関して、過去に理論的および実験的研究を行った¹⁾。そこでは、路面を平滑と仮定し、1台の自動車を1自由度振動系にモデル化し、それらの車頭時間を橋の基本固有周期に一致させた、いわゆる共振車頭間隔を保って、それらが連行する場合について動的応答解析を行い、衝撃係数について考察した。一方、これまでの桁橋の走行荷重による動的応答に関して、路面凹凸および車両のモデル化が動的応答に及ぼす影響の大きいことが報告されている²⁾。内谷・彦坂・大塚³⁾は、路面凹凸を考慮した斜張橋の動的応答について、走行車両を固定し、定常ランダム振動の問題として取り扱った。

本研究では、路面凹凸および車両のモデル化が斜張橋の動的応答にどのような影響を及ぼすのか、シミュレーション解析により明らかにする。その上で、不規則な路面凹凸を考慮した2乗平均値応答に基づく衝撃係数と、共振車頭間隔を有する連行荷重下の動的応答解析に基づく動的増幅率 DIF を比較し、斜張橋の衝撃係数の評価について考察するものである。

* 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)

** 大分県技師 宇佐土木事務所 (〒871 中津市万田26-1)

2. 解析手法

2.1 動的応答解析

斜張橋を平面構造系の離散質量系に理想化し、マトリックス変形法により、微小変形理論に基づく橋の線形たわみ振動に関する強制振動方程式を導く。また、図-1に示すように、1台の自動車を1自由度振動系あるいは前・後輪を考慮した2自由度振動系と仮定し、さらに路面凹凸を考慮して、モード法により橋と車の連成振動方程式を求める。これをNewmark- β 法を用いて逐次積分して斜張橋の動的応答を求める¹⁾。

Newmark- β 法における積分時間間隔 Δt は、考慮した最高次振動モードに対応する固有周期の1/5~1/6とし、 $\beta=1/4$ として、収束精度1/1000以内で解を得た。

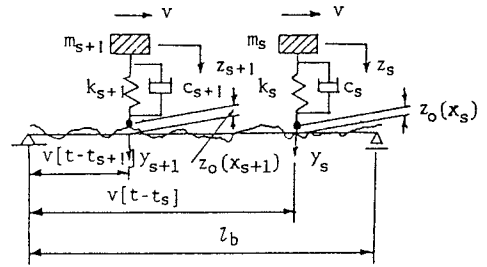
2.2 2乗平均値 (Root Mean Square)

路面凹凸を考慮した場合の走行荷重による橋の動的応答は、路面凹凸を定常確率過程と仮定すると、荷重の移動により非定常確率過程となる。そのような非定常不規則応答は、2乗平均値を用いて評価される。著者らは、そのような桁橋の走行荷重による非定常連成ランダム振動を不規則振動論に基づいて解析する手法を示した⁴⁾。その非定常不規則振動解析を、考慮すべき振動モード次数の多い斜張橋に適用するのは、計算機の容量および計算時間の点から実際的ではない。そこで、ここでは2乗平均値をシミュレーション解析により求めることにする。シミュレーション解析では、路面凹凸をモンテカルロ法に基づき、パワースペクトルから乱数により合成する⁵⁾。このようにして得られる数多くの路面凹凸波形のサンプル関数ごとに、連行荷重列による動的応答解析を行い、アンサンブル平均により2乗平均値を次式を用いて求める。

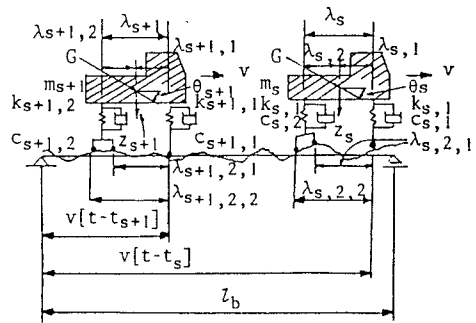
$$R.M.S.(t,x) = \sqrt{\sum_{i=1}^N \{y_i(t,x) - \bar{y}(t,x)\}^2 / N} \quad (1)$$

ここに、図-2に示すように、 $y_i(t,x)$ 、 $\bar{y}(t,x)$ はそれぞれ路面凹凸を考慮した場合および路面を平滑とした場合の時刻 t での動的応答値であり、 N は路面凹凸波形のシミュレート数である。

ここでは、走行荷重による橋梁の非定常不規則応答の評価として、静的応答値が最大となる荷重位置（時



(1) 1自由度振動系



(2) 2自由度振動系

図-1 走行車両モデル

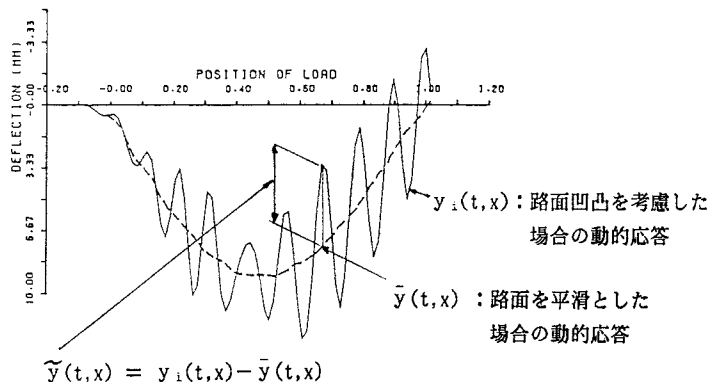


図-2 動的応答曲線の模式図

刻)における2乗平均値を用いる。

3. 解析モデル

3.1 橋 梁

図-3に示すように、斜張橋を節点数65の離散質量系に理想化したモデルを用いる。斜張橋の構造諸元を表-1に掲げる。

61自由度振動系に関する固有値解析の結果、1次および2次の固有振動数はそれぞれ0.350Hz(対称モード)、0.394Hz(逆対称モード)であった。動的応答解析において考慮すべき振動モード次数は、静的たわみおよび静的曲げモーメントに対して5%以内の精度で収束させるために49次(固有振動数31.46Hz)となった。ただし、ここでは動的応答解析の計算効率を上げるため、動的応答の評価に有意な差のないことを確認の上、37次(固有振動数19.26Hz)までの振動モードを用いた。

斜張橋の対数減衰率は、表-1に示すように、安全側に0.02と仮定した¹⁾。

3.2 走行荷重

走行荷重のモデルとしては、図-1に示したような、ばね下質量を無視した1自由度系モデルと、実際のダンプトラックを適切にモデル化した前輪1軸および後輪2軸を有する2自由度系モデルを用いる²⁾。2自由度系モデルの車両寸法を図-4に示す。連行荷重列として、共振車頭間隔(車頭時間が橋の対称1次固有周期に等しい)を有する荷重列¹⁾および道路橋示方書のL荷重に相当するようなL-20相当荷重列を用いる。それらの走行荷重の諸元を表-2に掲げる。

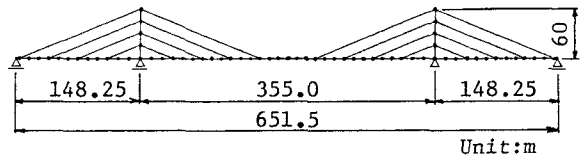


図-3 斜張橋解析モデル

表-1 斜張橋構造諸元

主 桁	断面2次モーメント (m ⁴)	2.1021~2.9197
	単位重量 (t/m)	18.18
	ヤング係数 (t/m ²)	2.1×10^7
塔	断面2次モーメント (m ⁴)	0.6709~1.7036
	単位重量 (t/m)	3.00 ~6.09
	ヤング係数 (t/m ²)	2.1×10^7
ケーブル	断面積 (m ²)	0.0597~0.0767
	ヤング係数 (t/m ²)	2.0×10^7
対数減衰率		0.02

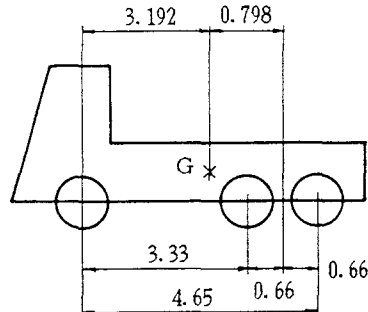


図-4 2自由度振動系車両寸法

表-2 車両諸元

荷重列	共振車頭間隔を有する荷重列	L-20相当荷重列
総重量(t)	50.0, 39.3	20.0, 15.0
自由度	1 or 2	1 or 2
固有振動数(Hz)	3.0	3.0
慣性モーメント(tm ²)	135.0, 100.11	50.94, 36.21
減衰定数	0.03	0.03
走行速度(m/s)	16.7	11.1
車頭間隔(m)	47.628	14.0
連行台数	3	7

3.3 路面凹凸スペクトル

路面凹凸パワースペクトルは、次式により表している。

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

ここに、 Ω は路面周波数を示す。この式において、パラメータ値を $\alpha=0.003\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ 、 $\beta=0.02\text{c}/\text{m}$ 、 $n=2.5$ とする。この値は、昭和58年に阪神高速道路における路面凹凸実測結果に基づいて決定した⁶⁾。このようなパラメータ値を有する路面凹凸スペクトルをISO評価基準とともに図-5に示す。乱数発生により、そのようなスペクトルを有する路面凹凸波形を30ケース作成する。そのシミュレート法は文献5)と同様の方法によった。

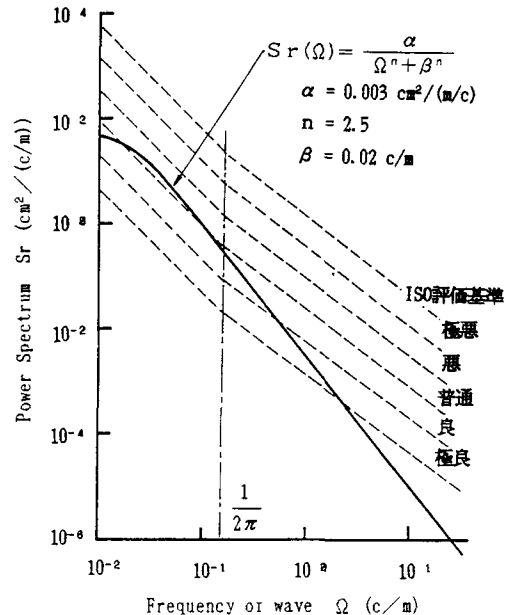


図-5 路面凹凸パワースペクトル

4. 解析結果

4.1 動的増幅率

2章に示した解析法を用いて、路面の状態、車両モデルの自由度数ならびに車頭間隔を変えて解析を行い、それぞれが動的応答に及ぼす影響について調べる。たわみ、曲げモーメントおよびケーブル軸力の代表的な動的増幅率 DIF を表-3に掲げる。それらの動的応答曲線の例を図-6から図-8に示す。なお、動的増幅率 DIF の定義については文献1)および5)を参照されたい。

(1) 車両モデル化の影響

表-3より、路面平滑走行の場合は、共振車頭間隔を有する荷重列による DIF および L-20相当荷重列による DIF 共に、車両モデル化の相違の影響は非常に小さい。一方、路面凹凸を考慮した場合は、2種類の荷重列による DIF 共に車両のモデル化の相違の影響を受ける。すなわち、走行車両を前後輪を考慮した2自由度振動系にモデル化した場合は、1自由度振動系にモデル化した場合に比べて、応答振幅が小さくなり、DIF が小さくなる。

(2) 路面凹凸の影響

路面凹凸の動的応答に及ぼす影響について、動的増分に注目すると表-3に掲げるように、路面凹凸の影響は共振車頭間隔の場合よりもL-20相当荷重列の場合に大きい。この原因は、共振車頭間隔の場合には、荷重の橋への進入時間間隔に基づく共振現象により動的応答が大きくなっているため、さらに路面凹凸が加わってもその影響がL-20相当荷重列の場合ほどに顕著に現れないためと考えられる。また、車両を1自由度系

表-3 動的増幅率の比較

荷重列		共振車頭間隔を有する荷重列				L-20 相当荷重列			
路面凹凸		平滑		凹凸有り		平滑		凹凸有り*	
荷重モデルの自由度		1	2	1	2	1	2	1	2
たわみ	中央径間中央部	1.0964	1.0949	1.1190	1.1051	1.0034	1.0032	1.0197	1.0129
曲げモーメント	中央径間中央部	1.0550	1.0484	1.4167	1.2345	1.0080	1.0064	1.1584	1.0782
ケーブル軸力	中央径間最下段	1.0680	1.0586	2.0137	1.6022	1.0076	1.0063	1.1419	1.0719
ケーブル軸力	中央径間最上段	1.0822	1.0829	1.1258	1.1017	1.0049	1.0042	1.0200	1.0128

*L-20相当荷重列の凹凸有りのDIFは、30ケースの平均値

にモデル化するよりも、2自由度にモデル化の方が路面凹凸の動的応答に及ぼす影響は小さくなっている。

さらに、路面凹凸の動的応答に及ぼす影響は、桁のたわみおよび最上段ケーブル軸力よりも桁の曲げモーメントおよび最下段ケーブル軸力において顕著である。これは次のように考えられる。図-6に示す1台走行での各々の応答曲線から明らかなように、たわみと最上段ケーブル軸力の応答は、周期の長い低次振動モードに大きく支配される。それで、路面不整を考慮することによる約3Hzの周波数成分を有する外力（車両の上下振動による）の増加にはあまり影響されない。一方、曲げモーメントと最下段ケーブル軸力の応答は、高次の振動モードまで影響を受けるので路面不整の影響が大きくなる。

(3) 車頭間隔の影響

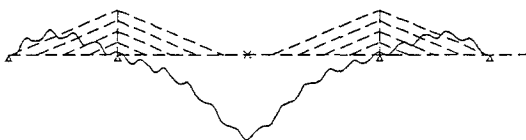
連行荷重列の車頭間隔が動的応答に及ぼす影響について、表-3より、共振車頭間隔を有する荷重列の場合は、L-20相当荷重列の場合に比べてDIFは格段に大きくなっている。これは、図-7より共振車頭間隔を有する荷重列の場合は、荷重の橋への進入時間間隔に基づく共振現象により動的応答が大きくなっているからである。

4.2 衝撃係数の評価

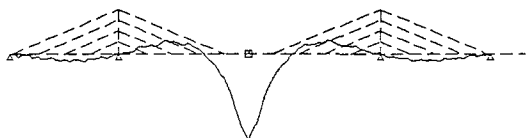
路面凹凸の影響を考慮して衝撃係数の評価を行うために、30ケースの路面凹凸波形を発生させ、それぞれについて2自由度系にモデル化したL-20相当荷重列による動的応答解析を行い、各着目点ごとに2乗平均値応答を求めた。アンサンブル平均により2乗平均値を求めるとき、シミュレーション解析の回数が問題であり、文献5)における桁橋の動的応答解析の場合は50回としている。数10回程度のシミュレーション解析から得られる2乗平均値応答は図-9(1)に示すように変動が激しい。ここでは計算効率を上げるため、シミュレーション解析を30回とし、図-9(2)に示すように2乗平均値応答の移動平均をとり、静的応答値が最大となる荷重位置における2乗平均値を静的応答最大値で除して表-4のr.m.s.の欄に掲げる。この無次元化された2乗平均値および路面平滑とした場合の動的増幅率 DIF_{flat} を用いて衝撃係数を次式により定義する。

$$i_{rms} = DIF_{flat} + 2 \times r.m.s. \quad (3)$$

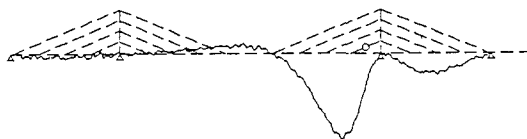
DYNAMIC RESPONSE OF DEFLECTION OF GIRDER
BRIDGE = YAMATOAWA
INDU = 0. INDN = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FP(1) = 20.0



DYNAMIC RESPONSE OF BENDING MOMENT
BRIDGE = YAMATOAWA
INDU = 0. INDN = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FP(1) = 20.0



DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE
BRIDGE = YAMATOAWA
INDU = 0. INDN = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FP(1) = 20.0



DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE
BRIDGE = YAMATOAWA
INDU = 0. INDN = 0.
NVEH = 1. IDEG = 1.
FP(1) = 20.0

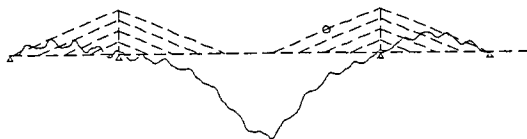
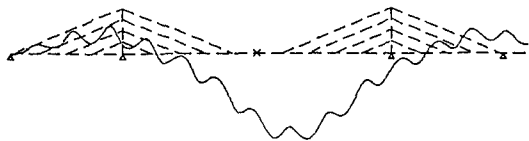
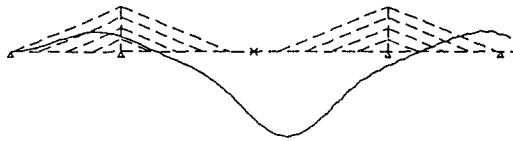


図-6 動的応答曲線（1自由度系車両，1台走行，路面平滑）

DYNAMIC RESPONSE OF DEFLECTION OF GIRDER
 BRIDGE = YAMATOAWA
 INOU = 0. INON = 0.
 NYEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



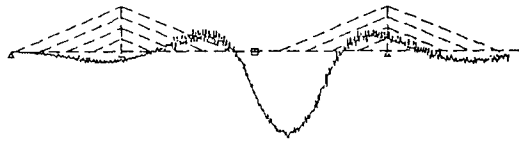
DEFLECTION OF GIRDER



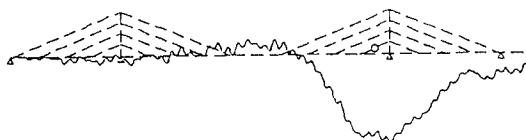
DYNAMIC RESPONSE OF BENDING MOMENT
 BRIDGE = YAMATOAWA
 INOU = 0. INON = 0.
 NYEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



BENDING MOMENT OF GIRDER



DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE
 BRIDGE = YAMATOAWA
 INOU = 0. INON = 0.
 NYEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



AXIAL FORCE OF CABLE



DYNAMIC RESPONSE OF AXIAL FORCE OF CABLE
 BRIDGE = YAMATOAWA
 INOU = 0. INON = 0.
 NYEH = 3. IDEG = 1.
 FP(1) = 39.0 53.0 39.0



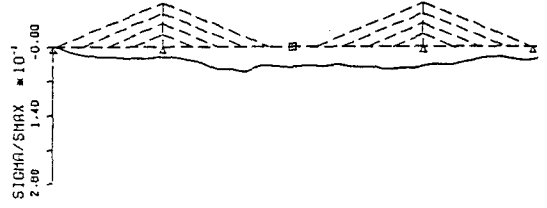
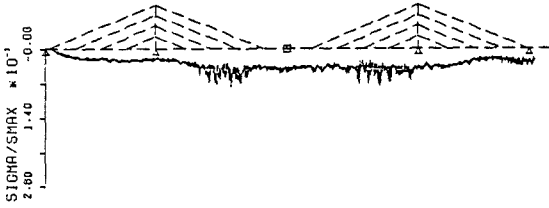
AXIAL FORCE OF CABLE



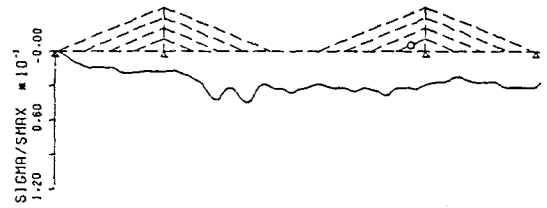
図-7 動的応答曲線（1自由度系車両，
共振車頭間隔を有する荷重列，路面平滑）

図-8 動的応答曲線（2自由度系車両，
L-20相当荷重列，路面凹凸有り）

ROOT MEAN SQUARE OF BENDING MOMENT
 BRIDGE = YAMATOGAWA
 NVEH = 7. IDEG = 2. VV (M/S) = 11.1 DISTANCE (M) = 14.00
 FP(1) = 15.0 15.0 15.0 20.0 15.0 15.0 15.0



ROOT MEAN SQUARE OF AXIAL FORCE OF CABLE
 BRIDGE = YAMATOGAWA
 NVEH = 7. IDEG = 2. VV (M/S) = 11.1 DISTANCE (M) = 14.00
 FP(1) = 15.0 15.0 15.0 20.0 15.0 15.0 15.0



(1) 30ケースの動的応答解析結果による r.m.s.

(2) 移動平均後の r.m.s.

図-9 2乗平均値応答 (2自由度系車両, L-20相当荷重列)

表-4 衝撃係数

		DIF _{flat}	r.m.s.	i _{rms}	DIF _r
緑 応 力 度	中央径間中央部	1.0082	0.0401	1.0884	1.0646
	最上段ケーブル定着部	1.0084	0.0578	1.1220	1.0550
	第2段ケーブル定着部	1.0118	0.0547	1.1212	1.0697
	中間支点	1.0091	0.0240	1.0571	1.0705
	側径間中央部	1.0127	0.0292	1.0711	1.1360
	塔 基 部	1.0089	0.0675	1.1419	1.1040
ケーブル軸力	最下段ケーブル(中央)	1.0063	0.0318	1.0699	1.0680
	最下段ケーブル(側)	1.0070	0.0308	1.0686	1.0792
	最上段ケーブル(中央)	1.0042	0.0052	1.0146	1.0822
	最上段ケーブル(側)	1.0045	0.0047	1.0139	1.0612

* DIF_r は 路面平滑, 1 自由度系車両が共振車頭間隔で連行する場合のDIF

衝撃係数の評価において, 2乗平均値の何倍を用いればよいのか考慮の余地があるが^{3), 6)}, ここでは文献6)と同様に, 2乗平均値の2倍を用いることとする。各着目断面ごとの i_{rms} と, 平滑な路面上を1自由度系車両が共振車頭間隔で連行する場合の動的増幅率DIF_rとを比較して, 表-4に掲げる。 i_{rms} とDIF_rの差異は高々±7%である。 i_{rms} を求めるためには路面凹凸波形のサンプル関数による動的応答解析を繰り返す必要があり, ただ1回の動的応答解析によるDIF_rを用いて衝撃係数の評価ができるなら, 計算効率の面からは効果的である。この場合の i_{rms} は, 路面凹凸スペクトル密度が3.3節に示すような条件のもとでの結果である。ここで用いた路面凹凸スペクトル密度は, 阪神高速道路における実測スペクトルに基づいて安全側に決められたものである⁶⁾。このことを考慮すれば, DIF_rにより斜張橋の衝撃係数を評価できる可能性があるかと判断される。

5. 結 論

本研究では、路面凹凸および車両のモデル化が斜張橋の動的応答にどのような影響を及ぼすのか、シミュレーション解析により明らかにし、斜張橋の衝撃係数について考察したものである。ここで得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 車両モデル化の相違による斜張橋の動的応答に及ぼす影響は、路面平滑走行の場合は非常に小さい。一方、路面凹凸を考慮した場合は、共振車頭間隔を有する荷重列による DIF および L-20相当荷重列による DIF 共に、走行車両を前後輪を考慮した2自由度振動系にモデル化した場合は、1自由度振動系にモデル化した場合に比べて、応答振幅が小さくなり、DIF が小さくなる。
- 2) 路面凹凸の動的応答に及ぼす影響について、動的増分に着目すると、路面凹凸の影響は共振車頭間隔の場合よりもL-20相当荷重列の場合に大きい。
- 3) 連行荷重列の車頭間隔が動的応答に及ぼす影響について、共振車頭間隔を有する荷重列の場合は、L-20相当荷重列の場合に比べてDIF は格段に大きくなっている。
- 4) 平滑な路面上を1自由度系車両が共振車頭間隔で連行する場合の動的増幅率 DIF_r により、斜張橋の衝撃係数を評価できる可能性があると判断される。

参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 内谷 保・彦坂 熙・大塚久哲：主桁支持方式の異なる長大斜張橋の走行車両による動的増幅率特性，構造工学論文集，Vol.33A，pp.467-474，1987.3.
- 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), October, 1988.
- 5) 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.
- 6) 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.

(1989年10月2日受付)