

道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用

On the Application of Impulse Test Method to the Vibration Measurement of Road Bridge

岡林 隆敏*

原 忠彦**

by Takatoshi OKABAYASHI, Tadahiko HARA

Several methods on the spot measurements of road bridge vibrations, have been proposed until now. The impact excitation method has such advantages as short testing time, simplicity and the possibility of test on the bridge in service. The paper reports the principle of the impact excitation method and the unique data processing methods employed therein as well as bridge examination method used in the past.

The Kabashima Bridge (Langer type) and highway bridge (plate girder) were selected as test bridges for the application of this method.

The test data obtained and the calculated results were comparatively studied, and likely problems, etc. to be dealt with in the future were forecast.

1. はじめに

都市高速道路の環境評価, 道路橋の制振, 既設橋梁の健全度評価等において, 迅速でかつ精度の高い動特性推定法が望まれている。⁽¹⁾従来から, 橋梁の振動測定には回転不平衡型起振機を用いたり, 長大橋の場合はクレーンによる重錘の昇降法などが適用され信頼性の高い結果を得ている。

また, 常時微動を高精度検出器で測定し, 不規則振動解析を行う方法などが適用されてきた。しかしながら, 前者の方法では起振機の運搬, 取り付けなど準備に多くの経費と時間が必要であるばかりか既存橋梁では長い時間の交通規制が必要となり振動試験は事実上困難である。後者は, 外力が不明なために外乱の影響が誤差として含まれる。著者らは, 実験が比較的容易で高精度の特性推定が可能な衝撃加振法の橋梁振動への適用について検討してきた。⁽³⁾⁽⁴⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾

本報告は, これまでのいくつかの実証試験をふまえて, 衝撃加振法の概要を述べる。

* 工博 長崎大学工学部機械第二工学科 助教授 (〒852 長崎市文教町1番14号)

** 三菱重工業株式会社 長崎研究所 主任 (〒851-03 長崎市深掘町5丁目717-1)

2. 衝撃加振法

2.1 衝撃加振理論

衝撃加振法は、図1に示すようにハンマで供試橋の路面上に設置したロードセルを打撃して打撃力を検知すると同時に、橋体に生じた衝撃振動加速度を加速度計により計測する。衝撃波形を $y(t)$ とすると、フーリエ変換は次式で表せる。

$$F(\omega) = \int_0^{\infty} y(t) e^{-j\omega t} \cdot dt \quad (1)$$

$F(\omega)$ は複素量で、円振動数 ω の振幅と位相を表す関数である。実数部を $R[F(\omega)]$ 、虚数部を $\vartheta[F(\omega)]$ とすれば、

$$R[F(\omega)] = \int_0^{\infty} y(t) \cdot \cos \omega t \cdot dt \quad (2)$$

$$\vartheta[F(\omega)] = \int_0^{\infty} y(t) \cdot \sin \omega t \cdot dt \quad (3)$$

となり振幅と位相は次式となる。

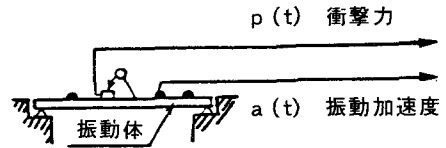
$$|F(\omega)| = \sqrt{R[F(\omega)]^2 + \vartheta[F(\omega)]^2} \quad (4)$$

$$\varphi(\omega) = \tan^{-1}\{\vartheta[F(\omega)]/R[F(\omega)]\} \quad (5)$$

衝撃力を $p(t)$ 、振動加速度を $a(t)$ とすれば、(4) (5)式を用いてそれぞれの振幅と位相は次のように表せる。

$$\left. \begin{aligned} |P(\omega)| &= \sqrt{R[p(\omega)]^2 + \vartheta[p(\omega)]^2} \\ \varphi_p(\omega) &= \tan^{-1}\{\vartheta[p(\omega)]/R[p(\omega)]\} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} |A(\omega)| &= \sqrt{R[a(\omega)]^2 + \vartheta[a(\omega)]^2} \\ \varphi_a(\omega) &= \tan^{-1}\{\vartheta[a(\omega)]/R[a(\omega)]\} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$



周波数伝達関数 $H(\omega)$ は、次式によって得る。

$$\left. \begin{aligned} H(\omega) &= A(\omega)/P(\omega) \\ \varphi(\omega) &= \varphi_a(\omega) - \varphi_p(\omega) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

図1 衝撃加振試験

2.2 モーダル曲線適合

連続系は無限自由度をもつと考えると、加振点 p と応答点 q の間の伝達関数 $H_{qp}(S)$ はモーダル表示を用いて、次のように表される

$$H_{qp} = \frac{X_q}{F_p} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{A_n(q, p)}{S - S_n} + \frac{A_n^*(q, p)}{S - S_n^*} \right] \quad (9)$$

X_q : 点 q の変位応答	S : ラプラス変換パラメータ
F_p : 点 p の加振力	σ_n : n 次モードの減衰率
S_n : n 次モードの固有値	ω_{dn} : n 次モードの減衰固有角振動数
$= \sigma_n + j\omega_{dn}$	$A_n(q, p)$: n 次モードの複素留数

(9)式で、 $S = j\omega$ とおくと周波数伝達関数 $H_{qp}(\omega)$ が得られる。

$$H_{qp}(\omega) = \frac{X_q(\omega)}{F_p(\omega)} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{A_n(q, p)}{j\omega - S_n} + \frac{A_n^*(q, p)}{j\omega - S_n^*} \right] \quad (10)$$

インパルス応答関数 $h_{qp}(t)$ は(10)式のフーリエ変換で与えられる。

$$h_{qp}(t) = \sum_{n=1}^{\infty} [A_n(q, p) e^{S_n t} + A_n^*(q, p) e^{S_n^* t}] \quad (11)$$

(10) 式の周波数伝達関数は、周波数バンドをバンド幅 (ω_a, ω_b) にとると、有限固のモードで表現できる。

$$H_{qp}(\omega) = Q_{qp} + \sum_{n=n_a}^{n_b} \left[\frac{A_n(q, p)}{j\omega - S_n} + \frac{A_n^*(q, p)}{j\omega - S_n^*} \right] + Y_{qp} \quad (12)$$

n_a, n_b : バンド (ω_a, ω_b) での最低、および最高モード番号

Q_{qp} : $n < n_a$ のモードによる残差項

Y_{qp} : $n > n_b$ のモードによる残差項

(12) 式を用いると、バンド (ω_a, ω_b) の外側にあるモードを残差項として含めることによって、バンド (ω_a, ω_b) 内のモーダルパラメータを (10) 式と矛盾なしに推定することができる。

残差項 Q_{qp} 、及び Y_{qp} は通常それぞれ「慣性拘束 (Inertia Restraint)」および「残差焼性 (Residual Flexibility)」とよばれる。

多自由度系の測定された $H(\omega)$ から、各モードのモーダルパラメータ (振動数、減衰比、固有ベクトル) を求めることは、複雑な非線形方程式をとくことになるのでここでは共振点近傍の応答には、他のモードの影響は小さいと仮定して、1自由度近似でとく方法をのべる。

単一モードに注目した周波数応答関数はバンド (ω_a, ω_b) を、その中に1個の固有モードだけを含むように選ぶと (12) 式は

$$H_{qp}(\omega) = -\frac{1}{\omega^2 M_{qp}} + \left(\frac{A_n(q, p)}{j\omega - S_n} + \frac{A_n^*(q, p)}{j\omega - S_n^*} \right) + Y_{qp}' \quad (13)$$

すなわち、バンド (ω_a, ω_b) には、 n 次モードが1個含まれており、 n 次モード以外は全て残差項 Y_{qp}' 、 M_{qp} で近似している。

Modal circle fitting (モーダル円) による方法を複素数モード系 (13) 式へ適用する場合は、次の仮定がなされている。

- ・卓越したモードについて適用すること。
- ・卓越したモードが存在する周波数域で、他のモードとの結合は弱いこと。
- ・系の減衰は比較的小さいこと。

n 次モードが卓越している周波数域での $H(\omega)$ は、上述の仮定により次のように書ける。加振点、応答点を示す添字 p, q は省略し記述する。

$$H(\omega) = \frac{A_n}{j\omega - S_n} + R + jI = \frac{u_n + jV_n}{-\sigma_n + j(\omega - \omega_{dn})} + R + jI \quad (14)$$

(14) 式の複素定数 $(R + jI)$ には、 S_n の複素共役固有値 S_n^* に関する項の寄与も含めてある。

(a) $Re\{H\}$, $Im\{H\}$ についての円の方程式は

$$\left[Re\{H\} - \left(R - \frac{u_n}{2\sigma_n} \right) \right]^2 + \left[Im\{H\} - \left(I - \frac{V_n}{2\sigma_n} \right) \right]^2 = \frac{u_n^2 + V_n^2}{4\sigma_n^2}$$

(b) 円の中心座標 (X_0, Y_0)

$$X_0 = R - \frac{u_n}{2\sigma_n}, \quad Y_0 = I - \frac{V_n}{2\sigma_n}$$

(c) 円の直径 D

$$D = \sqrt{u_n^2 + V_n^2} / 2\sigma_n = \frac{|A_n|^2}{2\sigma_n}$$

A_n : 固有値 S_n の留数

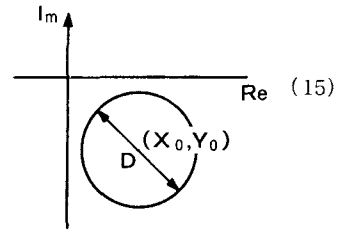


図2 モーダル円

モーダル円法は、共振点近傍での $H(\omega)$ の形がその精度を決める。また、複素平面上での $H(\omega)$ のプロットが円に近い程、パラメータの推定精度が向上する。さらに、モーダル円法は高精度の方法であるが、複雑で高度な方法であるため、利用の仕方によっては、異なる結果を示すことがあることに注意しなければならない。従ってかなり熟練が必要で、測定した $H(\omega)$ のデータが含んでいる雑音の程度、対象としたモードと他のモードの結合及びモードの減衰などの結果を判断しながら作業をすべきである。現在、いくつかのモーダルフィッティングシステムが市販されているが、モーダルフィッティングでは、固有値の数を適切に設定することが重要であるが、共振曲線をみただけでは固有値の数を把握することが難しい。また、市販のものは処理内容がほとんど公表されていないこともあって、そのまま橋梁振動に適用することは困難である。

そこで著者らは、衝撃加振試験のデータ取り込みからモーダル解析まで一貫して行うシステムを独自に作成し使用している。モーダルフィッティングは任意の周波数範囲を極座標線図にあらわし、これを見ながら固有値を設定するため、適確に固有値を把握し複雑な振動応答のものでも処理することができる。簡単な例をもとに説明する。

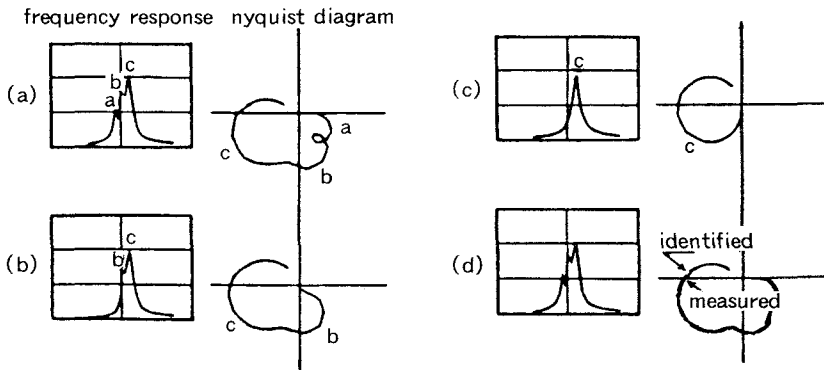


図3 モーダルパラメータの近似

図3 (a) は、a,b,cの三つのピークをもつ共振極線とその極座標表示した結果である。それぞれのモード円は真円近似している。

手順1. 最も小さいモード円(aのピーク)から、モーダルパラメータを同定し、

手順2. 全体系からのaのピークに相当するモーダル円を差し引くと図3 (b) を得る。

返す。このようにして求めたモーダルパラメータを用いて応答計算を行い実測値と比較し図3 (d) を得る。更に最小自乗法を用いて近似度を良くする。

2.3 データ処理

衝撃加振法は、有限のエネルギーしか与えることができないために、周波数あたりの励振力としては極めて小さい。そのうえ、走行車輛の振動、風や地盤振動などの外乱による振動が、ほぼ同レベルになり無視できない。一般にこのような雑音は、時間的に不規則であると考えられるために、伝達関数を加算平均することによって雑音の除去を行うことが可能である。しかし、橋梁振動の場合は、屋外でかつ、多点同時の計測

を行うことが多いので、データを一旦データレコーダに記録し、持ち帰って専用電算機で処理する。この場合、図4に示すようにデータレコーダ自身の雑音加わりS/N比が劣化する。このような雑音 $N(\omega)$ は、伝達関数での加算平均化だけでは低下させることは困難であった。

そこで、加振力をトリガーとした時刻歴波形で加算平均化を行い、平滑化された波形に対してF.F.T演算を行い伝達関数を求めると、処理時間、精度ともに向上することがわかった。図5に伝達関数での平均化、図6に時間領域での平均化の概略のフローを示したが、後者はF.F.Tの演算が一回で済むので時間短縮の他に計算誤差も減少する。後者のように時間領域での平均化が可能であるためには、加振力波形が常に一定状態に保たれている必要がある。本試験法のように、機械的に衝撃加振を行える場合は有効である。加振試験は約1分ごとに10回程度繰返す。

2.4 加振装置と特性

大小さまざまな橋梁の振動試験を行うには、加振装置もそれに適した種類が必要である。

図7に著者らが製作した3種類の加振装置を示す。

図(a)は手持ちのハンマーで最大加振力は3tonの peak force が得られ歩道橋などの小型橋梁に適用できる。

図(b)は中型の設置式ハンマーで最大加振力は20 tonの peak force を得ることができ比較的大型の橋梁の試験に適用できる。

図(c)は大型の電動式ハンマーで最大加振力は50 tonの peak force を得ることができ大型構造物の試験が可能である。しかし専用の電源を必要とするため手軽に行えない欠点があり橋梁での実績は未だない。

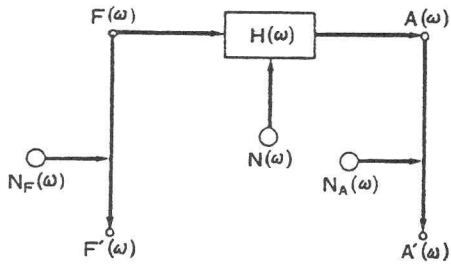


図4 シグナルフロー

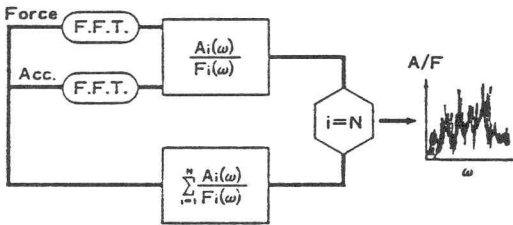


図5 伝達関数での平均化

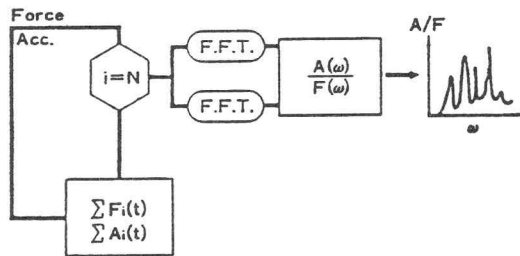


図6 時刻歴での平均化

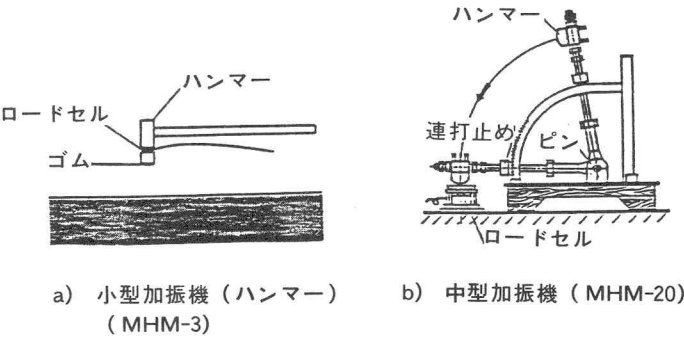
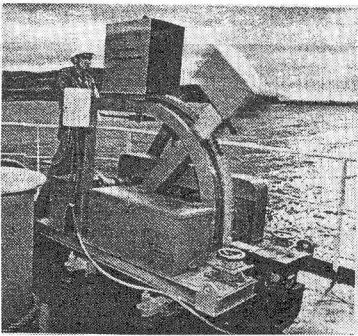


図7 衝撃加振装置



c) 大型電動式加振機（MHM-50）

加振装置の起振力周波数特性は、ハンマーの頭部につけたチップの材質で変えることができる。一般的に、図8に示すように硬いチップほど周波数特性は高いところまで平坦ではあるが、振幅レベルは低下する。このため橋梁の振動のように周波数領域が0～10 Hz程度の場合に適用するには、なるべく柔らかいチップを用いる。図9～図11に中型ハンマーにおける起振力の特性試験の結果を示すように、ゴム厚、硬度によって起振力特性を変えることができる構造とした。

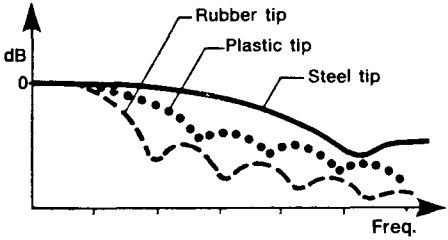


図8 加振ヘッド材料による特性

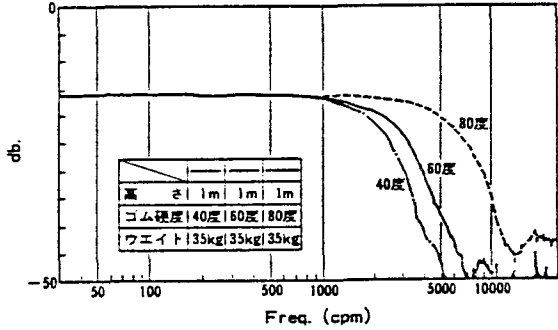


図9 衝撃波形の周波数特性

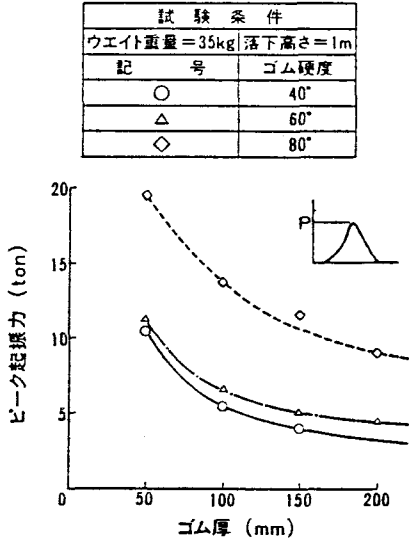


図10 ゴム厚とピーク起振力の関係

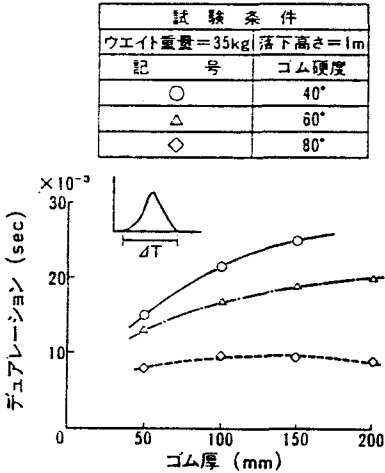


図11 デュアレーションとゴム厚の関係

3. 衝撃加振法の実橋への適用

3.1 樺島大橋の振動試験

昭和61年4月完成の樺島大橋は、長崎市の南に架設された支間長152mのランガートラスト橋で、完成後に衝撃加振法による振動試験を行った。図12に計測点及び加振点を示した。図13に支間中央での応答曲線を示した。実験では、曲げ振動とねじり振動が同時に得られるが、解析結果と比較対比するために曲げ振動のみを抽出して表1、図14に示した。

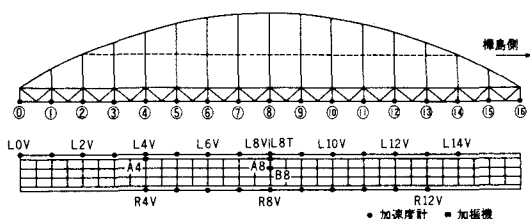


図12 計測点と加振点配置

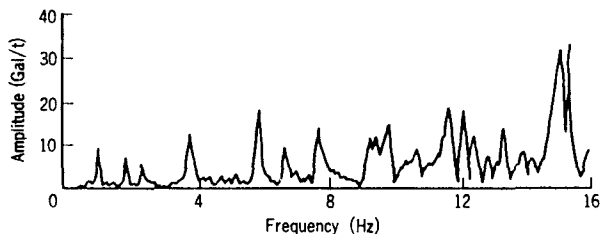


図13 樺島大橋の振動特性

実験と計算は、固有振動数・振動モード共に良く一致している。実験の4次モードが得られていないのは、いずれの加振点も振動の節位置であったためである。減衰定数は、振動数が高くなる程減少していることが分かった。

3.2 高速道路橋振動試験

衝撃加振法を適用した供用中道路橋の振動試験例として、阪神高速道路大阪一西宮線の高架橋について示す。図15に試験橋梁と計測点を示す。●印は加振機の据付位置を示すが、加振機の設置のために最外側の一車線を約2時間規制して試験を行った。図16は、それぞれ走行車両がない時、及び車両が自然通過している時の衝撃加振試験結果である。図に示した①～⑩のピークについて振動数と減衰定数を表2に示した。また、②③⑦⑧のピークに対応するモードについて実測と計算の比較を図17に示した。

高次振動の領域では、走行車両のノイズの影響が現われていると思われるが、低次域ではほぼ変わらない応答曲線を得たこと、振動モードについても計算と良く一致しているなどから、衝撃加振法が供用中道路でも適用できるものと考えられる。しかし、減衰定数は、ピークによってばらつきが大きく、構造特性なのかデータ処理に起因するものかは現時点では不明な点があるので、今後、更に検討が必要である。

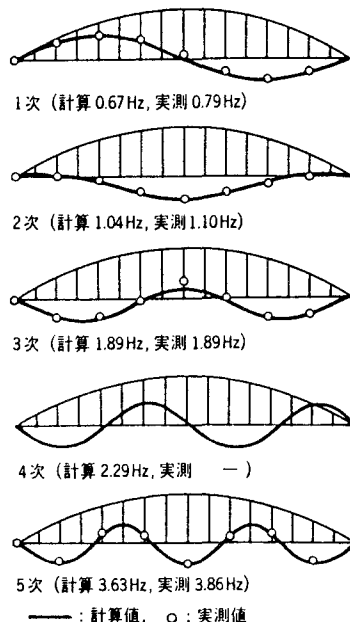


図14 振動モードの比較

表1 固有振動数及び減衰定数

次数	固有振動数(Hz)		減衰定数(%)
	計算値	実測値	
1	0.67	0.79	1.55
2	1.04	1.10	1.13
3	1.89	1.89	0.99
4	2.29	—	—
5	3.63	3.86	0.54
6	4.90	4.81	0.63
7	5.64	5.94	0.46

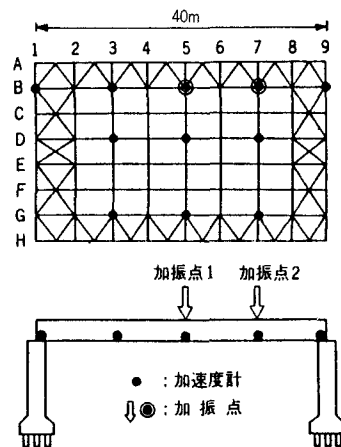


図15 プレートガーダ橋の振動試験

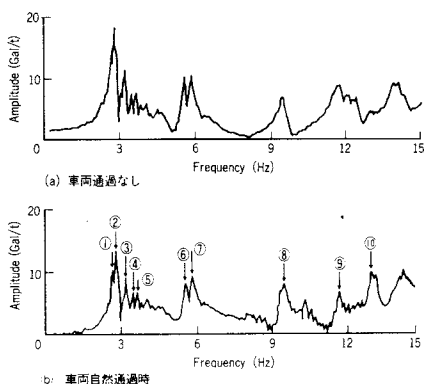


図16 供用中橋梁での衝撃加振試験結果

表2 プレートガーダ橋衝撃加振試験時モーダルパラメータ

番号	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
1	2.70	0.69
2	2.90	1.99
3	3.29	1.53
4	3.54	0.28
5	3.67	1.16
6	5.57	0.81
7	5.83	0.66
8	9.43	0.92
9	11.76	0.20
10	13.07	0.28

4. 結 言

道路橋の振動試験法には、種々の試験法が用いられているが、多くの計測データを定量化して設計へのフィードバックを図るには、ある程度、試験法・測定法を揃えることが必要である。ここに述べた衝撃加振法は、大振幅の試験や超低周波数の励振法、水平方向の加振法などに改善すべき点もあるが大掛かりな設備を必要とせず、短時間で、容易に高次モードまで振動特性を求めることができることがわかった。又、高速道路高架橋の試験では、供用中道路の試験が可能なことを示した。

終わりに、本試験法の実用化に際して御指導を頂いた金沢大学梶川康男博士、また、実橋試験に際して御配慮頂いた長崎県土木事務所・阪神高速道路公団の方々に厚く御礼申し上げます。

参考文献

1. 西村，藤井，宮本，加賀山：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文集第380号，PP.355-364，1987年4月．
2. 加藤，島田：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌 PP.38-42，1981年2月
3. 原，満山，松尾：船体構造に対する衝撃加振試験法，西部造船会会報66号 PP.101-108，1983年8月．
4. 岡林，西村，溝口，原，：衝撃加振法による道路橋の振動測定法，土木学会第41回年次学術講演会，PP.949-950，1986年11月．
5. 原，岡林，梶川，沖野：衝撃加振法による構造物の動的特性同定，土木学会第42回年次学術講演会，ポスターセッション，PP.18-19，1987年9月．
6. 原，日比野，西村：衝撃加振法による道路橋の振動測定法，三菱重工技報 Vol.24，No.4，PP.358-360，1987．

(1987年10月16日)

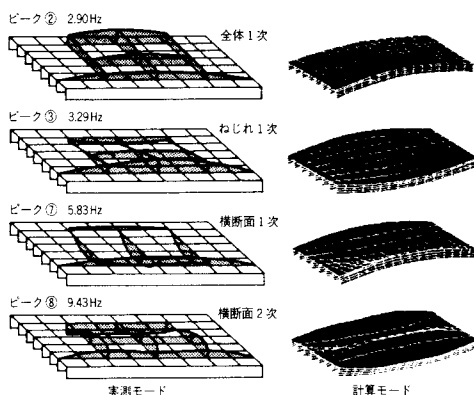


図17 プレートガーダ橋の振動モード