

桁橋の構造諸元実態調査と走行荷重による不規則振動

STRUCTURAL QUANTITIES OF GIRDER BRIDGES AND NONSTATIONARY RANDOM RESPONSE
OF HIGHWAY BRIDGES TO MOVING VEHICLES

川谷充郎*

嶋田玲志**

By Mitsuo KAWATANI and Reiji SHIMADA

The dynamic response of highway bridges to moving vehicles is influenced by the natural frequencies of bridges and vehicles. Analytical models of girder bridges, including continuous girder bridges, were determined on the basis of the statistical investigation of the structural quantities of highway bridges. Natural frequencies of girder bridges were analyzed theoretically. Simultaneous nonstationary random vibrations of both a bridge and moving vehicles were analyzed by means of the theory of random vibration, taking account of the road surface roughness. The effect of the span length and the natural frequency of bridges on the root mean square of random responses of simple girder bridges and continuous ones were discussed.

1. まえがき

道路橋の自動車走行による動的影響は、強度設計において衝撃として考慮され、衝撃係数を用いて設計活荷重を割増している。我が国の道路橋示方書において、衝撃係数は支間長あるいは活荷重載荷長の減速関数として表されている¹⁾。しかし、橋梁の固有振動数や走行車両の振動特性が動的応答に大きな影響を及ぼすことは明らかである。カナダ・オンタリオ州の規準では、橋梁の1次固有振動数を用いて動的影響を評価しており²⁾、スイスにおいてもそのような動向にある³⁾。

一方、道路橋の動的応答に影響を及ぼす要因として、車両の走行速度や車頭間隔⁴⁾などと共に路面凹凸が考えられ、近年、その路面凹凸を考慮した動的応答の評価が行われてきている⁵⁾。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、このような走行車両による橋梁の動的応答を、不規則振動論を用いて解析しようと試みられてきた⁶⁾。不規則振動論による既往の研究では、解析方法の提示が主な目的であったため、解析対象はほとんどが単純桁橋に限定されている。連続桁橋については、Hayashikawa and Watanabe⁷⁾が理想化された解析モデルを対象に動的応答解析法について研究し、本田・小堀・山田⁸⁾が実際の現象をシミュレーション法により数値計算し、衝撃係数について考察している。しかし、シミュレーション法では、数多くの路面凹凸サンプル波形を作成して動的応答解析を繰り返すという繁雑さを伴う。

そこで本研究において、著者らにより示された単純桁橋に関する解析法^{9), 10)}を連続桁橋に拡張し、桁橋

* 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)

** 大阪大学大学院 工学研究科土木工学専攻前期課程 (〒565 吹田市山田丘2-1)

の走行荷重による非定常連成不規則振動解析を行う。また、解析対象となる連続桁橋の構造諸元に関する有用なデータがほとんど見あたらないため、振動解析を行うに先立ち、桁橋の構造諸元実態調査を行い、その統計処理結果に基づき、桁橋モデルを作成する。

2. 桁橋の構造諸元調査とモデル化

2-1. 実橋調査

阪神高速道路公団を通じて、橋梁メーカー、重工業会社から入手した実橋資料をもとに、桁橋の構造諸元（断面2次モーメント、単位長さ当たり重量など）調査を行う。得られた構造諸元を、径間数、橋種（単純桁橋については合成桁、非合成桁、鋼床版桁、2径間および3径間連続桁橋については非合成桁）、また連続桁橋では径間長比に分類する。最大径間長を横軸にとり、構造諸元をグラフに表し、回帰直線または回帰曲線を求める。構造諸元は、1車線当たりに換算している。

(1) 断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量

ここでは、橋軸方向に変化する桁橋の断面2次モーメントを、長さの重みをつけて平均化した平均断面2次モーメントを用いて評価する。非合成桁橋については、コンクリートの合成効果を見逃すことができないため、鋼とコンクリートのヤング係数比を7として断面2次モーメントを算出した。単位長さ当たり重量は、鋼重ならびに床版、舗装、地覆高欄、分離帯および添加物の重量の合計である。単純桁橋（合成桁）と3径間連続桁橋に関する調査結果を図-1、2に示す。単純桁橋に関する図-1(1)(2)には、文献5)、6)、11)に挙げられている構造諸元を併せて記す。参考データのうち、文献11)の限界状態設計法分科会報告書に用いられた諸元が最近のデータであり、今回の調査結果より大きめの値となっているが、調査データのばらつきの範囲内にあることが分かる。

(2) 固有振動数

以上で得られた平均断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量を用いて、桁橋の基本固有振動数を算出し、図-3(1)~(3)に示す。回帰曲線は、過去の調査例、相関係数の比較などから(-1/2)次関数を用いた。単純桁橋については、図中に文献12)、13)に示されている近似関数も併記した。

断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量の調査結果では、径間長に対するばらつきが大きかったが、これらの値から固有振動数を計算すると、ばらつきは比較的小さいものとなった。今回得られた固有振動数は、文献6)より概算された固有振動数ならびに文献12)、13)の関係式より小さい値となっているが、文献11)のデータと回帰曲線は良い一致を示している。

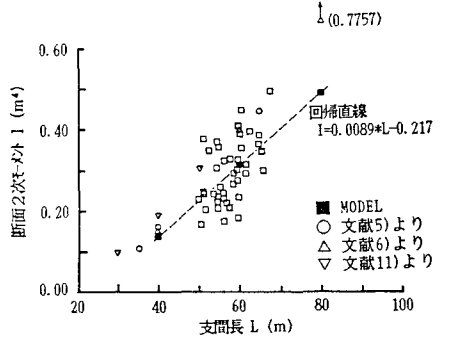


図-1(1) 断面2次モーメントと支間長の関係（単純桁橋、合成桁）

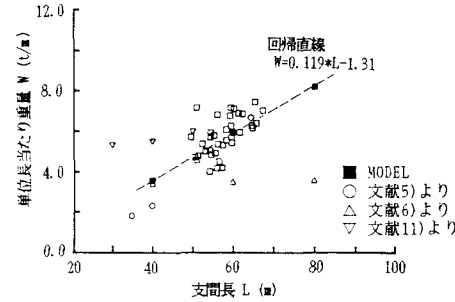


図-1(2) 単位長さ当たり重量と支間長の関係（単純桁橋、合成桁）

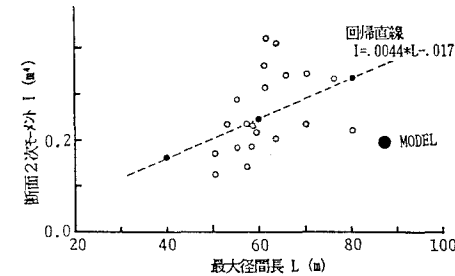


図-2(1) 断面2次モーメントと最大径間長の関係（3径間連続桁橋）

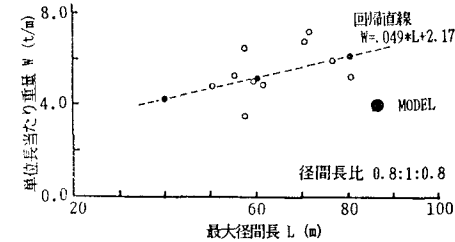
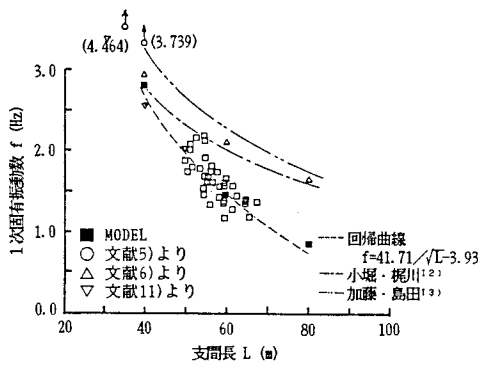
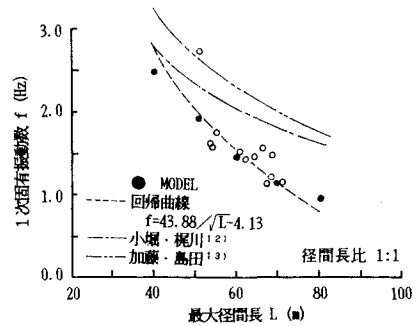


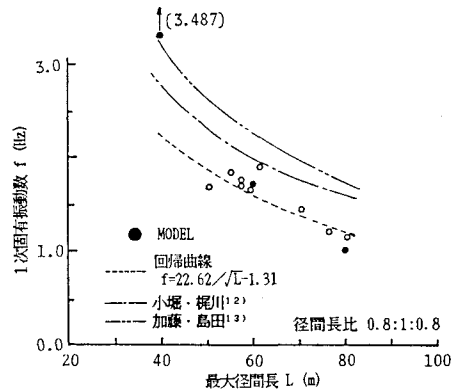
図-2(2) 単位長さ当たり重量と最大径間長の関係（3径間連続桁橋）



(1) 単純桁橋（合成桁）



(2) 2径間連続桁橋



(3) 3径間連続桁橋

図-3 固有振動数と最大径間長の関係

2-2. 桁橋モデル

前節で調査した構造諸元に基づき、橋梁全体にわたり剛性一定と仮定した場合および断面変化を考慮した場合の桁橋モデルを作成する。桁橋モデルは、断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量の径間長との回帰直線から決定した。等価断面モデルの構造諸元を図-1、2に●■印で示している作成したモデルの固有振動数を求めると、図-3(1)～(3)に示すように、それらの値は実橋の固有振動数のばらつきの範囲にあった。変断面モデルについては、断面変化位置および断面2次モーメントの変化を別途調査し、その結果に基づいて断面変化を決定した。変断面モデルの概略図を図-4に、さらに桁橋モデルの構造諸元を表-1に示す。

これらの桁橋モデルについて妥当性の検証のため、別途調査した桁高と径間長の関係を用いて、死荷重および活荷重（衝撃を含む）載荷時の応力照査を行う。径間中央部および中間支点上での縁応力度は600～2500 kg/cm²となり、解析モデルとして妥当であると判断した。

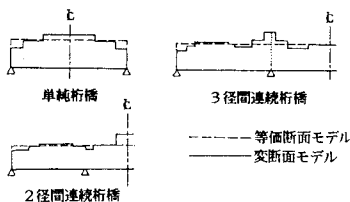


図-4 桁橋モデル
(断面2次モーメントの変化)

表-1 桁橋モデル

	スパン長	単位重量 (t/m) (一車線当り)	断面2次モーメント (m ⁴)		断面変化数 (変断面)	基本固有 振動数 (Hz)
			等断面	変断面		
単 純 桁 橋	合	40m	3.4460	$I_{max} = .1620$ $I_{min} = .0950$	5	2.813
	成	60m	5.8260	$I_{max} = .3707$ $I_{min} = .2173$	5	1.455
	桁	80m	8.2060	$I_{max} = .5793$ $I_{min} = .3396$	5	0.862
	非合 成桁	60m	5.8760	$I_{max} = .4336$ $I_{min} = .2627$	5	1.604
	鋼床 版桁	60m	3.0520	$I_{max} = .2420$ $I_{min} = .1280$	5	1.581
2 径 間 連 続 桁 橋	40m:40m	4.6520	0.1458	$I_{max} = .2031$ $I_{min} = .1159$	13	2.494
	50m:50m	4.9700	0.2168			1.883
	60m:60m	5.2880	0.2883	$I_{max} = .4016$ $I_{min} = .2293$	13	1.462
	60m:48m	5.9380	0.2883	$I_{max} = .4016$ $I_{min} = .1925$	13	1.596
	70m:70m	5.6060	0.3592			1.164
	80m:80m	5.9240	0.4308	$I_{max} = .6001$ $I_{min} = .3426$	13	0.949
3 径 間 連 続 桁 橋	32m:40m:32m	4.1260	0.1578	$I_{max} = .2178$ $I_{min} = .1149$	19	3.487
	60m:60m:60m	5.8980	0.2454	$I_{max} = .3227$ $I_{min} = .1961$	19	1.277
	48m:60m:48m	5.1050	0.2454	$I_{max} = .3387$ $I_{min} = .1788$	19	1.737
	36m:60m:36m	4.2200	0.2454	$I_{max} = .3475$ $I_{min} = .1929$	19	2.229
	64m:80m:64m	6.0890	0.3329	$I_{max} = .4594$ $I_{min} = .2426$	19	1.043

3. 不規則振動解析

前章で決定した桁橋の等価断面および変断面モデルを用いて、車両走行時の非定常連成不規則振動解析を行う。解析法については文献9), 10)を参照されたい。なお、解析結果は、たわみおよび曲げモーメント応答の2乗平均値 σ_y , σ_m をそれぞれ静的応答最大値 $y_{s, \max}$, $M_{s, \max}$ で除した無次元化応答 $\sigma_y/y_{s, \max}$, $\sigma_m/M_{s, \max}$ により整理する。

3-1. 固有振動数および固有振動モード

(1) 等価断面桁

単純桁橋について、周知のとおり振動モードを正弦関数により表現できる。

連続桁橋については、平井の提案する方法¹⁴⁾により固有振動数を求め、 m 次振動モードを次の正弦級数で定義する。

$$\Phi_m(x) = \sum_n A_{mn} \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (1)$$

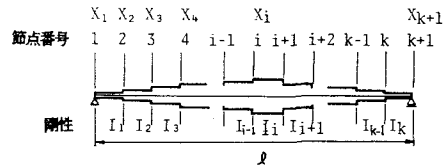


図-5 変断面桁概略図

(2) 変断面桁

単純桁橋について、図-5に示すような変断面桁において任意の振動モード $\Phi_i(x)$ (第 i 断面) を次の式で定義する¹⁵⁾。

$$\Phi_i(x) = \sum_n C_n \left(\frac{I_0}{I_i} \right) \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (2)$$

$$\Phi_i(x) = \sum_n C_n \left(\frac{I_0}{I_i} \sin \frac{n\pi x}{l} + A_{ni}x + B_{ni} \right) \quad (3)$$

境界条件および断面変化点での連続条件は、次のとおりである。

$$\begin{aligned} \Phi_1(0) &= 0 & \Phi_k(l) &= 0 \\ \Phi_i(x_{i+1}) &= \Phi_{i+1}(x_{i+1}) & \Phi'_i(x_{i+1}) &= \Phi'_{i+1}(x_{i+1}) \end{aligned} \quad (4)$$

式(4)の条件を級数の各項が満足することより、次式が成立し、 A_{ni} , B_{ni} を決定できる。

$$B_{n1} = 0 \quad A_{nk}l + B_{nk} = 0 \quad (5) (6)$$

$$A_{ni} - A_{n, i+1} = I_0 \left(\frac{1}{I_i} - \frac{1}{I_{i+1}} \right) \left(\frac{n\pi}{l} \right) \cos \frac{n\pi x_{i+1}}{l} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} B_{n, i+1} - B_{ni} &= I_0 \left(\frac{1}{I_i} - \frac{1}{I_{i+1}} \right) \left\{ \sin \frac{n\pi x_{i+1}}{l} \right. \\ &\quad \left. - x_{i+1} \left(\frac{n\pi}{l} \right) \cos \frac{n\pi x_{i+1}}{l} \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

A_{ni} , B_{ni} の値はモード次数にかかわらず、一定値をとる。 C_n については、モード次数によって異なる値をとり、固有振動数を求める際に、同時に決定することができる。

はりの自由振動方程式は、

$$EI v'''' - m \ddot{v} = 0 \quad (9)$$

v を変数分離して、 $v(x, t) = \Phi_i(x) \sin \omega t$ とおくと、

$$EI \Phi_i''''(x) = m \omega^2 \Phi_i(x) \quad (10)$$

ここで、 $\Phi_i(x) = \sum_n C_n f_{ni}(x)$ とおき、座標関数として $f_{ni}(x)$ を選び、Galerkin法を適用すると式(10)は、

$$\int_{\Omega} E I \Phi_i''(x) f_{ni}(x) dx = \int_{\Omega} m \omega^2 \Phi_i(x) f_{ni}(x) dx \quad (11)$$

モードの級数を第N項まで考慮すれば、 n を1からNまで変化させることにより、以下の式を得る。

$$\begin{pmatrix} D_{11} & D_{12} & \cdots & D_{1N} \\ D_{21} & D_{22} & \cdots & D_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ D_{N1} & D_{N2} & \cdots & D_{NN} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ \vdots \\ C_N \end{pmatrix} = 0 \quad (12)$$

ここに、

$$D_{ij} = \int_{\Omega} E I f_i''(x) f_j(x) dx - \int_{\Omega} m \omega^2 f_i(x) f_j(x) dx \quad (13)$$

式(12)が自明でない解を持つことより、以下の振動数方程式が得られる。

$$\begin{vmatrix} D_{11} & D_{12} & \cdots & D_{1N} \\ D_{21} & D_{22} & \cdots & D_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ D_{N1} & D_{N2} & \cdots & D_{NN} \end{vmatrix} = 0 \quad (14)$$

式(14)より、固有振動数 ω_m を決定できる。

連続桁橋について、固有振動数および固有振動モードは、式(1)の正弦関数を式(3)の級数に置き換えて等価断面連続桁橋の場合と同様にして求めることができる。

3-2. 解析モデル

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、前輪1軸、後輪2軸を有する2自由度系モデルとする。荷重モデルを図-6に示し、その構造諸元

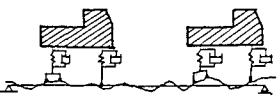


図-6 荷重モデル

を表-2に掲げる。連行車両走行の場合、道路橋示方書のL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。単一車両走行の場合は、20t車を用いている。

また、路面凹凸スペクトルは、次式により表している。

$$S_r(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \quad (15)$$

ここに、 Ω は路面周波数を表す。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⁵⁾。この値は、昭和58年の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。用いた路面凹凸スペクトルを、ISO評価基準とともに図-7に示す。

表-2 荷重モデル

総重量(t)	20.0	15.0
自由度	2	2
固有振動数(Hz)	3.0	3.0
慣性モーメント(tm ²)	50.944	36.208
走行速度(m/s)	10.0	10.0
減衰定数	0.03	0.03

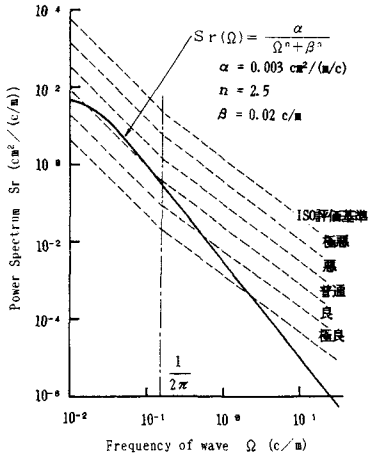


図-7 路面凹凸スペクトル

3-3. 解析結果

(1) モード次数による応答値の収束判定

連続桁橋の動的解析においては、高次振動の動的応答に及ぼす影響が大きく、動的応答を正確に評価するために、解析に用いるモード次数を決定しなければならない。本田・小堀・山田⁸⁾は、大型自動車の周波数特性がばね上部で約2～4 Hzの範囲であることから、2径間および3径間連続桁橋では4次振動まで考慮して解析している。本研究では、モード次数による応答値の変化を調べ、解析に用いるモード次数を決定する。

ここで用いた橋梁モデルは実橋データの中から表-3に示す2橋を選んだ。荷重モデルとして表-2に示す20tトラックの単一走行の場合とする。振動モード次数を変化させた場合の、径間中央部と中間支点上のたわみおよび曲げモーメントの応答を図-8に示す。荷重モデルの固有振動数は3.0Hzであり、今回の橋梁モデルでは3.0Hzを超えるのが、2径間で3次モード、3径間で4次モードになる。解析結果によると、このときに $\sigma_M/M_{s,max}$ および $\sigma_y/y_{s,max}$ の値は最大となるか、あるいはそれ以上のモードを考慮しても、 $\sigma_M/M_{s,max}$ および $\sigma_y/y_{s,max}$ の値の変化は1～3%程度である。動的応答は、橋長およびその他の諸元により変化するが、モード次数を2径間連続桁橋では3次モード、3径間連続桁橋では5次モードまで考慮すれば、十分に応答を評価できると考えられる。

(2) 動的応答解析との比較

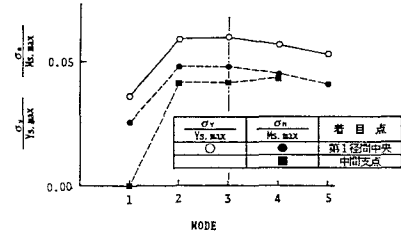
本解析法の妥当性を検証するために、乱数により発生させた路面凹凸を用いた動的応答解析結果について、アンサンブル平均して2乗平均値を求め、本解析結果と比較検討を行う。路面凹凸 $z(x)$ は、以下の正弦級数を用いてシミュレートする。

$$z(x) = \sum_{k=1}^K a_k \sin(\omega_k x + \phi_k) \quad (16)$$

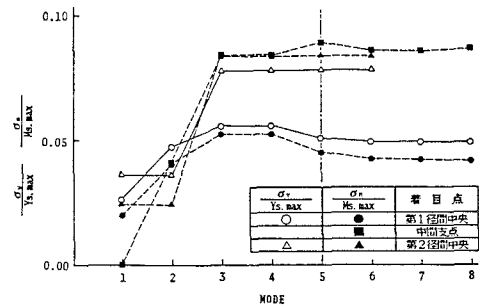
ここに、 a_k は平均値0、標準偏差 σ_k のガウス確率変数で、 $\sigma_k^2 = 4 \text{Sr}(\Omega_k) \Delta\Omega$ 、 $\Omega_k = \Omega_L + (k-1/2) \Delta\Omega$ 、 $\Delta\Omega = (\Omega_U - \Omega_L) / K$ 、 $\omega_k = 2\pi \Omega_k$ である。ただし、 $\text{Sr}(\Omega_k)$ は路面凹凸パワースペクトル密度、 Ω_U および Ω_L は合成する波形の上限および下限の路面周波数である。波数の範囲は0.0～2.5c/m、分割数 $K=250$ とし、路面凹凸は0.2m間隔で発生させた。路面凹凸のサンプル関数の個数は、文献8)、16)の結果を参考にし50個とした。車両は20t車の1台走行とし、橋梁モデルは、単純桁橋については作成した橋梁モデルから

表-3 桁橋モデル

橋種	2径間連続桁橋	3径間連続桁橋
橋長	@53m×2=106m	@55m×3=165m
単位重量	4.45 t/m	4.52 t/m
断面2次モーメント	0.0994 m ⁴	0.1217 m ⁴



(1) 2径間連続桁橋



(2) 3径間連続桁橋

図-8 モード次数による応答値の変化

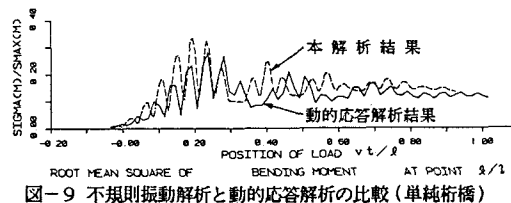
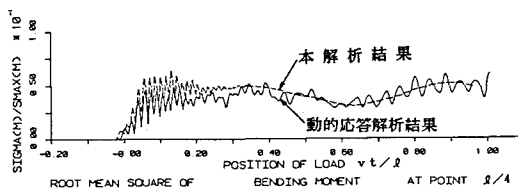
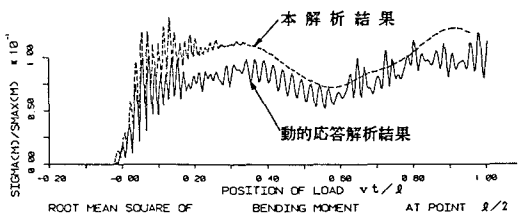


図-9 不規則振動解析と動的応答解析の比較(単純桁橋)



(1) 第1径間中央点



(2) 中間支点

図-10 不規則振動解析と動的応答解析の比較(2径間連続桁橋)

40m合成桁橋を用い、連続桁橋については表-3に示す橋梁を使用した。なお、動的応答解析はNewmark- β 法を用いた逐次積分により行い、 $\beta=1/4$ とする。ここでは、橋梁と車両の初期条件を共に0とする。

曲げモーメントに関する2乗平均値応答を図-9～11に示す。車両が橋梁に進入した直後の2乗平均値応答は、本解析結果と動的応答解析結果共に変動が大きい。第1径間中央部および中間支点上の曲げモーメント応答は、車両が橋長の2～3割の位置を過ぎると変動が小さくなり、特に本解析結果の方が変動幅が小さい。動的応答解析結果は本解析結果のまわりに変動する値をとるが、それはサンプル関数の個数を50個に限定したためである。

(3) 等価断面モデルと変断面モデルの比較

等価断面モデルと変断面モデルにおける固有振動数の比較を図-12に示す。両者の固有振動数の差異は、5～10%であった。

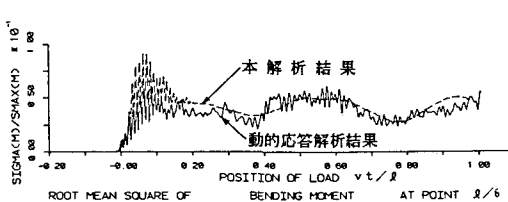
2乗平均値応答の両者の比較を図-13に示す。図中の1点鎖線は両者の差が20%となる場合である。両者の差異はほとんどが20%以下となったので、以下の解析では等価断面モデルを用いることにする。

(4) たわみ応答と曲げモーメント応答の比較

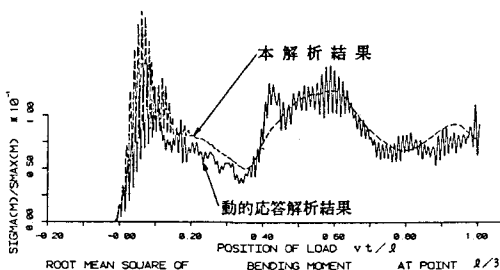
$\sigma_y/y_{s,max}$ と $\sigma_n/M_{s,max}$ を比較して図-14に示す。図中の1点鎖線は、両者の比が1.2 : 1.0の場合である。単一車両走行の場合の応答値はこの1点鎖線のまわりにばらつき、 $\sigma_n/M_{s,max}$ に対する $\sigma_y/y_{s,max}$ の比の平均は1.17となった。連行車両の場合は、単一車両走行の場合より $\sigma_y/y_{s,max}$ と $\sigma_n/M_{s,max}$ の差異が小さくなり、両者の比の平均は約1.02となった。

(5) 径間長の差異による応答値の比較

単一車両走行の場合の解析結果を図-15(1)～(3)に示す。支間中央部の応答値は、最大径間長が長くなるにつれて小さくなっているが、中間支点上曲げモーメント応答は、2径間連続桁橋の最大径間長50mおよび



(1) 第1径間中央点



(2) 中間支点

図-11 不規則振動解析と動的応答解析の比較
(3径間連続桁橋)

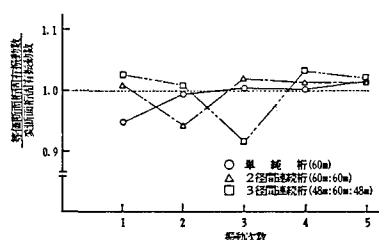


図-12 等断面桁と変断面桁の固有振動数比較

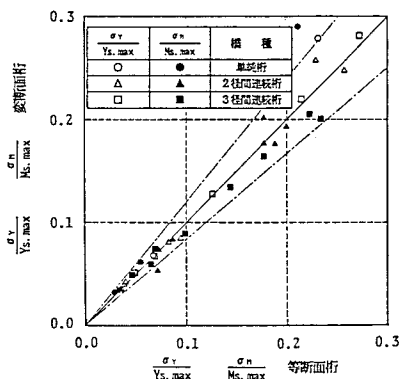


図-13 等断面桁と変断面桁の応答値比較

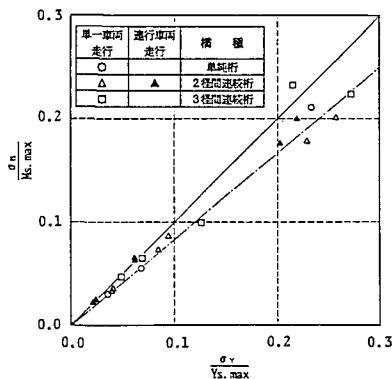
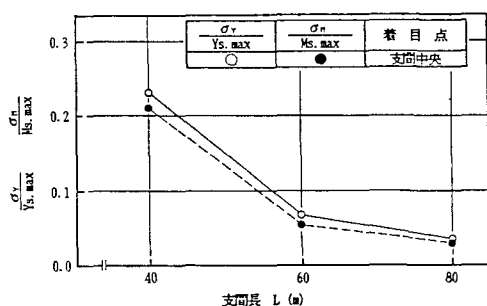
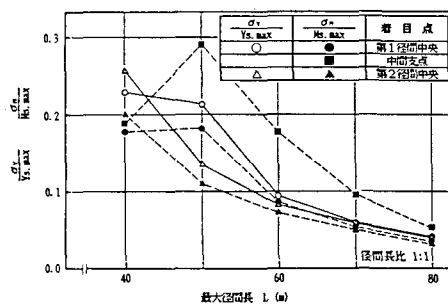


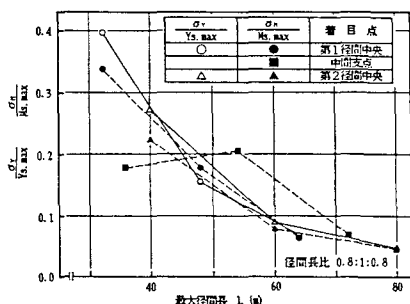
図-14 たわみ応答と曲げモーメント応答の比較



(1) 単純桁橋



(2) 2径間連続桁橋



(3) 3径間連続桁橋

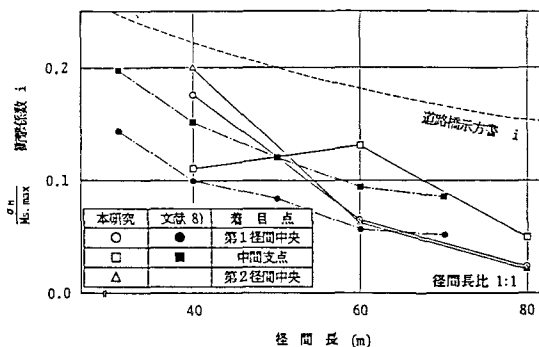


図-16 径間長と応答値の関係（連行車両走行）

図-15 径間長と応答値の関係（単一車両走行）

3径間連続桁橋の最大径間長60mで応答値が大きくなっており、他の着目点における応答とは異なる傾向にある。これらの場合、2径間連続桁橋の2次固有振動数が2.95Hz、3径間連続桁橋の3次固有振動数が3.30Hzであり、これらの固有振動数が車両の固有振動数3.0Hzに近づいたため、橋梁と車両の共振により応答値が大きくなったものと考えられる。

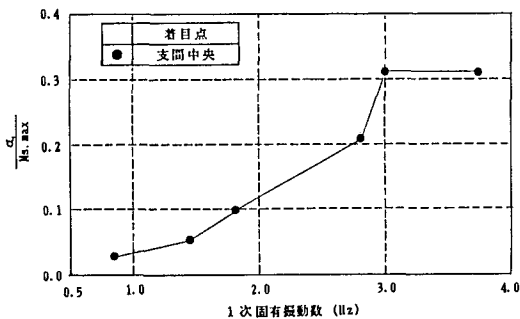
2径間連続桁橋について、連行車両の場合の解析結果を図-16に示す。道路橋示方書および文献8)の衝撃係数と比較すると、本解析結果は径間長40m～60mでの変化率が大きくなっている。また、中間支点上での応答値の径間長に対する変化は、径間中央部の場合と異なり、単一車両走行の場合と同様の傾向がみられた。

(6) 固有振動数の差異による応答値の比較

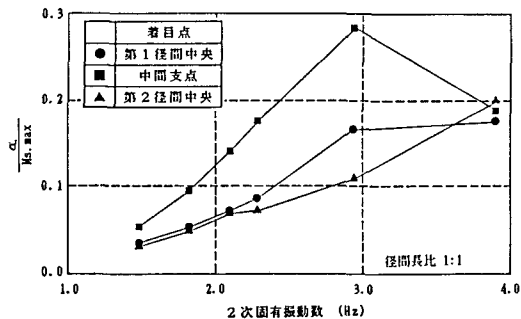
2章の実橋構造諸元調査から得られた固有振動数には、ある程度のばらつきがみられた。橋梁の動的解析においては、前項でみたように車両および橋梁の固有振動数の影響が大きい。そこで、構造諸元調査で得られた固有振動数を回帰曲線から 2σ (σ :標準偏差)の範囲で変化させた橋梁モデルを用いて、応答値の変化について考察を行う。ここで追加して用いた橋梁モデルの構造諸元を表-4に掲げ、それらの2乗平均値を固有振動数に対して

表-4 桁橋モデル

スパン長 (m)	単位重量 (t/m)	断面2次 モーメント(m^4)	基本固有 振動数(Hz)
40	3.4457	0.1564	3.000
40	2.2506	0.1586	3.739
60	5.2749	0.4425	1.813
60:60	7.1432	0.3283	1.342
48:60:48	6.7218	0.1927	1.342
48:60:48	6.7218	0.2675	1.583
48:60:48	6.7218	0.3785	1.881



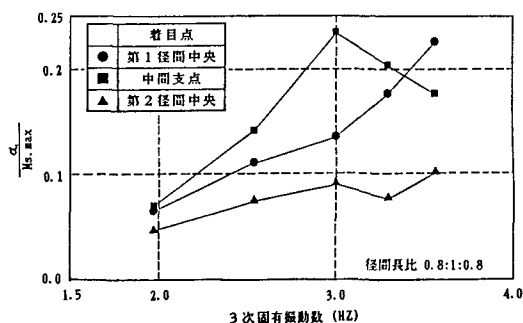
(1) 単純桁橋



(2) 2径間連続桁橋

ロットして図-17に示す。車両モデルの固有振動数が3Hzであることから、単純桁橋では1次固有振動数、2径間および3径間連続桁橋ではそれぞれ2次および3次の固有振動数により整理した。

支間中央点での応答値は、固有振動数の増加に伴い漸増しているが、中間支点上では3Hzの場合に応答値は最大となり、3Hzを越えると減少していく傾向にある。また、スパン長が同じであっても固有振動数の差異により、2乗平均値の無次元化応答に最大約0.11の差がみられた。



(3) 3径間連続桁橋

図-17 固有振動数と応答値の関係

4. 結論

本研究により得られた結果を以下に示す。

- 1) 単純桁橋ならびに2径間および3径間連続桁橋の実橋構造諸元調査を行った結果、断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量は、最大径間長に対してばらついたものとなったが、固有振動数を計算するとばらつきは比較的小さくなった。
- 2) 実橋調査データに基づき、橋梁の解析モデルを作成した。
- 3) 本解析結果と動的応答解析結果の比較を行うと、車両が橋梁に進入した直後の2乗平均値応答は共に変動が大きくなった。車両が橋長の2～3割の位置を過ぎるとその変動は小さくなり、特に本解析結果では変動幅が小さく、動的応答解析結果はそのまわりにばらついた値となった。
- 4) 実橋の断面変化に則した変断面桁モデルを用いた、不規則振動解析による2乗平均値応答結果は、等価断面桁モデルによる解析結果と20%以内の差異であった。
- 5) 単一車両走行の場合に、たわみ応答が曲げモーメントに比べて約1.17倍の値となり、連行車両の場合は、両者の差異が小さくなり約1.02倍となった。
- 6) 径間長および固有振動数の差異による応答値の変化を調べると、径間中央部と中間支点上での応答特性は異なっており、中間支点上での応答は車両の固有振動数と共振して大きくなった。

最後に、本研究テーマへの取組みの初めから御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御教示頂いた大阪大学 福本嘯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。

また、実橋資料収集に際して、阪神高速道路公団の吉川紀氏に御協力頂いたことに対し、感謝の意を表する。さらに、実橋構造諸元のデータ整理を行った大阪大学学生の蒲原幹生君（現広島県庁）および動的応答解析に助力頂いた同じく田邊裕之君に対し、感謝の意を表する。

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，昭和55年2月。
- 2) Billing, J.R. : Dynamic loading and testing of bridges in Ontario, CAN. J. CIV. ENG., VOL.11., pp. 833-843, 1984.
- 3) Cantieni, R. : Dynamic load testing of highway bridges, IABSE Periodica, pp. 57-72, 3/1984.
- 4) 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.
- 5) 例えば，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.
- 6) 例えば，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) Hayashikawa, T. and Watanabe, N. : Dynamic behavior of continuous beams with moving loads, Journal of The Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol. 107, No. EM1, pp. 224-246, February, 1981.
- 8) 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.
- 9) Komatsu, S. and Kawatani, M. : Nonstationary random response of highway bridges under moving vehicles, Technology Reports of the Osaka Univ., Vol. 32, No. 1648, pp. 151-158, March, 1982.
- 10) 川谷充郎・小松定夫・和田博久：路面不整を有する単純桁橋の連行荷重による不規則振動，土木学会関西支部年講概要，I-35，1981-6.
- 11) 日本道路協会・橋梁委員会・総括委員会・限界状態設計法分科会・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，昭和61年11月。
- 12) 小堀為雄・梶川康男：道路橋（鋼橋）の振動測定法とその特性，道路，pp. 37-45，1974-7.
- 13) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，第311号，pp. 49-58，1981-7.
- 14) 平井一男：結合法による弾性支承を有する連続ばりの動的解析，土木学会論文集，第 104号，pp. 1-8，1964-4.
- 15) 土木学会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書，別冊 4，アーチの解析と吊橋解析の追補，1974.
- 16) 岡林隆敏：単一走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 286号，pp. 15-27，1979-6.

(1987年10月16日)