

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

DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF PLATE GIRDER BRIDGE SUBJECT TO MOVING MOTOR VEHICLE

川谷 充郎*・小松 定夫**・佐々木 孝***

By Mitsuo KAWATANI, Sadao KOMATSU and Takashi SASAKI

The dynamic responses of highway bridges to moving vehicles are investigated theoretically and experimentally taking account of the road surface roughness. To verify the rationality of both theoretical analysis and analytical models of bridges and moving vehicles, the analytical results are compared with the experimental ones obtained by dynamic field tests on a simple girder bridge with span length of 22.2 m. With strict regard for the influence of eccentricity of moving vehicles on dynamic response of bridges, the simultaneous differential equations for the coupling vibration of bending and torsion are derived by means of modal analysis. It can be considered that the two-degree-of-freedom sprung-mass system with one front axle and two rear axles is more realistic as a model of heavy dump truck than the one-degree-of-freedom system usually used.

Keywords: dynamic response, moving vehicle, field test, road roughness, coupling vibration

1. 緒 論

これまでの橋梁の走行荷重による動的応答に関する理論的および実験的研究によれば、動的応答は、橋梁と自動車の振動特性、走行速度、車頭間隔および路面凹凸などの影響を受ける^{1)~6)}。近年、路面凹凸を考慮した道路橋の走行荷重による動的応答について、数多くのシミュレーション解析^{7)~10)}あるいは不規則振動論に基づく研究^{11)~18)}がなされている。それらの結果は、路面凹凸の良否により、橋梁の動的応答が著しく相違することを理論的に明らかにしている。しかし、自動車走行による橋梁の動的たわみおよび動的ひずみの実測結果と、それに応する理論解析値との比較検討を、路面凹凸の影響を含めて行ったものはきわめて少ない現状である¹⁹⁾。

本研究では、橋梁と走行荷重の解析モデルの妥当性を検証するために、実橋において試験車走行による動的応答および橋面凹凸の実測を行い、その実験結果と解析結果との比較検討を行う。さらに、通常の道路橋は2車線

以上の車線を有するために、偏心走行による動的応答は、橋桁の曲げ振動ではなく曲げねじり連成振動となる。そのうえ、実橋は非対称断面でもあり、実験結果と比較するための動的応答解析では、曲げ振動方程式のみならず曲げねじり連成振動方程式を用いて定式化する。また、動的応答に大きな影響を及ぼす大型ダンプトラックを適切に表現できるように、前輪1軸・後輪2軸の2自由度系の解析モデルを用い、他の簡易モデルを用いた場合と比較検討する。そして、理論解析と実験の両面から、プレートガーダー橋の動的応答特性について論述する。

2. 桁橋の走行荷重による動的応答解析

(1) 曲げ振動による動的応答

路面凹凸を有する桁橋の走行荷重下の曲げ振動を、モード法により解析する。以下の定式化においては、一般性をもたせるために、複数台の荷重が連なって走行する連行荷重の場合について行う。解析上の主な仮定は次の2点である。

(i) 桁橋は橋長 l_0 にわたって等断面のはりモデルとする。

(ii) 走行荷重のモデル化にあたり、実際のダンプトラックの軸数に合わせて、前輪1軸・後輪2軸を考慮した2自由度振動系にモデル化する。

* 正会員 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)

** 正会員 工博 大阪産業大学教授 工学部土木工学科(大阪大学名譽教授) (〒574 大東市中垣内3-1-1)

*** 正会員 工博 福井工業高等専門学校教授 土木工学科
(〒916 鮎江市下司町)

Fig. 1 に示す端支点からの距離 x における橋桁の曲げ振動による動的たわみは次式で表わせる。

$$y(t, x) = \sum_i q_i(t) \phi_i(x) \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここに、時間関数 $q_i(t)$ は一般化座標であり、 $\phi_i(x)$ は第 i 次固有振動モードである。

一定速度 v で走行する荷重列による橋の動的応答について、 $q_i(t)$ に関する次の微分方程式が成立する。

$$\ddot{q}_i + 2 h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \frac{1}{M_i} \sum_{j=1}^h \sum_{s=1}^2 \sum_{k=1}^{ax(s)} \phi_i(x_{jsk}) P_{jsk}(t) \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

$$(i=1, 2, \dots, n)$$

ここに、
 ω_i ：橋梁の第 i 次固有円振動数、
 h_i ：橋梁の第 i 次モードに対応する減衰定数、
 $M_i = mA \int_0^{l_b} \phi_i^2(x) dx$ 、(m は橋梁の単位体積当たり質量、 A は橋桁の断面積)、

h ：荷重台数、

$ax(s)$ ：前・後輪の軸数、この場合、 $ax(1)=1$ 、

$ax(2)=2$ 、

$x_{jsk} = v(t - t_j) - \lambda_{jsk}$

$$P_{jsk}(t) = \frac{1}{ax(s)} P_{js}(t),$$

($P_{js}(t)$ は前・後輪の接地力)

等断面の単純桁橋を対象とする場合、固有振動モードは正弦関数によって表わすことができる。

$$\phi_i(x) = \sin \frac{i\pi x}{l_b} \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

それで、一般化質量 M_i は次式のようにモード次数に関係なく一定値となる。

$$M_i = mA \int_0^{l_b} \phi_i^2(x) dx = \frac{mA l_b}{2} \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

走行車両を **Fig. 1** に示すように 2 自由度系にモデル化し、ばね下質量は無視する。 j 番目の車両のばね上質量の重心 G の鉛直変位 z_s と回転変位 θ_s (時計方向を正) に関する運動方程式は次式となる。

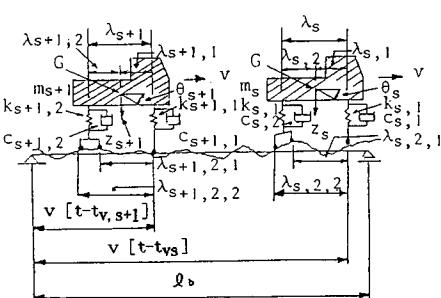


Fig. 1 Analytical model of bridge and moving vehicles.

$$\left. \begin{aligned} m_j \ddot{z}_j + \sum_{s=1}^2 v_{js}(t) &= 0 \\ m_j \gamma_j^2 \ddot{\theta}_j - \sum_{s=1}^2 (-1)^s \lambda_{js} v_{js}(t) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

$$(j=1, 2, \dots, h)$$

ここに、

$$\begin{aligned} v_{js}(t) &= k_{js} \left\{ z_j - (-1)^s \lambda_{js} \theta_j - \frac{1}{ax(s)} \sum_{m=1}^{ax(s)} y_{jsm} \right\} \\ &\quad + C_{js} \left\{ \dot{z}_j - (-1)^s \lambda_{js} \dot{\theta}_j - \frac{1}{ax(s)} \sum_{m=1}^{ax(s)} \dot{y}_{jsm} \right\} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

車輪接地点の変位 y_{jsm} は、橋桁変位 $y(t, x_{jsm})$ と路面凹凸 $z_0(x_{jsm})$ により次式となる。

$$\begin{aligned} y_{jsm} &= y(t, x_{jsm}) - z_0(x_{jsm}) \\ &= \sum_i q_i(t) \phi_i(x_{jsm}) - z_0(x_{jsm}) \quad \dots \dots \dots \quad (7) \\ &\quad (j=1, 2, \dots, h, s=1, 2, m=1, ax(s)) \end{aligned}$$

また、前・後輪の接地力は次式で表わされる。

$$P_{js}(t) = \left(1 - \frac{\lambda_{js}}{\lambda_j} \right) m_j g + v_{js}(t) \quad \dots \dots \dots \quad (8)$$

$$(j=1, 2, \dots, h, s=1, 2)$$

ここに、 g ：重力加速度。

式 (6)～(8) を用いて式 (2) と (5) を連立させると、橋と車両の連成振動の微分方程式を導くことができる。これを Newmark- β 法を用いて逐次積分し、橋の動的応答を求める。

(2) 曲げねじり連成振動方程式に基づく解析

Fig. 2 に示すように、橋梁断面に関して重心 G を原点とし、鉛直下向きを y 軸にとる。水平方向の振動を無視すると、水平重心軸回りの曲げとせん断中心回りのねじりに関する連成振動方程式は次式となる²⁰⁾。

$$\begin{aligned} EI_z \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + mA \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + mA z_s \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} &= q_s(t, x) \\ EC_w \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} - GK \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + mA z_s \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + mI_s \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} &= m_x(t, x) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (9)$$

ここで、 z_s ：せん断中心の z 座標、

EI_z ： z 軸回りの曲げ剛性、

GK ：純ねじり剛性、

EC_w ：そりねじり剛性（曲げねじり剛性）、

$$I_s = I_c + A(z_s^2 + y_s^2)$$

：せん断中心回りの極慣性モーメント、

I_c ：重心回りの極慣性モーメント、

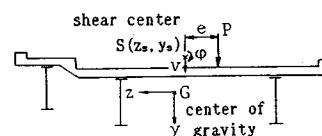


Fig. 2 Section of bridge model.

以上は全橋断面に関する力学量とする。

$q_y(t, x)$: 鉛直下向きの外力,
 $m_x(t, x)$: x 軸(橋軸)回りの外力モーメント

鉛直たわみ v およびねじり角 ϕ について、それぞれ一般化座標 $a_n(t)$ および $c_n(t)$ と橋桁の境界条件を満足する基準関数 $v_n(x)$ および $\phi_n(x)$ を用いて次式のように表わす。

$$\left. \begin{aligned} v(t, x) &= \sum_n a_n(t) v_n(x) \\ \varphi(t, x) &= \sum_n c_n(t) \varphi_n(x) \end{aligned} \right\} \dots \quad (10)$$

偏心走行荷重による橋の曲げねじり連成振動の微分方程式は、橋の粘性減衰を考慮すると次式となる。

$$\left. \begin{aligned}
 & \ddot{a}_n(t) + 2h_{bn}p_{bn}\dot{a}_n(t) + p_{bn}^2a_n(t) + z_s\ddot{c}_n(t) \\
 &= \frac{2}{mA_l} \sum_{j=1}^h \sum_{s=1}^2 \sum_{k=1}^{ax(s)} v_n(x_{jsk}) P_{jsk}(t) \\
 & \ddot{c}_n(t) + 2h_{tn}p_{tn}\dot{c}_n(t) + p_{tn}^2c_n(t) + \frac{z_s}{\gamma_s^2} \ddot{a}_n(t) \\
 &= \frac{2}{mI_s} \sum_{j=1}^h \sum_{s=1}^2 \sum_{k=1}^{ax(s)} \varphi_n(x_{jsk}) P_{jsk}(t) e
 \end{aligned} \right\} \dots \quad (11)$$

：曲げの固有振動数（前節の ω_i と同じ），

$$p_{tn} = \frac{n\pi}{l_b} \left[\frac{GK}{mI_s} \left\{ \left(\frac{n\pi}{k} \right)^2 + 1 \right\} \right]^{1/2}$$

：ねじりの固有振動数、

$$k = l_b \left[\frac{GK}{EC_w} \right]^{1/2}$$

h_{bn} , h_{tn} : 曲げおよびねじりの減衰定数,

$$\gamma_s^2 = I_s/A$$

e ：せん断中心から載荷点までの偏心距離

他の記号は前節の曲げ振動のみの場合と同様である。2自由度系にモデル化した走行荷重の運動方程式は前節の式(5)および(6)と同様である。ただし、車輪接地点の変位 y_{jsm} は、ねじり変形による成分を含めて次式となる。

$$y_{j,sm} = v(t, x_{j,sm}) + \phi(t, x_{j,sm})e - z_0(x_{j,sm}) \\ = \sum_g a_g(t) v_g(x_{j,sm}) + \sum_g c_g(t) \phi_g(x_{j,sm})e - z_0(x_{j,sm})$$

.....(12)

曲げ振動の場合と同様に、式(6)、(12)および(8)を用いて式(11)と(5)を連立させて、路面凹凸を考慮した橋と車両の連成振動方程式を導くことができる。

3. 現地における動的応答実験と理論解析

(1) 実験概要

現地実験は、昭和53年2月に、国道17号線の利根川に架かる神流川橋（埼玉県児玉郡）において実施した¹⁰⁾。本橋は支間長22.2mの単純桁が18連の非合成プレートガーダー橋であり、橋台から2径間目を対象橋梁とした。

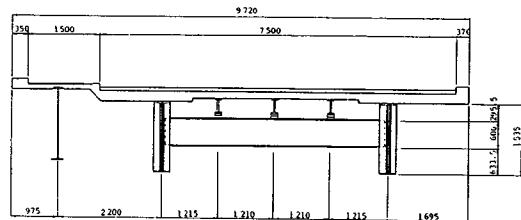


Fig. 3 Section of Kannagawa Bridge.

た。神流川橋の断面図を Fig. 3 に示す。歩道を片側に有する非対称断面である。

路面凹凸に関して、建設省で標準型と認めている3mプロフィルメーター²¹⁾および3m間隔の水準測量の結果より、水準線を基準とした路面凹凸を算出した。

試験車の軸間距離および前・後輪重量を測定し、また、動的特性を求めるために、後輪2軸を高さ20cmの踏台から同時に落下させた後の減衰自由振動を加速度計により測定した。走行実験に先立ち、試験車を静的に載荷し、支間中央におけるたわみおよび下フランジのひずみを測定した。たわみの測定は変位計を下フランジに接触して行った。実測値と解析値を比較し、解析に用いる断面諸量の妥当性を確認した。試験車を走行させ、支間中央における動的たわみおよび動的ひずみを測定し、データレコーダーに記録した。走行速度は30km/hおよび40km/hとしたが、実際の速度は両支点上に設置したテープスイッチからのパルス記録より求めた。試験車が橋を出た後の減衰自由振動を記録し、これより橋の固有振動数および対数減衰率を求めた。

(2) 路面凹凸の測定とデータ処理

a) 3 m プロフィルメーター

本実験において路面凹凸の測定に用いた3mプロフィルメーターをFig.4に示す。3mプロフィルメーターは、基準台車により記録計の位置を決め、その基準高さからの測定車輪の上下動を測定するものである。基準高さ設定用の測定台車のスパン長が3mであることより、測定可能な路面波長は非常に短い。そこで、3m間隔のレベル測量により長波長の路面凹凸を補って、水準線を基準とした路面凹凸を算出した。3mプロフィルメーターの寸法および路面凹凸値番号をFig.5に示す。

b) データ処理

路面凹凸ベクトル z の要素 z_i を 5 cm 間隔に採ると、プロフィルメーターによる 5 cm 間隔の測定値ベクトル a との関係は、 a_{39} に関して次式となる。

$$2z_{11} + z_{21} + z_{31} + z_{13} + z_{14} + 2z_{15} - 16z_{39} \\ + 2z_{61} + z_{62} + z_{63} + z_{73} + z_{74} + 2z_{75} = -16a_{39}$$

$3 \times (j-1)m$ 分 (j は水準測量点の数) の路面凹凸を算

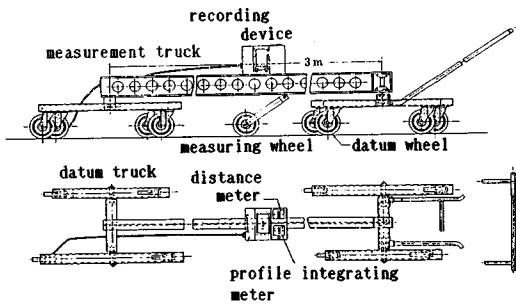


Fig. 4 3 m profilemeter.

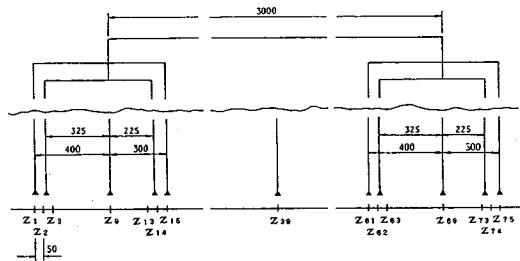


Fig. 5 Dimension of 3 m profilemeter and number of road roughness value.

出するために、路面凹凸ベクトル z およびプロフィルメーター測定値ベクトル a を次式のようにおく。

$$\left. \begin{aligned} z &= \{z_1, z_2, \dots, z_t, \dots, z_N\} \\ a &= \{a_{39}, a_{40}, \dots, a_{N-36}\} \end{aligned} \right\} \quad (N=60 \times (j-1)+1) \quad (14)$$

ベクトル z の要素について、式 (13) の未知数を 1 個ずつずらせて方程式を $(N-74)$ 個連立させることにより、 z_t に関する N 元連立方程式が $(N-74)$ 個得られる。

未知数の数が方程式の数より多いために、この連立方程式は解けないので、74 個の仮定値を設定する。すなわち、 $z_1, z_2, \dots, z_{38}, z_{N-35}, \dots, z_{N-1}, z_N$ の値をあらかじめ決定し、 $(N-74)$ 元連立方程式を解くことにより、5 cm ごとの路面凹凸値が得られる。ところで、 $z_1, z_2, \dots, z_{38}, z_{N-35}, \dots, z_{N-1}, z_N$ の仮定値については、3 m プロフィルメーターによるそれらの位置における測定値を、3 m ごとの水準測量値により補正したものを用いた。それで、これらの仮定値の誤差はかなり小さくなっているものと考えられる。また、仮定値の点から離れるに従い、路面凹凸の計算値に及ぼす仮定値の誤差の影響は小さくなる。以上により算出された路面凹凸を Fig. 6 に示す。Fig. 6 において、動的応答の測定対象橋梁は 22.5~45 m の範囲であり、自動車は Fig. 6 の紙面上を左から右に走行することにより、支間中央の動的応答に及ぼす両端の仮定値の誤差の影響は小さい。

c) 路面凹凸パワースペクトル密度

前項において得られた路面凹凸について、高速フーリエ

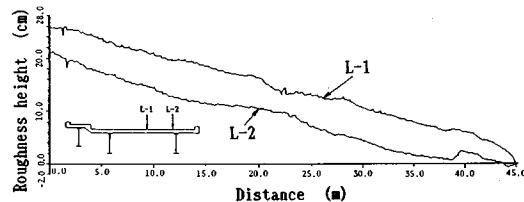


Fig. 6 Road roughness profile.

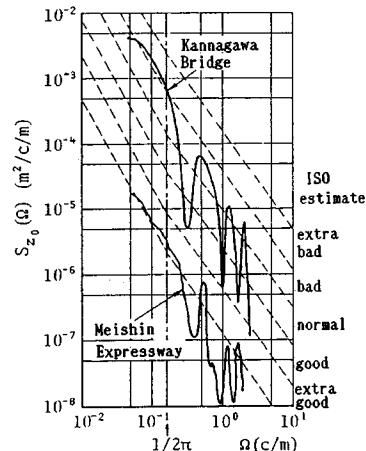


Fig. 7 Power spectral density function of road roughness.

エ変換(FFT)法によりパワースペクトル密度を計算し、Fig. 7 に示す。Fig. 7 には、ISO の路面凹凸評価基準²²⁾ならびに完成直後の名神高速道路の路面凹凸パワースペクトル密度²³⁾を併せて記す。舗装補修前の神流川橋の路面凹凸はそれらと比較して、かなり大きいことがわかる。

(3) 実験結果と解析結果

a) 試験車の動特性

試験車の土砂満載時の前・後輪重量の測定値を Table 1 に掲げる。総重量 20.7 t (202.9 kN) であった。これらの重量より試験車の重心位置を求め、重心と前後部加速度計との距離を算出した。これらの寸法を Fig. 8 に示す。

土砂満載の試験車の後輪 2 軸を同時に高さ約 20 cm の踏台より落とした後の減衰自由振動記録より、試験車の固有振動数と対数減衰率を求めた。前後部加速度記録より得られる固有振動数には差異があり、重心位置での値に換算した固有振動数を Table 1 に掲げる。また、前後部加速度記録より重心位置での減衰自由振動波形を求め、これより算出した対数減衰率を同じく Table 1 に掲げる。

試験車を 1 自由度振動系に近似し、かつ総重量がばね上にあると仮定して、試験車の総重量と固有振動数ならびに対数減衰率の測定値により、ばね定数と粘性減衰係数を算定した。実際のダンプトラックのばねは、往々に

Table 1 Dynamic properties of test vehicle.

	質量 (ton)	固有振動数 (Hz)	対数減衰率	ばね定数 (t/m)	減衰係数 (t sec/m)
前輪	4.75	—	—	112.86	0.811
後輪	15.95	—	—	645.66	4.642
合計	20.70	3.016	0.428	758.52	5.453

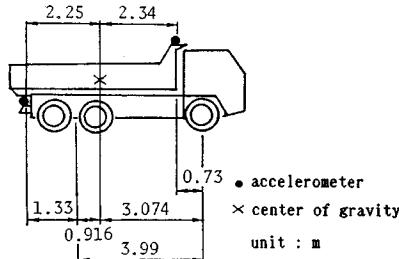


Fig. 8 Dimension of test vehicle.

して補強され、また総重量がばね上にあると仮定したことにより、算定されたばね定数は自動車の定格値よりもかなり大きくなっている。このように特定されたばね定数を、前・後輪ばね定数の定格値の比に配分した値をそれぞれ前・後輪のばね定数とした。ダンプトラックの粘性減衰係数は、定格として挙げられていないため、ここでは1自由度系として算定された値を前・後輪ばね定数の比に配分して、前・後輪の粘性減衰係数とした。それらのばね定数および粘性減衰係数を Table 1 に掲げる。

b) 橋梁の自由振動性状と剛性

走行実験において、試験車が橋を出た後の減衰自由振動より得られた橋の曲げ1次固有振動数は、Table 2に掲げるように、4.93 Hzであり、このとき対数減衰率は0.159であった。

神流川橋の解析モデルを Fig. 9 に示す。本橋は橋軸方向に鋼桁断面が若干変化しているが、以下の解析において、等断面と仮定して、断面諸量は橋軸方向の長さにわたる平均値とする。

本橋は、非合成プレートガーダー橋であるが、床版は合成作用により橋の剛性に寄与するものである。試みに床版の合成作用を無視して、鋼桁のみを考慮した平均断面2次モーメント 0.04816 m^4 を用いて計算した曲げ1次固有振動数は3.78 Hzであり、実験値よりかなり小さくなる。床版の合成効果は、鋼とコンクリートのヤング係数比 n によって定量的に評価するものとし、床版の全断面を有効とすると、 $n=20$ のとき、等断面と仮定した橋の曲げ1次固有振動数の計算値が4.946 Hzとなり、実験値に最も近くなる。ちなみに、コンクリート床版のポアソン比 $\nu_c=1/9$ と仮定すると鋼とコンクリートのせん断弾性係数比 $n_g=17.143$ となり、これより、ねじり固有振動数の理論値は5.048 Hzとなる。このときの橋の構造諸元を Table 3 に掲げる。

Table 2 Dynamic properties of Kannagawa Bridge (the first natural frequency).

	実験値 曲げ振動	解析値		
		床版の合成作用無視 曲げ振動	床版の合成作用考慮 曲げ振動	ねじり振動
固有振動数 (Hz)	4.93	3.78	4.946	5.048
対数減衰率	0.159	—	—	—

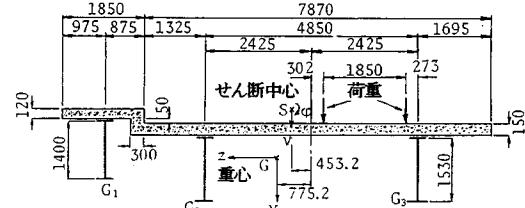


Fig. 9 Analytical model of Kannagawa Bridge.

Table 3 Structural quantities of Kannagawa Bridge.

スパン長	$\ell_s (\text{m})$	22.2
単位長当り重量	$m_A (\text{t/m})$	7.048
ヤング係数比	n	20
せん断弾性係数比	n_g	17.143
断面積	$A (\text{m}^2)$	0.1900
断面2次モーメント	$I_z (\text{m}^4)$	0.08247
極慣性モーメント	$I_s (\text{m}^4)$	1.3683
ねじり抵抗	$K (\text{m}^4)$	0.71696×10^{-2}
曲げねじり抵抗	$C_u (\text{m}^6)$	0.6048
減衰定数		0.0253

c) 静的載荷によるたわみおよびひずみ

試験車を Fig. 9 に示す位置に偏心載荷したときの主桁 G_2, G_3 の支間中央におけるたわみおよび下フランジのひずみの測定値を解析値とともに Fig. 10(a), (b) に示す。解析値は薄肉開断面材の曲げねじり理論²⁴⁾により算出したものである。たわみおよびひずみとともに偏心載荷の影響が顕著であり、 G_3 の応答値が G_2 よりかなり大きい。たわみについては、解析値は実験値と良好な一致を示している。ひずみに関して G_2 枠では、解析値の方が実験値よりもわずかに小さいが、 G_3 枠では逆に解析値の方が大きくなっている。すなわち、理論解析においてねじりの効果を幾分安全側に評価している。しかし、たわみにおける解析値と実験値の一一致より、固有振動数の解析値を実験値に合うように、鋼とコンクリートのヤング係数比を $n=20$ と仮定して算出した Table 3 の断面諸量は妥当であると考えられる。

d) 試験車走行による動的応答

試験車が Fig. 9 に示す位置を偏心走行したときの、主桁の支間中央における動的たわみ曲線の実測値を解析値とともに Fig. 11 に示す。解析値は曲げねじり連成振動を考慮した場合ならびに曲げ振動のみを考慮した場合も

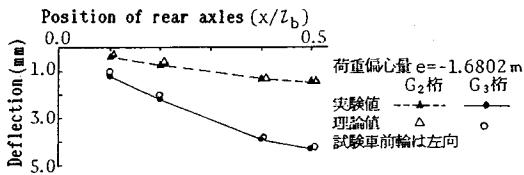


Fig. 10(a) Deflection at span center due to static load.

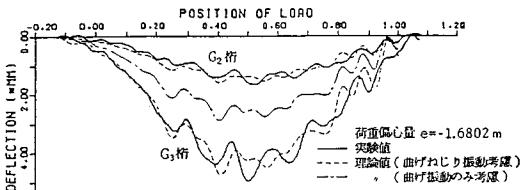


Fig. 11 Dynamic response of deflection at span center.

示す。

これらの解析において、逐次積分の際の初期条件として、橋梁は車両が進入するまで静止していると仮定するが、車両の初期振動は無視できないと考えられる。現地実験の対象橋梁が18連の単純桁橋の終端橋台から2径間目であることより、対象橋梁に進入する車両の初期条件を、手前の同型式の橋梁 (Fig. 6 の 0~22.5 m の範囲の路面凹凸を有する。) と車両との連成振動解析の結果から与える。

前項で記したように、路面凹凸は3mプロフィルメーターの寸法に基づいて、5cmごとに求めている。しかし、走行自動車のタイヤは、ある有限の接地長をもって路面と接している。タイヤの接地長は、輪荷重やタイヤの空気圧あるいは走行速度などによって異なるが、道路橋示方書の活荷重(T荷重)の規定では接地長を20cmとしており²⁵⁾、また、本田・小堀・山田は30cmと仮定している⁸⁾。ここでは、タイヤの接地長を25cmと仮定して、5cm間隔に測定された路面凹凸値を5個ずつ移動平均して、動的応答解析の路面凹凸値としている。

解析において考慮するモード次数は、曲げ振動およびねじり振動について、それぞれ3次とした。これ以上のモード次数を考慮しても、単純桁橋の支間中央の動的応答に有意な差のないことを別途確認した。また、走行自動車の固有振動数が3.016 Hzであり、橋の1次固有振動数がすでにこれよりも大きく、曲げ振動およびねじり振動のモード次数は、それぞれ3次で十分である。走行自動車と橋梁の連成振動を表わす連立微分方程式をNewmark- β 法により逐次積分するとき、 $\beta=1/4$ とし、各時間間隔における収束判定は加速度について $1/1000$ 以内とした。

Fig. 11 より、静的応答の場合と同様に、偏心走行の影響によるねじり変形が大きく、 G_3 枝の応答値が G_2 枝

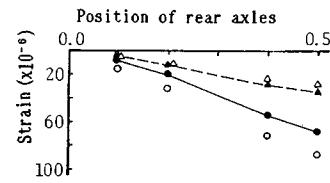


Fig. 10(b) Strain of lower flange at span center due to static load.

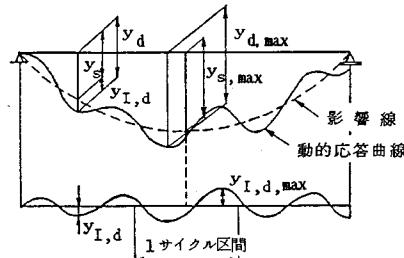


Fig. 12 Definition of dynamic increment factor (DIF).

よりも大きい。曲げねじり連成振動を考慮した解析値は、曲げのみを考慮した場合よりも実験値によく合うことがわかる。

e) 動的增幅率

荷重の走行による橋梁の応答の動的効果は、Dynamic Increment Factor (DIF) として表わすことができ²⁶⁾、たわみ y については次のようになる。

ここに、 $y_{s,\max}$ は、静的最大たわみであり、 $y_{l,d,\max}$ は、Fig. 12 に示すように、 $y_{s,\max}$ を含む 1 サイクル区間の $y_{l,d}$ の最大値である。

G_3 桁のたわみおよびひずみに関する動的増幅率 DIF の実験値ならびに理論解析値を Fig. 13 に示す。理論解析において、走行荷重を後輪 2 軸まで考慮した 2 自由度系にモデル化すると、後輪 1 軸とした 2 自由度系モデルあるいは 1 自由度モデルを用いた場合よりもよく実験値に一致し、走行荷重の本解析モデルの妥当性が示されている。また、路面平滑と仮定した場合の DIF の解析値は、実験値および路面凹凸を考慮した場合よりもはるかに小さくなり、走行荷重下の単純桁橋の動的応答に及ぼす路面凹凸の影響を無視し得ないことが認められる。

橋梁の曲げ振動のみを考慮した場合の動的応答値は、前述のごとく曲げねじり連成振動を考慮した場合とかなり異なるにもかかわらず、曲げ振動のみを考慮した解析によるDIFは、曲げねじり連成振動によるDIFに近づく。これは、動的応答値とともに静的応答値もある程度、偏心載荷に伴うねじり変形の影響を受けるためである。

f) 曲げとねじりの固有振動数比 p_m/p_{bn} の相違によ

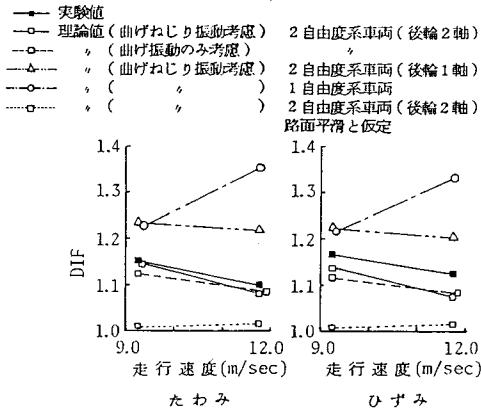


Fig. 13 Dynamic increment factor.

る動的増幅率の変化

神流川橋の p_{tn}/p_{bn} は 1.021 であるが、ねじり剛性を変化させた場合の、この無次元パラメーターの変化に伴う DIF の変化を Fig. 14 に示す。これより、 $p_{tn}/p_{bn}=1.0$ のとき DIF が最大になり、連成効果がわかる。 p_{tn}/p_{bn} が 1.0 から離れるに従い DIF は減少する。

4. 結 論

本研究において、路面凹凸を有する道路橋の走行荷重による動的応答について、理論解析ならびに現地実験を実施し、解析モデルの妥当性について検討した。現地実験は、支間長 22.2 m の単純桁が 18 連よりなる神流川橋において実施された。その結果は以下のとおりである。

(1) 理論解析において、橋の曲げ振動方程式に基づく定式化のみならず、荷重の偏心走行による動的応答解析のために、曲げねじり連成振動方程式に基づく定式化を行った。このとき、走行荷重の解析モデルとして、動的応答に大きな影響を及ぼす大型ダンプトラックを適切にモデル化できるように、前輪 1 軸・後輪 2 軸の 2 自由度振動系モデルを用いた。

(2) 路面凹凸の測定に 3 m プロフィルメーターと 3 m ごとの水準測量を併用し、水準線を基準とした路面凹凸を得ることができた。路面凹凸のパワースペクトル密度を算出し、ISO 評価基準および名神実測スペクトルと比較して、舗装補修前の路面凹凸はかなり悪いことがわかった。

(3) 土砂満載の試験車の後輪 2 軸を同時に高さ 20 cm の踏台より落下させた後の減衰自由振動記録より、固有振動数 3.016 Hz および対数減衰率 0.428 を求めた。重量測定結果を用いて、ばね定数と粘性減衰係数を算出した。

(4) 走行実験において、試験車が橋を出た後の減衰自由振動より得られた橋の曲げ 1 次固有振動数は 4.93

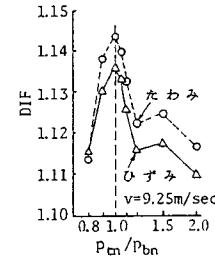


Fig. 14 DIF vs. ratio of bending natural frequency to torsional one.

Hz であり、このとき対数減衰率は 0.159 であった。

本橋は非合成プレートガーダー橋であるが、床版は合成作用により橋の剛性に寄与するものである。この床版の合成効果は鋼とコンクリートのヤング係数比 n によって定量的に評価するものとすると、 $n=20$ のとき、等断面と仮定した橋の曲げ 1 次固有振動数の計算値が 4.946 Hz となり、実験値に近くなつた。

(5) 試験車を静的に偏心載荷して、主桁 G_2 および G_3 のスパン中央におけるたわみおよびひずみを測定した。それらの実験値を、薄肉開断面材の曲げねじり理論により算出した解析値と比較した。たわみの解析値は実験値とよく一致しており、鋼とコンクリートのヤング係数比を 20 と仮定して算出した断面諸量は妥当であると考えられる。

(6) 試験車走行による主桁の動的たわみ曲線の実測値を解析値と比較すると曲げねじり振動を考慮した解析値は、曲げのみを考慮した場合よりも実験値によく合うことがわかった。

(7) 動的増幅率 DIF の実験値と解析値との比較より、走行荷重を後輪 2 軸まで考慮した 2 自由度系にモデル化すると、他の簡易モデルを用いた場合よりもよく実験値に一致し、本解析モデルの妥当性が示された。また、路面平滑と仮定した場合の DIF の解析値は、実験値および路面凹凸を考慮した場合よりもはるかに小さくなり、走行荷重による単純桁橋の動的応答に及ぼす路面凹凸の影響の著しいことがわかった。曲げ振動のみを考慮した解析による DIF は、曲げねじり連成振動による DIF に近づく。

(8) 曲げとねじりの固有振動数比 p_{tn}/p_{bn} の変化に伴う DIF の変化を調べると、 $p_{tn}/p_{bn}=1.0$ のとき DIF が最大になることがわかり、 p_{tn}/p_{bn} が 1.0 から離れるに従い DIF は減少した。これにより、曲げとねじりの連成効果が認められた。

謝 辞：本実験を遂行するにあたり、内外工営（株）の渡辺 昭氏にご協力頂いたことに対し、感謝の意を表

する次第である。また、プロフィルメーターは建設省土木研究所から貸与されたもので、関係諸氏のご好意に厚く御礼申し上げる次第である。なお、実験データ処理ならびに数値解析に際して、大阪大学学生の富田真史(現・富田鉄工所)、脇田雄一(現・日立造船(株))の両氏にご助力頂いたことに対し、謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 山田善一：橋梁の衝撃、土木構造物の振動と安全性、土木学会関西支部・中部支部、pp. 91~102, 1966. 5.
- 2) 伊藤 学：走行車両に対する橋梁の動的応答、橋梁の動的応答、日本鋼構造協会、pp. 377~401, 1969. 12.
- 3) Biggs, J. M., Suer, H. S. and Louw, J. M. : The vibration of simple span highway bridges, J. of Struc. Div., Proc. of ASCE, Vol. 83, No. ST 2, pp. 1186-1/32, March, 1957.
- 4) Wen, R. K. : Dynamic response of beams traversed by two-axle loads, J. of Engg. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol. 86, No. EM 5, pp. 91~111, Oct., 1960.
- 5) Wen, R. K. and Toridis, T. : Dynamic behavior of cantilever bridges, J. of Engg. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol. 88, No. EM 4, pp. 27~43, Aug., 1962.
- 6) Veletos, A. S. and Haung, T. : Analysis of dynamic response of highway bridges, J. of Engg. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol. 96, No. EM 5, pp. 593~620, Oct., 1970.
- 7) 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, pp. 27~32, 1978. 3.
- 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) Honda, H., Kobori, T. and Yamada, Y. : Dynamic factor of highway steel girder bridges, IABSE Proceedings, P-98/86, pp. 57~75, 1986. 5.
- 10) 川谷充郎・小松定夫・脇田雄一：偏心走行荷重による道路橋の動的応答に関する理論的及び実験的研究、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集、I-178, 1981. 10.
- 11) 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.
- 12) Nakai, H. and Kotoguchi, H. : Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of JSCE, No. 244, pp. 117~128, Dec., 1975.
- 13) Fryba, L. : Non-stationary vibrations of bridges under random moving load, Final Report of 8th IABSE Congress, New York, pp. 1223~1236, Sept., 1968.
- 14) 小堀為雄・梶川康男：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚、土木学会論文報告集、第248号、pp. 11~23, 1976. 4.
- 15) 吉村虎藏・彦坂 照・内谷 保：単一走行車両による道路橋の非定常ランダム応答の解析、土木学会論文報告集、第258号、pp. 35~44, 1977. 2.
- 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. 15~26, 1979. 6.
- 17) 小松定夫：路面不整の統計学的特性と道路橋の衝撃係数に関する研究、大阪大学工学部土木工学科研究報告書、1985. 3.
- 18) 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. 33 A, pp. 459~466, 1987. 3.
- 19) 成田信之・桂樹正隆・江本 勝：I共通編—衝撃係数の再検討に関する実橋実験一、土木技術資料、Vol. 22, No. 5, pp. 21~27, 1980. 5.
- 20) 川井忠彦：薄肉開断面材の弾性力学、生産研究、Vol. 16, No. 1, pp. 14~18, 28, No. 2, pp. 14~25, 1964. 1, 2.
- 21) 成田信之・池村雅司：路面の凹凸と自動車荷重(II)、土木研究所資料、No. 800, 1973. 3.
- 22) ISO (International Organization for Standardization) : Proposals for generalized road inputs to vehicles, ISO/TC 108/WG 9 Document No. 5, 1972.
- 23) 川合平夫・森崎健二：自動車走行路面の性質と振動乗心地への関連性、三菱重工技報、Vol. 2, No. 2, pp. 20~28, 1965.
- 24) 小松定夫：薄肉構造物の理論と計算I、山海堂、1969. 11.
- 25) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I共通編、1980. 2.
- 26) 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.

(1987.10.27・受付)