

単一走行車両によるプレートガーダー橋の不規則応答解析

RANDOM RESPONSE ANALYSIS OF PLATE GIRDER BRIDGES UNDER A MOVING VEHICLE

岡林隆敏* 竹下渡** 小西保則***

By Takatoshi OKABAYASHI, Wataru TAKESHITA and Yasunori KONISHI

This paper presents a random response analysis method for plate girder bridges under a moving vehicle excited random road surface roughness. The bridge is idealized as an orthotropic plate based on the finite strip method. The vehicle is modeled as a moving sprung mass and the road roughness is expressed as a stationary Gaussian random process. Based upon these idealization, the covariance equation which governs the variation of the response variance is derived. In the numerical results, the deflection variance response across transverse section of the bridges are evaluated. These responses are, in general, greater than that calculated by the beam model. It is shown that proposed stationary analysis is the effective method to estimate the maximum response.

1. はじめに

交通荷重による道路橋振動の主要な原因が、路面凹凸や継手部段差による路面不整にあることが知られている⁽¹⁾。中でも路面凹凸は複雑な形状をしているために、これを確率過程でモデル化し、走行車両による道路橋振動を不規則振動論により解析する研究⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾が進められてきた。これらの研究の主要な目的は、道路に作用するL荷重の衝撃係数を評価することに向けられていた。従って、橋梁の解析モデルは、橋梁全体の平均的な動的挙動を表現する1次元のはりモデルが用いられている。しかし、近年の道路橋の振動に関わる問題は、衝撃係数の算定だけでなく、床板の損傷や疲労などの局所的な問題⁽⁵⁾、地盤振動や騒音などの環境問題⁽⁶⁾、さらに振動制御のための新しい技術の開発⁽⁷⁾など、多様なものへと広がっている。その結果、振動解析は幅員方向の変動を考慮した2次元モデル、さらに橋脚まで考慮した立体解析が必要になってきている。そこで、本論文では、著者らが示した不規則応答解析⁽³⁾を基礎にして鉸桁橋を直交異方性板でモデル化し、1自由度系の走行車両による道路橋の幅員方向まで考慮した非定常不規則応答解析の手法を提案する。走行車両による鉸桁橋の幅員方向の変動を考慮したものとして、Cheung⁽⁸⁾の有限帯板法による振動解析を適用したSmith⁽⁹⁾の研究がある。さらに、Hutton⁽¹⁰⁾は2軸車両による箱桁橋を有限帯板法で解析した。また、橋梁を有限要素法⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾でモデル化した解析も行なわれている。これらの研究では路面の不整は、初期段差など単純な仮定のもとに解析されており、不規則振動論の視点から解析されたものではない。道路橋振動に起因する問題の対策のためには、橋軸方向だけでなく、幅員方向の応答の変動を評価す

* 工博 長崎大学助教授 機械システム工学科 (〒852 長崎市文教町1-14)

** 長崎大学大学院生 土木工学専攻 (〒852 長崎市文教町1-14)

*** 工博 長崎大学教授 土木工学科 (〒852 長崎市文教町1-14)

る必要がある。

本研究では、橋梁モデルとして有限帯板法を用いたが、これは、橋梁に作用する車両の接地力が連続量となるために、応答計算が簡単になるためである。走行車両の力学モデルは、種々のモデルが提案されているが、基本的な橋梁の動的挙動を把握するために、単純な1自由度系の質量ばね系でモデル化した。路面凹凸は、白色雑音を入力する一種のフィルターである路面系の定常確率過程で表現した。これらのモデルにより、橋梁-車両-路面系は確率微分方程式で表現され、これより誘導される共分散方程式より、橋梁の変位、モーメントおよびせん断力の応答の分散が評価できる。本解法によれば、橋梁の各モードの連成と相関を考慮して、車両の走行および橋梁の初期条件による非定常不規則応答解析が可能である。

数値解析例として、阪神高速道路公団の高架橋上部構造を対象にした数値解析により、1次元のはりモデルと幅員方向の変動を考慮した解析の比較、さらに、定常理論による最大応答の推定方法について検討を行った。

2. 有限帯板法による振動解析⁽⁸⁾

(1) 有限帯板法による橋梁のモデル化

変位を境界条件を満足するはりの振動モードで級数表示し、 r 次までの項数でこれを近似するものとする。帯板のモデルは、図-1に示した。ここで、帯板は n 分割されているものとする。 i 節線と $i+1$ 節線ではさまれた帯板の変位 $w(x, y)$ は、次式で表わされる。

$$w(x, y) = S(x, y) \delta = [S_1, \dots, S_r] [\delta_1^T, \dots, \delta_r^T]^T \quad (1)$$

ここに、 S_k は、次式で示される帯板の変位関数である。

$$S_k = [\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4] Y_k(y) \quad (2)$$

$\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4$ は、帯板の横方向の変位を表す3次関数であり、 Y_k は、境界条件を満足する縦方向の変位関数である。これは、文献(8)と同じものを用いた。また、 δ_k は、 i および $i+1$ 節線におけるたわみとたわみ角より構成されるベクトル

$$\delta_k = [w_i, \theta_i, w_{i+1}, \theta_{i+1}]^T \quad (3)$$

である。一方、曲げモーメントは、次式で表わされる。

$$M = \begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_x & D_1 & 0 \\ D_1 & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\partial^2 w / \partial x^2 \\ -\partial^2 w / \partial y^2 \\ 2 \partial^2 w / \partial x \partial y \end{bmatrix} \quad (4)$$

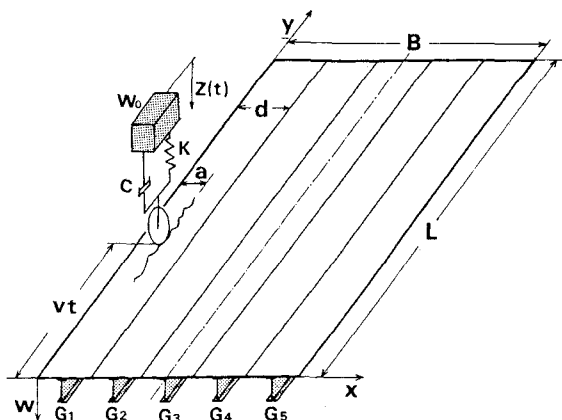


図-1. 橋梁-車両系

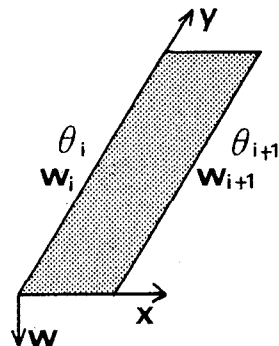


図-2. 帯板要素の座標

(2) 振動解析

剛性マトリクスは、通常の有限要素法の考え方を適用して誘導することができる。各次数ごとに非減衰系の自由振動の方程式を導く。

$$\mathbf{M}_k \ddot{\mathbf{q}}_k(t) + \mathbf{K}_k \mathbf{q}_k(t) = \mathbf{0} \quad (5)$$

ここに、 $\mathbf{q}_k(t)$ は、系における節線のたわみとたわみ角のベクトルである。 $\mathbf{M}_k$ は系の質量マトリクス、 $\mathbf{K}_k$ は剛性マトリクスである。

$\mathbf{q}_k(t)$ が調和振動していると仮定すると、 k 次の縦方向の振動数に対する、横方向の固有円振動数 ω_{sk} が求められ、対応する振動モード ψ_{sk} が決まる。なお、横方向の振動数は m 次まで考慮するものとする。これらを固有振動数マトリクスと振動モードマトリクスとして表示する。

$$\Omega_k = \begin{bmatrix} \omega_{1k}^2 & & \\ & \ddots & \\ & & \omega_{mk}^2 \end{bmatrix} \quad \Psi_k = [\psi_{1k} \cdots \psi_{mk}] \quad (6)$$

3. 橋梁-車両-路面系の運動方程式

(1) 橋梁の運動方程式

不規則路面凹凸を有する橋梁上に1自由度系でモデル化された車両が、一定速度 v で走行する模様を図-1に示した。ここでは、文献(9)を参考にして橋梁-車両-路面系の運動方程式を導く。

橋梁の縦方向の変形を k 次振動モードで表わした場合、 $\mathbf{q}_k(t)$ は、モード関数 Ψ_k と基準座標 $\mathbf{P}_k(t)$ を用いて、

$$\mathbf{q}_k(t) = \Psi_k \mathbf{P}_k(t) \quad (7)$$

のように表わすことができる。 i と $i+1$ 節線内の変位は、

$$w(x, y) = \sum_{k=1}^r \mathbf{S}_k(x, y) [\mathbf{q}_k(t)]_i \quad (8)$$

となる。ここに、 $[\mathbf{q}_k(t)]_i$ は、 $\mathbf{q}_k(t)$ ベクトルの i と $i+1$ 節線の変数より構成されるベクトルである。

橋梁に外力が作用し、さらに減衰を考慮した場合、橋梁の運動方程式は次式で与えられる。

$$\mathbf{M}_k \ddot{\mathbf{q}}_k(t) + \mathbf{D}_k \dot{\mathbf{q}}_k(t) + \mathbf{K}_k \mathbf{q}_k(t) = \mathbf{Q}_k(t) \quad (9)$$

帯板($j, j+1$)に車両の接地力 F が作用したものとすると、外力ベクトル $\mathbf{Q}_k(t)$ は、

$$\mathbf{Q}_k(t) = [0^T, \dots, \mathbf{f}_k^T(t), \dots, 0^T]_{j+2, n+1}^T \quad (10)$$

となる。ここに $\mathbf{f}_k(t)$ は、 j と $j+1$ 節線に作用する力であり、 $0_{k, l}$ は、 k 節線から l 節線に作用する力が0であることを示している。図-1で示すように、車両が j 節線から $x=a$ の位置にあり、速度 v で走行するものとして、節線力は次式のように表わされる。

$$\mathbf{f}_k(t) = F \mathbf{S}_k^T(a, vt) \quad (11)$$

(9)式を対角化するために、次のような置き換えをする。

$$\begin{aligned} \mathbf{L}_k &= \Phi_k^T \mathbf{M}_k \Phi_k, & \mathbf{L}_k^{-1} \Phi_k^T \mathbf{D}_k \Phi_k &= \mathbf{H}_k \\ \mathbf{L}_k^{-1} \Phi_k^T \mathbf{K}_k \Phi_k &= \Omega_k, & \mathbf{L}_k^{-1} \Phi_k \mathbf{Q}_k &= \mathbf{L}_k^{-1} \mathbf{Z}_k^J F \mathbf{S}_k^T(a, vt) \end{aligned} \quad (12)$$

ここに、 $\mathbf{H}_k$ および Ω_k は、減衰と固有円振動数から構成される対角マトリクスであり、 $\mathbf{Z}_k^J$ は、

$$\Phi_k^T = [(\Psi_k)^T, \dots, \mathbf{Z}_k^J, \dots, (\Psi_k)^T]_{j+2, n+1}^T \quad (13)$$

で表わされる振動モードマトリクスの j と $j+1$ 節線の部分を取り出したものである。

(9)式を対角化すると次式のようになる。

$$\ddot{\mathbf{P}}_k(t) + \mathbf{H}_k \dot{\mathbf{P}}_k(t) + \Omega_k \mathbf{P}_k(t) = \mathbf{L}_k^{-1} \mathbf{Z}_k^J F \mathbf{S}_k^T(a, vt) \quad (14)$$

次に、基準座標 $\mathbf{P}_k(t)$ を合成したベクトル

$$\mathbf{P}(t) = [\mathbf{P}_1^T(t) \cdots \mathbf{P}_r^T(t)]^T \quad (15)$$

に関する方程式を構成すると、次の式を得る。

$$\ddot{\mathbf{P}}(t) + \mathbf{H}\dot{\mathbf{P}}(t) + \mathbf{\Omega}\mathbf{P}(t) = \mathbf{L}^{-1}\mathbf{Z}^T\mathbf{S}^T\mathbf{F} \quad (16)$$

ここに、 $\mathbf{H}$, $\mathbf{\Omega}$, $\mathbf{L}$, $\mathbf{Z}$ はそれぞれ、 $\mathbf{H}_k$, $\mathbf{\Omega}_k$, $\mathbf{L}_k$, $\mathbf{Z}_k$ を r 次まで対角に並べたマトリクスである。

(2) 車両の方程式と路面凹凸のモデル化

j と $j+1$ 節線に作用する力は、(11)で示したように $\mathbf{f}_k(t)$ で与えられる。 $z(t)$ を車両の変位とすると、車両の接地力は、

$$\mathbf{F} = (\mathbf{M}_s + \mathbf{M}_u) \mathbf{g} - \mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{z}}(t) \quad (17)$$

で表わすことができる。数値解析では、車両の重量を全てばね上質量 $\mathbf{M}_s$ で考え、さらに、動的変動のみを考慮する。車両の方程式は、車両直下の橋梁のたわみ $w(t)$ 、路面凹凸 $r(t)$ を考慮して

$$\ddot{z}(t) + 2h_0\omega_0(\dot{z}(t) - \dot{w}(t) - \dot{r}(t)) + \omega_0^2(z(t) - w(t) - r(t)) = 0 \quad (18)$$

のように表わすことができる。ここに h_0 は、車両の減衰定数、 ω_0 は、車両の固有円振動数である。

路面凹凸のパワースペクトル密度は

$$S_r(\omega) = S_0 / (\omega^2 + \beta^2) \quad (19)$$

で表わされるものとする。なお、

$$\beta = 2\pi v a, \quad S_0 = 2\pi v A \quad (20)$$

ここに、

$$a = 0.05, \quad A = 1.0 \times 10^{-3}$$

である。図-3は実測結果と本解法に用いるパワースペクトル密度を図示したものである。横軸 Ω は波数であり (cycle/m) であり本研究では、(19)式の ω とは、 $\omega = 2\pi v \Omega$ の関係がある。

路面凹凸を次のような微分方程式

$$\dot{r}(t) + \beta r(t) = n(t) \quad (21)$$

の定常解過程でモデル化する。 $n(t)$ は、次のような確率特性で規定される白色雑音過程である。

$$E[n(t)] = 0, \quad E[n(t_1)n(t_2)] = \sigma^2 \delta(t_1 - t_2) \quad (22)$$

ただし、 $E[\]$ は、集合平均のための演算子である。 $\delta(t)$ は、

Diracのデルタ関数である。なお、 $\sigma^2 = 2\pi S_0$ である。

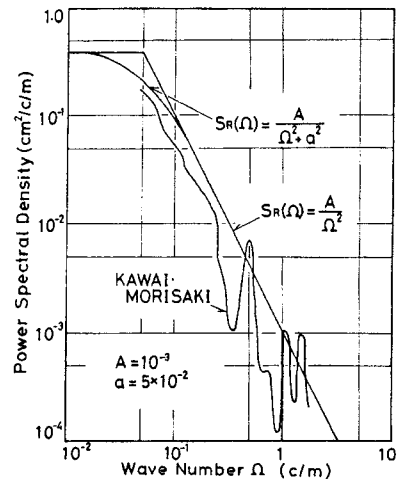


図-3. 路面凹凸のパワースペクトル密度

(3) 橋梁-車両-路面系の状態空間表示

帯板 i と $i+1$ におけるたわみは、これまで定義したマトリクスを用いると

$$w(x, y) = \mathbf{S}(x, y) \mathbf{Z}^T \mathbf{P}(t) \quad (23)$$

で与えられる。 $\mathbf{Z}^T$ は、 $\mathbf{Z}$ について定義したものを、 i と $i+1$ に適用した振動モードマトリクスである。

$$[\mathbf{P}(t), \dot{\mathbf{P}}(t), z(t), \dot{z}(t), r(t)] = [\mathbf{P}_1(t), \mathbf{P}_2(t), z_1(t), z_2(t), r(t)] \quad (24)$$

とすると、(16), (18), (21)式により、橋梁-車両-路面系は以下のように表わすことができる。

$$\dot{\mathbf{P}}_1(t) = \mathbf{P}_2(t)$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{P}}_2(t) = & -(\mathbf{\Omega} + \omega_0^2 \mathbf{M}_s \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{S}^T \mathbf{S} \mathbf{Z}^J) \mathbf{P}_1(t) - (\mathbf{H} + 2h_0\omega_0 \mathbf{M}_s \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{S}^T \mathbf{S} \mathbf{Z}^J) \mathbf{P}_2(t) \\ & + \omega_0^2 \mathbf{M}_s \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{S}^T z_1(t) + 2h_0\omega_0 \mathbf{M}_s \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{S}^T z_2(t) \\ & + (2h_0\omega_0\beta - \omega_0^2) \mathbf{M}_s \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{S}^T r(t) - 2h_0\omega_0 \mathbf{M}_s \mathbf{L}^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{S}^T n(t) \end{aligned}$$

$$\dot{z}_1(t) = z_2(t) \quad (25)$$

$$\begin{aligned} \dot{z}_2(t) = & \omega_0^2 \mathbf{S} \mathbf{Z}^J \mathbf{P}_1(t) + 2h_0\omega_0 \mathbf{S} \mathbf{Z}^J \mathbf{P}_2(t) - \omega_0^2 z_1(t) - 2h_0\omega_0 z_2(t) \\ & + (2h_0\omega_0\beta - \omega_0^2) r(t) + 2h_0\omega_0\beta n(t) \end{aligned}$$

$$\dot{r}(t) = -\beta r(t) + n(t)$$

ここで、橋梁-車両-路面系を新しい変数で表わすと、

$$\mathbf{X}(t) = [\mathbf{P}_1^T(t), \mathbf{P}_2^T(t), \mathbf{z}_1(t), \mathbf{z}_2(t), \mathbf{r}(t)]^T \quad (26)$$

(25)式は、次のような白色雑音過程を入力とする確率微分方程式で表示することができる。

$$\dot{\mathbf{X}}(t) = \mathbf{A}_x(t)\mathbf{X}(t) + \mathbf{N}_x(t), \quad \mathbf{X}(t_0) = \mathbf{X}_0 \quad (27)$$

ここに、 $\mathbf{N}_x(t)$ は、白色雑音過程であり、次のような確率特性を有する。

$$\mathbf{E}[\mathbf{N}_x(t)] = \mathbf{0}, \quad \mathbf{E}[\mathbf{N}_x(t_1)\mathbf{N}_x(t_2)^T] = \mathbf{Q}_N(t_1)\delta(t_1-t_2) \quad (28)$$

4. 不規則応答解析

(1) 非定常応答解析

帯板 i と $i+1$ の変位応答の分散は、次式で与えられる。

$$\mathbf{E}[\mathbf{w}^2(x, y)] = \mathbf{S}(x, y)\mathbf{Z}^T \mathbf{E}[\mathbf{P}_1(t)\mathbf{P}_1(t)^T]\mathbf{Z}^T \mathbf{S}(x, y) \quad (29)$$

ここに、 $\mathbf{E}[\mathbf{P}_1(t)\mathbf{P}_1(t)^T]$ は、

$$\mathbf{R}_x(t) = \mathbf{E}[\mathbf{X}(t)\mathbf{X}(t)^T] \quad (30)$$

の要素として与えられる。 $\mathbf{R}_x(t)$ の時間的变化は、次の共分散方程式

$$\dot{\mathbf{R}}_x(t) = \mathbf{A}_x(t)\mathbf{R}_x(t) + \mathbf{R}_x(t)\mathbf{A}_x(t)^T + \mathbf{Q}_x(t) \quad (31)$$

$$\mathbf{R}_x(0) = \mathbf{R}_{x0}$$

で表わされる。初期条件は、次のように考える。車両は無限遠点から発進し、定常状態に達してから橋梁に進入する。車両が進入するまで橋梁は静止しているものとする。この条件の下では、車両-路面系は、橋梁系と独立である。従って、初期条件となる車両-路面系の共分散は、定常状態の共分散方程式を解くことにより求められる。

$$\begin{aligned} \mathbf{E}[\mathbf{z}^2(t)] &= (2h_0A_1 + \beta\omega_0)\sigma^2/4h_0\beta A_2, & \mathbf{E}[\mathbf{z}(t)\dot{\mathbf{z}}(t)] &= 0 \\ \mathbf{E}[\mathbf{z}(t)\mathbf{r}(t)] &= A_1\sigma^2/2\beta A_2, & \mathbf{E}[\dot{\mathbf{z}}^2(t)] &= \omega_0(\omega_0^2 + 4h_0A_1)/4h_0A_2 \\ \mathbf{E}[\dot{\mathbf{z}}(t)\mathbf{r}(t)] &= A_1\sigma^2/2A_2, & \mathbf{E}[\mathbf{r}^2(t)] &= \sigma^2/2\beta \end{aligned} \quad (32)$$

ただし $A_1 = \omega_0^2 + 2h_0\omega_0\beta$, $A_2 = \omega_0^2 + \beta(2h_0\omega_0 + \beta)$ である。

(2) 定常応答解析

非定常応答の最大応答の推定法として、定常応答解析が考えられる。これは車両を $(x=\lambda, y=L/2)$ 点に固定し、路面凹凸による加振力を橋梁に加え、橋梁-車両系が定常になった場合を考えた応答である。この場合共分散 $\mathbf{R}_x(t)$ は定常になるので、(31)式は次のような連立方程式となる。

$$\mathbf{A}_x\mathbf{R}_x + \mathbf{R}_x\mathbf{A}_x^T + \mathbf{Q}_x = \mathbf{0} \quad (33)$$

5. 数値解析と考察

(1) 橋梁と車両の特性

解析の対象とした橋梁は阪神高速道路高架橋の鋼単純活荷重合成桁である。橋梁の諸元を表-1に示した。この橋梁を直交異方性板でモデル化する。この断面定数は、表-2のようになる。このような橋梁モデルの固有振動数は表-3のようになり、振動モードは図-4で表わされる。応答解析では振動次数を8次まで考慮した。採用すべき橋梁の振動次数は、車両のモデルにより決定する必要がある。本論文では、橋梁の振動次数として今後車両モデルを厳密にした場合必要と思われる振動次数を想定している。他方車両は1自由度系の質量-ばね系でモデル化したものであり、単一車両を考える。総重量20tの大型車を想定したモデルである。また路面凹凸は図-3のようなパワース

表-1. 橋梁の諸元

項目	諸元
形式	鋼単純活荷重合成桁
橋格	一等橋
橋長(m)	27.0
支間長(m)	26.4
全幅員(m)	17.6
車線数	4車線
設計荷重	TL-20

表-2. 直交異方性板モデルの断面定数

	G_1	G_2	G_3	G_4	G_5
D_x (kgf.m)	14.8×10^6	14.8×10^6	14.8×10^6	14.8×10^6	14.8×10^6
D_y (kgf.m)	886.9×10^6	205.1×10^6	205.1×10^6	205.1×10^6	205.1×10^6
D_{xy} (kgf.m)	3.0×10^6	1.2×10^6	1.2×10^6	1.2×10^6	3.0×10^6
D_t (kgf.m)	0	0	0	0	0
d_k (m)	1.925	3.850	3.850	3.850	1.925

表-3. 橋梁の振動特性

次数	振動数(HZ)
1次	3.84
2次	4.52
3次	6.67
4次	13.69
5次	15.63
6次	17.16
7次	18.94
8次	22.70

ペクトル密度を有するものとする。これは、名神高速道路で測定⁽¹⁴⁾した結果から推定したものである。

(2) 変位応答の標準偏差

図-5(a)は、車両が橋梁中央を走行した場合、支間中点における橋梁中央と外側桁の変位応答の標準偏差を示したものである。縦軸は変位応答の標準偏差であり、横軸は車両が橋梁を通過する時間 T で基準化した車両が橋梁に進入してから経過時間を示している。また、定常応答解析による最大応答の推定結果も示した。車両が中央を走行する場合は、外側桁より中央部の変動が約2倍程大きい。点線は、はりモデルによる支間中点の変位応答の標準偏差であるが、これは有限帯板法による解析の幅員中央部と外側桁の応答の中間の値を示している。破線は定常応答解析による推定結果を示したものである。応答の非定常性のために、非定常応答の最大応答は対応する定常応答より若干大きくなるが、定常応答が非定常応答の最大応答を推定する上で有効な手段であることがわかる。図(b)は、外側車線を車両が走行した場合、それぞれのモデルによる、着目点の変位応答の標準偏差を示したものである。この場合外側桁の応答が中央部の

表-4. 自動車の諸元と振動特性

総重量(t)	20
固有振動数(HZ)	3.0
減衰定数	0.03

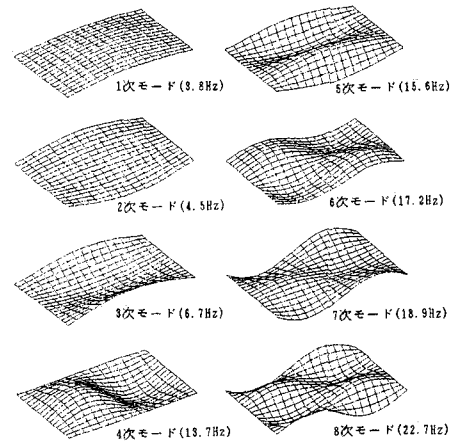
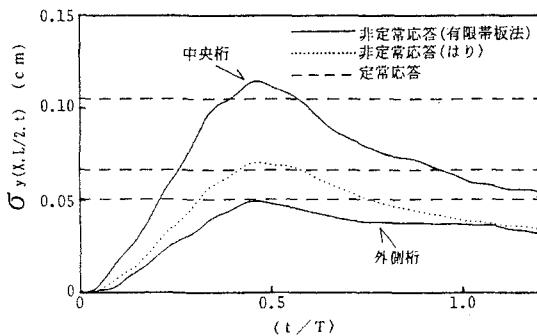
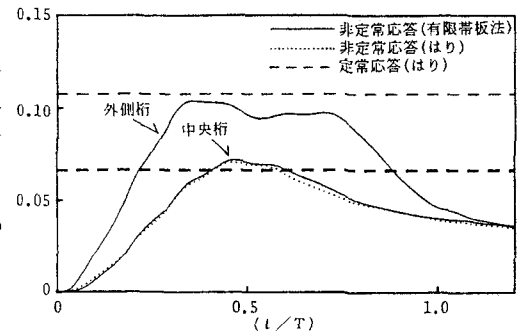


図-4. 橋梁の振動モード



a) 中央車線走行の場合



b) 外側車線走行の場合

図-5. 変位応答の標準偏差

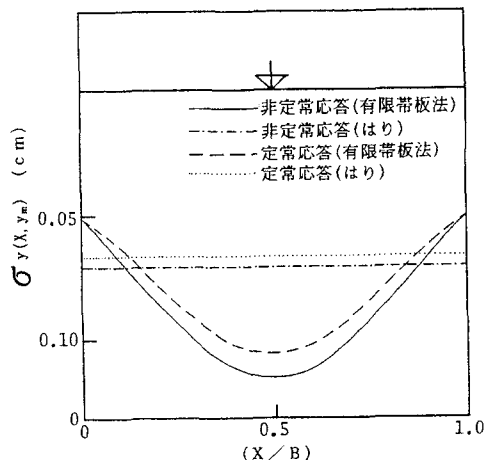
応答より大きくなっている。はりの応答は中央部の応答とほぼ一致している。これらの結果より、はりモデルの応答は、橋梁の幅員方向の変化の平均的挙動を示し、最大応答より小さな値を評価することがわかる。

(3) 幅員方向の変動

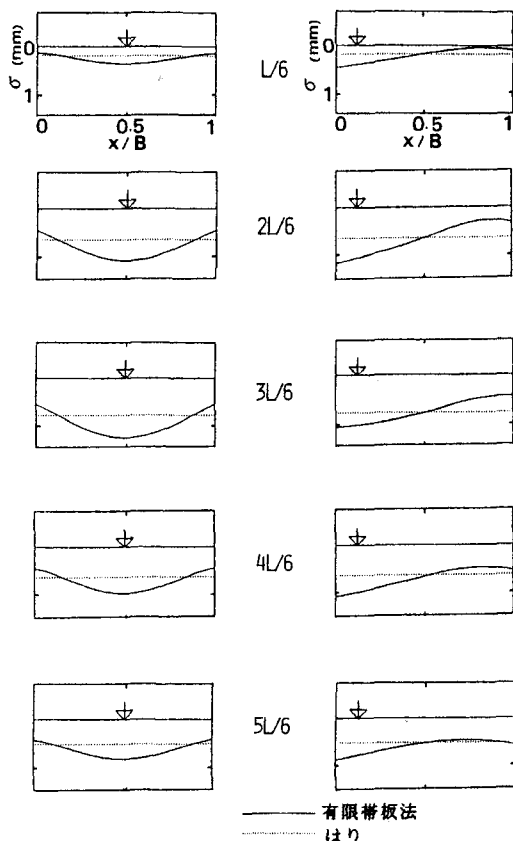
図-6は、幅員方向の応答の変動を見るために、車両が $L/6$, $2L/6$, $3L/6$, $4L/6$, $5L/6$ を走行している時点の支間中央部の幅員方向の変位応答の標準偏差を示したものである。実線は、有限帯板法による応答で、破線は、はりによる応答である。図(a)の車両が幅員の中央を走行する場合の応答を見ると、幅員中央部の応答が最大となり、外側桁の応答が最小となる。梁モデルによる応答は、各点において、有限帯板法で解析を行なった幅員方向の応答のほぼ中間の値を示し、幅員方向の応答の平均的な挙動を示している。図(b)の車両が外側車線を走行する場合の幅員方向のを見ると、偏載荷重のために、車両に近い側の外側桁の応答が最大となっている様子がわかる。さらに、はりモデルの応答は、当然のことではあるが、この変動の平均的な挙動を示していることがわかる。

(4) 幅員方向における挙動の推定

図-5では、着目点における最大応答が定

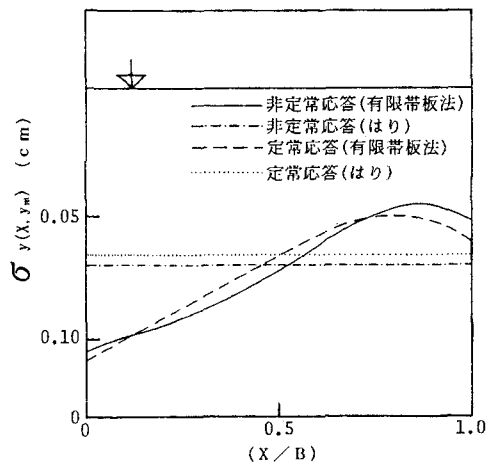


a) 中央車線走行の場合



a) 中央車線走行の場合 b) 外側車線走行の場合

図-6. 横断方向の変位応答の変動



b) 外側車線走行の場合

図-7. 最大応答の推定

常応答解析により推定できることを示した。2次元モデルでは幅員方向の変動の推定が必要となる。図-7(a)(b)は、幅員方向と外側車線を走行するときの支間中点の幅員方向の変動を示したものである。図において、実線と破線は有限帯板法による幅員方向の解析を行なったものであるが、実線は非定常応答解析における最大応答を示したもので、破線は定常応答解析における結果を示したものである。また、はりによる非定常応答の最大値と定常応答解析の結果も図に示した。図の縦軸は変位応答の標準偏差を表わし、横軸は幅員長で基準化した幅員方向の位置を示したものである。図(a)(b)共に、非定常応答解析における最大応答は、非定常性により多少定常応答より大きくなっているが、定常応答解析により推定できることを示している。はりモデルの応答は、幅員方向について平均的な値となっており、幅員方向の変化についてかなりの誤差を生じている。このことより、橋長に比べて幅員の広い橋梁に対して、2次元モデルで解析する必要があることがわかる。

6. まとめ

本研究で得られた結果を表示すると次のようになる。

- ① 高架橋の上部構造を有限帯板法でモデル化し、対象橋梁の断面特性を決定することにより、幅員方向の振動を考慮した振動解析を行なった。
- ② 有限帯板法による構造解析に基づいて、走行車両による幅員方向の変動を考慮したプレートガーダー橋の不規則応答解析の手法を提案した。
- ③ 車両の走行車線及び応答の着目点を变化させて、橋梁の変位応答の標準偏差を求めた。さらにはりモデルによる応答と有限帯板法による2次元モデルによる応答を比較して、有限帯板法のモデルの有効性を確認した。
- ④ はりモデルによる応答は、有限帯板法による幅員方向の変動の平均的な値を示している。しかし、はりモデルによる応答は、2次元モデルによる幅員方向の応答とかなり差が現れており、橋長に比べて幅員の広い橋梁では、2次元モデルを適用する必要があることが検証できた。
- ⑤ 振動解析の結果の評価は、最大応答でなされる。定常応答解析による応答は、非定常応答解析の最大応答を推定するために有効であることがわかった。定常応答解析では、計算が極めて簡便になる。

本研究の数値計算では変位応答のみに着目したが、同じ手法により、曲げモーメント及び応答速度についても解析は可能である。モーメント応答の解析では、採用する振動次数に注意する必要がある。

〔参考文献〕

- 1) 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、土木学会論文報告集148号、pp.40～50、1967-12.
- 2) 吉村虎蔵・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解析、土木学会論文報告集258号、pp.35～44、1977-2.
- 3) 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286号、pp.15～27、1976-6.
- 4) Kawatani, M. and S. Komatsu : Nonstationary Random Response of Highway Bridges under a Series of Moving Vehicles, Proc. of JSCE, No.398/I-10, pp.81～88, 1988-10.
- 5) 横山功一・井上純蔵・藤城隆・永原隆：橋梁の衝撃荷重に関する試験調査報告書〔I-1987〕、土木研究所資料第2426号、1987-1.
- 6) 梶川康男・大嶋信太郎：周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する一解析法、土木学会論文報告集、第341号、pp.79～88、1984-4.
- 7) 矢作枢・吉田和彦：高架橋における交通振動のアクティブコントロール、土木学会論文集、第356号

- /I-3, pp.435-444, 1985-4.
- 8) Cheung, Y. K. and M. S. Cheung : Flexural Vibrations of Rectangular and Other Polygonal Plates, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. EM2, pp.391~411, 1971-4.
 - 9) Smith, J. W. : Finite Strip Analysis of the Dynamic Response of Beam and Slab Highway Bridges. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, Vol. 1, pp.357~370, 1973.
 - 10) Hutton, S. G. and Y. K. Cheung : Dynamic Response of Single Span Highway Bridges, Earthquake Eng. Struct. Dynamics, Vol. 7, pp.543~553, 1979.
 - 11) Gupta, R. K. and R. W. Traill-Nash : Bridge Dynamic Loading due to Road Surface Irregularities and Braking of Vehicle, Earthquake Eng. Struct. Dynamics, Vol. 8, pp.83~96, 1980.
 - 12) Gupta, R. K. : Dynamic Loading of Highway Bridges, Proc. of ASCE, Vol. 106, No. EM2, pp.377~394, 1980.
 - 13) Wu, J. S. , M. L. Lee and T. S. Lai : The Dynamic Analysis of a Flat Plate under a Moving Load by the Finite Element Method, Int. J. Num. Meth. Eng., Vol. 24, pp.743~762, 1987.
 - 14) 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, pp. 20~28, 1965.

(1990年10月21日受付)