

TMD を設置した歩道橋の設計用振動使用性評価法

A Simplified Method to Evaluate Maximum Response Caused by a Human Walking
on a Pedestrian Bridge with TMD inside of its Girder

米田昌弘*

Masahiro YONEDA*

* 工博 近畿大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

TMD is one of the most effective methods to control the vibration of a pedestrian bridge caused by pedestrians. In this paper, a simplified method is proposed for evaluating the maximum response of the pedestrian bridge with TMD inside of its girder. Numerical simulations were carried out for the pedestrian bridge with span length of 40 m, which was controlled by TMD with 1 % mass ratio. It was ascertained that the evaluation value based on the simplified method developed in this paper could be fairly in good agreements with the computed value when a pedestrian fell in step at the bridge's resonant frequency.

Key Words : pedestrian bridge, TMD, vertical vibration, vibration serviceability simplified method

キーワード : 歩道橋, TMD, 鉛直振動, 振動使用性, 簡易推定式

1. まえがき

歩道橋形式として従来は単純桁形式が数多く採用されてきたが、最近では斜張橋や吊床版橋なども含め、多種多様化した形式の歩道橋が架設されるようになっている。この傾向は設計コンペ方式が採用されることの多い海外では特に顕著で、テムズ河のミレニアムブリッジ、セーヌ河のソルフェリーノ歩道橋をはじめ、最近になってユニークでかつランドマーク的な歩道橋が次々に建設されている。しかしながら、ミレニアムブリッジやソルフェリーノ歩道橋では、群衆の通行で大きな水平振動が生じ、相次いで閉鎖される事態が生じたことは橋梁技術者の記憶に新しい¹⁾。わが国でも群衆の通行によって大きな水平振動が生じた事例が藤野ら²⁾によって報告されているが、この事例はきわめて特殊なケースで、現在のところ設計で要求されるのは歩行者に起因した鉛直方向振動に対する検討のみとなっている。

わが国の立体横断施設技術基準³⁾や建設省の標準設計⁴⁾では、歩道橋の振動が利用者に不快感を与えないよう、たわみ制限に加え、歩道橋のたわみ固有振動数

が 1.5Hz~2.3Hz に入らないように規定している。その結果、技術基準の制定(1979年)や標準設計の提示(1985年頃)がなされた後は、歩行者に不快感を与えるような、振動しやすい歩道橋は大幅に減少していると考えられる。しかしながら、技術基準や標準設計が提示される以前に建設された歩道橋では、歩行者の歩調と固有振動数が一致する共振現象によって、利用者に不安感や不快感を与える有害な振動が生じているケースも未だ数多く見受けられる。

歩行者によって誘起された歩道橋の振動を抑制する方法として、TLD(同調液体ダンパー)やTMD(同調質量ダンパー)の設置が考えられる^{2), 5)}。なお、TLDとTMDの制振原理は基本的に同じであることから、以下では制振対策としてTMDに限定して記述する。複素固有値解析を実施すれば、TMDを設置した歩道橋の構造減衰を計算できる。また、歩行者による動的応答解析を実施すれば、TMDの設置前後について、歩行者の通行によって誘起される歩道橋の時刻歴応答を算出できる。しかしながら、実務設計で歩道橋の制振対策とその効果を検討する際には、歩行者によって誘起される最大変位や最大速度が推定されれば十分であり、

振動工学の知識を必要とする複素固有値解析や動的応答解析は、実務技術者にとって現在でも難解な検討方法であると認識されている。

ところで、著者は、制振対策（振動使用性の向上策）を施す前の歩道橋を対象として、比較的簡単にしかも比較的精度良く、歩行者によって誘起される最大速度応答を推定できる設計式をすでに提示している^{6), 7)}。なお、この設計式は単純桁形式や連続桁形式歩道橋のみならず、斜張橋や吊床版橋などの任意形式歩道橋にも適用できるが、これは斜張橋や吊床版橋などでは歩調付近に多くの振動モードが比較的接近して存在しても、近接した振動モードは動的応答の最大値にほとんど影響せず、最大速度応答の推定には歩行者が共振歩行する振動モードのみを考慮すれば良いとの知見にもとづくものである。

ところで、歩道橋の一つの振動モードに着目して 1 個の TMD を最適設置した場合にも、きわめて近接した 2 つの振動モードが出現する。しかも、これら 2 つの振動モードは、TMD の振動方向は異なるものの、主桁の振動モードはきわめて類似したものとなる。すなわち、吊形式歩道橋では、歩調付近に多くの振動モードが比較的接近して存在しても、それぞれの振動モードは大きく異なるのに対し、TMD を最適設置した場合には、きわめて類似した振動モード（歩道橋本体の振動モード）が近接して出現する点で大きく相違する。

周知の如く、公共施設に対する利用者の価値観やニーズが大きく変化し、最近では利用者に優しい公共施設が強く望まれるようになっている。また、従来の許容応力度設計法から性能照査型設計法への移行を考えた場合、歩道橋の振動使用性とその向上策に関する検討はきわめて重要な照査項目になると推察される。そこで、本研究では、TMD による歩道橋の制振対策（振動使用性の向上策）に着目し、TMD を設置した歩道橋に対する簡易な設計用使用性評価法について検討することとした。その結果、TMD を設置した歩道橋の速度応答に対する推定精度は構造対数減衰率 δ に依存し、 $\delta = 0.1$ 程度以上になれば共振歩行する振動モードのみを用いた推定結果は設計にとって幾分危険側の結果を与え、近接した振動モードの寄与も適切に考慮する必要があるとの知見が得られた。また、これらの知見を踏まえ、TMD 設置後の振動使用性をもほぼ十分な精度で評価できる、設計用評価手法を提示することができた。本文で得られた知見および評価手法は、歩道橋の設計に携わる実務設計者にとってきわめて有用な情報を与えるものと考えられ、ここにその検討結果を報告する。

なお、歩道橋上に複数人が歩行する場合、完全共振歩行（歩調だけでなく位相特性も完全に一致した歩行）するケースはほとんどなく、設計上の取り扱いもきわ

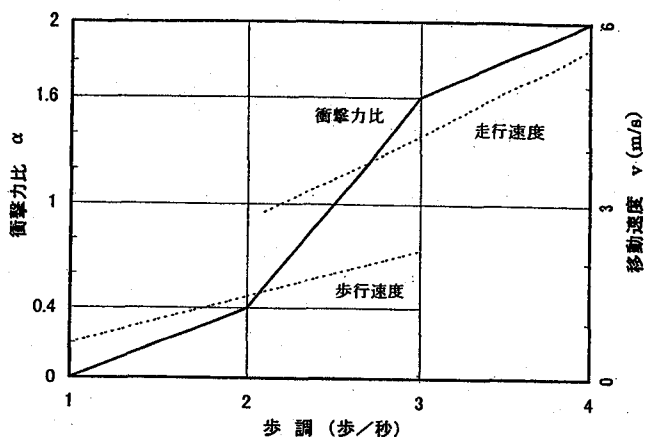


図-1 衝撃力比と移動速度

めて煩雑となる。それゆえ、本研究では、歩道橋の振動使用性を検討する上で、最も基本的でかつ重要な単独歩行状態を対象としたことをはじめに述べておく。

2. 振動使用性の簡易評価法

歩道橋に 1 個の TMD を最適設置した場合、きわめて近接した 2 つの振動モードが出現する。しかも、これら 2 つの振動モードは、主桁が鉛直下向きに振動する場合を基準と考えれば、TMD の振動方向は異なるものの、主桁の振動モードはきわめて類似したものとなる。したがって、歩行者が一方の振動モードと共振歩行する場合にも、他方の振動モードが応答に関与する可能性がある。そこで、本章では、これら 2 つの振動モードに起因した応答ならびにその重ね合わせ手法について検討するものとした。なお、以下では、便宜上、歩行者が共振歩行する一方の振動モードを共振モード、他方を近接モードと記すこととする。

(1) 共振モードに起因した応答成分

共振モードに起因した主桁部の最大速度応答成分 $\dot{y}_{1,\max}$ は、著者がすでに提案している、1 人の歩行者が共振歩行する場合に誘起する最大速度応答の算定式⁶⁾を適用すれば推定できる。提案した評価式は、ねじれ振動や水平振動にも適用できるようになっているが、以下では、鉛直たわみの共振モードを対象とした算定式を提示する。

$$\dot{y}_{1,\max} = \omega_1 \times \frac{1}{M_1} \frac{F_1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_1^2 \omega_1^2 \Omega_m^2}} \times d \quad (1)$$

ここに、 ω_1 は共振モードの固有円振動数、 M_1 は共振モードの一般化質量、 h_1 は共振モードの減衰定数である。また、 Ω_m は、 ω を共振歩調に対応する円振動数、 v を共振歩調時の歩行速度、 ℓ_m を代表長（単純桁形式

歩道橋の対称 1 次モードでは全長) とすれば,

$$\Omega_m = \frac{\pi v}{\ell_m} - \omega \quad (2)$$

と表示される. さらに, F_1 は従来から最も一般に利用されている梶川の鉛直歩行外力モデルにおける最大値で, W を歩行者の体重, α を衝撃力比とすれば, 次式で与えられる.

$$F_1 = \alpha W \quad (3)$$

ここに, 衝撃力比 α は, 歩行速度 v とともに, 歩調によって図-1 に示すように変化することが知られている⁸⁾. なお, 小幡・林川らの歩行外力モデル⁹⁾を用いた動的応答解析結果は, 梶川の歩行外力モデルに基づいた結果の約半分の大きさとなる¹⁰⁾. それゆえ, 小幡・林川らの歩行外力モデルを適用して最大速度応答を算定する場合には, 式(3)の最大歩行外力に 1/2 を乗ずれば良い. ただし, 厳密に言えば, 歩行外力は純粋な正弦波で表示するのは困難であることから, 歩行外力に関しては今後とも継続的な研究が必要であることを付記しておく.

TMD を設置した歩道橋について固有振動解析を実施すれば, 共振モードの固有円振動数 ω_1 を計算できる. また, 解析で得られた主桁部の振動モードを ϕ_1 (主桁位置におけるモード振幅の最大値が 1.0 になるように基準化した振動モード), TMD のモード振幅を $\phi_{1,TMD}$ とすれば, 共振モードの一般化質量 M_1 は次式で算定できる.

$$M_1 = \int_0^L (w/g) \times \phi_1^2 dx + m_{TMD} \times \phi_{1,TMD}^2 \quad (4)$$

ここに, w は単位長さ当たりの重量, g は重力加速度, L は任意形式歩道橋の全長, m_{TMD} は TMD の質量を表す.

式(1)中の d は, 振動応答の発達時間を考慮するための補正係数であり, 動的応答解析結果と式(1)で $d = 1.0$ とした推定値を比較すれば算出できる. 補正係数 d として, 従来は, 歩行者が歩道橋 (代表長 ℓ_m 区間) を渡るまでの加振回数に構造対数減衰率 δ_1 を乗じた無次元パラメータ (振動応答の発達時間を表す無次元パラメータ)

$$x_{np} = \frac{\omega_1 \times \ell_m}{10v} \times \delta_1 \quad (5)$$

を導入するとともに, 歩行者によって誘起される単純桁形式歩道橋の鉛直たわみ振動から算定した値を提示していた^{6), 7)}. しかしながら, 研究当時は, TMD による制振対策法までを加味していなかったこともあり, d の算定式には $x_{np} \leq 8.0$ という適用限界 (たとえば, $\ell_m = 50m$, $\omega_1 = 2\pi \times 2.0 = 12.57 \text{ rad/s}$, $v = 1.40 \text{ m/s}$ とすれば, 構造対数減衰率 δ_1 の適用限界は $\delta_1 = 0.18$) が存在していた. そこで, 本研究では, 振動応答の発達

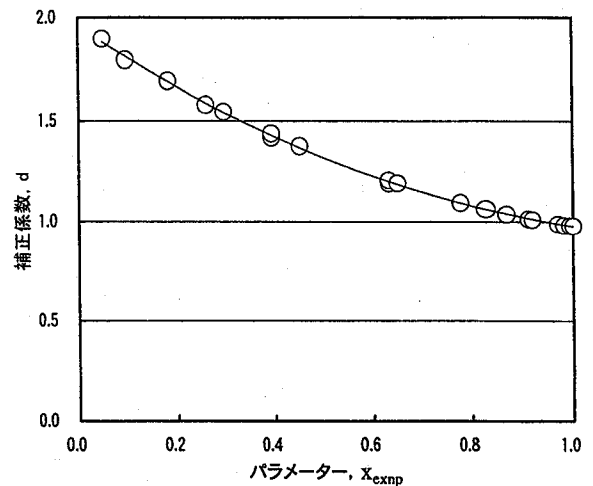


図-2 無次元パラメータ x_{exp} と補正係数 d の関係

時間を表す無次元パラメータとして

$$x_{exp} = 1 - e^{-x_{np}} \quad (6)$$

を採用し, 補正係数 d の算定式を新たに算出するものとした. 具体的には, 表-1 に示す 5 つの単純桁形式歩道橋 (歩行者が歩道橋を渡り終えるまでに加振する回数 $\omega_1 \times \ell_m / v$ が 100, 200, 350, 500, 800 の Bridge-100, Bridge-200, Bridge-350, Bridge-500, Bridge-800) について歩行者による動的応答解析を行い, 補正係数 d を決定した. ただし, 動的応答解析にあたっては, 歩行速度 v と衝撃力比 α を図-1 にもとづいて変化 (Bridge-100 と Bridge-800 では外挿) させている. なお, 表-1 の歩道橋では所定の $\omega_1 \times \ell_m / v$ を満足させるため, 重量と断面 2 次モーメントを実在橋梁とやや異なる値に設定しているが, 動的応答解析結果と式(1)で $d = 1.0$ とした推定結果との比から算出される補正係数 d は, 橋梁の構造諸元によって変化しないことを付記しておく¹¹⁾. 無次元パラメータ x_{exp} と補正係数 d の関係を図-2 に示す. また, 図-2 の結果に最小二乗法を適用すれば, 補正係数 d の算定式として次式が与えられる.

$$d = 0.583 \times x_{exp}^2 - 1.557 \times x_{exp} + 1.952 \quad (7)$$

ただし, この式の適用範囲は $0.05 \leq x_{exp} \leq 1.00$ である.

なお, 共振モードと近接モードの固有振動数がある程度離れ, かつ, 構造減衰もさほど大きくない場合, 歩行者による最大速度応答は共振モードの寄与が支配的になることも十分に予想される. そこで, 次章の数値計算例では, 共振モードのみを考慮した推定精度についても検討することとしたが, 本文では, 便宜上, この場合の推定法を手法 1 と記すこととする.

(2) 近接モードに起因した応答成分

近接モードに起因した速度応答は, 当然のことなが

表-1 単純桁歩道橋の構造諸元

名 称	支間長 ℓ	重 量 w	断面 2 次モー メント I	固有振動数 f_1	加振回数 $\omega_1 \times \ell_m / v$
Bridge-100	12.40 m	2.452 kN/m (0.250 tf/m)	0.001 m ⁴	9.273 Hz	100
Bridge-200	23.07 m	2.452 kN/m (0.250 tf/m)	0.001 m ⁴	2.679 Hz	200
Bridge-350	39.22 m	9.708 kN/m (0.990 tf/m)	0.020 m ⁴	2.083 Hz	350
Bridge-500	53.55 m	9.806 kN/m (1.000 tf/m)	0.040 m ⁴	1.572 Hz	500
Bridge-800	72.30 m	9.806 kN/m (1.000 tf/m)	0.040 m ⁴	0.863 Hz	800

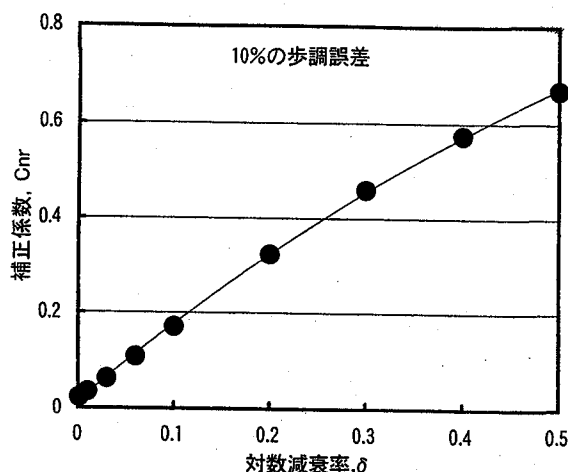


図-3 補正係数 C_{nr} (共振歩調から 10%相違した場合)

ら、非共振歩行時における応答として算出する必要がある。著者の提案している設計式(1)は共振歩行時における推定式であるが、非共振歩行時と共振歩行時の差異を表す補正係数 C_{nr} (非共振歩行時の最大応答/共振歩行時の最大応答)を導入すれば、非共振歩行時の最大速度応答 $\dot{y}_{2,\max}$ は次式で算定できるものと推察される。

$$\dot{y}_{2,\max} = \omega \times \frac{1}{M_2} \frac{F_2}{\sqrt{(\omega_2^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_2^2 \omega_2^2 \Omega_m^2}} \times d \times C_{nr} \quad (8)$$

ここに、添字 2 を記した記号は、前節で示した記号の近接モードに関する諸元を表す。なお、式(8)の右辺で歩調に対応する円振動数 ω (=共振モードの固有円振動数 ω_1) が乗じられているのは、非共振歩行時では、歩行開始直後の過渡応答状態を除き、定常状態に達した後の応答波形は歩行外力(歩調)と等しい円振動数 ω の成分が卓越するためである。

本研究では、表-1 に示した Bridge-800 の基本振動モードを TMD 設置後の近接モードと見なして、補正係数 C_{nr} を算出するものとした。すなわち、TMD の有無にかかわらず主桁部の振動モードは大きく変化しな

表-2 補正係数 C_{nr} の算定式

共振歩調からの差異	C_{nr} の算定式
5%	$C_{nr} = -2.936\delta_2^2 + 3.158\delta_2 + 0.036$
10%	$C_{nr} = -0.757\delta_2^2 + 1.696\delta_2 + 0.015$
15%	$C_{nr} = -0.225\delta_2^2 + 1.128\delta_2 + 0.010$
20%	$C_{nr} = 0.823\delta_2 + 0.010$
30%	$C_{nr} = 0.600\delta_2 + 0.006$

いことから、全体の振動応答に及ぼす近接モードの寄与は TMD のない振動モードを採用して把握するものとし、TMD の影響は一般化質量の算定時に考慮するものとした。なお、ここで、実在する歩道橋の構造諸元と大きく異なる Bridge-800 (支間長が 72.3m、基本固有振動数が 0.863Hz) を選定したのは、本節で提示する補正係数 C_{nr} の一般性を検証するためである。したがって、次章の数値計算例では、最も一般的な支間長 40m の歩道橋モデルを採用するものとしたが、その適用精度については 3 章で詳述する。

Bridge-800 の基本固有振動数は 0.863Hz であることから、0.863 歩/秒の共振歩調に加え、共振歩調からそれぞれ 5%、10%、15%、20%、30%相違した歩調状態(具体的な歩調は、それぞれ 0.820 歩/秒、0.777 歩/秒、0.734 歩/秒、0.604 歩/秒)について、解析解にもとづく動的応答¹²⁾を算出するものとした。一例として、共振歩調から 10%相違した場合(0.777 歩/秒)の補正係数 C_{nr} を図-3 に示す。図-3 からわかるように、補正係数 C_{nr} は構造対数減衰率の増加とともに大きくなっているが、これは、構造減衰の増加にともなって、共振歩調時の方が非共振歩行時よりも応答が大幅に低減するためである。図-3 およびその他の非共振歩行状態に対する結果に最小二乗法を適用すれば、補正係数 C_{nr} の算定式として表-2 に示す結果が得られる。ただし、表中と異なる歩調状態を検討する場合には、線形補間して補正係数 C_{nr} を算出すれば良い。なお、表-2 中の δ_2 は、近接モードの構造対数減衰率を表す。

以上の結果を踏まえ、式(8)を適用すれば、近接モードに起因した速度応答成分 $\dot{y}_{2,\max}$ (近接モードに起因

した非共振歩行時の最大速度応答成分)を評価できるが、その適用にあたっては以下の点に留意する必要がある。すなわち、補正係数 C_{nr} の算定にあたっては、便宜上、非共振歩行時であっても共振歩行時と等しい衝撃力比 α (近接モードの固有振動数 f_2 に対応する衝撃力比)を採用していることから、式(8)中の最大歩行外力 F_2 は

$$F_2 = \frac{\alpha(f_1)W}{\alpha(f_2)} \quad (9)$$

として算出しなければならない。ここに、 $\alpha(f_1)$ は歩行者の歩調 f_1 (共振モードの固有振動数 f_1)に対応する衝撃力比、 $\alpha(f_2)$ は近接モードの固有振動数 f_2 に対応する衝撃力比である。

(3) 応答の重ね合わせ

歩行者が TMD を設置した歩道橋を移動する場合、式(1)および式(8)を適用すれば、共振モードと近接モードに起因した応答成分を算定できる。両者の応答成分はいずれも共振歩調(共振モード)の振動数成分 f_1 が卓越するが、一般には両者の応答波形に位相差が存在するため、両者の最大応答を単純に加えると推定値が大きくなりすぎる可能性がある。

両者の位相差を解析的に求めることも不可能ではないが、文献 12)に示した解析解からも推察されるように、きわめて煩雑な式になると予想される。それゆえ、本節では、共振モードと近接モードに起因した応答成分の重ね合わせに対し、設計上の見地から以下のような手法について検討することとした。

1 自由度系の質点に正弦波外力が作用した場合、定常状態に達した後の位相差 ϕ_i は、次式で算定できる¹³⁾。

$$\tan \phi_i = \frac{(\delta_i/\pi) \times (\omega/\omega_i)}{1 - (\omega/\omega_i)^2} \quad (10)$$

ここに、 ω_i と δ_i はそれぞれ固有円振動数と構造対数減衰率であり、近接モードの位相 ϕ_2 を算定する場合には、 ω (共振歩調に対応する円振動数=共振モードの固有円振動数 ω_1)と ω_2 (近接モードの固有円振動数)および δ_2 (近接モードの構造対数減衰率)を代入すれば良い。これに対し、共振モードの位相 ϕ_1 は $\phi_1 = 90^\circ$ であることから、主桁部の最大速度応答 $\dot{y}_{gird, \max}$ は次式で推定できるものと考えられる。

$$\dot{y}_{gird, \max} = \dot{y}_{1\max} + \dot{y}_{2\max} \times |\sin \phi_2| \quad (11)$$

なお、小堀・梶川¹⁴⁾によれば、歩行者が振動を感じ始めるのは応答速度の実効値が 0.42cm/s を越えた時で、応答速度の実効値が 0.85cm/s を越えるとよく振動を感じ、1.7cm/s を越えると多くの人が少し歩きづらいつと感じるとされ、さらには 2.7cm/s を越えるとほとんどの人が大いに歩きづらいつと感じるとされている。し

表-3 数値計算例で対象とした単純桁歩道橋

支間長 ℓ	重量 w	断面2次モーメント I	固有振動数 f_1
40 m	9.81 kN/m (1.00 tf/m)	0.02 m ⁴	1.985 Hz

たがって、TMD を設置した歩道橋の振動使用性を検討する場合にも、小堀・梶川の評価基準に基づき、式(11)の結果に 0.707 を乗じた最大速度実効値を評価指標とすれば良い。

一方、TMD の設計にあたっては、設置スペースや動作性についての検討が必要となる。それゆえ、本文では TMD の最大変位 $y_{TMD, \max}$ に着目するものとすれば、その算定式は次式で与えられる。

$$y_{TMD, \max} = y_{1\max, TMD} - y_{2\max, TMD} \times |\sin \phi_2| \quad (12)$$

ここに、 $y_{1\max, TMD}$ と $y_{2\max, TMD}$ は共振モードと近接モードに起因した TMD の最大変位で、それぞれ TMD 設置位置での主桁変位にモード振幅比(TMD のモード振幅/TMD 設置位置における主桁のモード振幅)を乗ずれば算定できる。なお、式(12)における右辺の負号は、TMD の振動方向が共振モードと近接モードで逆位相になることを表したものである。以上に述べた重ね合わせ方法を、本文では手法2と記すこととする。

3. 数値計算例と考察

(1) 対象とした歩道橋

対象とした歩道橋は、表-3に示すような構造諸元を有する支間長 40m の単純桁形式歩道橋である。この歩道橋の基本固有振動は鉛直たわみ対称 1 次で、その固有振動数は通常歩行の歩調域(2 歩/秒)にきわめて近い 1.985Hz となっている。また、単位長さ当たりの重量は 9.81kN/m(1tonf/m)であり、たとえ共振歩行しても十分な振動使用性を有しているとされる 19.62kN/m(2tonf/m)よりも小さいことから、歩行者が歩道橋を移動する場合、比較的大きな振動が誘起される可能性がある¹⁵⁾。

(2) TMD の諸元

上述したように、対象とした歩道橋は歩行者によって比較的大きな振動が誘起される可能性があることから、TMD を設置して歩行者による振動を低減させることとした。対象とした歩道橋の鉛直たわみ対称 1 次振動(基本固有振動)の等価質量は 2.039ton であったことから、質量比 μ として最も一般的な 1%を採用するものとすれば、TMD の所要質量は 0.020ton となる。ここでは、歩行者の通行によって誘起される振動を調和振動と考え、調和強制振動に対する最適化基準¹⁶⁾を適用して TMD を設計する。この場合、TMD の最適振動

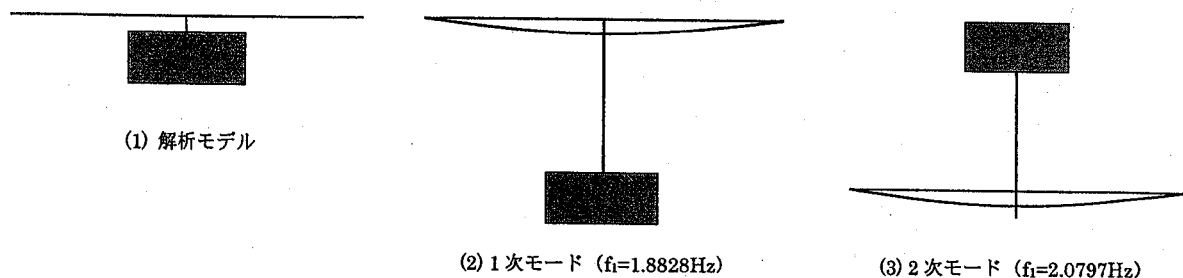


図-4 TMD 設置後の解析モデルと固有振動解析結果

数比 γ_{opt} と最適減衰比 h_{opt} はそれぞれ以下のように算出される。

$$\gamma_{opt} = \frac{1}{1+\mu} = \frac{1}{1+0.01} = 0.990 \quad (13)$$

$$h_{opt} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3\mu/2}{1+3\mu}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \times 0.01/2}{1+3 \times 0.01}} = 0.0603 \quad (14)$$

なお、最適減衰比 h_{opt} を TMD の最適粘性減衰係数 C_{opt} で表すと

$$C_{opt} = 2h_{opt}\omega_{TMD}m_{TMD} = 0.03 \quad (\text{ton/s}) \quad (15)$$

となる。ここに、 ω_{TMD} は TMD の固有円振動数、 m_{TMD} は TMD の質量である。

TMD はモード振幅が最大となる桁中央点に設置する。TMD 設置後の解析モデルと固有振動解析結果を図-4に示すが、この図からわかるように、TMD を設置することによってきわめて近接した2つの振動モード(1次の固有振動数 f_1 は $f_1=1.883\text{Hz}$ 、2次の固有振動数 f_2 は $f_2=2.080\text{Hz}$ 、 $f_2/f_1=1.105$)が出現している。しかも、これら2つの振動モードは、TMD の振動方向は異なるものの、主桁の振動モードはきわめて類似したものとなっている。なお、式(5)を適用してこれらの振動モードに対する一般化質量を算定したところ、1次振動モードは $M_1=4.589\text{ton}$ (このうち、TMD の一般化質量は 2.555ton)、2次振動モードは $M_2=3.697\text{ton}$ (このうち、TMD の一般化質量は 1.651ton)であった。

TMD による減衰付加効果を把握するために、複素固有値解析を実施した。解析で得られた構造対数減衰率を図-5に示す。この図より、TMD の粘性減衰係数を最適値である $C_{opt}=0.03$ (ton/s) 以下に設定した場合、2つの振動モードの構造減衰はほぼ等しい結果を与えていることがわかる。一方、最適値よりも小さな粘性減衰係数を設定した場合、それぞれの振動モードは粘性減衰係数の設定値に係わらず大きく変化しないことも知られている。そこで、本章のモーダルアナリシス

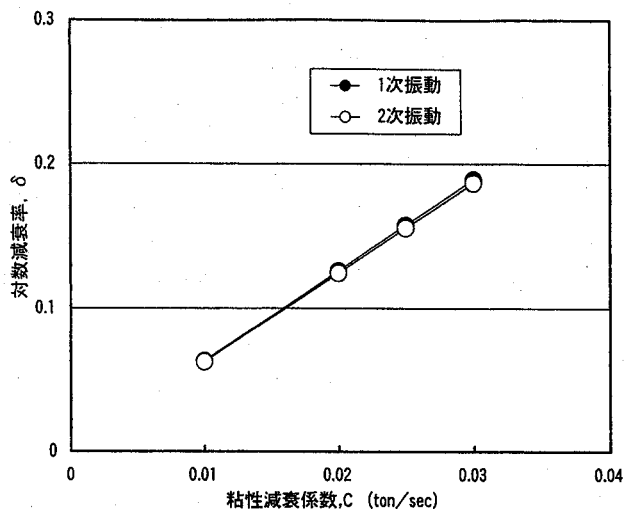


図-5 TMD によって付加される構造対数減衰率 (複素固有値解析結果)

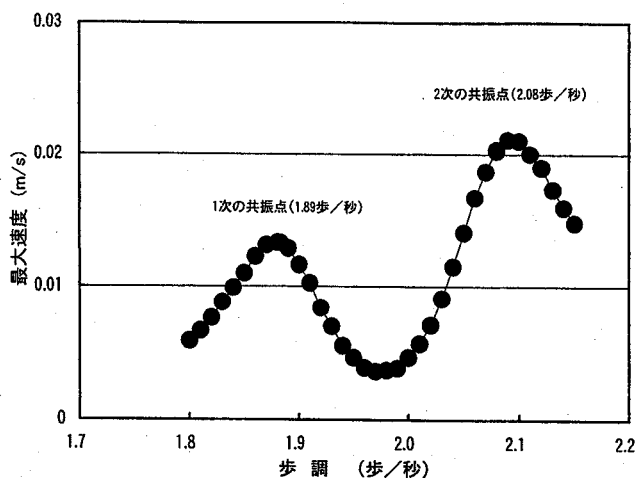


図-6 桁中央点での最大速度 ($\delta_1=\delta_2=0.10$)

にもとづく動的応答解析では、通常の固有値解析で得られた固有振動モードを採用するものとし、それぞれの振動モードに対して所定の等しいモード減衰を与えるものとした。ただし、動的応答解析手法については、

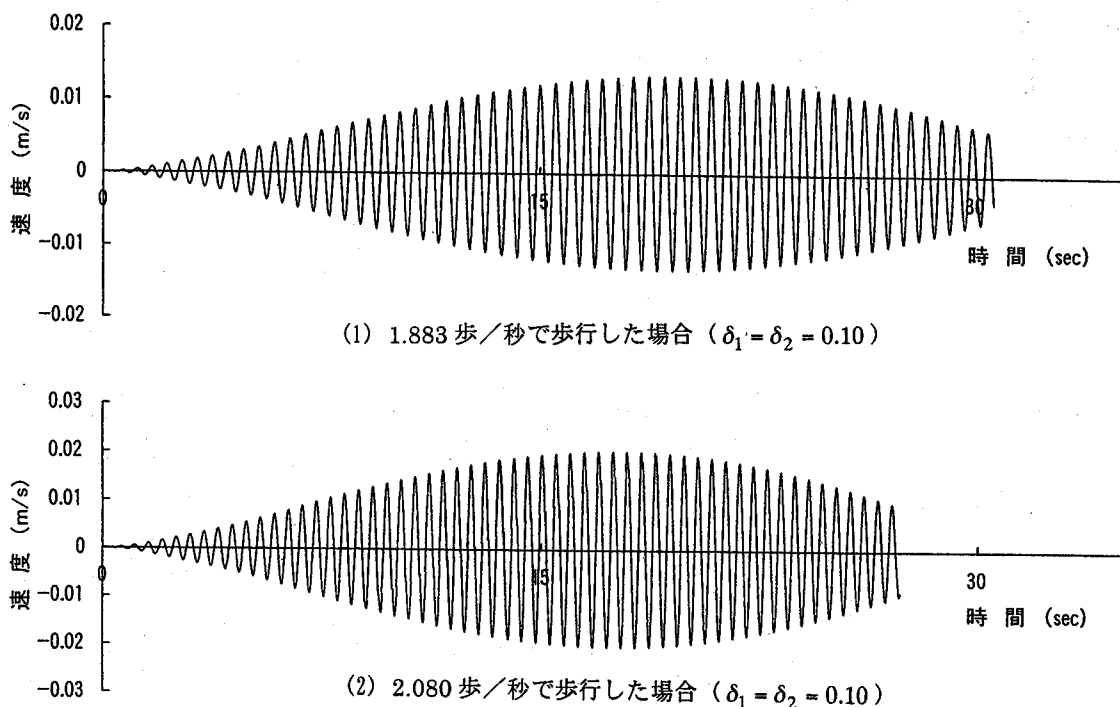


図-7 共振歩行した場合の速度応答波形（共振モードと近接モードが誘起される場合）

文献 6)をはじめとする多くの文献に詳述されていることから、ここでの記述は省略する。

なお、複素固有値解析を実施しないで、TMD による減衰付加効果を把握する場合は、調和強制振動に対する最適化基準とモード減衰が最大となる最適化基準はほぼ同等の結果を与えると考えて、次式を適用すれば良い。

$$\delta_1 = \delta_2 = \pi \sqrt{\mu} \times \frac{h_{opt}}{\sqrt{\mu}} = \pi \times h_{opt} \quad (16)$$

これは、モード減衰が最大となる最適化基準を採用した場合、最適減衰定数が $\sqrt{\mu}$ でその時に付加される構造減衰が $\pi \sqrt{\mu}$ として与えられることから、式(14)の h_{opt} に対応する値を比例配分から算出しようとするものである。実際、式(16)に $h_{opt} = 0.0603$ を代入すると $\delta_1 = \delta_2 = 0.189$ となり、図-5の $C_{opt} = 0.03$ (ton/s) に対応する結果とほぼ一致する。

(3) 動的応答解析結果と推定値の比較

一人の歩行者（体重は 686N=70kgf）が橋端から橋端まで移動した場合（歩行距離は橋長と同じく 40m）の動的応答解析を実施し、桁中央点での最大速度応答を算出した。解析で得られた、歩調と最大速度応答の関係を図-6に示す。ただし、この解析にあたっては、1次と2次の振動モードのみを考慮し、構造対数減衰率をそれぞれ $\delta_1 = \delta_2 = 0.10$ に設定している。また、歩行外力は梶川の歩行外力を採用するものとし、たとえば、歩行者が 1.883 歩/秒（1次振動の共振歩調）で歩

行する場合、歩行速度 v と衝撃力比 α は図-1においてこの歩調に対応する $v = 1.306$ m/s, $\alpha = 0.353$ を採用している。

図-6からわかるように、1.89 歩/秒と 2.08 歩/秒付近にそれぞれ速度応答のピークが認められるが、これらのピークはそれぞれ 1次振動と 2次振動の共振点に対応するものである。なお、同じ共振歩行であっても 2次の方が 1次よりも最大速度が大きく算出されているのは、振動数の高い 2次の方が衝撃比 α が大きいこと、変位に円振動数を乗じて算出される速度応答は応答変位が同じであっても振動数が高いほど大きくなることを考えれば理解できる。

1.883 歩/秒と 2.080 歩/秒の歩調でそれぞれ歩行した場合の速度応答波形を図-7に示す。図-7からわかるように、2つの振動モードが近接して存在しても、共振歩行時における応答波形にはうなりは認められず、正弦波性状を呈していることがわかる。すなわち、TMD を設置した橋梁に対して減衰自由振動実験を実施するとうなり波形がしばしば観測されるが、梶川の歩行外力を用いた共振歩行時のように一方の振動モードが支配的に誘起される場合には明確なうなりが認められないことに留意を要する。しかしながら、このことは、TMD を設置した歩道橋を対象として振動使用性を検討する場合、必ずしも共振モードのみを考慮して差し支えないことを意味するものでない。実際、図-8は共振モードが誘起されない条件下（1.883 歩/秒で歩行する場合は $\delta_1 = 6.283$ と $\delta_2 = 0.10$, 2.080 歩/秒で歩行する場合は $\delta_1 = 0.10$ と $\delta_2 = 6.283$ に設定）で得られ

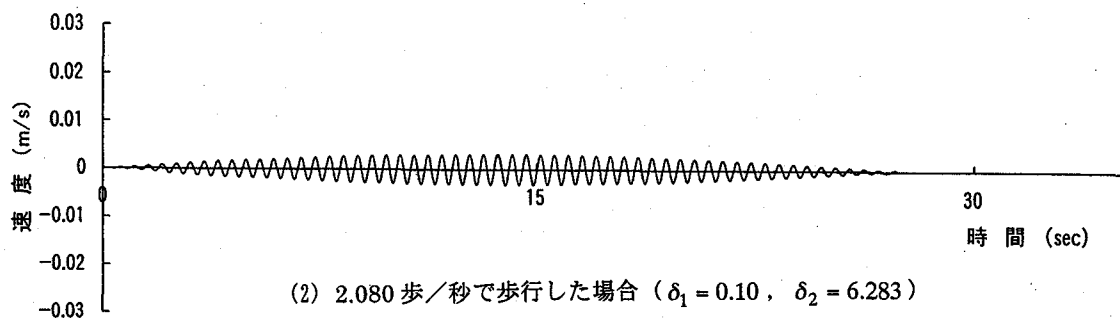
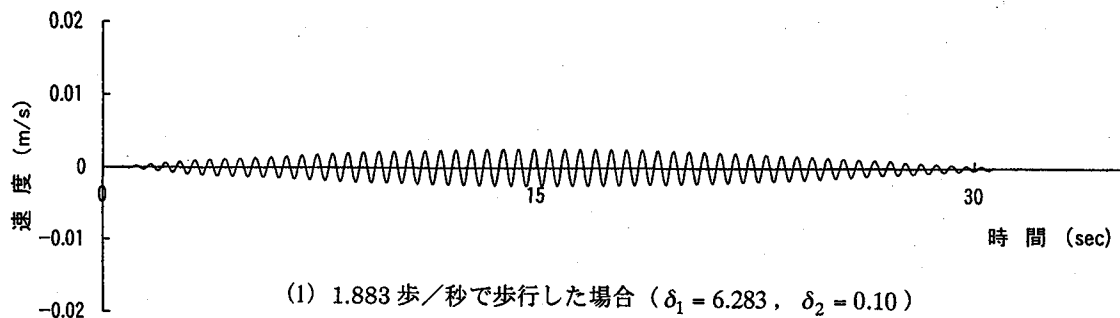


図-8 共振歩行した場合の速度応答波形 (近接モードだけが誘起される場合)

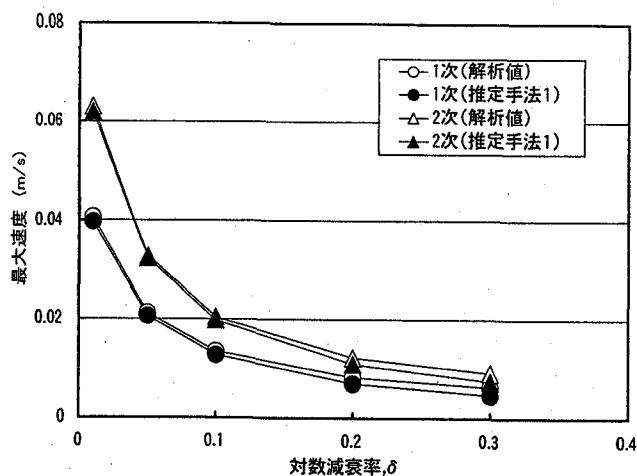


図-9 手法1の推定結果と解析結果の比較
(主桁中央点での最大速度)

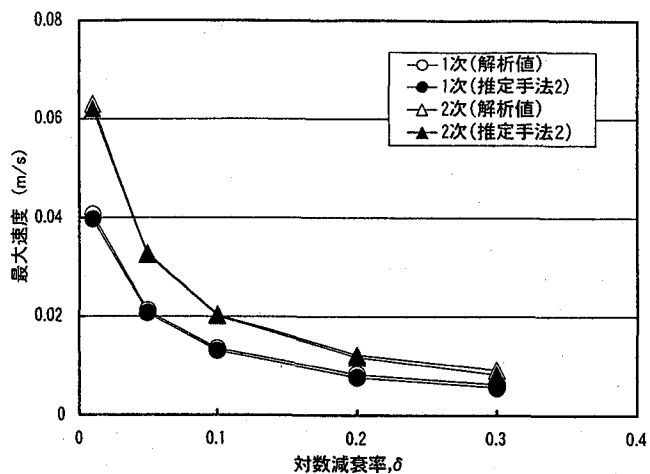


図-10 手法2の推定結果と解析結果の比較
(主桁中央点での最大速度)

表-4 手法1の推定精度 (主桁中央点の最大速度)

構造対数 減 衰 率	1 次振動の最大速度 (cm/s)			2 次振動の最大速度 (cm/s)		
	推定値	解析値	誤差	推定値	解析値	誤差
0.01	3.98	4.07	-2.2 %	6.20	6.31	-1.7 %
0.05	2.06	2.12	-2.8 %	3.23	3.28	-1.5 %
0.10	1.25	1.33	-6.0 %	1.97	2.04	-3.4 %
0.20	0.68	0.81	-16.0 %	1.07	1.20	-10.8 %
0.30	0.46	0.61	-24.6 %	0.73	0.90	-18.9 %

表-5 手法2の推定精度（主桁中央点の最大速度）

構造対数 減衰率	1次振動の最大速度 (cm/s)			2次振動の最大速度 (cm/s)		
	推定値	解析値	誤差	推定値	解析値	誤差
0.01	3.98	4.07	-2.2 %	6.20	6.31	-1.7 %
0.05	2.07	2.12	-2.4 %	3.25	3.28	-0.9 %
0.10	1.29	1.33	-3.0 %	2.01	2.04	-1.5 %
0.20	0.75	0.81	-7.4 %	1.15	1.20	-4.2 %
0.30	0.55	0.61	-9.8 %	0.81	0.90	-10.0 %

表-6 手法2の推定精度（TMDの最大変位）

構造対数 減衰率	1次振動の最大変位 (cm)			2次振動の最大変位 (cm)		
	推定値	解析値	誤差	推定値	解析値	誤差
0.01	3.76	3.84	-2.1 %	4.27	4.41	-3.2 %
0.05	1.94	1.98	-2.0 %	2.21	2.28	-3.1 %
0.10	1.16	1.19	-2.5 %	1.32	1.37	-3.6 %
0.20	0.60	0.64	-6.3 %	0.66	0.72	-8.3 %
0.30	0.38	0.41	-7.3 %	0.40	0.47	-14.9 %

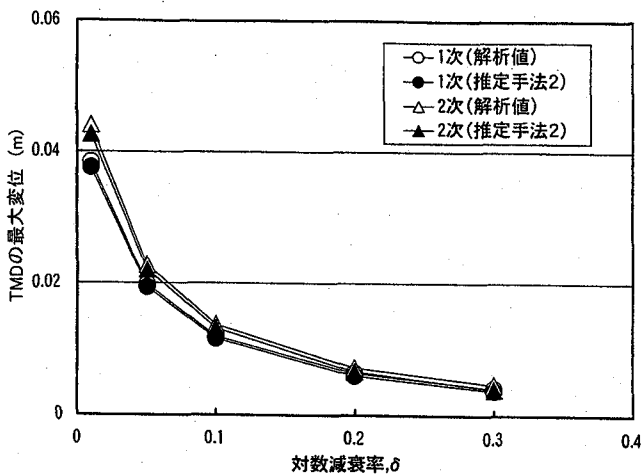


図-11 手法2の推定結果と解析結果の比較（TMDの最大変位）

た動的応答解析結果であるが、近接モードに起因した応答成分が明らかに誘起されていることがわかる。全体の振動応答に及ぼす近接モードの寄与は構造減衰によっても変化すると考えられる。また、本章では質量比 μ を最も一般的な1%に設定したが、質量比を変化させた場合には共振モードと近接モードの構造対数減衰率が変化する。そこで、構造減衰を種々変化した動的応答解析を新たに実施し、本文で提示した推定手法1（共振モードの応答のみを考慮する手法）および推定手法2（共振モードと近接モードの応答を重ね合わせる手法）による結果と対比するものとした。ただし、提案した手法の汎用性を検証するため、本節の解析では、 $\delta_1 = \delta_2 = 0.1, 0.2, 0.3$ の構造対数減衰率に加え、構造対数減衰率を比較的小さな $\delta_1 = \delta_2 = 0.01, 0.05$ に設定した場合についても検討の対象とした。

桁中央点での最大速度に着目し、手法1と手法2による推定結果を動的応答解析結果と比較した。その結果をそれぞれ図-9、図-10に示す。図-9より、共振モードのみを用いる手法1を適用しても、桁中央点における最大速度の推定値は解析結果と比較的良好一致していることがわかる。しかしながら、表-4に示したように、構造対数減衰率が $\delta = 0.10$ 程度以上になると推定誤差が増加しはじめ、 $\delta = 0.20$ では-16.0%（1次）と-10.8%（2次）、 $\delta = 0.30$ では-24.6%（1次）と-18.9%（2次）もの誤差が生じる結果となっている。これに対し、図-10および表-5からわかるように、共振モードと近接モードを用いる手法2を適用すると、桁中央点での最大速度の推定誤差は、 $\delta = 0.20$ では-7.4%（1次）と-4.2%（2次）、 $\delta = 0.30$ では-9.8%（1次）と-10.0%（2次）程度まで低減する結果が得られている。一方、TMDの最大変位についても、手法2の推定値と動的応答解析結果を対比した。その結果を図-11および表-6に示す。これらの結果より、TMDの最大変位についても手法2の推定値と動的応答解析結果は非常に良く一致していることがわかる。それゆえ、TMDを設置した歩道橋の振動使用性を検討する実務設計において、提案した推定手法2は十分に適用できるものと言える。

4. まとめ

本文は、TMDによる歩道橋の制振対策（振動使用性の向上策）に着目し、TMDを設置した歩道橋に対する簡易な振動使用性評価法について検討したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

(1) TMD を設置した歩道橋モデル (支間長は 40m) を対象として、歩行者による動的応答解析を実施した。その結果、歩行者によって誘起される振動応答は構造対数減衰率 δ に依存し、 $\delta = 0.1$ 程度以上になると共振モードのみを用いた推定結果は設計にとって幾分危険側の結果を与え、近接モードの寄与も適切に考慮する必要があることがわかった。

(2) 近接モードに起因した振動応答は、非共振歩行時における応答として算出する必要がある。そこで、非共振歩行時と共振歩行時の差異を表す補正係数 C_{nr} を導入し、非共振歩行時の最大速度応答を推定できる算定式を提示した。

(3) 共振モードと近接モードに起因した応答成分はいずれも共振歩調 (共振モード) の振動数成分 f_1 が卓越するが、一般には両者の応答波形に位相差が存在するため、両者の最大応答を単純に加えると推定値が大きくなりすぎる。そこで、1 自由度系の質点に正弦波外力が作用した場合の位相差式を適用し、両者の寄与を適切に考慮した重ね合せ手法 (手法 2) を提案した。

(4) 提案した推定手法 2 を単純桁形式歩道橋モデル (支間長は 40m) に適用した。その結果、提案した手法 2 を適用すれば、事前に固有振動解析を実施して、固有振動数と一般化質量を算定する必要はあるものの、TMD を設置した歩道橋に対して比較的簡単にしかも精度良く、歩行者によって誘起される主桁部の最大速度応答や TMD の最大変位を推定できることがわかった。

周知の如く、公共施設に対する利用者の価値観やニーズが大きく変化し、最近では利用者に優しい公共施設が強く望まれるようになってきている。本文で得られた知見および評価手法は、利用者に優しい歩道橋の設計を目指す実務設計者にとってきわめて有用な情報を与えていると思われる。本論文が、歩道橋の設計に携わる実務技術者にとって示唆に富んだ有益な技術資料になることを心から願う次第である。

参考文献

- 1) Spans Sway underfoot in Europe : ENR, July 10, 2000.
- 2) Fujino Y. Pacheco, M. B., Nakamura, S. and Pennung, W. : Synchronization of Human Walking Observed during Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, pp.741~758, September, 1993.
- 3) 日本道路協会：立体横断施設基準・同解説，丸善，pp.35~37，1979 年 1 月。
- 4) 建設省土木研究所編：土木構造物標準設計第 5 巻解説書（横断歩道橋・地下横断歩道），全日本建設技術協会，pp.3~13，1985 年 2 月。
- 5) 松崎恵一，西岡 隆，松本嘉司：歩道橋に取り付けた吸振器の効果について，土木学会論文報告集，第 261 号，pp.129~131，1977 年 5 月。
- 6) 米田昌弘：歩行者によって誘起される吊床版橋の動的応答特性とその設計用使用性評価式，構造工学論文集，Vol.46A，pp.351~362，2001 年 3 月。
- 7) 米田昌弘：歩行者による連続桁形式歩道橋の振動使用性評価法，土木学会論文集，第 693 号 / VI-53，pp.145~159，2001 年 12 月。
- 8) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する研究，土木学会論文集，第 325 号，pp.23~33，1982 年 9 月。
- 9) 小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，第 537 号 / I-35，pp.217~231，1996 年 4 月。
- 10) 米田昌弘：種々の歩行外力モデルを用いた単純桁歩道橋の動的応答解析と共振歩行試験結果に対する考察，構造工学論文集，Vol.46A，pp.439~448，2000 年 3 月。
- 11) 米田昌弘：非共振歩行時にも適用できる単純桁歩道橋の設計用使用性評価式，土木学会論文集，第 665 号 / VI-49，pp.165~170，2000 年 12 月。
- 12) 米田昌弘：単純桁歩道橋の共振歩行時における動的応答特性に関する 2，3 の考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp.623~632，1999 年 3 月。
- 13) たとえば，小堀為雄：応用振動学，森北出版，pp.78~85，1975 年 11 月。
- 14) 小堀為雄，梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文集，第 230 号，pp.23~31，1974 年 10 月。
- 15) 田中信治，加藤雅史：設計時における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，第 471 号 / I-24，pp.77~84，1993 年 7 月。
- 16) 山口宏樹：TMD に関する 2，3 の考察，構造工学論文集，Vol.37A，pp.773~780，1991 年 3 月。

(2002年9月13日受付)