

歩道橋上を群衆が移動する場合の水平振動応答とその簡易推定法

A Simple formula approximating maximum lateral response of congested pedestrian bridges
due to synchronized walking by pedestrians

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)

This paper deals with a simple formula approximating maximum lateral response of pedestrian bridges caused by synchronized walking by pedestrians. Numerical simulations were carried out for the pedestrian bridge model with the lateral frequency of 0.6~1.0 Hz in order to grasp the lateral response characteristics of pedestrian bridges. In addition, several pedestrian bridges suffered pedestrian-induced sways were used to verify the validity of the proposed formula. It was ascertained that the evaluation value based on the proposed method developed in this paper could be fairly in good agreement with the measured value when pedestrians walked in step with the bridge's resonant frequency.

Key Words: simple formula, pedestrian bridge, lateral vibration, synchronization

キーワード: 簡易式, 歩道橋, 水平振動, 同期現象

1. まえがき

群衆に起因した歩道橋の水平振動については, すでに藤野らによって調査されており¹⁾, 比較的大きな水平振動が歩道橋に発生している場合, 歩行者が桁の動きに同調し, 歩調だけでなく位相までそろって歩行するグループが認められたことを報告している. すなわち, 何らかの要因で水平振動が発生した歩道橋では, 歩道橋と歩行者の間で一種の動的相互作用が生じ, 振幅の増大とともに歩行者の歩調が歩道橋の固有振動数と同調するようになり, その結果, さらに大きな振動へと発達していくメカニズムを説明している. その後, 1999 年 12 月に開通したセヌ河に架かるソルフェリーノ歩道橋と 2000 年 6 月に開通したテムズ河に架かるミレニアムブリッジにおいても群衆による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が, このニュースは世界中に配信され, 橋梁技術者に大きな衝撃を与えたことは記憶に新しい²⁾.

歩行者によって誘起される歩道橋の鉛直たわみ振動に関しては, 振動使用性の評価基準や設計上の簡易照査法がほぼ確立されているが^{3~5)}, ソルフェリーノ歩道橋とミレニアムブリッジの閉鎖を契機として, わが国でも歩道橋の水平振動問題が改めてクローズアップされ, これ以降, 特に山間部に架かる幾つかの長大な人道吊橋で

歩行者による水平振動が報告されるようになった.

歩行者の水平歩行外力は, 鉛直成分のほぼ 1/10 であることが知られている⁶⁾. 一方, 群衆による大きな水平振動がミレニアムブリッジで観測された後, 歩行者による水平加振力について詳細な実験が実施され, 桁の速度応答に比例した評価式が提案された. ところで, 桁の速度応答に比例する水平加振力を考慮した場合, ひとたび振動が発生すると振動振幅の増加にともなって水平加振力が増大することから, 桁の応答は自励的な発散振動となるはずである. すなわち, 桁の速度応答に比例した水平加振力を採用した検討では, 当然予想されるように, 起振力に上限を設定しないかぎり, 最大水平応答を推定できない. 言い換えれば, 桁速度に比例した水平加振力を用いた検討は, 設計にあたり, 自励的な振動が生じる条件を見いだすことが主目的であることを十分に認識しておく必要がある. なお, 実際, ミレニアムブリッジの北スパン部で実施された群衆歩行実験では, 156 人までの歩行者では大きな振動が生じていなかったにもかかわらず, 歩行者数が 166 人に達すると急激に応答が発散的に増大する現象が見られたことを付記しておく⁷⁾.

しかしながら, 一方で, 水平振動の発生した実在歩道橋の多くでは, 振動は発散せず, 限定的な振動の様相を呈している場合がほとんどであるのも事実である. このことから, 著者は, 歩道橋の水平振動問題では, 歩行者

の歩調が桁の振動に引き込まれる引き込み現象が生じるものの、実務設計にあたっては、正弦的な歩行外力（鉛直加振力のほぼ 1/10）を設計外力として最大応答を推定できる可能性が高いと考えている。すなわち、鉛直加振力の 1/10 を大きく超えるような水平加振力が作用すると、桁の振動振幅が大きくなりすぎて歩行者が歩行を中断したり、バランスを崩す歩行者が現れると考えても差し支えないと思われる。

ところで、わが国では、地域を活性させるモニュメントとして人道吊橋が建設される場合も多く、すでに支間長が 390m にも達する歩行者専用吊橋（単径間無補剛吊橋）が建設されているが、この橋の設計にあたっては歩行者による水平振動について詳細な動的応答解析を実施している⁸⁾。しかしながら、振動工学の知識を必要とする動的応答解析は、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ことから、歩道橋上を群衆が移動する場合について、水平振動応答を推定できる実務上の簡易式を提案する意義は高いと考えられる。このようなことから、著者はすでに歩道橋上を歩行者が移動する場合の振動使用性評価法を提案しているが⁹⁾、この提案式では桁の速度応答に比例する水平加振力を想定していなかったことから、自励的な振動が発現する条件を見いだすことができなかった。加えて、ミレニアムブリッジの衝撃的なニュースが報道されて以降、比較的規模の大きな歩道橋の設計では、群衆の移動によって生じる水平振動とその振動振幅を推定する検討はきわめて重要な照査事項となっている。そこで、本研究では、歩行外力が異なる場合（桁速度に依存しない従来の水平歩行外力と桁速度に依存する水平歩行外力）について歩道橋の動的応答解析を実施し、両者の水平振動応答の差違について検討する。また、すでに提案している簡易式を改良するとともに、最近の新しい知見（実測結果）を取り入れて、その適用性を検討することとした。その結果、歩道橋の設計に携わる実務技術者にとって有用な知見が得られたことから、ここにその結果を報告する。

2. 水平歩行外力と動的応答解析

2.1 桁速度に依存しない従来の水平歩行外力

従来は、群衆に起因した歩道橋の水平振動について検討する場合、水平方向の歩行外力として鉛直成分の 1/10 程度を考えてきた。具体的に例示すれば、歩道橋の水平固有振動数 f_h が $f_h = 1.000 \text{ Hz}$ の場合、歩行者による鉛直加振の歩調が 2.000 歩/秒（水平方向の加振は $2.000/2=1.000$ 歩/秒となる）であれば、図-1^{3),10)}からわかるように鉛直加振の衝撃力比 α は $\alpha = 0.4$ であり、

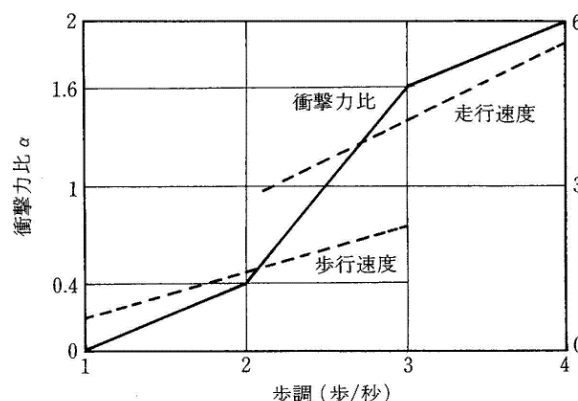


図-1 衝撃力比 α と移動速度 v の関係^{3),10)}

歩行者の体重 W を $W = 686 \text{ [N]}$ と仮定すれば、水平方向の最大加振力 $F_h \text{ [N]}$ は、

$$F_h = 0.1 \times \alpha W = 0.1 \times 0.4 \times 686 = 27.44 \quad (1)$$

となる。また、水平方向の加振周波数は $2.000 \text{ Hz} / 2 = 1.000 \text{ Hz}$ になることから、水平方向の動的応答解析を実施する場合には、

$$F_h = 0.1 \times \alpha W \cos(2\pi f_h t) = 27.44 \cos(2\pi f_h t) \quad (2)$$

のように、水平方向加振力を評価してきた。参考までに、表-1には、ここに示した 1.000 Hz の場合に加え、水平振動数が 0.850 Hz と 0.600 Hz の場合も含めた水平方向加振力を示す。

桁速度に依存しない従来の水平歩行外力を考慮した場合の水平振動特性を把握するために、表-2に示すように、水平 1 次の固有振動数が 1.000 Hz, 0.850 Hz, 0.600 Hz となるように支間長と断面 2 次モーメントを変化させた 3 つの歩道橋モデル（MODEL-100, MODEL-085, MODEL-060）を対象として、ニューマークの β 法（ $\beta = 1/6$, 時間刻み $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$ ）による動的応答解析を実施した。なお、桁形式の歩道橋では、上流側と下流側の二つの支点の作用で水平方向（面外方向）に対して固定となるが、群衆による水平方向振動が問題となっている長大な吊形式歩道橋では、支点条件が面外方向に拘束（固定）されていても両端ヒンジとした正弦波を呈することが知られている。それゆえ、本研究では、桁部を一本の梁にモデル化し、面外方向に対して両端ヒンジとした歩道橋モデルを採用することとした。

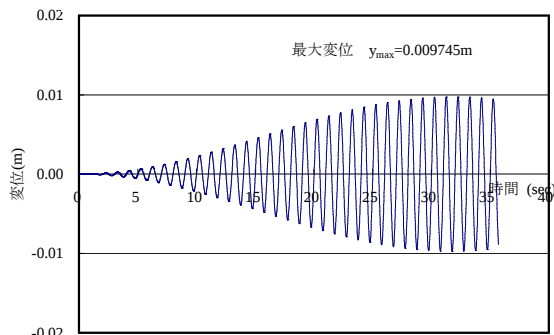
一例として、水平 1 次の固有振動数が 1.000 Hz の歩道橋（MODEL-100）について構造対数減衰率を $\delta = 0.02$ と仮定し、10 人の歩行者が完全に同調して水平方向に 1.000 歩/秒で歩道橋上を加振しながら橋端部から移動するとした場合の解析結果（中央点である 25m 地点での変位）を図-2に示す。ここでは、応答が最大となるように、歩行間隔を無視した解析（10 人の歩行者がかたまつて移動するとした解析）を実施したが、この図からも

表－１ 従来の歩行水平外力（体重を 686N とした場合）

水平振動数	歩調（鉛直）	歩行速度	衝撃力比 α	歩行鉛直外力	歩行水平外力
1.000 Hz	2.000 歩/秒	1.400 m/s	0.40	274.4 N	27.44 N
0.850 Hz	1.700 歩/秒	1.160 m/s	0.28	192.1 N	19.21 N
0.600 Hz	1.200 歩/秒	0.760 m/s	0.08	54.88 N	5.488 N

表－２ 対象とした橋梁の諸元

モデル	支間長	重量	ヤング係数	断面２次モーメント	水平１次固有振動数
MODEL-100	50m	14.7kN/m	$20.58 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$	0.01844 m^4	1.000Hz
MODEL-085	60m	14.7kN/m	$20.58 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$	0.02763 m^4	0.850Hz
MODEL-060	70m	14.7kN/m	$20.58 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$	0.02550 m^4	0.600Hz



図－２ MODEL-100 の動的応答解析の一例
（従来の歩行外力，10 人， $\delta=0.02$ ）

わかるように，桁速度に依存しない水平歩行外力を用いた場合，32 秒後付近の最大応答に向かって漸近するような応答特性を呈していることがわかる。

2.2 桁速度に比例する水平歩行外力

ミレニアムブリッジが群衆による大きな水平振動で閉鎖された後，水平方向の歩行外力を把握するための詳細な実験が実施され，以下の評価式が提案された⁷⁾。

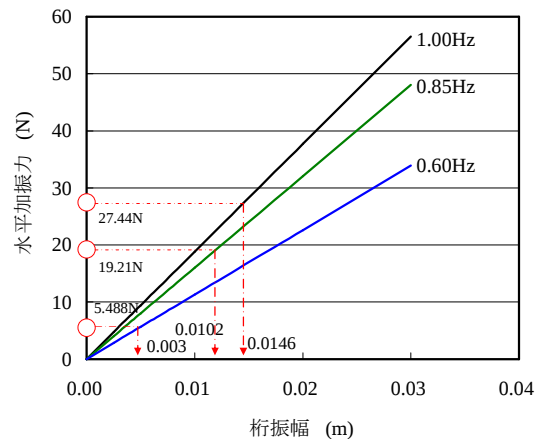
$$f = 300 \times v \quad (3)$$

ここに， f [N]は歩行にともなう水平外力， v [m/s]は歩道橋の水平方向最大振動速度である。

ところで，歩道橋の水平方向最大振動速度 v は，振動振幅の最大値を a ，固有円振動数を ω_h （固有振動数を f_h ）とすれば，

$$v = a\omega_h = a \times 2\pi f_h \quad (4)$$

で求められる。そこで，式(1)で求めた水平方向の加振力



図－３ 桁振幅と水平加振力の関係

（表－１に示した歩行水平外力）と式(3)で求めた水平歩行外力のおおむねの関係を把握することとした。その結果を図－３に示す。図－３より，従来の水平方向加振力（桁速度に依存しない水平歩行外力）は，式(3)において $0.003 \text{ m} \sim 0.0146 \text{ m}$ （ $0.3 \text{ cm} \sim 1.46 \text{ cm}$ ）程度の振動振幅を想定した場合の外力に相当することがわかる。なお，これは歩行者一人に対する結果であり，群衆が歩行する場合には橋の長さ方向に振動振幅（速度応答）が異なる影響も考慮して評価する必要がある。

ところで，歩道橋の桁部における振動応答は時々刻々変化することから，歩行者位置における桁部の振動変位 y と振動速度 $\dot{y}$ を

$$y = a \sin \omega_h t$$

$$\dot{y} = a\omega_h \cos \omega_h t$$

とした場合、式(3)の水平方向最大振動速度 v は次式で求めることができる。

$$v = a_{eq} \times \omega_h = \sqrt{y^2 + \left(\frac{\dot{y}}{\omega_h}\right)^2} \times \omega_h \quad (5)$$

ここに、 a は振動振幅、 a_{eq} は等価振幅、 ω_h は歩道橋の水平固有円振動数である。

なお、桁速度に比例する水平歩行外力を用いた動的応答解析を実施する場合、当然のことながら、桁部に微小な初期振幅または初期速度を与えないと歩行外力が発生しない。それゆえ、前節とは異なり、以下では桁部に微小な初期変位を与えた解析を実施することとした。

水平 1 次の固有振動数が 1.000 Hz の歩道橋 (MODEL-100) について、構造対数減衰率を $\delta = 0.02$ と仮定するとともに、図-4 に示すように、中央点 (25m 地点) で 0.01m の初期振幅を与えて 50 人の歩行者 (歩行間隔は 1m) が完全に同調して水平方向に 1.000 歩/秒で加振しながら $v=1.400\text{m/s}$ の歩行速度 (鉛直の 2 歩/秒に対応する歩行速度) で移動するとした場合について動的応答解析を実施した。この場合の解析結果の一例を図-5 に示す。この図から、中央点での変位応答は、15 秒程度までは徐々に増加するものの、それ以降は指数関数的に急激に増大して最大応答である 0.0873m に達していることがわかる。ちなみに、このような指数関数的に増大する応答特性は、ミレニアムブリッジの北スパン部で実施された群衆歩行実験⁷⁾で観測された実測波形とも類似するものである。ただし、実際の歩道橋では、歩行者が危険と感じるような振動に達すると抑制しようとする意識が働くため、振動が散発に至ることはないと考えられる。なお、著者は、文献⁷⁾の実験データなども考慮し、歩行者が危険を察知して抑制しようとする意識が働くときの歩行外力は、従来の水平歩行外力 (鉛直歩行外力の 1/10 程度) と概ね等しいと考えている。

3. 設計用簡易推定式

3.1 オリジナル式

(1) 評価式

著者は、任意形式歩道橋上を一人の歩行者が共振歩行する際に誘起する最大変位応答 $y_{\max}$ を算定できる評価式をすでに提案している⁹⁾。提案した評価式は、鉛直たわみ振動やねじれ振動にも適用できるようになっているが、以下では n 次モードの水平たわみ振動を対象とした算定式を提示する。

$$y_{\max} = \frac{1}{M_n} \frac{F_0}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_n^2 \omega_n^2 \Omega_m^2}} \times d \quad (6)$$

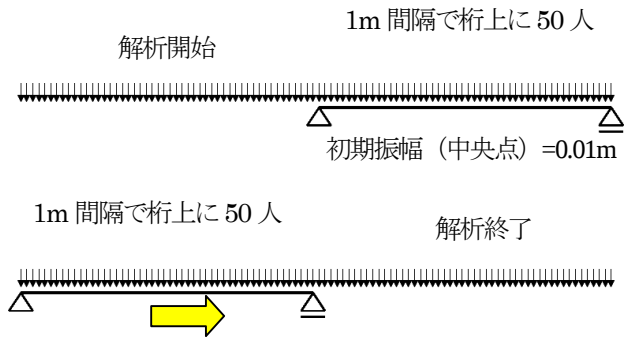


図-4 解析で仮定した群衆

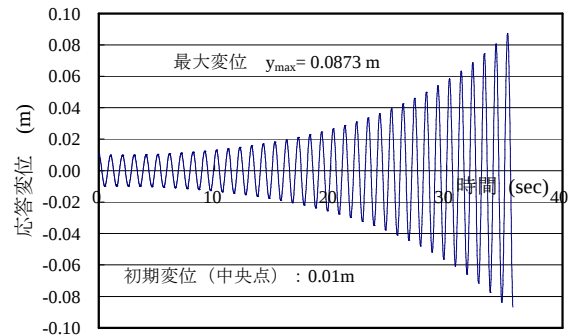


図-5 桁速度に比例するの歩行外力とした MODEL-100 の動的応答解析の一例 (初期振幅=0.01m, $\delta=0.02$, 歩行間隔 1m で 50 人が歩行)

ここに、 F_0 は歩行外力 (水平加振力) の最大値、 ω_n は n 次の固有円振動数、 h_n は n 次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 を共振歩調時の移動速度、 ℓ_m を代表長とすれば、

$$\Omega_m = \frac{\pi v}{\ell_m} - \omega \quad (7)$$

と表示される。なお、当然であるが、 n 次モードを対象とする場合、半波長に相当する代表長 ℓ_m は $\ell_m = L/n$ (L は支間長) で求められる。また、最大速度応答 $\dot{y}_{\max}$ は、式(6)から算定した最大変位 $y_{\max}$ に n 次の固有円振動数 ω_n を乗ずれば計算できる。

式(6)中の M_n は、 n 次モードの一般化質量である。固有振動解析を実施すれば、 n 次モードの固有円振動数 ω_n を計算できる。また、解析で得られた n 次の振動モードを ϕ_n (最大値は 1.0) とすれば、 n 次モードの一般化質量 M_n は次式で算定できる。

$$M_n = \int_0^L (w/g) \times \phi_n^2 dx \quad (8)$$

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であり、 $\phi_n = \sin n\pi x/L$ と仮定すれば $M_n = wL/2g$ ($n=1$, $\phi_1 = \sin \pi x/\ell_m$ として 0 から ℓ_m まで積分した場合は $M_1 = w\ell_m/2g$) となる。

式(6)中の d は補正係数であり、共振歩行時に限定すれ

表－3 動的応答解析結果と実用算定式の推定値の対比（10 人の歩行者の 1 回共振歩行）

δ	MODEL-100			MODEL-085			MODEL-060		
	解析値	推定値	誤差	解析値	推定値	誤差	解析値	推定値	誤差
0.01	0.01123	0.01098	-2.2%	0.01079	0.01056	-2.2%	0.00637	0.00622	-2.3%
0.03	0.00859	0.00843	-1.9%	0.00789	0.00770	-2.4%	0.00441	0.00427	-3.1%
0.05	0.00692	0.00674	-2.5%	0.00617	0.00601	-2.7%	0.00334	0.00325	-2.6%
0.10	0.00460	0.00455	-1.0%	0.00394	0.00389	-1.2%	0.00204	0.00198	-2.9%

ば，単純桁歩道橋モデルから算出した，以下の式(9)を適用すれば良い．

$$d = 0.583 \times x_{exp}^2 - 1.557 \times x_{exp} + 1.952 \quad (9)$$

ここに， x_{exp} は，

$$x_{exp} = 1 - e^{-x_{np}} \quad (10)$$

である．また， x_{np} は，歩行者が歩道橋（代表長 ℓ_m の区間）を渡るまでの加振回数に構造対数減衰率 δ_n を乗じた無次元パラメーターで，

$$x_{np} = \frac{\omega_n \times \ell_m}{10v} \times \delta_n \quad (11)$$

と表示される．なお，補正係数 d は，もともと以下の

$$d = 0.0152 \times x_{np}^4 - 0.1637 \times x_{np}^3 + 0.6573 \times x_{np}^2 - 1.2092 \times x_{np} + 1.8981 \quad (12)$$

を適用することとしていたが，この式には適用の制限（適用範囲は $0.1 \leq x_{np} \leq 3.5$ であり， $3.5 \leq x_{np} \leq 8.0$ の範囲では $d = 0.980$ ）があることから，ここではその後に文献 11) で提案した式(9)を提示することとした．

なお，歩行間隔を無視した j 人が完全共振歩行する場合は， $j \times F_0$ を式(6)中の F_0 とすればよい．また，群衆が複数回繰り返し歩行する場合の補正係数 C_{mp} を導入すれば，式(6)は以下のように表示できる．

$$y_{\max} = \frac{1}{M_n} \frac{F_0}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_n^2 \omega_n^2 \Omega_m^2}} \times d \times C_{mp} \quad (13)$$

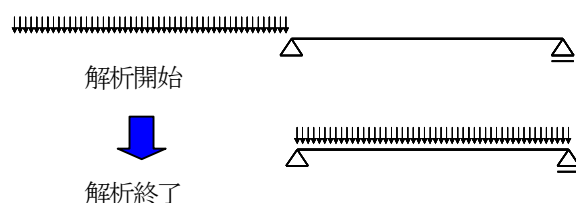
ちなみに，共振歩行者グループを一つの集中荷重に置き換えてそれが 3 回繰り返す場合の補正係数 C_{mp} は，

$$C_{mp} = 1.605x_{exp}^2 - 3.656x_{exp} + 3.094 \quad (14)$$

となる．

(2) 妥当性の検討

2.1 では，支間長 50m の MODEL-100（1 次振動数は 1.000Hz で構造対数減衰率を $\delta = 0.02$ と仮定）を対象とし



図－6 群衆荷重に対する補正係数 d を算出するための解析イメージ

て，10 人の歩行者がかたまって橋の入口から出口に到着するまで共振歩行する場合について動的応答解析を実施している．ここでは，その他の歩道橋モデル（MODEL-085 と MODEL-060）についても構造対数減衰率を変化させて動的応答解析（1 回共振歩行）を実施し，設計用簡易推定式の結果と対比することとした．その対比結果を表－3 に示す．表－3 より，式(13)を適用すれば，従来の水平歩行外力を考慮した場合（集中外力が 1 回だけ歩行する場合）の動的最大応答を最大でも 3% 程度の誤差で推定できることがわかる．

3.2 簡易式の改良

(1) 群衆が従来の歩行外力で移動する場合への対応

式(9)に示した補正係数 d は，歩行者が一人歩行する場合の動的応答解析結果と式(6)において $d = 1$ とした場合の推定結果を対比して算出したものである．同様に，式(14)に示した繰り返しの補正係数 C_{mp} も，歩行者グループを一つの集中荷重に置換するとともに，この集中荷重が複数回繰り返す場合の動的応答解析結果と式(13)において $C_{mp} = 1.0$ とした場合の推定結果を対比して算出したものである．

これに対し，ここでは，図－6 に示すように，等間隔の群衆が橋上を共振歩行する場合を想定して動的応答解析を実施するとともに，式(6)において $d = 1.0$ とした場合の推定結果を対比して，補正係数 d を算出するものとした．その結果，等間隔の群衆が 1 回だけ橋上を共振歩行する場合の補正係数 d_{mp} は，

$$d_{mp} = 0.231 \times x_{exp}^2 - 0.805 \times x_{exp} + 1.557 \quad (15)$$

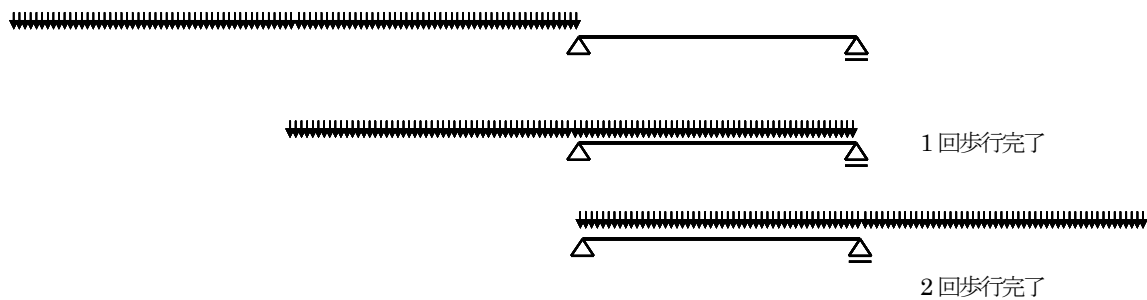


図-7 群衆荷重に対する補正係数 C_{mp} を算出するための解析イメージ (1 回歩行と 2 回歩行)

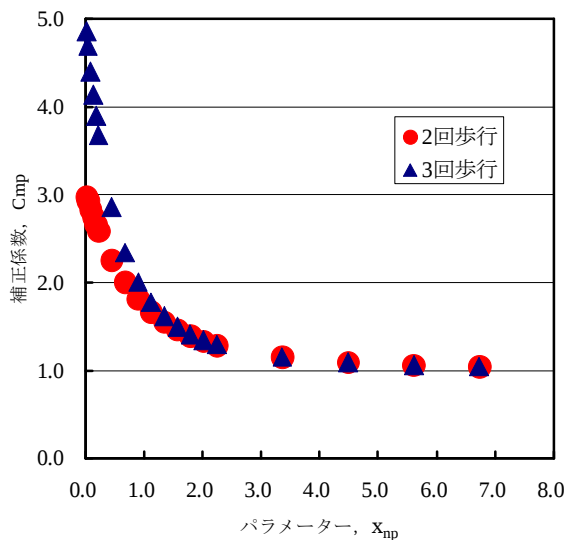


図-8 補正係数 C_{mp} とパラメーター x_{np} の関係

で与えられることがわかった。ただし、式(6)中の歩行外力 F_0 は、次式で求まる荷重 F_{mp} に置換できるものと仮定した。

$$F_{mp} = \sum_{j=1}^m F_0 \times \sin \frac{\pi x_j}{L}$$

$$= \int_0^L \frac{mF_0}{L} \sin \frac{\pi x_j}{L} dx = \frac{2mF_0}{\pi} \quad (16)$$

ここに、 x_i は橋端部 (入口) から測った j 番目の歩行者位置、 m は桁上の歩行者人数である。

一方、2 回の繰り返し歩行に対する補正係数 C_{mp} は、図-7 に示したような 2 回歩行完了時点の動的応答解析結果を利用すれば算出できる。また、3 回の繰り返し歩行に対する補正係数も、同様に 3 回歩行完了時点の動的応答解析結果を利用すれば算出することができる。このようにして算出した、2 回と 3 回の繰り返し歩行に対する補正係数 C_{mp} を図-8 に示す。この図より、無次元パラメーター x_{np} が 0.5 程度以下になると繰り返し回数の差による影響が大きくなるが、0.5 程度以上であれば繰り返し回数の差による影響は非常に小さいことがわかる。また、無次元パラメーター x_{np} が $x_{np} = 3.0$ 程度以上になれば補正係

表-4 1m 間隔の 60 人が 3 回繰り返し歩行した場合の変位応答 (MODEL-085)

δ	変位 (m)		誤差
	解析値	推定値	
0.01	0.11966	0.12099	1.1%
0.03	0.05759	0.05776	0.3%
0.05	0.03578	0.03491	-2.4%
0.10	0.01798	0.01758	-2.2%

数 C_{mp} が 1.0 に近づくことから、群衆が複数回繰り返し移動しても、最大応答は 1 回だけ移動する場合の結果とおおむね等しくなることもわかる。

以下に、2 回と 3 回の繰り返しに対する補正係数 C_{mp} を示す。ただし、上述した理由から、 $x_{np} \geq 0.5$ であれば、繰り返し回数にかかわらず、3 回の繰り返し歩行に対する補正係数 C_{mp} を適用するものとする。

2 回の繰り返し：

$$C_{mp} = 0.186 \times x_{exp}^2 - 2.124 \times x_{exp} + 3.013 \quad (17)$$

3 回の繰り返し：

$$C_{mp} = 2.749 \times x_{exp}^2 - 6.584 \times x_{exp} + 4.941 \quad (18)$$

ここに、補正係数 C_{mp} を x_{np} ではなく $x_{exp} = 1 - e^{-x_{np}}$ の関数として表示したのは、適用範囲の場合分けが不要になるためである。

以上より、ここに示した手法で算定した F_{mp} 、 d_{mp} 、 C_{mp} を次の式(19)に代入すれば、群衆が移動する場合への対応が可能となる。

$$y_{\max} = \frac{1}{M_n} \frac{F_{mp}}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_m^2)^2 + 4h_n^2 \omega_n^2 \Omega_m^2}} \times d_{mp} \times C_{mp} \quad (19)$$

参考までに、支間長 60m の MODEL-085 (1 次の振動数は 0.850Hz) に対して、1m 間隔の群衆が 3 回繰り返し歩

表－5 中央点での最大応答振幅 (MODEL-100, 初期振幅は 0.01m)

対数 減衰率 δ	MODEL-100 L/2 での初期振幅=0.01m			
	簡易式		解析値	
	推定振幅(m)	判定	最大振幅(m)	判定
0.02	0.01843 (>0.01)	発達	0.08726 (>0.01)	発達
0.05	0.01421 (>0.01)	発達	0.03045 (>0.01)	発達
0.08	0.01132 (>0.01)	発達	0.01064 (>0.01)	発達
0.10	0.00988 (<0.01)	減衰	0.00529 (<0.01)	減衰

行する場合の動的応答解析結果と式(19)による推定値を比較した。その結果を表－4に示すが、両者の誤差は3%以下で非常に良く一致していることがわかる。

(2) 桁速度に依存する群衆歩行外力への対応

適用する評価式は、式(19)と同じである。ただし、従来の水平歩行外力（桁速度に依存しない歩行外力）では、桁速度とは無関係に歩行外力を設定することができたのに対し、桁速度に比例する歩行外力を考慮する場合には、はじめに、ロックイン（引き込み現象が生じて、歩行者の歩調が桁の振動数と一致した状態が続く現象）が発生していない歩行者の移動で、ある任意の応答が桁部に生じていると考える必要がある。この任意応答が桁部に与える初期応答（桁速度）に対応する。したがって、水平対称 1 次振動モードを仮定して式(3)と式(4)を考慮すれば、式(19)中における歩行外力（水平加振力）の最大値 F_{mp} は、以下に示す一般化歩行外力で求めることが可能となる。

$$F_{mp} = \sum_{j=1}^m 300v \times \sin \frac{\pi x_j}{L}$$

$$= \sum_{j=1}^m 300 \times \omega_1 \times A_0 \times \sin \frac{\pi x_j}{L} \quad (20)$$

ここに、 A_0 は中央点（水平対称 1 次振動モードの最大位置）での初期振幅である。なお、歩行者密度を p （人/m²）、幅員を B （m）とすれば、 pB （人/m）は単位長さあたりの歩行者数を表すことから、一般化歩行外力は、

$$F_{mp} = \int_0^L pB \times 300 \omega_1 \times A_0 \times \sin \frac{\pi x}{L} dx$$

$$= pB \times 300 \omega_1 A_0 \frac{2L}{\pi} \quad (21)$$

としても算定できる。

(3) 妥当性の検討

歩行外力（水平加振力）が桁速度に依存する場合でも、式(21)から歩行外力の最大値 F_{mp} を算定したあと、式(19)にその他の必要諸元を代入すれば、最大水平応答を

算出できる。たとえば、MODEL-100 の歩道橋（支間長が 50m で水平 1 次の固有振動数が 1.000 Hz の歩道橋）について具体的に記述すれば、以下ようになる。すなわち、中央点(L/2=25m)での初期振幅 A_0 を $A_0 = 0.01$ m と仮定し、すでに図－4 に示したように、50 人の歩行者（歩行間隔は 1m）が完全に同調して水平方向に 1.000 歩/秒で加振しながら桁上を 1 回だけ移動（ $C_{mp} = 1.0$ と仮定）するものとする。 $pB = 1$ （人/m）を式(21)に代入して、この場合の一般化歩行外力（水平加振力）の最大値 F_{mp} を求めれば、 $F_{mp} = 600$ N となる。また、構造対数減衰率 δ を $\delta = 0.02$ と仮定し、 $M_1 = 3826.5$ kg（歩道橋の一般化質量）、 $v = 1.40$ m/s（歩行者の歩行速度）、 $d_{mp} = 1.296$ （式(15)に $x_{np} = 0.449$ を代入した値）、 $C_{mp} = 1.0$ を式(19)に代入すれば、最大変位 $y_{\max}$ は

$$y_{\max} = 0.01843 \text{ m}$$

となる。この最大水平変位の推定値は最初に仮定した初期振幅 $A_0 = 0.01$ m よりも大きいことから、群衆による水平応答は $A_0 = 0.01$ m よりも発達すると推察できる。また、実際、すでに示した図－5 からわかるように、動的応答解析による最大変位 $y_{\max}$ は $y_{\max} = 0.0873$ m であり、水平応答は $A_0 = 0.01$ m よりも発達する結果が得られている。なお、ここで、動的応答解析結果（ $y_{\max} = 0.0873$ m）の方が簡易式による推定結果よりも大きくなるのは、簡易式では水平加振力の最大値 F_{mp} を初期振幅 A_0 にもとづく一定値を採用しているのに対し、動的応答解析では振幅の増加とともに水平加振力の最大値 F_{mp} が増大するためである。

以上の結果を踏まえ、同じ MODEL-100 の歩道橋について、対数減衰率 δ を $\delta = 0.05$ 、 $\delta = 0.08$ 、 $\delta = 0.10$ とした場合についても検討した。 $\delta = 0.02$ とした場合も含め、得られた検討結果を表－5 に示す。この表から、簡易推定式を適用すれば、 $\delta = 0.05$ 、 $\delta = 0.08$ 、 $\delta = 0.10$ とした場合について、初期振幅を基準に考えた応答の発達・減衰を正しく推定していることがわかる。ちなみに、表－6 は、初期振幅を $A_0 = 0.01$ m から 2 倍の $A_0 = 0.02$ m に変更した場合について、振動の発達と減衰を検討したものである。表－6 と表－5 を比較すれば、

表一6 中央点での最大応答振幅 (MODEL-100, 初期振幅は0.02m)

対数 減衰率 δ	MODEL-100 L/2 での初期振幅=0.02m			
	簡易式		解析値	
	推定振幅(m)	判定	最大振幅(m)	判定
0.02	0.03686 (>0.02)	発達	0.17453 (>0.02)	発達
0.05	0.02842 (>0.02)	発達	0.06091 (>0.02)	発達
0.08	0.02264 (>0.02)	発達	0.02129 (>0.02)	発達
0.10	0.01976 (<0.02)	減衰	0.01057 (<0.02)	減衰

表一7 中央点での最大応答振幅 (MODEL-085, 初期振幅は0.01m)

対数 減衰率 δ	MODEL-085 L/2 での初期振幅=0.01m			
	簡易式		解析値	
	推定振幅(m)	判定	最大振幅(m)	判定
0.02	0.02553 (>0.01)	発達	0.36994 (>0.01)	発達
0.05	0.01876 (>0.01)	発達	0.10001 (>0.01)	発達
0.08	0.01442 (>0.01)	発達	0.02707 (>0.01)	発達
0.10	0.01237 (>0.01)	発達	0.01134 (>0.01)	発達

表一8 中央点での最大応答振幅 (MODEL-060, 初期振幅は0.01m)

対数 減衰率 δ	MODEL-060 L/2 での初期振幅=0.01m			
	簡易式		解析値	
	推定振幅(m)	判定	最大振幅(m)	判定
0.02	0.04289 (>0.01)	発達	16.9158 (>0.01)	発達
0.05	0.02964 (>0.01)	発達	3.23655 (>0.01)	発達
0.08	0.02190 (>0.01)	発達	0.61991 (>0.01)	発達
0.10	0.01848 (>0.01)	発達	0.20611 (>0.01)	発達

振動振幅の推定値は単純に2倍になり、判定結果も全く同じであることがわかる。これは初期振幅を2倍にすると、式(21)からわかるように、式(19)中の一般化歩行外力が単純に2倍になることを考えれば理解できる。すなわち、桁速度に依存する歩行外力を適用した場合、本研究で提示した簡易推定式は、はじめに仮定した歩道橋の構造減衰と群衆の歩行状態のもとで、対象とした歩道橋に自励的な発散振動が生じるかどうかを判定するものであることを強く述べておく。

同様の検討を、水平対称1次振動数が0.850Hz（支間長が60m）のMODEL-085, 水平対称1次振動数が0.600Hz（支間長が70m）のMODEL-060についても行った。その結果を、それぞれ表一7と表一8に示す。これらの表から、MODEL-085とMODEL-060についても、簡易推定式を適用すれば、初期振幅を基準に考えた応答の発達・減衰を正しく推定していることがわかる。ただし、MODEL-060で $\delta = 0.02$ とした動的応答解析結果に着目すれば、 $y_{\max} = 16.9158 \text{ m}$ もの実際にはあり得ないよ

うな値に達しているが、これは共振歩行速度の低下（水平対称1次振動数の低下）にともなって加振時間が長くなることに加え、式(3)に示した桁速度に比例する歩行外力に上限値が設定されていないことに起因するものである。

4. 実在橋梁への適用

前章で示した簡易評価法の妥当性を検証するため、本章では歩行者によって大きな水平振動が生じた3つの実在歩道橋に着目し、推定値と実測値の対比を行うこととした。

4.1 歩行者の同調率

実在橋梁への適用にあたっては、歩行者の同調率を考慮する必要がある。これは、歩道橋に水平振動が発現しても橋面上の歩行者全員が同調するのではなく、振動振幅の比較的大きな区間にいる歩行者の方が同調しやす

表-9 T斜張橋での実測結果

ケース	振動モード	振動数 (Hz)	対数減衰率	歩行者密度 (人/m ²)	応答の実測値 (mm)
T-1	対称1次	0.900	0.071	0.794	13.3
T-2	対称1次	0.900	0.071	0.476	8.0

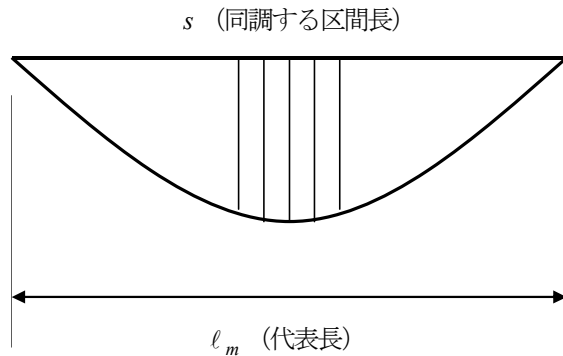


図-9 歩行者が同調する区間

いからである¹²⁾。

いま、図-9のように、代表長 ℓ_m において中央点を含む長さ s の区間にいる歩行者が完全に同調していると考え、実在橋梁における実際と同調率はおおむね s/ℓ_m で評価できると仮定する。一方、簡易式の適用にあたっては、橋長（代表長）に沿って橋面上に様に分布し、振動振幅にかかわらず、ある一定の割合で歩行者が完全に同調すると考えた方が取り扱いが簡単である。それゆえ、実際と同調率と解析で仮定する同調率 α では値が異なることになるが、一般化歩行外力が等しいという条件のもとで、両者の関係を誘導すれば次式が得られる。

$$\alpha = \cos \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{s}{\ell_m} \right) \quad (22)$$

式(22)に $s/\ell_m = 0.1 \sim 0.4$ を代入すればわかるように、解析で導入する同調率 α と実在橋梁における実際と同調率 s/ℓ_m には、

$$\alpha \doteq 1.5 \frac{s}{\ell_m} \quad (23)$$

の関係が成立する。したがって、たとえば、実在橋梁における同調率を $s/\ell_m = 0.2$ とすれば、解析で仮定した同調率は $\alpha \doteq 0.3$ となることに留意が必要である。

4.2 T斜張橋への適用

文献11)には、歩行者によって水平対称1次振動が生じたT斜張橋の実測結果が表-9のように示されている。T斜張橋は、45m+134mの2径間斜張橋（幅員は5.25m、

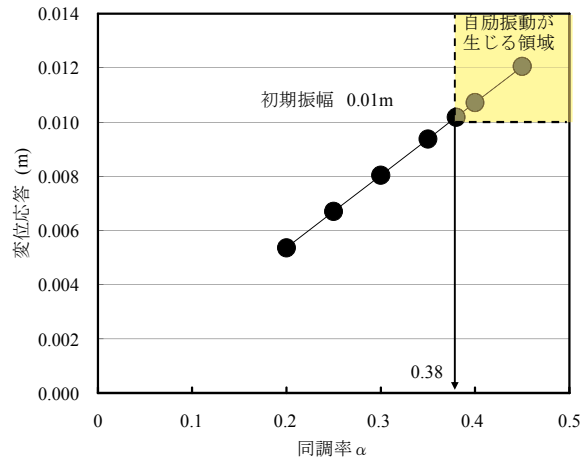


図-10 自励的な発散振動が生じる同調率 $C_{mp} = 1.0$ （ケースT-1）

単位長さあたりの重量は41.16kN/m、TLDを設置する前の構造対数減衰率は0.071）であり、本研究では主径間の134m区間（この区間の一般化質量は28,714kg）に着目する。ここに、T斜張橋の水平対称1次振動（代表長は $\ell_m = 134\text{m}$ で、構造対数減衰率は $\delta = 0.071$ ）に対して無次元パラメータの x_{np} と x_{exp} を求めれば、それぞれ $x_{np} = 4.339$ 、 $x_{exp} = 0.987$ となる。

まず、密度0.794人/m²で歩行者が橋面上を歩行したケースT-1について、群衆の1回歩行で自励的な発散振動が生じる同調率 α を算定するものとした。具体的には、主径間の中央点で振幅0.01mの水平振動が生じている場合を仮定して桁速度に比例する水平歩行外力を算出し、提案した簡易式から応答値を計算した。なお、簡易式の適用にあたって必要となる補正係数 d_{mp} は、式(15)に $x_{exp} = 0.987$ を代入すれば $d_{mp} = 0.988$ となる。得られた、同調率 α と変位応答の関係を図-10に示す。この図より、振動振幅が最初に仮定した0.01mよりも大きくなる同調率 α は0.38以上であることがわかる。なお、実際には歩行者によって水平振動が発散するような現象は生じていないので、ここでは同調率を $\alpha = 0.38$ の一定値とし、この状態で定常的な引き込み現象（歩行者の歩調が変化して桁の振動数と一致する現象）が生じているものと仮定する。加えて、この時の水平歩行外力は、2.1に示した方法（鉛直歩行外力の1/10）で評価できるものとする。なお、T斜張橋でのビデオ観測によれば、

表－１０ T斜張橋での推定値と実測値の比較（同調率 $\alpha=0.38$ ）

(a) 群衆が１回だけ歩行するとした場合（ $C_{mp}=1.0$ ）

ケース	推定値 (mm)	実測値 (mm)	誤 差
T-1	13.2	13.3	-0.8%
T-2	7.9	8.0	-1.3%

(b) 群衆が３回歩行するとした場合（ $C_{mp}=1.121$ ）

ケース	推定値 (mm)	実測値 (mm)	誤 差
T-1	14.8	13.3	11.3%
T-2	8.8	8.0	10.0%

表－１１ M吊橋での実測結果¹³⁾

ケース	振動モード	振動数 (Hz)	対数減衰率	平均歩行者密度 (人/m ²)	応答の実測値 (mm)
M-1	対称４次	1.025	0.017	0.199	40.1
M-2	対称４次	1.025	0.017	0.192	41.3
M-3	対称４次	1.025	0.017	0.172	31.7
M-4	逆対称３次	0.879	0.017	0.182	34.8
M-5	逆対称３次	0.879	0.017	0.082	14.4
M-6	逆対称３次	0.879	0.017	0.086	14.8
M-7	逆対称３次	0.879	0.017	0.086	14.7
M-8	逆対称３次	0.879	0.017	0.125	26.7

実在橋梁での同調率は $s/\ell_m=0.2$ 程度と報告されていることから、式(23)を適用して解析上の同調率に換算すれば $\alpha=0.30$ となるが、この値はここで設定した同調率0.38とおおむね一致する。

ところで、常識的に、歩行者密度が小さい0.476人/m²の同調率は、0.794人/m²の場合よりも増加することはないと考えられる。そこで、T-1とT-2のそれぞれのケースについて同調率 α を0.38（歩行者密度の高いケースT-1から算定した同調率）に設定し、従来の桁速度に依存しない水平歩行外力（鉛直歩行外力の0.1倍の水平歩行外力）を提案した簡易式に代入して、歩行者によるT斜張橋の定常応答を推定することとした。なお、簡易式の適用にあたっては、 $C_{mp}=1.0$ とした場合に加え、3回の繰り返し補正係数に対応する $C_{mp}=1.121$ （ $x_{exp}=0.987$ を式(18)に代入した値）を考慮した。それぞれの推定結果を実測値（ケースT-1とケースT-2）と比較して、表－１０に示す。この表より、速度に依存しない水平歩行外力（従来の水平歩行外力）を適用して推定した定常応答振幅は、いずれの場合も実測値と非常に良く一致していることがわかる。それゆえ、歩道橋に

おいて定常的な水平振動が生じた状態における水平歩行外力は、結果として鉛直歩行外力の0.1倍程度となっていると考えられる。

4.3 M吊橋への適用

同様に、文献13)には、歩行者によって水平振動が生じたM吊橋（320m）の実測結果も表－１１のように示されている。M吊橋は主径間が320mの単径間吊橋（幅員は1.5m、単位長さあたりの重量は5.88kN/m、構造対数減衰率 δ は0.017）であり、歩行者の移動で主に対称4次モード（半波長数が7つで半波長は320m/7=45.71m）と逆対称3次モード（半波長数が6つで半波長は320m/6=53.33m）が誘起された。

文献13)では半波長ごとの歩行者密度が示されているが、ここではこれらを単純平均した平均歩行者密度を採用した。この平均歩行者密度が最も高いのは、対称4次モードが誘起されたケースM-1である。ここに、対称4次モードの代表長として $\ell_m=45.71$ m（半波長）を採用して一般化質量を計算すれば1,399kgとなる。また、 $\delta=0.017$ として無次元パラメータの x_{np} と x_{exp} を求

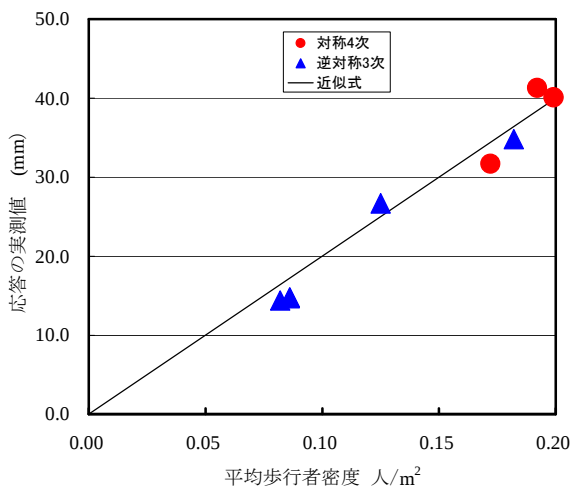


図-1 1 M吊橋における平均歩行密度と応答の実測値の関係

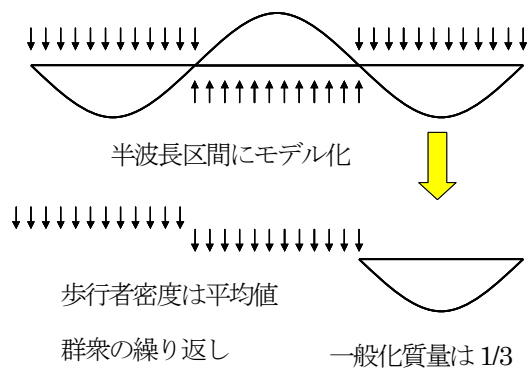


図-1 2 高次モード振動への対応

表-1 2 M吊橋での推定値と実測値の比較 (同調率 $\alpha=0.78$)

(a) 2 回繰り返し補正係数を採用した場合

ケース	推定値(mm)	実測値(mm)	誤 差
M-1	39.2	40.1	-2.2%
M-2	37.8	41.3	-8.5%
M-3	33.8	31.7	6.6%
M-4	35.7	34.8	2.6%
M-5	16.1	14.4	11.8%
M-6	16.9	14.8	14.2%
M-7	16.9	14.7	15.0%
M-8	24.6	26.7	-7.9%

(b) 3 回繰り返し補正係数を採用した場合

ケース	推定値(mm)	実測値(mm)	誤 差
M-1	52.8	40.1	31.7%
M-2	51.0	41.3	23.5%
M-3	45.7	31.7	44.2%
M-4	46.7	34.8	34.2%
M-5	21.0	14.4	45.8%
M-6	22.1	14.8	49.3%
M-7	22.1	14.7	50.3%
M-8	32.1	26.7	20.2%

めると $x_{np} = 0.348$, $x_{exp} = 0.294$ となる. そこで, T 斜張橋のケース T-1 と同様に, M-1 ケースについて代表長の中央点で振幅 0.01m の水平振動が生じている場合を仮定して桁速度に比例する水平歩行外力を計算し, 1 回の群衆歩行で自励的な発散振動が生じる同調率の限界

値を算定した. その結果, $\alpha = 0.78$ (式(23)を用いて実際同調率に換算すると $s/\ell_m = 0.52$) という高い同調率が得られた. 同様に, 逆対称 3 次モード (半波長数は 6 つで半波長は 53.33m) のケース M-4 について同調率の限界値を求めると $\alpha = 0.64$ となった. いずれの同調率も

おおむね等しいことに加え、図-11からわかるように最大水平応答はモード次数にかかわらず平均歩行者密度（言い換えれば、歩行者数または歩行外力）と比例関係にあることから、M-1 から M-8 のそれぞれのケースについて同調率を $\alpha = 0.78$ に設定し、従来の水平歩行外力（鉛直歩行外力の 0.1 倍の水平歩行外力）を用いて、歩行者による M 吊橋の定常応答を簡易評価式で推定した。ただし、水平振動が生じた振動モードは高次モードであることから、図-12 に示したように繰り返しの影響を考慮した方が妥当と考えられる。ただし、 $x_{np} < 0.5$ （M-1 ～M-3 では $x_{np} = 0.348$ ，M-4～M-8 では $x_{np} = 0.415$ ）であり、繰り返しの影響が大きく現れることから、ここでは 2 回の繰り返し補正係数（M-1～M-3 では $C_{mp} = 2.405$ ，M-4～M-8 では $C_{mp} = 2.313$ ）と 3 回の繰り返しの補正係数（M-1～M-3 では $C_{mp} = 3.245$ ，M-4～M-8 では $C_{mp} = 3.022$ ）の両方を適用することとした。

それぞれの推定結果を実測値と比較して表-12 に示す。この表より、2 回の繰り返しの補正係数を採用した場合の推定値は、実測値と非常に良く一致していることがわかる。それゆえ、M 吊橋についても、歩道橋において定常的な水平振動が生じた状態における水平歩行外力は、結果として鉛直歩行外力の 0.1 倍程度となっていると考えられる。なお、3 回の繰り返しの補正係数を適用した場合の推定誤差は比較的大きいが、この理由として、M 吊橋はもともと繰り返しの影響が大きく現れる歩道橋（ $x_{np} < 0.5$ ）であることに加え、歩行者密度が比較的小さく、群衆としての繰り返しの影響がさほど大きくならなかったためと考えられる。

4.4 ミレニアムブリッジへの適用

ミレニアムブリッジの主径間は 144m で、幅員は 4.0m、単位長さあたりの重量は 19.6kN/m である。また、減衰付加対策を施す前の減衰定数 h は 0.006～0.008（0.6%～0.8%）¹⁴⁾ であることから、ここでは $h=0.006$ の減衰定数（最小値）に相当する $\delta=0.038$ の構造対数減衰率を採用する。ミレニアムブリッジでは、歩行者密度が 1.3～1.5 人/m² の状態で、主径間に 75mm もの水平振動（0.95Hz の逆対称 1 次モード）が生じた。それゆえ、ここでの検討では、代表長が $\ell_m = 144\text{m}/2=72\text{m}$ （半波長に相当する長さ）の対称 1 次モード（この区間の一般化質量は 7,347kg）を仮定し、以下のような検討を実施した。なお、この代表長（長さが 72m）に対して、構造対数減衰率を $\delta = 0.071$ として無次元パラメータ x_{np} と x_{exp} を求めれば、 $x_{np} = 1.237$ ， $x_{exp} = 0.710$ となる。

まず、歩行者密度を平均値である 1.4 人/m²（1.3～1.5 人/m² の平均値）に設定し、1 回の群衆歩行で自励的な発散振動が生じる同調率を算定した。その結果、同調率の

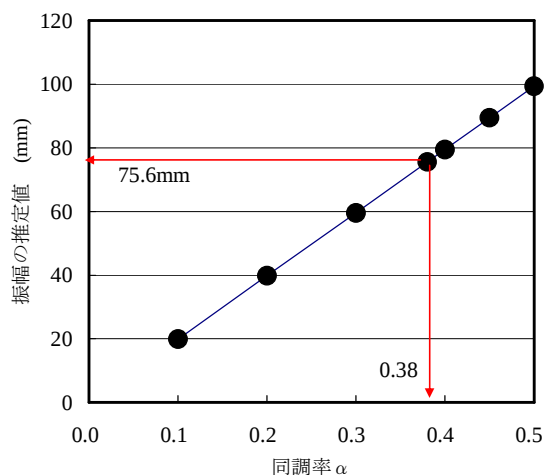


図-13 同調率と振動振幅の関係
(ミレニアムブリッジ)

限界値として $\alpha = 0.12$ の小さな値が得られた。ところで、ミレニアムブリッジでは、T 斜張橋で観測された $s/\ell_m = 0.2$ （式(23)で換算すると $\alpha = 0.3$ ）の同調率よりも高い割合で歩行者が同調していたようである。これらのことから、ミレニアムブリッジはもともと引き込み現象の生じやすい歩道橋であり、同調率がはじめの小さな値から大きく増加して主径間で振幅が 75mm もの振動に発達した可能性が高いと思われる。そこで、同調率 α を変化させ、従来の水平歩行外力（鉛直歩行外力の 0.1 倍の水平歩行外力）を用いて、歩行者による応答を提案した簡易評価式で推定した。ただし、ここでの計算では、水平振動が生じた振動モードは逆対称 1 次モードであることから、繰り返しの補正係数 $C_{mp} = 1.653$ （ $x_{np} = 1.237 > 0.5$ なので、繰り返しの違いによる影響は小さいことから、3 回繰り返しの式(18)に $x_{exp} = 0.710$ を代入した値）を考慮するものとした。その結果を図-13 に示す。この図より、同調率が $\alpha = 0.38$ の時に実測値とほぼ等しい 75.6mm に達することがわかる。なお、ここで得られた $\alpha = 0.38$ の同調率を式(23)に代入して実際の値に換算すれば $s/\ell_m = 0.25$ となり、ミレニアムブリッジでの観測（ $s/\ell_m = 0.2$ よりも高い割合）ともおおむね一致する結果となっている。

以上より、ミレニアムブリッジに対しても本文で提案した簡易評価式の適用は可能で、かつ、定常的な水平振動が生じた状態における水平歩行外力は、結果として鉛直歩行外力の 0.1 倍程度となっていると考えられる。

5. 水平振動に対する使用性

歩道橋の鉛直振動に対する使用性は、変位ではなく振動速度の実効値（速度波形が正弦波と見なせる場合は最大速度に $1/\sqrt{2} = 0.707$ を乗じた値）を用いて評価している。参考までに、鉛直速度の実効値と振動感覚の関係を

表－１３ 鉛直速度の実効値と振動感覚の関係^{3),10)}

速度の実効値	振動感覚
0.42 cm/s	歩行者が振動を感じ始める
0.85 cm/s	明らかに振動を感じる
1.70 cm/s	少し歩きにくいと感じる
2.70 cm/s	大いに歩きづらく感じる

表－１４ 水平振動の使用性評価基準（提案値）

変位 (cm)	速度 (cm/s)	使用性
1.0	6	歩行者は桁が振動していることは認識するが、ほとんどの人は自然に歩行を続ける。
2.5	15	人によっては自然に歩行することに困難を感じ、手すりに触れながら歩行することになる。
4.5	27	自然に歩行することは困難になり、バランスを崩す人や歩行を中断する人が現れる。
7.5	45	歩行は危険になると推察される。

表－１３^{3),10)}に示す。

これに対し、歩道橋の水平振動に対する使用性について明確な実験結果は報告されていない。しかしながら、前章に示した実在橋梁における水平振動に対し、以下のような報告がなされている¹⁵⁾。

- (1) T 斜張橋で生じた 10mm 程度の桁振幅に対し、歩行者は桁が振動していることは認識しているものの、ほとんどの人は自然に歩行を続けた。
- (2) M 吊橋で桁振幅が 25mm 程度になると、人によっては自然に歩行することに困難を感じ、手すりに触れながら歩行するようになった。
- (3) M 吊橋で桁振幅が 45mm 程度になると、歩行を中断したり、バランスを崩す歩行者が現れた。
- (4) ミレニアムブリッジの中央径間部分に生じた最大応答振幅は約 75mm であり、歩行は危険との理由から橋は直ちに閉鎖された。

以上の観測結果を踏まえ、水平振動応答に対する使用性の関係をまとめるとおおむね表－１４のような関係が得られる。なお、この表には、変位に $\omega = 2\pi \times 1 \div 6$ [rad./s] を乗じて算出した速度の値も記している。当然のことながら、水平振動に対する使用性については今後の詳細な研究を待たなければならない。しかしながら、本文で提案した簡易評価式を適用すれば、群衆が歩道橋を移動する際に生じる水平応答を非常に簡単に推定できることから、表－１４を準用することで、

今まで以上に簡便でかつ合理的に、歩道橋の水平振動に対する振動使用性を検討できる。

6. まとめ

本論文は、歩行者によって誘起される歩道橋の水平振動問題とその応答評価法について、設計上の観点から検討したものである。得られた主要な結果を以下に示す。

- (1) 桁速度に依存しない従来の水平歩行外力に加え、桁速度に比例する水平歩行外力にも適用できるように、水平振動応答の簡易評価式を改良した。ちなみに、この簡易評価式は、本文の式(19)に対応する。
- (2) 桁速度に比例する水平歩行外力を適用する場合、提案した手法を適用すれば、対象とした歩道橋に自励的な発散振動が生じるかどうかの判定が容易に行える。なお、振動数の異なる 3 つの歩道橋モデルに対する簡易式による判定結果は、時刻歴応答解析結果による判定結果とも一致した。
- (3) 歩行者による水平振動が発現した 3 つの実在橋梁に対して、本評価式を適用した。その結果、実在橋梁に対しても提案した簡易評価式の適用は可能で、推定結果は実測値とも非常によく一致した。また、引き込み現象（歩行者の歩調が変化して桁の振動数と一致する現象）が生じて定常応答に達した状態の水平歩行外力は、結果として、桁速度に依存しない従来の水平歩行外力（鉛直歩行

外力の 0.1 倍程度) で十分に評価できる可能性が高いことがわかった。

(4) 実在橋梁で観測された水平振動応答に対する振動使用性を整理した。水平振動に対する使用性については今後の詳細な研究を待たなければならないが、本文で提案した簡易評価式を適用すれば、群衆が歩道橋を移動する場合に生じる水平応答を非常に簡単に推定できることから、水平振動に対する使用性の観測結果を準用することで、今まで以上に簡便にかつ合理的に、歩道橋の水平振動に対する振動使用性を検討できる。

群衆によって誘起される歩道橋の水平振動問題をより詳細に検討するためには、歩道橋と群衆の同調メカニズムのより詳細な解明、完全共振歩行者の混入率の設定、水平振動に対する振動使用性評価指標の確立など、多くの課題が残されている。しかしながら、群衆によって誘起される歩道橋の水平振動問題とその簡易応答評価法について論じた本文は、歩道橋の水平振動に対する使用性を検討する上で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) 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.
- 2) Spans Sway underfoot in Europe : ENR, July 10, 2000.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.47A, pp.351~362, 2001 年 3 月.
- 6) 阿部雅人, 藤野陽三：2 足剛体モデルを用いた歩行者による歩道橋の水平振動に対する 1 つのシミュレーション, 土木学会論文集, 第 441 号/I-18, pp.199~202, 1992 年 1 月.
- 7) P. Dallard, T. Fitzpatrick, A. Flint, A. Low, R.R. Smith, M. Willford and M. Roche : London Millennium Bridge Pedestrian-Induced Lateral Vibration, Journal of Bridge Engineering, Vol6, No.6, pp.412~417, Nov./Dec., 2001.
- 8) 本摩 敦, 新谷順也, 坂田正二, 杉田俊介, 谷 克浩, 米田昌弘：九重“夢”大吊橋の建設～ 日本一の歩行者専用吊橋 ～, 橋梁と基礎, Vol.41, pp.13~19, 2007 年 11 月.
- 9) 米田昌弘：歩道橋上を群衆が移動する場合の振動使用性評価法, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.263~273, 2003 年 3 月.
- 10) 山田 均, 米田昌弘：応用振動学, コロナ社, pp.73~79, 2003 年 10 月.
- 11) 米田昌弘：TMD を設置した歩道橋の設計用振動使用性評価法, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.253~262, 2003 年 3 月.
- 12) 米田昌弘, 深江美妃：歩道橋の水平振動問題への適用を考えた神経振動子の基本特性, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.218~227, 2008 年 3 月.
- 13) 川崎俊次, 中村俊一：歩行者により励起される橋桁の水平応答値の推定法, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.626~633, 2008 年 3 月.
- 14) P. Dallard, A.J. Fitzpatrick, A. Flint, S. Le Bourva, A. Low, R.M. Ridsdill Smith and M. Willford : The London Millennium Footbridge, The structural Engineer, Vol79, No.22, pp.17~33, Nov., 2001.
- 15) 鋼橋技術研究会：吊り形式橋梁研究部会報告書, TECHNICAL REPORT, No.061, 2005 年 5 月.
(2008 年 9 月 18 日受付)