

片持形式歩道橋の振動使用性に関する一考察

Consideration of vibration serviceability on cantilever type pedestrian bridge

北海道大学大学院工学研究科 正員 小幡 卓司 (Obata Takashi)
 北海道大学工学部土木工学科 ○学生員 峯村 貴江 (Minemura Takae)

1. まえがき

社会基盤構造物の設計は、従来の仕様設計法から性能設計法に変わりつつある。この性能設計では、安全性や合目的性を満たすことはもちろん、投資効果、LCC、景観等の各種要素も勘案し、適切な構造物形式を選択して設計を実施することが望ましいと考えられている。また、解析技術や材料性能・施工技術の進歩により、従来では実現が困難であった構造物形式でも要求性能を十分に満たす場合も、近年ではしばしば見受けられるようになってきた。

一方、歩道橋の振動使用性は、歩道橋の合目的性を考慮した場合、非常に重要な要求性能の一つである。振動使用性に関する基準類は、我が国では昭和54年に制定された立体横断施設技術基準・同解説¹⁾があり、海外でもBS5400²⁾や Ontario Code³⁾が著名である。さらに、振動限度や人間の起振力に関する研究も、我が国のみならず各国で行われており、歩道橋の保有性能を検討する上での重要な項目であることがわかる^{4),5),6)}。

以上の背景から、本研究では新形式の歩道橋として、鋼箱桁や吊形式よりも初期投資が小さく、基本的にはメンテナンスフリーでLCCもかなり低減でき、かつ様々な架設条件にも適用可能な片持形式のPC橋を対象に、その振動使用性を検討することを目的とする。解析対象の橋梁は、支間長43.0m、幅員5.0mのPC歩道橋とし、これを骨組モデルを用いてモデル化することにより解析を行った。歩行外力については、著者らの一部が提案する、人間の身体運動学に基づいた歩行外力を用いて、解析において実際の歩行により近い外力を入力して、歩道橋モデルの動的応答量を求めた^{6),7)}。振動使用性の評価に関しては、得られた応答量と、現在までに知られている各種の振動限度を比較することにより行った⁸⁾。

したがって、本研究は以上の結果より片持式歩道橋の振動使用性について性能評価を行い、その適用性あるいは実用性等について検討を加えたので、ここに報告するものである。

2. 対象構造物と歩行外力モデル

2.1 橋梁モデル

前述の通り、本研究では歩道橋として初期投資の低減およびLCCの削減を目指した新たな形式と考えられる、片持形式のPC箱桁橋を対象として使用性に関する検討を行うこととした。設定された支間長43m、幅員5mは歩道橋としては規模が大きい、これは主に景勝地や公園内、あるいは河川等で厳しい架設条件下において建設される歩道橋をイメージしたためである。

モデル化に際しては、箱桁と張り出し部をフィッシュボーンモデルを用いて表現し、解析を行うこととした。なお、張り出し部は主桁に対して剛体と想定し、主桁に対して十分に大きい剛性を与え、質量に関しては主桁の骨組み部材が全て受け持つとしてモデル化を行った。節点数は45、要素数は44、1節点当たりの自由度は6である。境界条件

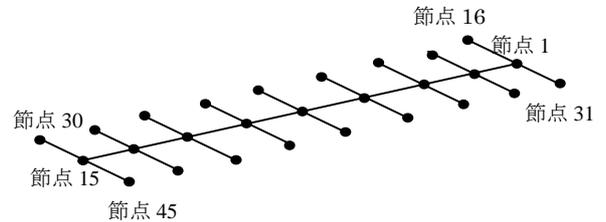


図-1 フィッシュボーンモデル

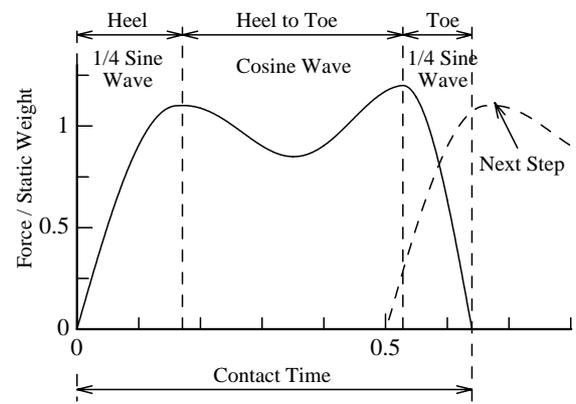


図-2 歩行外力モデル

表-1 歩行外力パラメータ

No.	同定変数
①	衝撃継続時間 (sec)
②	踵の振動周期 (sec)
③	踵の衝撃係数
④	爪先の振動周期 (sec)
⑤	爪先の衝撃係数
⑥	踵と爪先の間中部の衝撃係数

に関しては、節点1, 16, 31を固定端として取り扱っている。また、比較のため箱桁部のみをモデル化した棒状モデルについても解析を行った。図-1に本研究で用いたフィッシュボーンモデルの概略図を示す。

2.2 歩行外力モデル

本研究における歩行外力モデルは、図-2に示すような、歩行に伴う踵と爪先の静的荷重に対する倍率（以下、衝撃係数と称する）を考慮した歩行外力を採用した。この歩行外力モデルを使用する際には、衝撃継続時間や爪先、踵の衝撃係数など表-1に示すような6種類のパラメータが必要となるが、これについては文献6), 7)に詳しく記載されているため、紙面の都合上ここでは割愛させて頂く。なお、対象とする歩行振動数は、構造物の鉛直1次固有振動数、一般的な歩行振動数である2.0Hz、ジョギング時の振動数となる3Hz程度で解析を行うこととした。

表-2 代表的な怒限度⁸⁾

	荷重状態	振動許容量	単位	振動感覚	
Leonard	多数の歩行者	$12 \cdot f^{1.5}$	cm/s ² (MAX)	Uncomfort	
松本ら	1人/s/m	98	cm/s ² (MAX)	不快	
小堀ら	最頻歩調1人	0.42	cm/s (RMS)	感じない	
BS5400 Blanchard	共振歩調1人	$50 \cdot f^{0.5}$	cm/s ² (MAX)	Tolerance	
Wheeler	最頻・共振歩調1人	2.4	cm/s (MAX)	Unpleasant	
梶川	単独歩行状態	1.7	cm/s (RMS)	少し歩きにくい	
	群集歩行状態	1.7	cm/s (RMS)	少し歩きにくい	
	単独歩行状態	2.7	cm/s (RMS)	大いに歩きにくい	
田中ら	共振歩調1人	0.85	cm/s (RMS)	明らかに振動を感じる	
小幡ら	共振歩調 1人	2Hz 前後(使用性重視)	0.7	cm/s (RMS)	少し振動を感じる約 60% 明らかに振動を感じる約 25%
		2Hz 前後以外	1.0	cm/s (RMS)	少し振動を感じる約 70% 明らかに振動を感じる約 40%

単位の項のかつこ内における MAX は最大値、RMS は実効値。

表-3 固有振動解析結果

Mode No.	DYNA2E (Hz)	棒状モデル (Hz)	フィッシュボーンモデル (Hz)	備考
1	1.166	1.218	1.218	鉛直1次モード
2	2.925	3.039	3.039	水平1次モード
3	5.423	5.616	5.616	鉛直2次モード
4	-----	13.802	13.802	ねじり1次モード
5	14.238	14.747	14.747	鉛直3次モード
6	15.252	15.774	15.774	水平2次モード
7	22.752	23.234	23.234	水平3次モード
8	27.004	27.936	27.936	鉛直4次モード
9	40.745(?)	41.478	41.478	ねじり2次モード
10	44.077	42.042	42.042	水平4次モード

備考欄の各方向の次数は、モード形状からの推定である。

3. 解析手法

一般に、他自由度系の構造物の運動方程式は以下の式によって表される。

$$M\ddot{\mathbf{x}}(t) + C\dot{\mathbf{x}}(t) + K\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \dots (1)$$

ここで、 $\mathbf{x}(t)$ と $\mathbf{f}(t)$ は変位および外力ベクトル、 M 、 C 、 K はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックスである。

まず固有振動解析については、外力をゼロとし減衰項を無視した場合の変位ベクトル \mathbf{x} が固有振動数 ω で調和振動すると仮定すると、一般解はそのときの振動モードを \mathbf{X} として、

$$\mathbf{x} = \mathbf{X} \exp(i\omega t) \dots (2)$$

で与えられる。以上より、次の振動方程式が得られる。

$$\det[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] = 0 \dots (3)$$

本研究では、質量マトリックスに整合質量法を用いて解析を行った。また、合わせて比較のため箱桁のみを棒状にモデル化し、DYNA2Eを用いた解析も同様に実施した。

次に時刻歴応答解析に関しては、ニューマーク β 法を用いた直接数値積分法を採用した。運動方程式は、式(1)と同様に、

$$M\ddot{\mathbf{x}}(t) + C\dot{\mathbf{x}}(t) + K\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdot \varphi(t) \dots (4)$$

で与えられる。ここで $\varphi(t)$ は、歩行外力を人間の移動速度に応じて構造物の各節点に分配する、荷重分配係数ベクトルである。また、減衰マトリックス C にはレーリー減衰を用いることとし、鉛直1次および2次モードの振動数を基準に減衰マトリックスを求めた。なお、ニューマーク β 法の係数 β は0.25に、時間刻み Δt は0.005secとして解析を行った。

さらに、使用性の評価に用いる振動怒限度に関しては、表-2に示すように各種の基準類あるいは研究成果として、様々な数値が提案されている⁸⁾。本研究においては、我が国でしばしば用いられている、梶川、田中ら、小幡らの振動怒限度を参考に、性能評価を試みることにした。

4. 解析結果とその考察

4.1 固有振動解析

以上のようにして、対象となる橋梁モデルの解析をおこなった。表-3に対象橋梁モデルの固有振動解析結果を示す。また、図-3は、低次の固有振動モード形状である。

まず、表-3より本研究の棒状モデルとDYNA2Eの結果を比較すると、すべてのモードにおいてほぼ一致しているが、DYNA2Eの結果が若干短周期化の傾向となっていることがわかる。これは、本解析では質量マトリックスに整

合質量マトリックスを用いており、集中質量マトリックスを用いた DYNAGE とは若干の差異が生じたものと考えられる。特に振動使用性で問題となる低次のモード（モード No.で 5 次程度）では良く一致しており、モデル化についてはほぼ妥当と思われる。また、棒状モデルとフィッシュボーンモデルの結果は全て一致しており、張り出し部のモデル化も適切に行われたものと判断できる。

ここで、解析結果の数値に基づいて使用性照査を行う歩行振動数について考察を加えると、立体横断施設技術基準・同解説で規定されている、1.5Hz～2.3Hz の範囲に入る振動モードは存在していない。しかしながら、1 次鉛直モードの 1.22Hz は、公園内等における散策では少ないながらもあり得る歩行ペースであり、片持形式という構造の特殊性を考慮して、1 次共振状態での解析を行うこととする。また、水平 1 次モードが 3.04Hz とジョギング状態の振動数に極めて近いため、偏心载荷の場合に水平振動の発生が懸念されるため、これも解析に加えることとした。さらに非共振状態ではあるが、最も一般的な歩行振動数 2Hz についても検討を実施する。表-4 に、固有振動解析によって決定された振動使用性の照査のケースを示す。

4.2 振動使用性の照査

以上のように、固有振動解析によって決定された各ケースについて、時刻応答解析を行って歩行外力に対する応答値を求め、限度値との比較によって本橋梁モデルの振動使用性について評価を試みた。解析条件としての歩行外力パラメータを表-5 に、解析結果の一例として図-4 にケース 1 および 2 の応答速度波形を、表-6 に各ケースにおける応答量を示す。なお、表-5 において歩行者の体重が 1.0kN (約 100 kgw) でかなり大きめに見積もっているが、日本人の体格も良くなった今日では多少の安全率を加味する必要があるものと考え、通常の 640N (約 65kgw) より大きめの値を与えてある。また、表-5 の実効値は、解析時間全体に対して求めた値であり、最大値を単純に $\sqrt{2}$ で割り戻したのではない。

まず、図-4(a)の支持側から共振歩行を中心線上で行った場合においては、橋梁を半分程度通過した時間帯 (30～40sec 程度) から応答が大きくなり、最大値は橋梁を渡り切る際に生じていることがわかる。表-6 より、この時の最大応答速度は 2.0cm/sec、波形全体の実効値で 0.622cm/sec、さらに最大値を単純に $\sqrt{2}$ で割り戻した値でも 1.41cm/sec となる。これを表-2 における、梶川、田中ら、小幡らの振動所限度と比較すると、最大値を単純に $\sqrt{2}$ で割った瞬間的な値では田中ら、小幡らの限度を上回ってはいるものの、梶川の限度は超えていない。波形全体での実効値では、最も厳しい小幡らの 0.7cm/sec をも下回っている。また、ケース 1 における歩行形態を考えると、橋梁の全スパン 43m を、歩行振動数としては非常に遅く、通常の歩行とはかけ離れたペースで 70sec 以上も 1.2Hz 程度で歩き続けなくてはならず、現実にはあり得ない歩行形態であると考えられる。よって、支持側から共振歩行を行ったケース 1 では、振動使用性に問題が生じることはほとんど起こり得ないと考えられる。

次に、片持ち側から中心線上にて共振歩行を行ったケース 2 では、最大応答速度は 1.6cm/sec、波形全体の実効値で 0.59cm/sec、最大値を $\sqrt{2}$ で割った値で 1.13cm/sec となっている。ここで注目すべきは、図-4(b)の応答波形を見ると、歩行開始直後から急激に応答が増大し、歩行開始後 10sec 程度で最大値に到達している点である。この歩行形態は、公園内や景勝地では周辺の風景などを楽しみながら

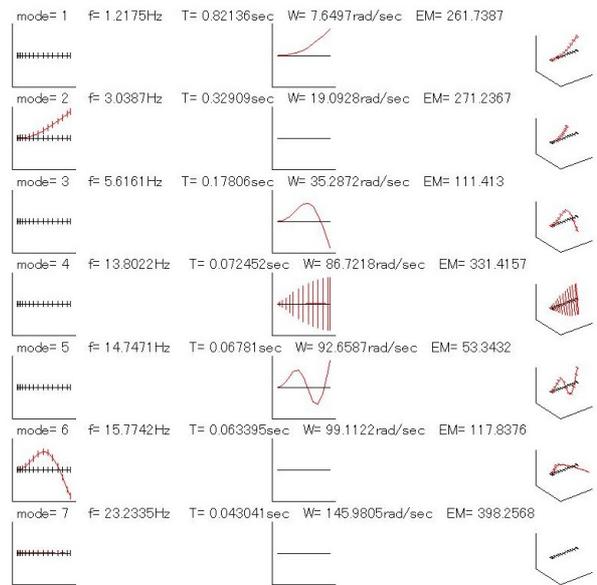


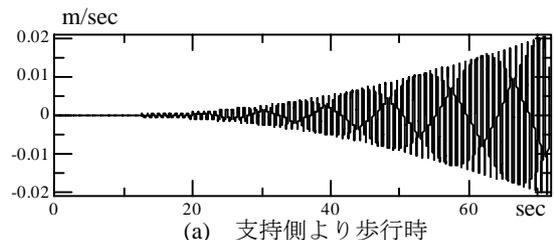
図-3 モード形状

表-4 解析ケース

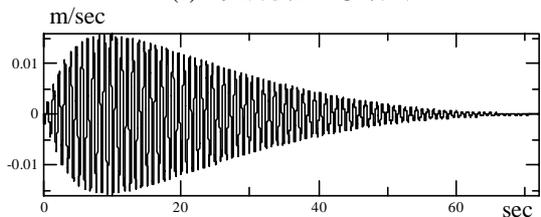
解析ケース	概要
1	1.218Hz で支持側から中心線を共振歩行
2	1.218Hz で片持側から中心線を共振歩行
3	2.0Hz で支持側から中心線を歩行
4	3.039Hz で支持側から偏心位置を歩行

表-5 歩行外力パラメータ

パラメータ	1.218Hz	2.0Hz	3.0039Hz
歩行者体重(KN)	1.0	1.0	1.0
歩行速度(m/sec)	0.6	1.5	2.3
衝撃継続時間(sec)	1.9828	0.7877	0.2819
踵の振動周期(sec)	1.7331	0.5934	0.1826
爪先の振動周期(sec)	1.5345	0.7621	0.2817
踵の衝撃係数	0.4190	0.7819	11.759
爪先の衝撃係数	0.8534	1.2829	1.6644
中間部衝撃係数	0.5262	0.2533	0.1987



(a) 支持側より歩行時



(b) 片持側より歩行時

図-4 応答速度波形

のぶらぶら歩きで、1.2Hz 程度のペースが 10sec ほど継続することは十分に考えられ、注意を要する。ただし、応答の最大値は支点側から歩行した場合よりも小さくなって

おり、また、その後共振歩行が継続されても、応答は次第に減少する傾向にある。ケース2における振動使用性に関して評価を行うと、最大応答値を $\sqrt{2}$ で割った瞬間的な値では1.13cm/secと、小幡らの限度で明らかに振動を感じる人が70%程度の値となっているが、波形全体の実効値は0.59cm/secであり、どの限度も下回っている。よって、振動使用性に関して、これらの結果を総合的に判断すると、応答が最大値に近い値に到達した場合に、瞬間的に振動を認識する人はある程度いることは予測されるが、応答そのものは10sec程度以降減少する傾向にあるため、利用者に歩き難さや不快感を与えることは少ないと考えられる。

また、一般的な歩行振動数である2.0Hzおよびジョギング程度の振動数である3.039Hzでは、非共振状態にあるため、鉛直振動で使用性に問題が生じるような応答は生じないことが判明した。さらに、3.039Hzは水平1次モードの固有振動数であることから、偏心载荷した場合に水平振動の発生が懸念されたが、今回の解析では水平振動は全く励起されなかった。これは、対象となる解析モデルが箱桁を想定しており、ねじり剛性が大きいこと、低次の固有モードに例えば曲げとねじりが連成するようなモードが無かったためであろう。群集歩行によって水平振動が発生した例が幾つか報告されているが、これらの橋梁では一般的な歩行振動数2Hzの半分である1Hz付近に曲げねじり連成振動モードを有することが確認されており、このようなモードが存在しない本研究の解析モデルでは、水平振動で問題が生じる可能性はほとんどないと推定される。

以上の結果から、本研究で提案する片持式歩道橋モデルにおいて、振動使用性に関して鉛直・水平方向とも問題が生じる可能性は、かなり低いものと考えられる。

5. あとがき

以上のように、本研究では新形式の歩道橋として、鋼箱桁や吊形式よりも初期投資が小さく、基本的にはメンテナンスフリーでLCCも低減でき、かつ様々な架設条件にも適用可能な片持形式のPC橋を提案し、人間の身体運動学に基づいた歩行外力モデルを適用して固有振動解析ならびに動的応答解析を行うことにより、その振動使用性に関して検討を加えたものである。

本研究の解析結果を見る限りにおいては、通常よりも多少大きめの歩行荷重を与えているにもかかわらず、解析的には振動使用性に問題が生じるような動的応答の発生は認められなかった。ただし、片持ち側から歩行者が鉛直1次モードの共振周波数で侵入した場合、短時間で最大応答値に達する傾向を有していることが判明し、実用化に際し

表-6 各ケースにおける動応答量

解析 ケース	最大応答 変位 (cm)	応答速度 (cm/s)		最大応答 加速度 (cm/s ²)
		最大値	実効値	
1	0.3	2.0	0.6223	18.0
2	0.24	1.6	0.5903	12.0
3	0.28	0.13	0.0443	1.5
4(鉛直)	0.025	0.075	0.0214	2.6
4(水平)	0.0	0.0	0.0	0.0

ては何らかの対策が必要な場合も考えられる。また、低次の固有振動モードからも、群集荷重による曲げねじり連成振動を生じるようなモードは確認されなかった。したがって、本研究で提案する片持式歩道橋モデルにおいて、振動使用性に関して鉛直・水平方向とも問題が生じる可能性は、ほとんどないと推定される。

今後の課題として、今回の研究では歩道橋としてかなり規模の大きいものを想定して解析を実施したが、幅員1.5~2.0m、スパン20m程度の一般的なスペックを有する歩道橋についても検討を加える必要があるものと思われる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説、丸善、1979。
- 2) BSI.: Steel, Concrete and Composite Bridge, Part 2. Specification for loads, BS5400, 1978.
- 3) Ministry of Transportation and Communications : Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario, Canada, 1983.
- 4) Blanchard, J., Davis, B., L. and Smith, J., W.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges, UK., TRRL. Report SR, 275, 1977.
- 5) Wheeler, J. E.: Prediction and Control of Pedestrian- Induced Vibration in Footbridges, Journal of The Structural Division, ASCE, Vol.108, No. ST9, pp.2045 -2065, 1982.
- 6) Takashi Obata and Yasunori Miyamori : Identification of a Human Walking Force Model Based on Dynamic Monitoring data from Pedestrian Bridges, An International Journal Computers & Structures, 2006.3, Volume 84, Issues 8-9, pp.541-548.
- 7) 宮森保紀, 小幡卓司, 林川俊郎, 佐藤浩一: 歩道橋の応答特性に基づいた歩行外力モデルの同定に関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.343-350, 2001.
- 8) 日本鋼構造協会編：これからの歩道橋, 技報堂出版, 1998.