

設計時における歩道橋の振動使用性照査法

田中信治*・加藤雅史**

人の歩調と共振しやすいタイプの歩道橋、全 80 ケースの設計を試みた。そして固有値解析および人が共振歩調で歩いた時の応答解析を行い、その最大変位から振動速度の実効値を求め、共振時の歩道橋の揺れの感じ方について検討した。その結果 1 m 当たり死荷重が 2.0 tf/m 以上の歩道橋は、たとえ人の歩調と共振した場合でも十分な使用性があることを確認した。次に設計段階において共振時の揺れの感じ方が容易に、しかも精度よく算出できる簡略式を導いた。

Key Words : pedestrian bridge, vibration, resonance, serviceability

1. ま え が き

昭和 34 年に日本で初めて横断歩道橋が架けられ、それ以後、主に学童、生徒の安全な通学路確保および、交通量の多い交差点の渋滞解消のために、全国各地に画一的な横断歩道橋が設置され、現在その数は約 1 万橋に至っている。しかしながら時代の流れとともに社会基盤が整備され、元来都市景観上あまり好ましくない画一的な横断歩道橋の新設は少なくなっている。一方、近年では幅員の狭くなった道路橋に沿って設けられる側道橋、河川や高速道路によって分断された地域を結ぶ人道橋、あるいは公園・団地内・ゴルフ場等に架けられるシンボリックなものまで含めて、様々な形式の歩道橋が設置されるようになってきた。このような歩道橋は、以前の横断歩道橋に比して幅員も広く、支間も長くなりまた景観上からもスレンダーな構造が要求され、過去に比べて歩行者の歩行による共振状態が懸念されてきている。

歩道橋の振動は今から約 20 年前に問題提起され、現在の横断歩道橋の設計の基準等が設定されるまでを簡単に述べると、昭和 47 年に牛尾ら¹⁾、松本ら²⁾によって、歩行者の歩調は 2 Hz 前後で、歩道橋の固有振動数が歩調に一致すると振動が増幅される事があると報告された。その後小堀、梶川ら³⁾によって、単独歩行だけでなく、群衆歩行によっても歩道橋の振動が歩行者に心理的不快感を与えることがあり、できるだけそれを避けるため歩道橋の 1 次または 2 次の固有振動数は、1.5~2.3 Hz [以下 2 Hz 前後の固有振動数と略す] を避けたほうがよいと提案された。そして昭和 54 年日本道路協会発行の立体横断施設技術基準⁴⁾ [以下基準と略す] では、「活荷重による主げたの振動は利用者に不快感を与えて

はならない」という振動に関する項目が設定された。その後昭和 60 年 2 月の標準設計⁵⁾においては「活荷重たわみの許容値は支間の 1/600」「主桁のたわみ振動の固有振動数は 1.5~2.3 Hz の範囲を避ける」と明記された。これらに対し、梶川⁶⁾は人間の感じる振動の大きさから歩道橋の使用性を論じ、その照査法は実橋における使用性において現在でもよく引用されている。また杉本ら⁷⁾は、長支間歩道橋の最小重量設計を行い、基準の振動数制約について検討を加えた。林川ら⁸⁾、筆者ら⁹⁾は固有値解析をする上で、現橋の支点条件によって固有振動数がかかなり異なることを報告し、米田ら¹⁰⁾はそのケースにおける固有振動数の求め方の実用算定式を提案している。

一方筆者らは、これまでいろいろな歩道橋の振動測定と解析を行い、文献 11) では固有振動数の解析時のモデル化と実測値との比較検討、また文献 12) においては支間 40 m 以上の歩道橋の実振動特性について検討を行ってきた。そしてこれらの成果と、今までの研究によって、解析時の固有振動数と実測値とは概ね一致するが、一割程度の誤差は生じること、またある程度規模の大きい歩道橋では、人の歩行による共振では揺れを感じにくいことが判った。

そこで本論文では、まず始めに 2 Hz 前後の固有振動数を持ちそうな橋長の橋梁タイプの設計を行い、各断面諸定数を算出して固有値解析をする。次に求めた固有振動数で人が歩くケースを想定し、共振状態での最大変位より振動速度の実効値を算出し、振動使用性の検討を行う。またこれまで「ある程度規模の大きい」というあいまいな表現であった揺れにくい歩道橋の具体的な大きさを検討する。そして、たとえその固有振動数が 2 Hz 前後の固有振動数の範囲にあっても振動使用性に問題のない歩道橋の規模を提案する。最後に共振状態での最大変位を算出する簡略式を導く。この簡略式は、設計技術

* 正会員 中部復建(株) 設計第 1 部
(〒466 名古屋市中区福江 1-1805)

** 正会員 工博 九州東海大学教授 工学部土木工学科

者の誰もが卓上計算機のみで使用で歩道橋の揺れの度合を数値的に精度良く知ることが可能である。

2. 歩道橋の試設計

(1) 対象橋梁

試設計の対象とする橋梁形式は一般的な単純桁を扱い、橋長については1次固有振動数が2 Hz 前後の固有振動数となりそうな40 m以上50 mまでの5ケースとし、便宜上橋長=支間長とする。ここで上限値を50 mとしたのは以下の理由からである。

- ・通常の桁橋の場合50 mを越えると1次の固有振動数は2 Hz 前後の固有振動数の下限値に近くなり、人の歩調と共振する可能性が少なくなる。

- ・一般的に橋は河川に設置されることが多く、50 mを越えた場合は橋脚を設置することが可能となり、またその方が経済的になることが多い。

- ・通常の単純桁橋で構造的に無理なく跨げる長さであり、実際よく設計でも用いられる。

一方幅員であるが、今回の目的はある程度規模の大きい歩道橋を対象としているため、建設省の標準設計の記載より大きな幅員を対象とし、最近の設計例¹³⁾も参考にして2.5 mから4.0 mまでの4ケースとした。また上部工形式は通常考えられる単純合成箱桁、単純合成板桁、単純鋼床版箱桁、単純鋼床版板桁の4ケースを対象とした。ここで合成桁、非合成桁については意見が分れるところであるが、対象橋梁が単純桁で歩道橋という性格から、活荷重による床版の損傷は考えられないこと、腹板高に対しても有利である合成桁を選択した。尚、次章以降における解析においては、地震時や、活荷重満載時のような極限状態における大きな振動ではなく、歩行者が歩くことによって通常生じる使用状態での振動を対象としていることから、非合成桁においても、主桁とRC床版が一体となって拳動する合成桁と同様に扱ってよいと考えられる。

以上のような橋長(5ケース)、幅員(4ケース)、上部工形式(4ケース)のすべての組合せ、計80ケースを試設計および解析の対象とする。設計条件をまとめて表—1に示す。

(2) 設計方針

設計を行うにあたり、まず始めにどの示方書に準ずるかによってその後の結果も異なり、設計へのフィードバックも難かしい。これまで歩道橋の振動使用性に着目して設計が試みられたものもあるが^{9),7)}、これらはすべて基準に従っている。しかし筆者らはこれまでにいくつかの振動測定を行い、その際可能な限り設計計算書を入力した。その設計計算書および最近の振動測定報告^{9),14),15)}からも判るように、いわゆる側道橋、人道橋の設計においては、応力や最小板厚等は道路橋示方書に準

表—1 設計条件

項目	種類・数値 (ケース数)
上部工形式	合成箱桁・合成板桁・鋼床版箱桁・鋼床版板桁 (4)
橋長(m)	40.0・42.5・45.0・47.5・50.0 (5)
幅員(m)	2.5・3.0・3.5・4.0 (4)
活荷重	350 Kgf/m ² (主桁に対して)
使用鋼材	主桁 SM490Y材
下フラ	箱桁 桁高の1/3~1/8程度の幅とする
ンジ幅	
床版	RC床版14cm、ハンチ7cm・鋼床版10mm
舗装	アスファルト舗装30mm
地覆	RC構造としH=100mm、W=400mm
高欄荷重	50×2 Kgf/m

拠し、道路橋示方書に記載されていない項目や、道路橋示方書より厳しい規制がある項目に対して基準を適用している。そこで本設計においては、これらの実設計の例を踏まえて、適用示方書は道路橋示方書とし、活荷重たわみの許容値は支間の1/600として設計を行う。

次に各橋梁形式の構造高(腹板高+ハンチ+床版厚+舗装厚)であるが、道路橋と異なり経済腹板高が一般化されていない。そこで各橋梁形式において腹板高を変化させ、鋼重が最小となる構造高を算出した。その結果構造高と支間長との比は次のようになった。

合成箱桁	1/28
合成板桁	1/24.5
鋼床版箱桁	1/29~1/30
鋼床版板桁	1/27

これらの値を参考に腹板高を5 cm単位に丸め、構造高さを決定した。

最後に試設計の留意点を述べる。断面変化位置の決定的な統一の見解は見あたらないが、主桁端部において支間の約1割の位置で断面変化を行い、最高4箇所まで考慮する(最小板厚で断面が決定している場合は省略)。尚、腹板高は一定とし、鋼材はSM490材を使用する。SS400材の使用も考えられるが、鋼重が増加し不経済になるケースが多いことから、本設計ではSM490材で統一した。代表的な断面構成を図—1に示す。

(3) 試設計の結果

以上のような設計方針に基づき全80ケースの試設計を行った。その結果通常の道路橋に比べて腹板高は2~3割程度低くなること、および鋼床版桁では主に、たわみ制限によって断面が決定されることが判った。結果の一部として横軸に支間、縦軸にm²当りの死荷重をプロットしたものを図—2に示す。図—2の中には筆者らがこれまでに測定した歩道橋の内、今回の設計条件に合

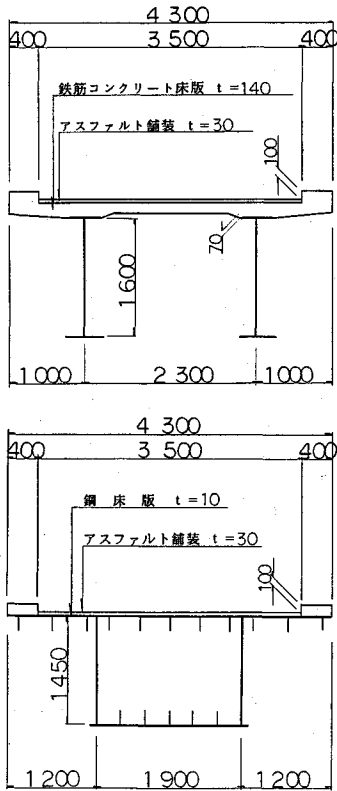


図-1 断面構成の例

う5橋の実橋の値もプロットした。

図-2から1m²当りの死荷重の値は、同一形式ならば支間による変動が小さいことが判る。また実橋のデータと比較した場合でも概ね一致しており、試設計が妥当であったといえる。

3. 固有値解析と応答解析

(1) 固有値解析

前章の試設計結果に基づき、全80ケースを2次元分布質量モデルにて固有値解析を行った。解析に際しては、設計段階で適切なモデルと考えられるよう以下の点に注意した。

- ・RC床版の剛性評価は文献11)に従い、そのときのコンクリートの圧縮強度は合成桁であることから270 kgf/cm²とする。
- ・舗装と高欄は質量のみ考慮し、剛性は評価しない。
- ・主要部材以外の鋼重として、主要部材の1割を考慮し、全質量を算出する。
- ・解析モデルでは縦断勾配を考えていないため、支点条件は通常的一端固定、一端可動とする。

解析結果として横軸に支間、縦軸に1次固有振動数をプロットしたものを図-3に示す。この図からも判るよう解析を行った全80ケースの固有振動数が1.5~2.3

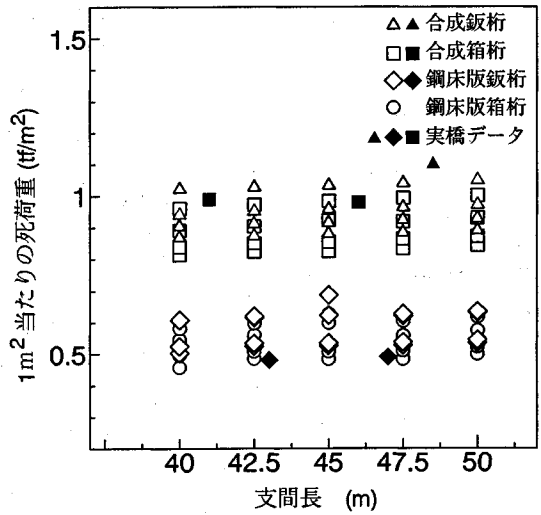


図-2 試設計結果

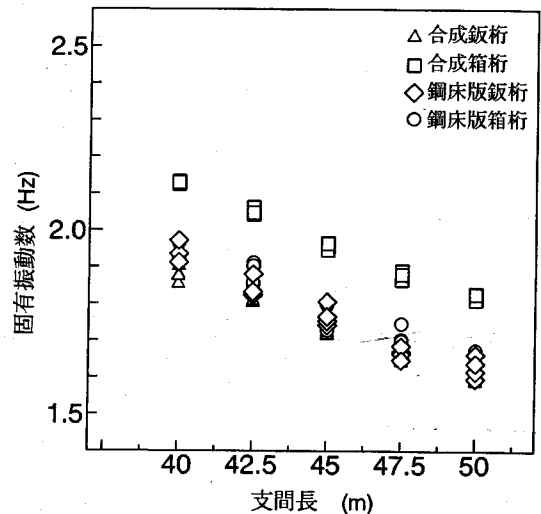


図-3 支間長と1次固有振動数

Hzに入っており、基準を順守しながら経済桁高で40m以上の歩道橋を設計することは困難であることが明らかになった。

(2) 応答解析

そこで本節ではこれらの歩道橋は人が歩いた状態で本当に揺れるのか、また揺れた場合どの程度の揺れで、人はどの位振動を感じるのかを検討する。

今まで振動使用性に対する研究、報告は多くあるが^{2), 3), 6), 16), 17)}、諸外国の例^{18), 19)}も含めて、取り扱っている歩行者の載荷状態は様々である。例えば荷重状態として歩行者は1人が多数か、歩行状態として最頻歩調か共振歩調または走行状態まで考慮するのか。これらの状態を全て考慮しモデル化することは、今日では不可能ではないであろう。しかしすべての歩道橋において、このような検討を行うことは、場合によっては非現実的な

極めて希なケースを取り扱う可能性があるとともに、設計という立場から考えた場合、具体的な設計基準が整備されていないこともあり、照査方法が煩雑となる。通常複数の人がピッタリ歩調を合わせて歩くことは希なケースであり、また現行の基準に従えば走行状態を考える必要はないであろう。また最近の振動試験報告²⁰⁾や筆者らの測定¹²⁾によれば、複数乗荷のランダム歩行の動的応答量は、1人共振時よりもかなり小さいことが判明している。

以上より本解析の載荷状態としては、どのような歩道橋でも、またどのような架橋位置でも起こりうると考えられる1人歩行の共振状態を中心に解析を行う。

歩行者の質量は橋梁の質量に比べて小さいため無視し、歩行時の衝撃のみを考慮する。衝撃の振幅を f_0 、歩調に対する円振動数を ω とすると、歩行者による衝撃周期力 $f(t)$ は、次式となる。

$$f(t) = f_0 \sin \omega t \dots \dots \dots (1)$$

ここに f_0 は歩行者の体重 (60 kgf) に外力振幅比 α_A を乗じて求めることができ、一般の歩行者の平均速度では $\alpha_A = 0.4$ である^{6), 18)}。

一方単純桁の振動モード $\phi_n(x)$ は、

$$\phi_n(x) = \sin(n\pi x/l) \dots \dots \dots (2)$$

で表わされ、各振動モードに対する運動方程式は次式となる。

$$\ddot{q}_n + 2h_n p_n \dot{q}_n + p_n^2 q_n = f(t) \phi_n(x) = f_0 \sin \omega t \sin(n\pi x/l) \dots \dots \dots (3)$$

この式(3)を解くことにより各次数の $q_n(t)$ が得られ、各モードごとの着目点の変位 $y_n(t, x)$ は次式より求めることができる²¹⁾。

$$y_n(t, x) = q_n(t) \phi_n(x) = f_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos\{(\omega - n\pi v/l)t + \theta_{n1}\} \sin(n\pi x/l)}{M_n \sqrt{\{p_n^2 - (\omega - n\pi v/l)^2\}^2 + 4p_n^2 h_n^2 (\omega - n\pi v/l)^2}} - f_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos\{(\omega + n\pi v/l)t - \theta_{n2}\} \sin(n\pi x/l)}{M_n \sqrt{\{p_n^2 - (\omega + n\pi v/l)^2\}^2 + 4p_n^2 h_n^2 (\omega + n\pi v/l)^2}} - 2f_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\omega(n\pi v/l) e^{-h_n t} \cos(\sqrt{p_n^2 - h_n^2} t - \theta_{n3}) \sin(n\pi x/l)}{M_n \sqrt{A_n^2 + B_n^2} \sqrt{1 - (h_n/p_n)^2}} \dots \dots \dots (4)$$

ここに

$$\theta_{n1} = \tan^{-1} \frac{2p_n h_n (\omega - n\pi v/l)}{p_n^2 - (\omega - n\pi v/l)^2}$$

$$\theta_{n2} = \tan^{-1} \frac{2p_n h_n (\omega + n\pi v/l)}{p_n^2 - (\omega + n\pi v/l)^2}$$

$$\theta_{n3} = \tan^{-1} \frac{h_n A_n + B_n \sqrt{p_n^2 - h_n^2}}{h_n B_n - A_n \sqrt{p_n^2 - h_n^2}}$$

$$A_n = p_n^4 - 8h_n^2 p_n^2 + 8h_n^4 + 2\{\omega^2 + (n\pi v/l)^2\}$$

$$\times (2h_n^2 - p_n^2) + \{\omega^2 - (n\pi v/l)^2\}$$

$$B_n = 4h_n \sqrt{p_n^2 - h_n^2} \{2h_n^2 - p_n^2 + \omega^2 + (n\pi v/l)^2\}$$

h_n : 減衰定数

p_n : 固有円振動数

l : 支間長

v : 荷重の移動速度

M_n : 歩道橋の全質量

今ここで対象としている橋梁形式は単純桁であり、振動モードは1次のみである。そのため変位が最大となる支間中央に着目し、式(4)において $n=1$, $x=l/2$ を代入し、減衰定数が決まれば理論的に一定速度で移動する荷重に対する最大応答変位が求まる。

(3) 減衰定数について

前項で示した式により、共振状態での最大変位が算出できる。しかしここで問題となるのが歩道橋の減衰定数であり、この値の取り方によっては、式(4)で算出した値が大きく異なる。一般的に橋梁の減衰定数は、その振動性状を左右する大きな要因の1つであり、耐震安全性や耐風安定性など様々な面から重要な振動特性である。道路橋の減衰特性については、多くの研究者によって統計的にもある程度明らかになってきているが、歩道橋については実測例も少ない。そこで筆者らはこれまでの測定結果より、支間長 28~54 m の一般的な構造形式である桁橋 20 橋の歩道橋での減衰定数を算定し整理した²²⁾。その結果を表-2 に示す。表-2 から判るように、標準設計に基づいた I 桁断面を有する、いわゆる横断歩道橋の減衰定数はかなり小さな値である。しかし本解析で対象としている人道橋や側道橋のような規模の大きい歩道橋は 0.6% 以上の値である。以上の結果より本解析で用いる減衰定数の最小値として 0.5% を採用する。

(4) 振動使用性の検討

式(4)によって、ある着目点における最大応答変位が得られ、この値は実験値などとの比較においてよく採用される。しかしながら振動感覚を評価する場合は必ずしもこの値を対象としない。評価方法はいろいろな研究者によって提案されているが、その中でもわかりやすく、また最近の振動報告例で最も頻繁に用いられている振動速度の実効値を用いて、振動使用性の検討を行う。振動速度の実効値の求め方はいろいろあるが文献6)によれば、最大応答変位に固有円振動数 ω を乗じ約 0.3 倍 (正確には 0.286 倍) することによって求まる。そしてこの振動速度の実効値の以下に示す大きさ (V_E) により、振動感覚を評価することができる²³⁾。

$V_E = 0.42$ cm/s..... 振動を感じ始める 50% 値

$V_E = 0.85$ cm/s..... 明らかに振動を感じる 50% 値

$V_E = 1.70$ cm/s..... 少し歩きにくい 50% 値

$V_E = 2.70$ cm/s..... 多いに歩きにくい 50% 値

表一 構造形式と1次減衰定数の関係

構造形式		1次減衰定数の範囲
横断歩道橋	標準設計I桁	0.002~0.005
	鋼床版箱桁	0.002~0.004
人道橋	鋼床版I桁	0.006~0.010
	RC床版箱桁	0.006
側道橋	RC床版鋼桁	~
	RC床版箱桁	0.022

本解析に用いた80ケースについて式(4)より、減衰定数が0.5%~2.0%までの最大応答変位を算出し、振動速度の実効値を求めた。そしてその実効値(V_E)を縦軸に、1m当りの死荷重(D_m)を横軸に取った結果を図一4に示す。

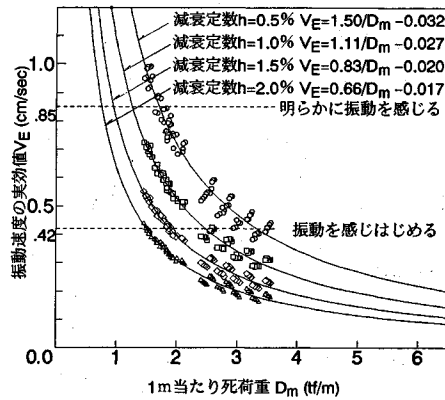
一般的に歩道橋の振動問題は共振状態でなければ、有害な影響は生じないし、またたとえ2.00 Hzの固有振動数をもった歩道橋でも、実際にはまったく同一の歩調で歩くことは希である。そこでもし固有振動数と歩調が僅か2%(2.00 Hzの場合2.04 Hz)離れた場合の図一4と同様の関係は図一5のようになり、減衰定数が1%以下のケースでは振動速度の実効値は共振状態の60%程度に減少する。このことは、2人が歩道橋の固有振動数と2%離れて歩いた時の振動の感じ方は、1人が共振状態で歩いた時と概ね同じ領域になると考えられる。これらの結果と複数乗荷のランダム歩行時の動的応答量が、1人歩行の共振状態よりも小さいことを考え合わせれば、図一4において通常起こりうる振動の感じ方の最大値を知ることが可能であろう。しかし、多数の歩行者が歩調を揃えて歩くことがしばしば起こるような歩道橋においては、図一4によって振動の大きさを知ることが困難である。

図一4, 5には代表的な減衰定数における値がプロットしてあり、最小二乗法で得られた関数が示してある。これらの図から共振時における振動速度の実効値の大きさは、減衰定数に大きく依存しており、歩調と固有振動数が僅か2%離れた場合は減衰定数の影響は少ないことが判る。

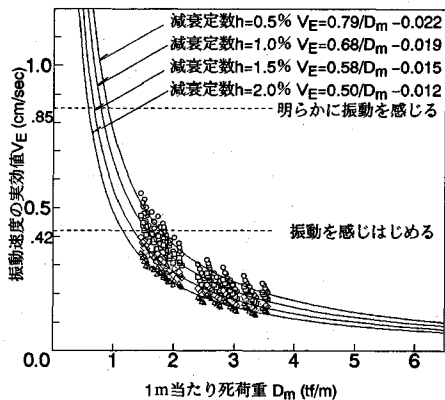
今ここで最も揺れる状態を想定した図一4について考察をする。もし対象橋梁の減衰定数が2%以上期待できるなら、今回対象とした歩道橋はほとんど揺れを感じないことになる。しかし前節の実測結果からもわかるように、全ての歩道橋で2%の減衰定数を期待することは困難である。そこで減衰定数を0.5%とした場合、 V_E と D_m の関係は次式となる。

$$V_E = 1.50 / D_m - 0.032 \dots \dots \dots (5)$$

振動を感じさせないためには $V_E = 0.42$ cm/s以下にすることが望ましい。しかし式(5)で求められる V_E の



図一4 共振時の1m当たり死荷重に対する振動速度の実効値



図一5 2%離れたときの1m当たり死荷重に対する振動速度の実効値

値はその歩道橋にとって、最も揺れやすい状態における最大値である。言い換えれば通常起こりうる最悪のケースと言えよう。この最悪のケースにおいて、最良の状態、つまり振動を感じない領域にする必要はないであろう。このことは現行の道路橋示方書の考え方の一つである、希なケースにおける安全率の考え方と同じである。以上より共振時においては、揺れの感じかたの領域を1ランク下げ、 V_E の値を0.85 cm/s以下にすることを提案する。

式(5)において $V_E = 0.85$ cm/sを代入した場合、 $D_m = 1.70$ tf/mとなる。しかしこの式は最小二乗法で求めた関係式であり、図一4からもわかるように、ある程度ばらつきがある。そこで試設計および応答解析で求めた値と式(5)とのばらつきが正規分布していると仮定し、95%の信頼性をもつ範囲を求めた。そしてその上限式は次式にて表される。

$$V_E = 1.50 / D_m + 0.040 \dots \dots \dots (6)$$

式(6)の V_E に0.85 cm/sを代入し、 $D_m = 1.85$ tf/mが得られる。換言すればこれ以上の規模の歩道橋ならば、人間1人がたとえ共振状態で歩いたとしても、その揺れの感じ方は「振動を感じる」領域内に収まって

いることになる。

ここで対象としている断面諸元は経済構造高を用いているため、実設計とは多少剛性や死荷重などが異なるであろう。そこでこれらのことを考慮して1割程度の余裕を見込み、設計において1m当り死荷重が2.0tf/m以上の歩道橋ならば振動使用性に対する固有振動数制限に拘束される必要はないと判断できる。

4. 設計へのフィードバック

前章において、揺れにくい歩道橋の具体的な大きさを提案した。しかし提案した1m当り死荷重の値の前後の扱い方や、今回対象とした構造高比より極端に低い場合、また将来において採用される新材料、新形式においては、なお疑問が残る。そこで本章では個々の設計段階において、容易に振動速度の実効値が求まる式を提案するとともに、前章において V_E が0.85cm/sを越えたケースの対処方法について、基準を順守した2Hz前後の固有振動数を避ける場合と、今回提案した方法によった場合の比較検討を行う。

(1) 簡易計算式の提案

実際に最大変位を求めようとした時、式(4)は煩雑であるばかりか、時刻 t をかなり密にして、繰り返し計算を行わない限り、最大値は求まらない。そこで本解析では設計段階で容易に求められるよう、またこの程度の規模の歩道橋であればどの位の値が生じるかということ念頭において、以下の条件の基で式(4)の簡略化を試みる。

- ・対象としているのは単純桁
- ・取り扱っている振動モードは1次固有振動
- ・変位の着目点は支間中央
- ・歩調は歩道橋の固有周期に合わせた共振状態

式(4)の第1～第3項の内、実際に計算を行っていくと、第3項の値は第1、第2項に比して非常に小さく無視できる。次に第1項と第2項の三角関数については、 $n=1$ 、 $x=l/2$ より $\sin(n\pi x/l)=1$ となり、もう1つの三角関数 $\cos(\quad)$ は (\quad) 内の値にかかわらず最大値は1である。式の正負関係から、最大変位になる $\cos(\quad)$ の値は第1項目が1、第2項目が-1の時である。つまりある時刻 t において、同時にこの値に近づくならば、 $\cos(\quad)$ の値を±1で定数化することができる。

そこで全80ケースついて時刻 t を0秒から人が歩道橋を渡り終えるまで、0.01秒刻みで計算を行った。その結果、 y が最大となる $\cos(\quad)$ の値は±0.98～0.99であり、式(4)における $\cos(\quad)$ の値を±1で定数化を行っても、極めて高い精度で近似できることが判明した。

最後に $\beta=\omega-\pi v/l$ 、 $\alpha=\omega+\pi v/l$ とした場合 β^2 と α^2 は工学的には等しいと言いが難いが、 $\omega \gg \pi v/l$ の関係と

式(4)を使いやすくするために $\beta^2=\alpha^2$ とした。以上より式(4)は次式にて簡略化される。

$$y = \frac{1}{M} \frac{2f_0}{\sqrt{(P^2 - \beta^2)^2 + (2Ph\beta)^2}} \dots\dots\dots (7)$$

ここに

$$M = W/g$$

$$\beta = \omega - \pi v/l$$

$$f_0 = W_0 \alpha_A$$

M : 橋梁の質量 (W : 全死荷重)

g : 重力加速度

ω : 歩調 (rad/s)

v : 荷重の移動速度 ($70 \omega / 2 \pi$ (cm/s))

l : 支間

W_0 : 体重 (60 kgf)

α_A : 外力振幅比 (0.4)

P : 固有円振動数 ($=\omega$)

h : 減衰定数

検算のために式(4)と比較を行ったが、その差は1%以内であった。この式によって、本研究で行った試設計とはかなり断面構成が異なっている、容易にかつ精度よく最大応答変位が求まり、設計段階においてどの位の揺れかを知ることが可能である。これまで応答解析や振動速度の実効値を求めるには電子計算機が不可欠であり、実務設計者の中には敬遠される傾向があったと思われる。しかし式(7)を用いることによって、設計の概略段階においても、また構造諸元がほぼ確定した段階においても、その歩道橋の共振時の揺れ方の度合いが、数値によって表現ができる。このことは歩道橋を利用する人の立場に立って評価が容易に行えるとともに、設計者により歩道橋の振動に対する意識を向上させ、実務上の有用性は非常に高いものである。

(2) 従来の基準との比較

前章において振動速度の実効値が0.85cm/sを越えたケースに対して、その対処方法について検討を行う。 V_E が0.85cm/sより大きくなった設計例、鋼床版鋸桁橋長45m、幅員3.0mを対象とする。このタイプの V_E は0.884cm/s、1次固有振動数が1.759Hzであり、今回提案した方法および基準をも満足していない。そこで今回提案した V_E が0.85cm/s以下にする場合と、基準を満足する(2Hz前後の固有振動数を避ける)場合の断面諸元の変更を試みた。その結果を表-3に示す。この表からも判るように、腹板高を僅か5cm大きくすることによって V_E を0.85cm/s以下にすることができた。一方基準を満足させるため当初、腹板高を小さくして剛性を下げ、2Hz前後の固有振動数の下限値より下になるよう、SS材の使用も考慮に入れいろいろな断面構成を考え計算を繰り返した。しかしたわみ制限や最大板厚(一般的に38mm)の制限から、その断面を見い

表-3 断面諸元の変更結果のまとめ

	元 設 計	VE0.85以下	基準適合
腹板高(mm)	1600	1650(+50)	2100(+500)
F(Hz)	1.759	(1.816)	2.337
鋼重(tf)	-	+ 0.32	+ 3.18
使用材料	SM490材	SM490材	SM490材
VE(cm/s)	0.884	0.848	-

出すことはできなかった。このことは実設計でもしばしば見受けられるケースであり、その結果 TMD の設置も考慮して架設された歩道橋もある²⁴⁾。このような経緯を経て、基準を満足させるため 1 次固有振動数を 2.3 Hz 以上になるよう断面の変更(腹板高を 160 cm から 210 cm に変更)をした。実務レベルからみた場合、50 cm 腹板高を大きくして 2 Hz 前後の固有振動数を避けることは、不経済になるばかりか、利用者に余分の労力を強いることになるとともに、河川条件や取付部の状況から実際には設置できなくなることもある。以上のことから VE が 0.85 cm/s 以下にすることを念頭において設計した場合かなり現実性のある対応が可能である。

5. あとがき

本論文では、実務によく用いられる設計条件のもとで、今までの研究成果や測定報告を参考に、人の歩調と共振しやすい 80 ケースの試設計を行った。そしてこの試設計を基に固有値解析、応答解析をすることによって、振動使用性について検討を試みた。その結果以下のような結論が得られた。

(1) 支間が 40~50 m の桁形式の歩道橋において、経済腹板高で設計を行うと、その 1 次固有振動数は 2 Hz 前後固有振動数 (1.5~2.3 Hz) の領域に入る。

(2) 今回対象とした規模の歩道橋の減衰定数の最小値としては、0.5% を用いてよいと思われる。

(3) 歩道橋の 1 m 当たり死荷重が 2.0 tf/m 以上ならば、人間 1 人が共振状態で歩いたとしても、その揺れの感じ方は「振動を感じる」領域内に収まっており、それより規模の大きい歩道橋では固有振動数制限に拘束される必要はない。

(4) 共振状態における振動速度の実効値は、本論文で示した簡略式にて容易にしかも精度良く求めることができる。

(5) 2 Hz 前後の固有振動数を避けることが困難な規模の大きい歩道橋は、共振時の振動速度の実効値の大きさを 0.85 cm/s 以下になるような断面構成にする対応方法を示した。

時代の流れとともに、土木構造物も本来の機能だけでなく、今日では周辺との調和、美観等を考慮にいれ、と

きにはシボルの要素まで要求される。特に歩道橋においては、構造が比較的シンプルであり、人々の目に止まりやすいこともあり、この傾向が強であろう。このことは人々の余裕にもつながり、今後は本論文で対象としたものより大規模でユニークな構造を持つ歩道橋が計画されるであろう。このような時代背景に於いて、歩道橋の振動問題に対して、主に固有振動数制限にたよっていた傾向があり、かなり設計を困難にしていた。しかし本論文に示した算定式に基づいて照査を行えば、ある程度規模の大きい歩道橋の共振時の揺れの大きさを抑えることが可能であり、なおかつ固有振動数制限に拘っていないため、時代の要請にかなった歩道橋の設計が容易になるであろう。

本論文が、歩道橋の振動問題とその設計を考えるときに参考になれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 牛尾正之・南条正洋：歩道橋の振動に関する諸問題，日立造船技報，33 巻 3 号，pp. 28~33，1972 年 8 月。
- 2) 松本嘉司・佐藤秀一・西岡隆・塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した動的設計に関する研究，土木学会論文報告集，No. 205，pp. 63~70，1972 年 8 月。
- 3) 小堀為雄・梶川康男・城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計，橋梁と基礎，Vol. 8，No. 12，pp. 23~29，1974 年 12 月。
- 4) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979 年 1 月。
- 5) 建設省制定：土木構造物標準設計第 5 巻・解説書（立体横断施設），全日本建設技術協会，1985 年 2 月。
- 6) 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考察，土木学会論文報告集，No. 325，pp. 23~33，1982 年 9 月。
- 7) Sugimoto, H., Kajikawa, Y. and Vanderpraats, G.: On Minimum Weight Design of Pedestrian Bridges Taking Vibration Serviceability into Consideration, Proc. of JSCE No. 386/I-8, pp. 105~113. Oct. 1987.
- 8) 林川俊郎・渡辺秀一・及川昭夫・井上稔康：CS 橋の積雪時における現場振動実験，土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集 I，pp. 644~645，1989 年 10 月。
- 9) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討，構造工学論文集，Vol. 37A，pp. 929~936，1991 年 3 月。
- 10) 米田昌弘・宮地真一：桁橋の鉛直たわみ基本固有振動数を推定するための実用算定式について，構造工学論文集，Vol. 38 A，pp. 765~772，1992 年 3 月。
- 11) 田中信治・加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol. 36 A，pp. 671~678，1990 年 3 月。
- 12) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：支間 40 m を超える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol. 38 A，pp. 773~780，1992 年 3 月。
- 13) 例えば野村敏彦・田中努・葛西俊二：多摩ニュータウン歩道橋「弓の橋」の振動試験その 1，橋梁，pp. 1~11，1987 年 6 月。

- 14) 杉浦勉・吉田道豊・金原慎一・尾形重夫：大井橋側道橋の計画と設計，橋梁と基礎，Vol. 24, No. 10, pp. 13~18, 1990年10月.
- 15) 勝俣徹・三田周平：新陽カントリー倶楽部歩道橋の載荷試験および使用性試験，橋梁と基礎，Vol. 24, No. 6, pp. 39~43, 1990年6月.
- 16) 梶川康男・小堀為雄：動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察，土木学会論文報告集，No. 第266, pp. 51~61, 1977年10月.
- 17) 梶川康男・小堀為雄：振動感覚を考慮した歩道橋の確率論的設計，土木学会論文報告集，No. 285, pp. 29~36, 1979年5月.
- 18) BSI : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, 7.1.5 Vibration serviceability, BS 5400, 1978.
- 19) Wheeler, J.E. : Pedestrian-induced vibration in Foot-bridges, Proc. of 10th Australian Road Research Board Conference, Part 3. pp.21~35, 1980.
- 20) 田所洋一・林川俊郎：上白石橋歩道添架橋の現場振動実験，土木学会北海道支部論文報告集，pp. 71~74, 1989年.
- 21) 中井博：土木構造物の振動解析，森北出版，pp. 113~144, 1983年3月.
- 22) 加藤雅史・田中信治・鈴木森晶・高寺伸明：桁形式歩道橋の減衰定数測定結果，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集I, pp. 472~473, 1992年9月.
- 23) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，No. 230, pp. 183~191, 1974年10月.
- 24) 田所洋一・林川俊郎：TMDを設置した場合の歩道橋の制振効果について，土木学会北海道支部論文報告集，pp. 75~78, 1989年.

(1992. 11. 18 受付)

DESIGN VERIFICATION CRITERIA FOR VIBRATION SERVICEABILITY OF PEDESTRIAN BRIDGE

Shinji TANAKA and Masafumi KATO

Eighty cases were considered for the trial design of simple pedestrian bridges in which resonance are easily caused by human walking. Natural frequencies of each designed pedestrian bridge were analyzed, and also the response amplitude were calculated when a person walk on the bridges with the same pace as natural frequency. Vibration serviceability of the pedestrian bridges at resonance was discussed. From the results, it became clear that the pedestrian bridge of which dead load is more than 2.0 tf/m has enough serviceability even at resonance. Moreover, simplified formula which can calculate accurately the maximum response amplitude was developed for bridge design.