

歩道橋の減衰特性と歩行時振動振幅の検討

A study on damping characteristics and vibrational amplitude of pedestrian bridges

鈴木森晶* 加藤雅史**

By Moriaki SUZUKI and Masafumi KATO

Actual damping characteristics of bridge is one of the important parameters. Especially in case of pedestrian bridges, it is more important for two reasons. Firstly, the pedestrians are more sensitive to bridge vibration and secondly, that the experimental data in this regard is insufficient.

In this study, the field measurements of 16 pedestrian bridges were carried out and the difference of damping constant with bridge type was investigated. The vibrational characteristics of measured bridges were calculated by dynamic response analysis with several damping constants. The vibrational behavior and serviceability are also discussed by evaluating the relationship between mass, span and damping constant.

1. まえがき

わが国では、昭和34年に小学校の通学路に初めて横断歩道橋が設置され、以来約30年ほどの間に、交通安全施設の1つとして約1万橋が建設されてきた¹⁾。歩行者の通行を目的とした歩道橋には、この横断歩道橋の他に、河川などに単独で架けられる人道橋、道路橋に並行して架けられる側道橋や遊歩道の一部としての遊歩道橋などがある。現在ではその交通安全施設としての横断歩道橋はほぼ整備され、一方で比較的長支間であったり幅員の広い人道橋、側道橋や遊歩道橋が多く建設されている。歩道橋の設計において道路橋と大きく異なる点は、歩道橋では活荷重が小さいため構造がスレンダーであることと、立体横断施設技術基準²⁾にも記されているように、その振動が歩行者に不快感を与えてはならないことである。

ところで、橋梁の減衰特性は、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特性である。構造物の減衰特性は構造材料自身の減衰と構造系内のエネルギー消散及び、構造系外へのエネルギー逸散が絡み合って非常に複雑になっている。しかし道路橋については、伊藤・片山³⁾、栗林・岩崎⁴⁾、加藤・島田⁵⁾、川島ら⁶⁾などの研究によって、統計的にもある程度明らかになってきている。一方、歩道橋については、上述したように歩行者の振動感覚の面からも減衰特性が重要であると考えられるが、個々の歩道橋についての実測例は少なく、歩道橋の減衰特性という観点から整理した研究もない。

* 学生会員 工修 名古屋大学大学院 土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

** 正会員 工博 九州東海大学教授 工学部土木工学科 (〒862 熊本市渡鹿9丁目1番1号)

そこで本研究では、標準的な桁形式の構造を有する歩道橋 16 橋について振動測定を行い⁷⁾、減衰定数を求めて歩道橋の構造形式による違いを検討した。また、測定された減衰定数を用いて歩行者通行時の振動振幅を数値シミュレーションし、振動振幅の実測値と比較した。さらに、歩道橋のモデル橋について減衰定数と支間長および橋梁重量をパラメータとして変化させた場合の、歩道橋の使用性について分析を行った。

2. 減衰定数の測定

減衰定数を求める振動測定は標準的な形状をした桁橋形式の 16 橋を対象とした。歩道橋の種別の内訳としては、横断歩道橋 7 橋、人道橋 4 橋、側道橋 4 橋、遊歩道橋 1 橋である。構造形式等は表 1 に示すようであるが、支間長は 27.8~54.3m の範囲となっている。

測定では加速度計および速度計を支間 1 / 4、1 / 2、3 / 4 点に設置し、人が歩行または走行する人力加振、ならびに衝撃加振機や砂袋落下あるいは人がジャンプする衝撃加振

表 1 減衰定数算定結果

No	構 造 形 式	最大 支間長 (m)	有効 幅員 (m)	上部工 死荷重 (tf/m)	1 次 固 有 振 動			2 次 固 有 振 動		
					振動数 (Hz)	減衰定数 ①	減衰定数 ②	振動数 (Hz)	減衰定数 ①	減衰定数 ②
1	単純鋼床版 1 桁	41.50	1.50	0.76	2.17	0.002	-----	7.87	-----	-----
2	単純鋼床版 1 桁	43.50	1.50	0.74	1.99	0.003	0.007	7.29	0.003	-----
3	単純鋼床版 1 桁	42.20	1.50	0.75	2.07	0.003	0.003	7.75	0.006	0.004
4	単純鋼床版 1 桁	40.86	1.50	0.74	2.27	0.001	0.004	8.22	-----	-----
5	2 径間連続鋼床板箱桁	32.00	2.85	1.23	3.40	-----	0.004	4.95	-----	0.005
6	3 径間連続鋼床板箱桁	27.80	2.00	1.33	4.44	0.003	0.003	5.58	-----	0.003
7	単純鋼床版箱桁	42.00	2.00	1.63	2.81	0.002	-----	-----	-----	-----
8	単純鋼床版 1 桁	36.60	2.50	0.84	3.46	0.014	0.005	7.81	0.003	0.002
9	単純鋼床版 1 桁	32.14	2.00	0.61	3.48	0.009	0.009	9.55	0.007	0.004
10	3 径間連続鋼床板 1 桁	32.36	6.00	2.19	2.62	0.008	0.005	3.92	-----	0.010
11	単純鋼床版箱桁	54.30	4.00	3.17	1.65	0.006	-----	5.08	0.006	-----
12	単純合成鋼箱桁	48.55	3.00	3.33	1.48	0.019	0.020	5.08	0.011	0.008
13	単純非合成板桁	30.13	2.50	2.84	3.31	(0.034)	0.022	-----	-----	-----
14	単純非合成板桁	31.38	2.50	2.84	3.25	(0.048)	0.018	-----	-----	-----
15	4 径間連続合成板桁	40.75	2.50	1.73	2.43	-----	0.020	2.95	-----	0.014
16	3 径間連続合成箱桁	46.00	2.50	2.40	1.87	0.005	0.006	3.85	-----	0.006

を組み合わせ測定を行った。そして、それぞれ複数回の測定を行い、その振動測定データから減衰定数を算定した。算定方法としては次の 2 種類を用いた。

①減衰自由振動波形から求める方法

②スペクトル解析結果から求める方法

①の方法では、歩行者が渡り終えた後または加振後の減衰自由振動波形を用い、必要な振動数の波形が得られるように、対象とする固有振動数以外の不要な振動数成分をバンドパスフィルタを用いて除去し、得られた減衰自由振動波形をペンレコードに出力させ、その波形の振幅を読み取り減衰定数を算定した。この際に、1 波毎の振幅から算定する方法や波形の山の包絡線を求めて算定する方法などもあるが、ここでは波形から 10 波の複数組の波をとり出し、この 10 波毎の振幅を読み取り算定する方法を用いた。②の方法では、加振時測定データをスペクトル解析し、得られたパワースペクトルから近似パワースペクトル曲線を計算した。これに Half-Power-Method を適用し、さらに解析手法上の誤差を補正する減衰定数補正式で補正を加え⁸⁾、減衰定数を算定した。

3. 減衰定数と構造形式の関係

それぞれの歩道橋で、各測定点ごとに算定した減衰定数を特異な値を除いて2種類の算定方法それぞれ別々に平均値を求めた。得られた1次および2次固有振動の減衰定数を表-1に示す。表-1より全体として次の点が認められる。

- 1)減衰自由振動波形から求めた減衰定数とスペクトル解析結果より求めた減衰定数の値を比較すると、一部を除いてそれほど大きな差はなく、ほぼ同程度の値となっている。
- 2)1次固有振動と2次固有振動の減衰定数の値はおおむね一致しており振動次数による差はみられない。なお、No.13とNo.14歩道橋の減衰自由振動波形から求めた減衰定数は、波形が Beatingをおこしていたために大きな値となったと考えられ、参考値として扱うこととした。なお、本測定における振動振幅は、対象とする歩道橋により、また加振方法により異なるが、振動振幅の大きなケースでは共振歩調での歩行時に速度振幅が最大約4 cm/secであった。そこで、減衰定数の振幅依存性についても検討したが、その傾向は見られず減衰定数の値はほぼ一定であった。

表-1において示した2種類の算定方法による減衰定数の値に大きな差が無いことから、両者を平均して1次固有振動の減衰定数を求め、これを構造形式により分類した。その結果を表-2に示すが、これから形式別での減衰の特性が以下のように認められる。

- 1)横断歩道橋では建設省標準設計I桁、鋼床版箱桁ともに減衰定数は0.002～0.005程度である。
- 2)鋼床板I桁、鋼床版箱桁の人道橋では、減衰定数は0.006～0.01程度である。
- 3)遊歩道橋、側道橋のRC床版を有する桁では、1橋を除いて減衰定数は0.02程度(0.018～0.022)である。

以上より、16橋と実測データは十分な量とは言えない分析結果であるが、一般の横断歩道橋の減衰定数は従来から予想されていたように小さく、道路橋と同じような橋台、支承を有する人道橋、遊歩道橋、側道橋の減衰定数の方が大きな値である。特にRC床版を有する場合には減衰定数の値はかなり大きいといえよう。これは加振による振動振幅が小さいため良好な減衰自由振動波形が得られなかったこと、またノイズ等による誤差も含まれていることが考えられるためである。それでも0.02という値は少し大きすぎるように思われるが、RC床版を有する歩道橋は比較的規模が大きい橋梁であり道路橋と同様な橋台、支承を有していることから、道路橋の同形式の減衰定数と同じ程度の値と考えてよいであろう。

表-2 歩道橋形式による1次の減衰定数の分類

構造形式		No.	減衰定数	減衰定数の範囲
横断歩道橋	標準設計I桁	1	0.002	0.002 0.005
		2	0.005	
		3	0.003	
		4	0.003	
	鋼床版箱桁	5	0.004	0.002 0.004
		6	0.003	
		7	0.002	
人道橋	鋼床板I桁	8	0.010	0.006 0.010
		9	0.009	
		10	0.007	
	鋼床版箱桁	11	0.006	
遊歩道橋	RC床版鋼箱桁	12	0.020	0.006 0.022
側道橋	RC床版板桁	13	0.022	
		14	0.018	
		15	0.020	
	RC床版鋼箱桁	16	0.006	

4. 振動振幅の数値シミュレーション

歩道橋において、歩行者に不快感を与えるかどうかは、その振動振幅の大きさが直接関係する。そこで、ここでは歩道橋上を歩行者1人が歩行している場合の振動振幅をシミュレーションし、実測値と比較する。

はりの上を周期力をもった外力が移動する場合に、はりには様々な振動数の振動モードが発生する。本シ

ミュレーションでは、各振動モードごとに変位についての運動方程式を作成し、変位をそれぞれの運動方程式の解の1次結合として表現するモーダル・アナリシスを用いた。外力としては歩行者の重量は死荷重に比べて十分小さいのでこれを無視し、歩行時の衝撃力のみを考慮して微分方程式を作成し^{9) 10)}、歩行者が歩道橋上を歩行したときの時刻 t での任意の点 x での変位 $y(x, t)$ を求める。この変位 $y(x, t)$ は基準関数 $X_n(x)$ と一般座標 $q_n(t)$ を用いると、式(1)のように表される。

$$y(x, t) = \sum_{n=1} q_n(t) X_n(x) \tag{1}$$

ここで基準関数 $X_n(x)$ は、

$$X_n(x) = \sum_{m=1} a_{nm} \sin\left(\frac{m\pi}{L} x\right) \tag{2}$$

- a_{nm} : モード級数

m : モード次数

w : 単位長さあたりの歩道橋の重量

g : 重力加速度

L : 支間長

v : 荷重の移動速度

$x = vt$: 時刻 t での荷重の位置

と表され、各振動次数における任意の点 x の振動モードを表すものである。ただしモード級数 a_{nm} は正規化のため $\sum a_{nm}^2 = 2g/wL$ を満たすものとする。

一般座標 $q_n(t)$ は、歩行者による衝撃周期力を $F(t) = f_0 \cos(\omega t)$ とすると、式(3)のように $q_n(t)$ についての微分方程式ができる。

$$\ddot{q}_n + 2h_n p_n \dot{q}_n + p_n^2 q_n = f_0 \cos(\omega t) \sum_{m=1} a_{nm} \sin\left(\frac{m\pi}{L} vt\right) \tag{3}$$

- h_n : 減衰定数

p_n : 固有振動数

f_0 : 外力 (歩行者による衝撃力)

ω : 固有円振動数

この式(3)を解くことにより、各次数の q_n が得られ、各次数ごとに q_n と $X_n(x)$ を掛け合わせて1次結合することにより、時刻 t における点 x での変位 $y(x, t)$ が求められる。

人の振動感覚の観点から振動振幅を表現するものとしては、振動加速度や振動速度などがよく用いられているので¹¹⁾、ここでは振動速度を求め、速度実効値の最大値で実測値と比較することとした。

対象とした歩道橋は、表-1中の No. 4、No. 11、およびNo. 12 の3橋である。歩行者の歩行状態は、①歩道橋の1次固有振動数と一致した歩調で歩行した場合

(共振歩行時)と、②歩行者の標準的な歩調である2 Hzで歩行した場合(2 Hz歩行時)の2種類とした。また、シミュレーションに用いる減衰定数の値は、解析値を実測の振動振幅値と比較することから、各歩道橋でそれぞれ対応する歩調で

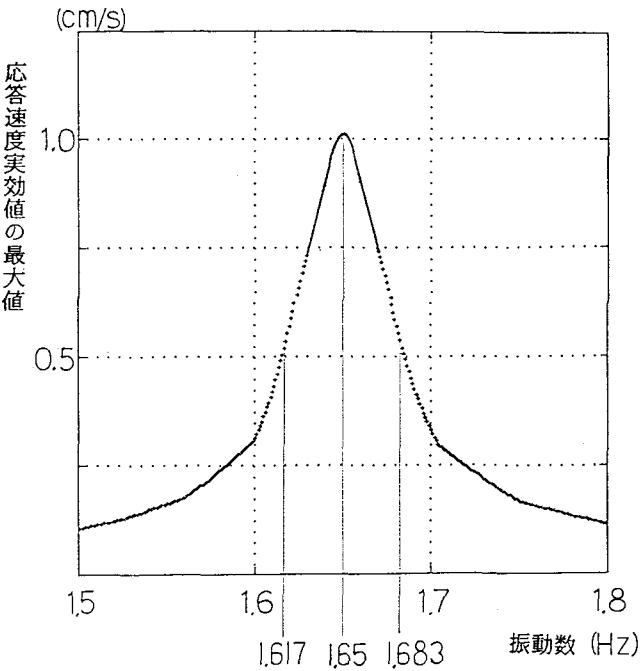
表-3 応答速度実効値の実測値と解析値

No	構造形式	最大支間長 (m)	有効幅員 (m)	上部工死荷重 (tf)	断面二次モーメント (cm ⁴)	実測固有振動数 (Hz)	減衰定数	速度実効値の最大値	
								共振歩行時	2 Hz歩行時
4	単純鋼床版1桁	40.86	1.50	30.40	1407120	$f_1=2.27$	0.003	3.340	0.772
								3.455	0.329
11	単純鋼床版箱桁	54.30	4.00	172.06	9840000	$f_1=1.65$	0.006	0.641	0.0665
								1.059	0.0381
12	単純合成鋼箱桁	48.55	3.00	161.82	10100000	$f_1=1.48$	0.020	0.353	0.0405
								0.517	0.0256

歩行したときのデータから求めた減衰定数を用いている。

速度実効値の最大値の実測値と解析値を、対象橋梁の詳しい諸元とともに表－３に示す。これにより解析値は実測値をほぼシミュレートしているといえる。共振歩行時では３橋とも解析値の方が大きめの値となっているが、これは次のような原因によるものと考えられる。シミュレーションでは歩道橋の固有振動数と正確に一致した移動周期力で加振しているが、実測では必ずしも正確に一致しているとは言えない。実測の際には、あらかじめ固有振動数に一致させたメトロノームの音を録音しておき、テープレコーダを携帯してその音に歩調を合わせて歩行したが、歩調に多少のずれがあったと思われる。

そこで、解析値と実測値の差が大きくなった No.11歩道橋を例に取り、周期外力の振動数を固有振動数付近で少しずつ変化させた時のそれぞれの速度実効値の最大値を求めた。その結果を図－１に示す。この図は共振曲線に相当するものである。これより、例えば固有振動数と外力の振動数が 0.033Hz（２％）ずれると、速度実効値は共振歩行時の約 ５０％に低下することがわかる。これが表－３の共振歩行時の解析値と実測値の差であると考えられる。



図－１ 加振振動数と応答速度実効値の関係

５．歩道橋の使用性と減衰定数および支間長、橋梁重量の関係

最近建設されるようになった歩道橋は、前述したように従来多く建設された横断歩道橋に比べて比較的規模の大きい人道橋等である。そこで、このような歩道橋を想定して、支間長と減衰定数の違い、および橋梁重量と減衰定数の違いによる使用性について、モデル歩道橋により検討した。

１）支間長と減衰定数の違いによる使用性

ここでは、表－１に示した No.11歩道橋程度の幅員および単位長さあたりの死荷重を想定し、表－４に示すような諸元の単純桁モデル橋について歩行者１人の共振歩行時の応答解析を行った。なお、橋梁の１次固有振動数は、文献１)で立体横断施設技術基準設定以後に建設された歩道橋の実測値から求めた、次の固有振動数(Hz)と支間長(m)の関係式(４)で得られる値とした。

$$f = 7.06 - 0.11 L \tag{4}$$

表－４ 支間長と減衰定数を変化させる解析モデル

支間長(m) L	20.0～50.0
幅員(m)	4.0
単位長さあたり死荷重(1/m)	3.0
固有振動数(Hz) f	$f = 7.06 - 0.11 L$ 式(４)
減衰定数	0.001, 0.005, 0.01, 0.02

応答解析値から使用性を評価するために、4章と同様に振動速度の実効値を用いることとし、一定速度で移動する単独歩行者位置での実効値、すなわち振動刺激量を文献10)に従って次式で求めた。

$$S^* = \gamma_T S_{max}$$

(5)

ここで S^* は振動刺激量、 S_{max} は振動速度の最大値であり、 γ_T は換算係数ではば0.3である。

結果として、支間長と振動刺激量 S^* の関係を減衰定数をパラメータとして示したものが図-2である。これより減衰定数が変わらなくても支間長が長くなると振動刺激量は大きくなる。また当然のこととして、減衰定数が大きくなれば振

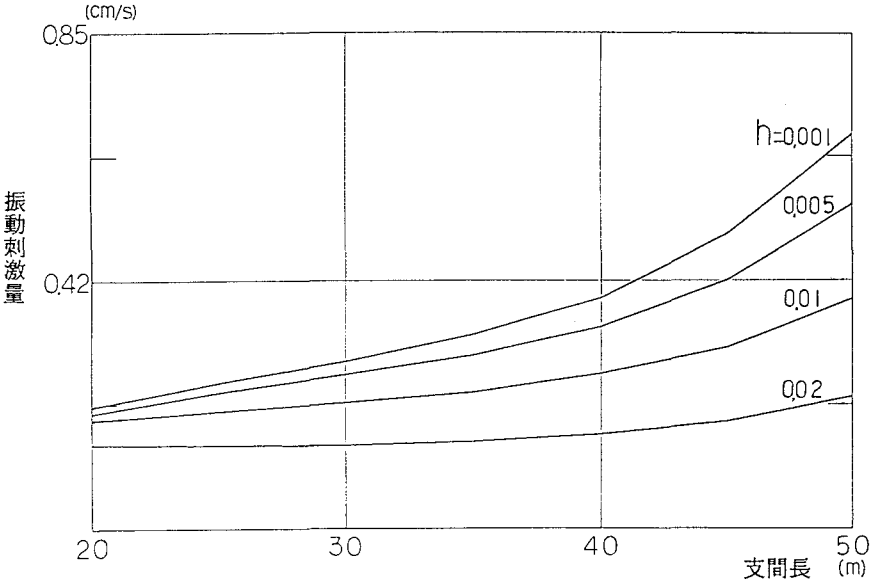


図-2 支間長および減衰定数と振動刺激量の関係

動刺激量は小さくなり使用性が向上するが、その傾向は支間長が長くなるほど顕著である。例えば、支間長30mでは、減衰定数の値が0.02の場合の振動刺激量は減衰定数0.001の場合の約1/2であるが、支間長50mでは、減衰定数の値が0.02の場合の振動刺激量は減衰定数0.001の場合の約1/3となる。

使用性について言えば、ここで考えたようなモデル橋では、減衰定数が0.001と非常に小さくても、振動刺激量は支間長が40m以下であれば「振動を感じ始める50%値」¹²⁾の $S^*=0.42\text{cm/s}$ を越えず、支間長が50mでも「大いに振動を感じる50%値」¹²⁾の $S^*=0.85\text{cm/s}$ を越えない。また、支間長50mでも減衰定数が0.01程度あれば振動刺激量は「振動を感じ始める50%値」を越えない。このことから、このモデル橋のように幅員が広く橋梁重量も大きな歩道橋では、固有振動数と歩行者の歩調が一致しても使用性に問題は無いと考えられる。

2) 橋梁重量と減衰定数の違いによる使用性

次に同じく表-1のNo.11 歩道橋程度の支間長を想定し、表-5に示すような諸元の単純桁モデル橋について歩行者1人の共振歩調歩行時の応答解析をおこなった。ここでは減衰定数とともに、幅員の違いや化粧板の違いを含めて、表-1より No.11歩道橋と同形式の歩道橋の橋梁重量を参考にして、単位長さあたりの死荷重を変化させている。なお、幅員の変化によって質量が変わるが、これにともなって剛性も変化するため、ここでは固有振動数はほとんど変わらないとして、上記(1)と同じ式(4)より求めた。

表-5 橋梁重量と減衰定数を変化させる解析モデル

支間長(m)	50.0
単位長さあたり死荷重(t/f/m)	2.0～3.0 (全死荷重で100～150tf)
固有振動数(Hz)	1.56 式(4)
減衰定数	0.001, 0.005, 0.01, 0.02

解析結果について、橋梁重量と振動刺激量 S^* の関係を減衰定数をパラメータとして示したものが図-3である。これより、橋梁重量が大きくなれば振動刺激量は小さくなり、減衰定数が変わらなくても橋梁重量が100tf(2.0tf/m)から150tf(3.0tf/m)に大きくなると振動刺激量が約30%低下する。これは減衰定数の値に係わらずほぼ同一の傾向となっている。

使用性についてみると、減衰定数0.01の場合に橋梁重量 140tf以下では振動刺激量が「振動を感じ始める50%値」を越えるが、「大いに振動を感じる50%値」の $S^*=0.85\text{cm/s}$ に対しては減衰定数が 0.005程

度あれば橋梁重量が100tf(2.0tf/m)で振動刺激量は下回る。この点からはモデル橋の場合には使用性の上でそれほど問題は無いと考えられるが、このように歩道橋の使用性には減衰定数のみならず橋梁重量も相当影響するということが出来る。

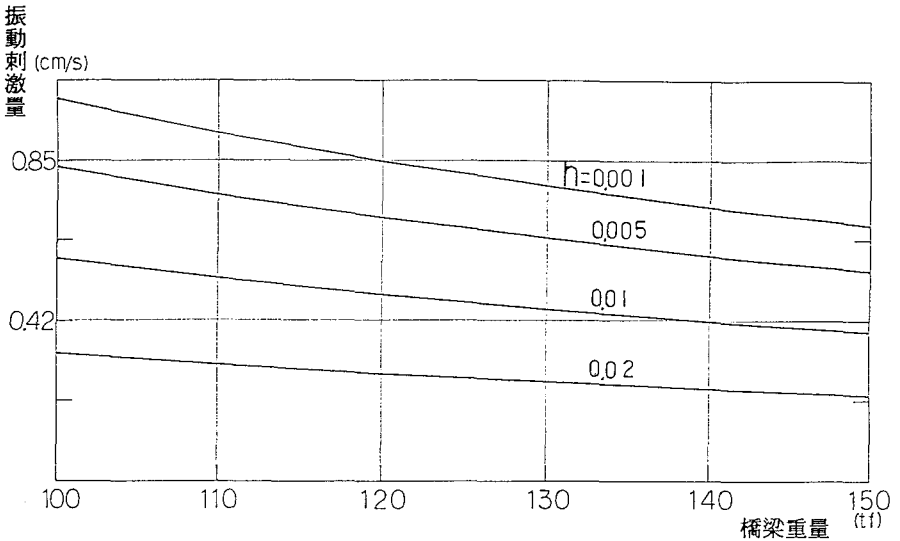


図-3 橋梁重量および減衰定数と振動刺激量の関係

6. 結語

本文では、歩道橋の減衰定数を測定し、歩道橋形式による減衰定数の違いを検討した。また、減衰定数に着目して歩道橋の振動振幅ならびに使用性について検討した。その結果、以下の結論が得られた。

- 1) 標準的な形状をした桁橋の歩道橋における1次固有振動の減衰定数は歩道橋の形式によって明かな違いが認められ、一般の横断歩道橋の値は小さく、人道橋、遊歩道橋、側道橋の方が大きな値である。特にRC床版を有する場合には減衰定数の値はかなり大きい。
- 2) 実測結果からは次のような減衰定数の値が得られた。
 - ①横断歩道橋では建設省標準設計I桁、鋼床版桁橋ともに減衰定数は0.002~0.005程度である。
 - ②鋼床板I桁、鋼床版桁橋の人道橋で減衰定数は0.006~0.01程度である。
 - ③遊歩道橋、側道橋のRC床版を有する桁で減衰定数は0.006~0.022の範囲にあるが、1橋を除いて0.02程度である。
- 3) 実測した減衰定数を用いた歩行者歩行時の応答解析結果は実測値とはほぼ一致した。ただし歩行者が歩道橋固有振動数と一致した歩調で歩行した場合には解析値の方が大きな値となったが、固有振動数と歩調が少しずれると応答はかなり小さくなることから、実測値の歩行に多少の差異があったためと考えられる。
- 4) 減衰定数、支間長、橋梁重量をパラメータとした歩行者が歩道橋の固有振動と一致した歩調で歩行する応答解析によれば、歩道橋の振動振幅あるいは使用性には減衰定数のみならず支間長、橋梁重量も相当大きな影響がある。

歩道橋の減衰定数については、本研究のデータ数はまだ少なく、統計的に明らかにするには、今後さらに多くのデータを蓄積する必要があると思われる。また、応答解析結果については歩道橋の設計に際して一助となれば幸いである。最後に本実測を行うにあたりご協力をいただいた方々、特に多くのご助言を頂いた中部復建(株)の田中信治氏に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：支間40mを越える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 773-780，1992年3月.
- 2) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979年.
- 3) 伊藤 学・片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，No. 117，pp. 12-22，1965年5月.
- 4) 栗林栄一・岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)，土木研究所報告，No. 139，pp. 63-165，1971年2月.
- 5) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，No. 311，pp. 49-58，1981年7月.
- 6) 川島一彦・運上茂樹・吾田洋一：斜張橋の耐震性に関する研究(その1)，土木研究所資料，No. 2388，1986年6月.
- 7) 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-148，pp. 472-473，1992年9月.
- 8) 加藤雅史・高木保志・島田静雄：PC橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 341，pp. 113-118，1984年1月.
- 9) 中井 博：土木構造物の振動解析，森北出版，1983年.
- 10) 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.
- 11) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，土木学会振動制御コロキウム講演論文集，PART. B，pp. 9-14，1991年7月.
- 12) 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. 23-31，1974年10月.

(1992年9月21日受付)