

鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査

VIBRATION CHARACTERISTICS AND SERVICEABILITY
OF EXISTING STEEL FOOTBRIDGES

深田 宰史* · 吉川 裕晃** · 梶川 康男***

Saiji FUKADA, Hiroaki YOSHIKAWA and Yasuo KAJIKAWA

- | | | | |
|--------|---------|-----------------|-----------------------|
| * 工修 | 金沢大学大学院 | 自然科学研究科システム科学専攻 | (〒920 金沢市小立野2丁目40-20) |
| ** | 金沢大学大学院 | 工学研究科土木建設工学専攻 | (同 上) |
| *** 工博 | 金沢大学教授 | 工学部土木建設工学科 | (同 上) |

Some footbridges vibrate, particularly when the pedestrian footfalls coincide with the first or second mode resonant frequency of the structure. The vibration level may be such that many users find it to be annoying or even alarming.

For design codes are proposing as a vibration serviceability limit state, vibration characteristics have been measured in many footbridges by the impact test and man exciting test with two walkers and one runner. This paper investigates the relation among bridge span length, resonant frequency, damping coefficient and vibration amplitude of many existing footbridges and discussed on the structural response and acceptance criteria.

Key Words: vibration, footbridge, serviceability, measurement

1. まえがき

歩道橋の振動が1970年頃から論議され始め、その後、新しく建設された橋に対して、実験や解析が行われ、多くの場合、「この橋は大丈夫」で終わってきた。それらの結果を総合的にまとめ、比較しようとする時、実験条件や解析条件が明確でないために、使えないデータが多く、比較できないことが多い¹⁾。そのために「揺れる」橋がどの程度あり、その「揺れ方」はどのようなものであるかなどは知られていない。そこで各地にあるさまざまな形式の歩道橋の現場に赴き、統一的な方法で揺らし、実測データを収集し、揺れ方を比較した。

歩道橋はその利用目的から、つぎのような分類がなされている。

1) 増加する自動車交通の渋滞対策として各地に数多く設置された歩行者の道路横断のための交通安全施設としての横断歩道橋。このような横断歩道橋はすでに約1万橋ほど建設されており、最近、その新設は少なくなった。

2) 河川に架かる古い道路橋は、車道部の幅員が狭く、歩道部はなく、歩行者を安全に通行させるために歩道橋を設置していることが多い。この種の歩道橋は道路橋に

支間長を合わせるため、一般に歩道橋としては支間長が大きくなり、設計荷重との関係から非常にスレンダーな構造となっている歩道橋で、側道橋と呼ばれている。

3) 河川、鉄道、高速道路などによって分断されている地域のコミュニケーションを図るため、また学童や生徒の通学路を短くするための歩行者専用の歩道橋で一般に人道橋と呼ばれている。

4) 公園、団地、広場、ゴルフ場などやサイクリングロードの一環として設けられる、シボルの要素を含んだ遊歩道的な歩道橋。

以上に示したような歩道橋は、既設の道路橋の支間長に合わせたり、橋下空間の条件を満足させたりするため、どうしても、長支間の橋が多くなってきている。そして、構造的にも複雑な形式や新しい形式ならびに新素材を用いた橋も増えている。さまざまな理由が重なり、多くの固有振動数が低い範囲に存在し、ときどき歩行者の通行中に歩調との共振により比較的容易に大きな振動が発生することがある。著者の一人が表-1のように歩道橋の建設される地域の特性や用途によって荷重と照査の流れを変化させる考えを示している²⁾。(図-1参照)

表-1 建設地点による荷重条件
(●は照査の必要性を示す)

建設目的・地点	単独歩行	群集歩行	単独走行
公園内記念歩道橋	●	●	●
都市内交通路横断歩道橋	●	●	
都市内河川横断歩道橋	●		●
その他の歩道橋	●		

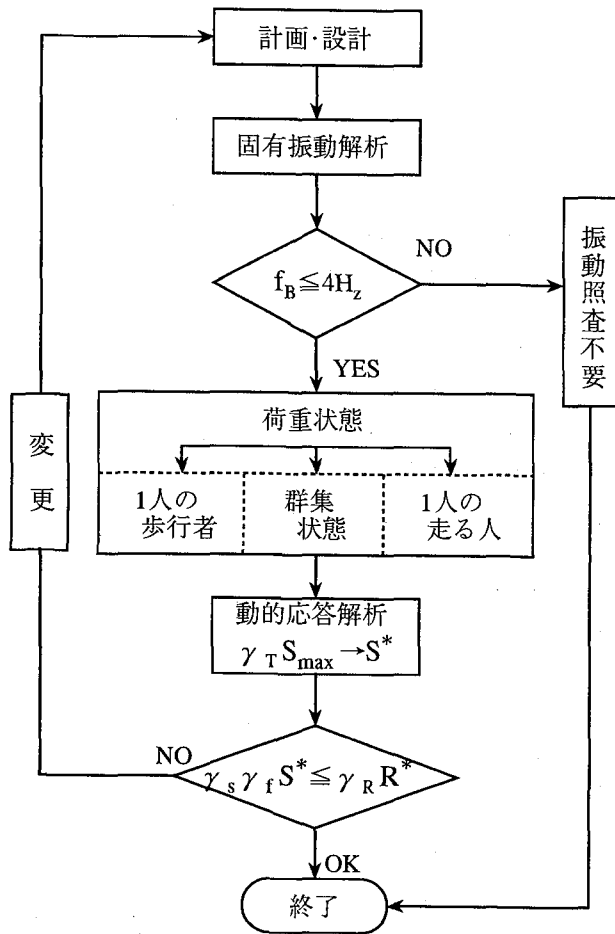


図-1 振動照査のフローチャート

2. 振動使用性の照査の方向

最近、各国で斬新なデザインの歩道橋が多く建設され、やはり振動が問題となっている。それは歩道橋であることから歩行者あるいはジョギングをする人を対象とし、その非常に周期性の強い外力を受ける構造の振動を考えるためである。それに対して具体的な振動照査方法が示されている。大別して次の2つの考えに基づいている⁹⁾。

1) 卓越振動数を歩調範囲から離す方法の場合

揺れない歩道橋とするには、歩調範囲(2Hz前後、この範囲の見直しは必要であるが、立体横断施設技術基準の解説では1.5~2.3Hzとなっている)に橋の卓越振動数がない

のが最も確かであろう。したがって、予想通りの剛性を持つ橋が完成すれば、全く揺れることのない橋となる。しかし、問題はその必要性がどの程度あるのか、ということと、計算による予測値と完成後の実測との差異、すなわち正確な剛性の評価や他の条件の把握が微小な振幅範囲でどの程度可能なかである。従来からよくある形式であればその差異の予測も可能であろうが、構造が複雑になると予想も難しくなる。

2) 振動加速度や振動速度などの振幅をじょ限度以下とする方法の場合

普通に歩いてもびっくりするほど、よく揺れる歩道橋に出会うことがある。びっくりして立ち降り、人の歩く時の揺れ方を観察しようとするとはほとんど揺れないこともある。一般に歩道橋は減衰が小さいので、共振すると非常に大きく揺れるが、わずかに歩調が違うときはほとんど揺れないということが生ずる。しかし、多少揺れることがあっても、その共振時の振動加速度や振動速度などが振動じょ限度を越えることがなければ問題はない。また、多くの歩行者が同時にいたとしても、すべての人が同じ歩調で歩くわけではないので問題はない。各国の照査は、この方法が一般的であり、望ましい方法と考えられるが、固有振動数や減衰値の予測値の精度の問題は依然残ったままである。

以上のような照査の方向を考えると、予測の精度を高め、歩行時や走行時に少しは揺れてもよいとする方法を検討するために支間長の大きい、揺れそうな歩道橋を選び、その振動の実態を調べることにした。実態調査の実績はいくつか発表^{4)~11)}されているが、支間長の小さいものが多く、今後支間長がさらに大きくなるなかで、実測データの収集の必要性を感じた。

3. 歩道橋振動の測定方法

従来から測定してきた各地の歩道橋のうちから、北陸地方の河川に架かる比較的大規模な側道橋でしかも鋼桁形式の表-2に示した12橋を選んで測定した。続いて、北陸・東海・関西の、鋼構造を主構造とする歩道橋のうち、著者らが文献^{4)~8)}などで知り得る範囲で、あまり形式など統一性はないが表-3に示した10橋を選び、測定した。

歩道橋の振動特性のうち、卓越振動数については比較的容易に観測できるが振動モードをはじめ、減衰や振幅に着目する場合は、様々な要因で測定波形が乱れ、判断が難しいことが多いので測定計器・加振方法・データ処理方法などが統一されていることが望ましい。そこで、つぎのような計測方法を採用した⁹⁾。

実験予定の歩道橋に到着すると、まず測定計器と測定本部(キヤスター付手押車にアンプとコンピュータを積載、写真-1参照)の配置場所を確認し、サーボ型速度計(東京測振(株)製・VSE-15、計測周波数0.1~70Hz、最大測点数10点)を各径間の測点に配置、必要なコード類を配線して、増幅アンプに接続し、AD変換機能を持つデー

タ処理用コンピュータを起動させて測定開始となる。測定現場での計測時の配置の一例を図-2に示した。なおピックアップは振動速度を測定するが、増幅アンプ内での積分回路、微分回路を通して、コンピューター内には振動変位、振動加速度の値をも同時に記録した。

まず、一般の通行者がいない時に、適当な加振点において、2人が椅子(高さ約40cm)から同時に飛び下りることによって人力による衝撃加振実験(写真-2参照)を行った。その代表的な観測波形をその場で即座にFFTによるスペクトル解析をして、卓越する振動数と振動モードを求めた。そのスペクトルの一例を図-3に示した。

そして、その卓越振動数前後のピッチ音(前もってコンピューターで作成した音をカセットテープに録音)を聞きながら2人が、できるだけ歩調を合わせて歩行(一部の橋では1人の単独走行)をする実験(写真-3参照)を行った。複数の振動モードが卓越するような場合は他の振動モードについても行った。記録波形の一例を図-4に示した。歩行試験については、歩行ピッチの関係から卓越振動数が2.4Hz以下のときに実施し、走行試験については、走行ピッチの関係から2.1Hz以上、3.1Hz以下のときに実施した。ただし、加振周波数範囲は実施した結果であり、対象橋梁の現地の状況によっては実施しないときもあった。そして、少し歩調を変えるなどして十分に大きく振動し、満足のいく波形が記録ができたことを確認して、その歩道橋の実験を終了した。なお、橋梁の形式、卓越振動数や振動モードによっては、ピッチ音に合わせて膝を曲げたり、小刻みにジャンプしたりする加振をしばらく続け、ある振動モードに共振した後に、加振を止め、減衰自由振動を観測した。また、条件が許せば、2-3分間程度の常時微動の振動波形をも観測した。

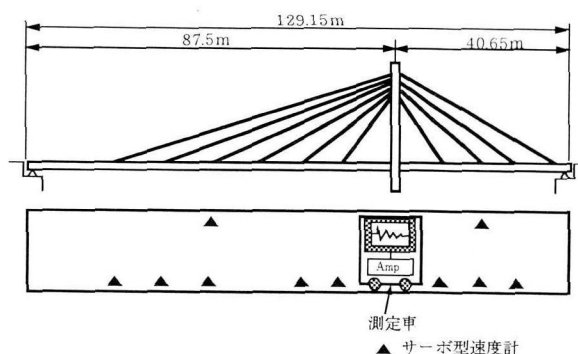


図-2 振動測定計器配置図



写真-2 人力による衝撃加振試験



写真-1 現場における測定本部

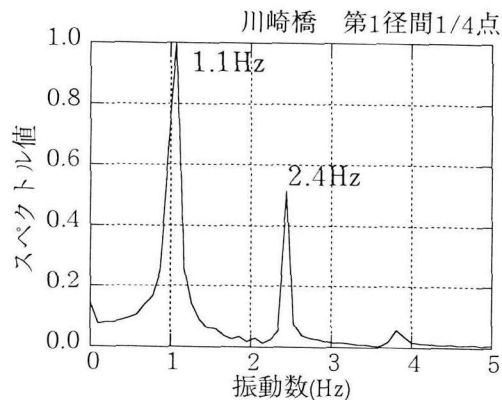


図-3 衝撃加振試験時のスペクトルの一例



写真-3 単独共振走行試験

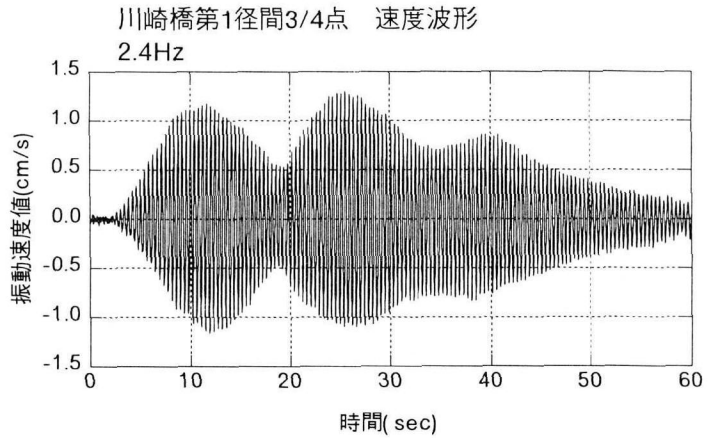


図-4 2人による共振歩行試験時の振動速度波形の一例

表-2 調査対象とした鋼歩道橋(調査I、側道橋)の動的特性

歩道橋名	所在地	主桁形式 (床版形式)	支間長 (m)	卓越振動数 (Hz)	減衰定数1 (衝撃試験)	減衰定数2 (歩行試験)	最大振幅 (cm/s)
常願寺川橋	富山	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	60	1次 1.9	0.0150	0.0147	0.542(歩行時)
大日橋	富山	3径間連続鋼箱桁橋 (鋼床版)	62+62+62	1次 1.5 2次 2.8	0.0264 0.0151	0.0075 0.0086	1.054(歩行時) 5.780(走行時)
落合橋	富山	3径間連続鋼箱桁橋 (鋼床版)	52+66+52	1次 1.5 2次 2.9	0.0314 0.0232	0.0122 0.0069	1.722(歩行時) 1.557(走行時)
雄神橋	富山	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	61	1次 1.7	0.0153	0.0085	0.972(歩行時)
高岡大橋	富山	単純鋼I桁橋 (RC床版)	63	1次 1.6	0.0301	—	0.612(歩行時)
手取川橋	石川	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	50	1次 2.1	0.0237	0.0120	1.836(歩行時)
小松大橋	石川	3径間連続鋼I桁橋 (RC床版)	24+31+24	1次 2.5	0.0142	0.0080	11.16(走行時)
鳴鹿橋	福井	2径間連続鋼箱桁橋 (鋼床版)	66+66	1次 1.3 2次 1.9	0.0221 0.0175	0.0085 0.0115	1.781(歩行時) 2.550(歩行時)
五松橋	福井	単純鋼I桁橋 (RC床版)	39	1次 2.2	0.0187	0.0123	1.444(歩行時) 3.072(走行時)
木田橋	福井	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	45	1次 2.1	0.0228	0.0112	1.938(歩行時) 6.177(走行時)
明治橋	福井	単純鋼I桁橋 (RC床版)	47	1次 2.2	0.0229	0.0099	1.152(歩行時) 2.049(走行時)
九頭竜橋	福井	単純箱桁橋 (鋼床版)	58	1次 1.3	0.0337	0.0096	0.772(歩行時)

表-3 調査対象とした鋼歩道橋(調査Ⅱ)の動的特性

歩道橋名	所在地	形式	支間長 (m)	卓越振動数 (Hz)	減衰定数 (衝撃試験)	減衰定数 (歩行試験)	最大振幅 (cm/s)	一般図	モード1次	モード2次
川崎橋	大阪	2径間連続斜張橋	87.5+40.65	1次 1.1 2次 2.4 3次 3.8	0.034 0.010	0.015 0.014	1.455(歩行時A点)			
折鶴橋	大阪	3径間連続斜張橋	34.0+67.0+34.0	1次 1.6 2次 3.0 3次 3.6	0.016 0.006	0.019 0.006	0.894(歩行時A点) 0.630(走行時B点)			
雪吊橋	石川	3径間連続斜張橋	44.0+57.0+43.5	1次 1.3 2次 2.5 3次 3.0	0.013 0.007 0.010	0.007 0.007 0.011	2.293(歩行時A点) 1.782(走行時B点) 1.313(走行時C点)			
セントラルリッジ	愛知	3径間連続斜張橋	13.6+53.8+16.0	1次 1.8 2次 3.9 3次 6.6	0.031	0.008	2.415(歩行時A点)			
熱田記念橋	愛知	斜吊り材吊橋	37.5+67.5	1次 1.4 2次 3.1 3次 3.7	0.030 0.010	0.014 0.008	1.260(歩行時A点) 1.653(走行時B点)			
白川側道橋	滋賀	Vルーフマン橋	14.0+26.0+34.0 +26.0+14.0	1次 3.0 2次 4.0	0.011	0.003	13.23(走行時A点)			
T駅前歩道橋	愛知	単純桁橋	43.2	1次 2.1	0.008	0.003	17.835(歩行時A点)			
滞つくし橋	静岡	ニールセン-ε橋	90.0	1次 0.9 2次 2.8 3次 3.8	0.010 0.014	- 0.008	0.774(歩行時A点) 2.415(走行時A点)			
ふれあい橋	静岡	ニールセン-ε橋	70.0	1次 3.0 2次 4.1 3次 5.4	0.005	-	1.047(走行時A点)			
大星橋	愛知	2径間連続ロ-ε橋	55.1+71.0	1次 1.4 2次 2.5	0.007 0.010	- 0.008	1.547(走行時A点)			

4. データ処理の方法

まず、振動数と振動モードについては、衝撃加振時の各測点での振動波形をFFTによるスペクトル解析により得られるスペクトルのピーク値に対応する振動数や各点間の位相角を参考として、卓越振動数と振動モードを求めた。データ処理は基本的には振動速度波形であるが、場合によっては変位波形、加速度波形を参考とした。

そして、減衰定数については、振動モードを参考にして大きく振動している測点でのスペクトル値に対して、卓越振動数付近のバンドパスフィルターを用いて、不要な成分を除去し、逆変換によって得られる減衰自由振動波形の振幅を読み取り、対数減衰率と減衰定数を算定した。複数回の衝撃試験より得られる値を平均した。多くの卓越振動モードがある場合には、モーダル円適合による解析方法¹²⁾もあるが、今回の調査橋梁では卓越振動数がそれほど近接していないことから、それぞれの卓越するモードについて独立に求めた。これらの得られた結果については表-2、3に示した。

ところが2人の飛び降りによる衝撃試験時の衝撃力は比較的小さく、卓越振動モードを大きく励起するほどではなく、どちらかという小振幅範囲の実験結果であり、減衰が振幅依存性を持っていることが考えられる。そこで歩行試験や走行試験において荷重としての歩行者が橋から退去し、加振が終了したあとの自由振動波形からも減衰を求めた。その結果は、衝撃時の値とは別に表-2、3に示した。

つぎに振動振幅については、歩行試験や走行試験における振動波形が長く続くが、そのうちの代表的な測点の最大振動速度振幅値を求めた。今回の実験は移動外力との共振時の波形であり、ほぼ正弦波に近く、実効値とピーク値の関係が容易に求められることから最大値とした。

このほか、ピッチ加振時のデータ、常時微動観測データなどもあるが、特殊なデータであることから結果についてはここでは触れないことにする。

5. 歩道橋の動的特性の実態

まず、卓越振動数については文献10)に示されている人道橋と横断歩道橋(支間長20~50m、図中の○印)を加えて、図-5に示した。2次振動数については連続桁や斜張橋、吊橋、アーチ橋などの形式を含めているので、大きくばらついているが最低次

(1次)の卓越振動数と最大支間長の関係は比較的ばらつきが小さく、実線で示した双曲線でよく近似できる。今回の調査分は最大支間長が30mを越え、90mまでであるが実線で示した近似式(相関係数0.91)で表される。支間長以外の要因の橋梁形式、幅員、床構造なども影響すると思われるが、それらを最大支間長のみである程度は近似できることを示している。文献10)で示されている短スパン27橋分の近似式を破線で示したが、類似した式となっている。

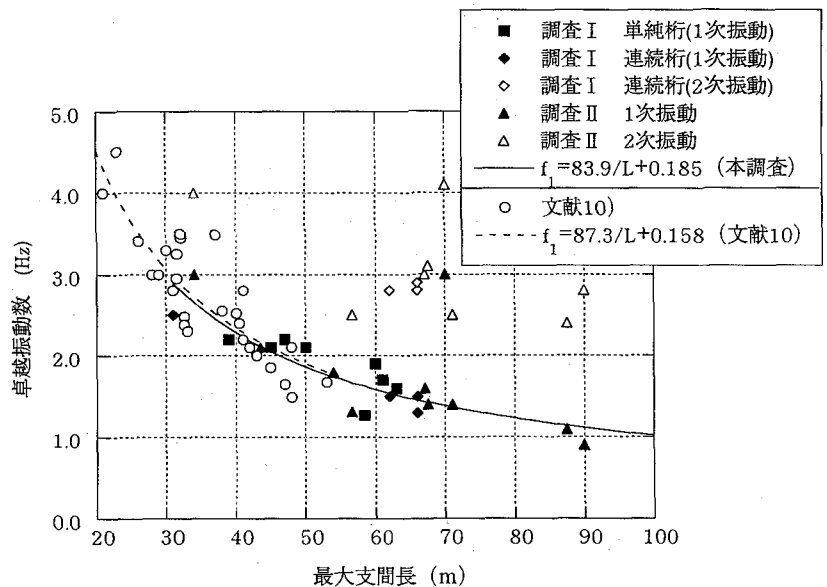


図-5 最大支間長と卓越振動数

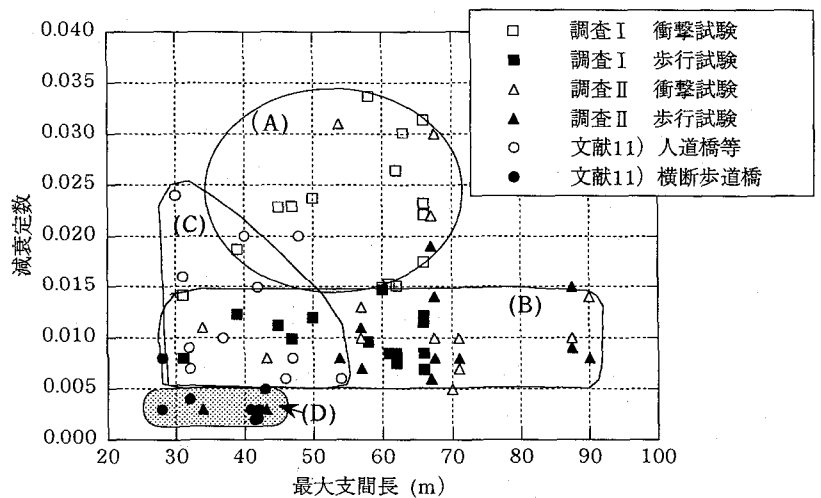


図-6 最大支間長と減衰定数

つぎに、最大支間長と減衰定数についての関係を図-6に示した。減衰については振幅依存性が指摘されているので、個々の振動成分としては加振エネルギーが小さく、小振幅となる衝撃試験結果と共振させての大きな振幅での試験である歩行(走行)試験結果を別々に分けて示した。なお、文献11)の橋梁については歩行(走行)試験によるものである。これらの結果は、概略、A~Dの4つのグループに分けられる。

- ・調査I(鋼桁形式側道橋)の衝撃時の減衰は(A)グループ
- ・調査II(斜張橋、アーチ橋など)の衝撃時の減衰は(B)グループ
- ・文献11)の人道橋(ほとんどが鋼桁橋)の歩行時の減衰は(C)グループ
- ・ほとんどの横断歩道橋の歩行時の減衰は(D)グループ
- ・著者らが調査した歩道橋の歩行時と走行時の減衰は(B)グループ

ここで(D)は横断歩道橋がほとんどで支間長も30~40mで、減衰定数(h)が0.2~0.5%である。(B)は今回、著者らが調査した歩道橋の歩行(走行)試験時の減衰自由振動から求めたものがあるがすべての支間長範囲で0.5~1.5%(平均1%程度)である。

BSに採用されている鋼構造の歩道橋のとき、減衰定数として0.5%(合成構造0.6%、コンクリート構造0.8%)が与えられている¹³⁾が、本調査結果から考えると支間長の大きい範囲では実測値の下限值を与えているようである。しかし、支間長が30~45mの小さい範囲で、構造が単純な横断歩道橋での下限値は0.3%程度とみなすほうが望ましい。

今後、最大支間長が100mを越えるような吊橋や斜張橋形式の鋼歩道橋も出現するであろうが、減衰はさらに小さくなることも予測され、この範囲で値を求めておくことは今後の課題である。

6. 歩道橋の振動使用性

歩道橋に対する振動使用性が必ずしも、歩行者の振動感覚のみから議論されるものではないが、振動に対する心理的な影響から見た振動じよ限度は、つぎの3つのじよ限度にまとめられてきたようである。

① Blanchard らが提案¹³⁾し、BS5400に採用されている限度

従来、イギリスでの歩道橋振動については、TRRLのLeonardの実験データが参考にされてきた。また、文献の共著者のSmithの実験データは、

実はLeonardの実験データの5倍ほど大きなところにじよ限度があり、両者の勾配はよく似てはいるが、大きく離れている。しかし、図-7のように提案されているじよ限度($0.5 \times f^{1/2} \text{ m/s}^2$)は、下限としてのLeonardの実験データと上限としてのSmithの実験データの真ん中をほぼ結んだ形となっている。

② Ontario Code¹⁴⁾での振動じよ限度

建築物の床振動に対する人の反応データをも参考にしようであるが、図-7に示したように、最大加速度が1Hzで0.25m/s²、10Hzで1.5m/s²となるように両対数軸上で結んだものを許容限度としている。

③ Wheeler¹⁵⁾が推薦するじよ限度

振動感覚実験のデータ²⁾を参考にしてWheelerが推薦するじよ限度(最大振動速度が2.4cm/s)は「不快」あるいは「少し歩きにくい」と感ずる人が50%となる振動である。振動速度で整理すると振動数に依存せずに表現できるが、加速度で表現しようとするとも図-7のように振動数に対して依存した右上がりの形となる。

このような形に歩道橋の振動じよ限度がまとまってきているのに対して、歩道橋の利用時の最大の振動はどの程度であろうか。通常、よく経験するところではそんなに多くの歩行者が橋の卓越振動数に合わせて歩いたり、

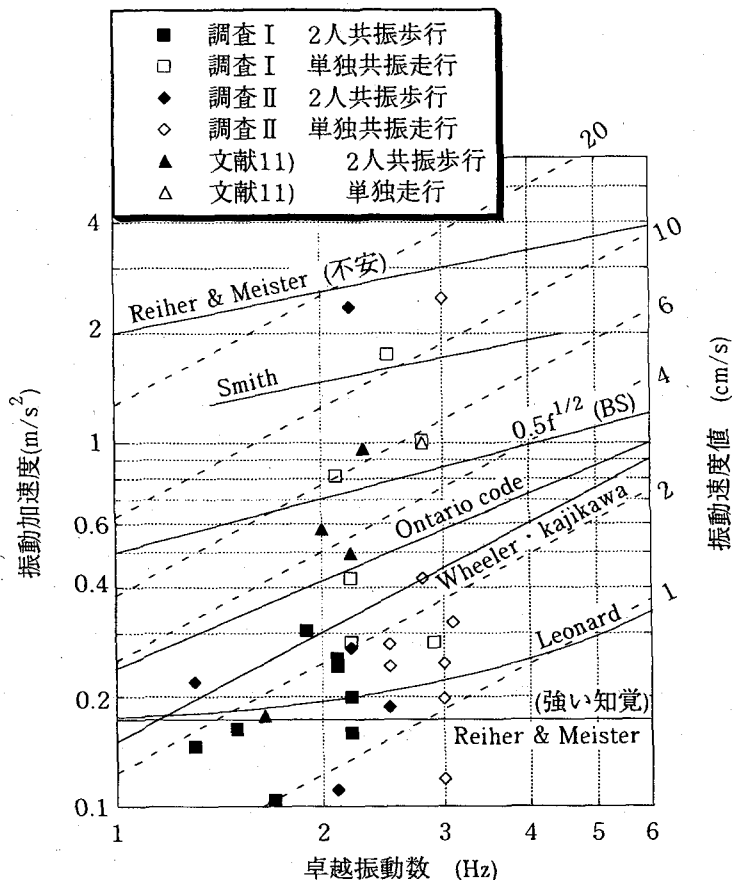


図-7. 最大振幅値と各振動基準

走ったりはしないし、実際それは難しい。従って、せいぜい数人の歩行者あるいは単独で走る人が卓越振動数に合わせて移動したときの振動を対象とすれば十分であろう。そのような振動時の最大速度値 (cm/s) を図-7に示した。なお、図-7は縦軸が加速度値で表現されているので右上がりの速度座標にて表した。

2人が共振振動を起こすような歩調で歩行したときには、振動速度値で1~2 cm/sの範囲で「大いに気になる」程度の振動¹⁰⁾となっている。しかし、ほとんどがカナダの Ontario codeや Wheeler・Kajikawaの基準(最大速度で2.4cm/s)以内にある。「横断歩道橋」がよく揺れており、最大振動速度値で17.8cm/sにも達しているものもある。これらの歩道橋は、いわゆる立体横断施設技術基準が設定される以前の「標準設計」タイプの単純鋼床版I桁橋で支間長は40~45m程度で、幅員も1.5mと狭く、橋体の総重量が軽く30~32トンである。減衰も0.3~0.5%程度と低く揺れやすい条件の揃った歩道橋であり、「この橋、大丈夫かな?」と大いに不安に思うほどであり、何らかの制振対策が必要であろう。

一方、走行試験時にも多くの橋で大きな振幅となっており、BS、Ontario codeや Wheeler・Kajikawaの基準を大きく超えており、やや不安になるほどの揺れであるが、自転車や走って渡る人はいるが歩く人の少ない河川に架かる歩道橋であることもあって、特に振動に対する苦情は出ていないようである。しかし、歩行者が多く利用するときは、必ず不安になるであろう。

7. まとめ

大規模の歩道橋が建設される理由には、いろいろあるが、ますます長支間となるであろうし、デザイン優先の設計を強いられることも増えるであろう。それに伴い、さまざまな問題が生じてくるであろうけれどもその中に振動問題が入ることのないようにしたいものである。このような歩道橋の振動の実態がどの程度のものであるのか、調査の必要性を痛感していた。今回、測定方法と解析方法を統一し、整合性のとれた調査ができ、それらの結果を報告した。振動数、減衰、振幅、振動使用性に対して、それぞれ次のような重要な傾向を見いだすことができた。

- (1) 最大支間長が100mまでの範囲で1次の卓越振動と最大支間長の関係は、双曲線 $f_1=83.9/L+0.185$ で近似できる。
- (2) 今回の調査した鋼歩道橋の歩行あるいは歩行試験時の減衰自由振動から求めた減衰定数は0.2%~1.5%の範囲である。特に支間長が30~45mの小さい範囲で構造が単純な横断歩道橋では、小さい減衰値を示す橋もある。
- (3) 振動速度振幅によって振動使用性を評価してみると、BS5400、Ontario Code、Wheeler・Kajikawaの振動

じょ限度を越える歩道橋が数橋あり、これらの橋梁については詳細な検討によってなんらかの制振対策が必要と思われる。

参 考 文 献

- 1) 梶川・加藤：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム講演論文集 PART B, pp.9-14, 1991.
- 2) 梶川：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，第325号，pp.23-33, 1982.
- 3) 梶川：たわみと振動感覚，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A, pp.47-54, 1995.
- 4) 二宮・加藤・日種・松村：川崎橋(自転車歩行者専用斜張橋)の設計，土木学会誌，64巻2号，pp.2-9, 1979.
- 5) 渡辺・日種・石田・木本・南條：南港歩行者専用道(3径間連続斜張橋)の設計，橋梁と基礎，15巻1号，pp.1-8, 1981.
- 6) 磯部・武市・長崎・栗本：セントラルブリッジの設計と施工，橋梁と基礎，17巻3号，pp.8-14, 1983.
- 7) 別府・西村・早川・岡本・小澤：シンボルブリッジ(仮称)上部工の設計，橋梁と基礎，23巻4号，pp.11-17, 1989.
- 8) 梶川・多田・坂野・坂井：白川側道橋の設計，施工，調査，橋梁と基礎，12巻4号，pp.28-33, 1978.
- 9) 橋梁振動研究会編，橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 10) 田中・加藤：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.36A, pp.671-678, 1990.
- 11) 鈴木・加藤：歩道橋の減衰特性と歩行時振動振幅の検討，構造工学論文集，Vol.39A, pp.811-818, 1993.
- 12) 岡林・沖野・原・川村：衝撃加振試験法による道路橋の振動計測，橋梁と基礎，22巻11号，pp.39-43, 1988.
- 13) Blanchard J., B.L. Davis and J.W. Smith: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.
- 14) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準1983年版(共通編・鋼橋編)，2-6.限界状態照査規準，2-6.2 使用限界状態，(同解説，pp.40-45)，1985.
- 15) Wheeler J.E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No. ST9, pp.2045-2065, 1982.
- 16) 小幡・林川・桑島：歩道橋の振動使用性に関する一考察，構造工学論文集，Vol.39A, pp.793-799, 1993.
(1996年9月6日受付)