

九州産業大学工学部 正員 吉村 健
九州大学応用力学研究所 正員 中村泰治
九州産業大学工学部 学生員 坂田正二

1. まえがき 著者らは、簡易吊橋(無補剛人道橋)の耐風安定性を研究する上で必要な基礎資料を得る目的のため、宮崎県内の数箇の簡易吊橋について調査・実験を行なった。その結果は文献(1)に記したとおりである。この調査では、冬期季節風や台風によって簡易吊橋がフラッタを主じているか否かについても現地住民に問い合わせた。その結果、調査した吊橋のうちの一つ(湯の内橋)は、冬期季節風により、「蛇くわく」のような振動を生じ、通行困難となることがあるとの返答を得た。そこで、実橋におけるフラッタ観測と風洞による模型実験を行ない、両者を比較検討することにした。本報告では、風洞実験結果について述べることにしたい。

2. 風洞実験の概要 湯の内橋は、スパン長 = 66.8m, サグ比 = 0.06 の簡易吊橋である。その断面形状を図-1に示す。表-1は、実橋について実施した振動試験結果と線型撓度理論に基づいた数値計算結果であるが¹⁾、発生し得るフラッタとしては表中各次の曲げ振動とねじり振動が達成したものと考えられる。また、実橋の対数減衰率は、0.07~0.18のように大きい値を示している。そこで、風洞実験では、曲げとねじりの振動数比 $R = f_x/f_\theta$ の変化が容易で、かつ、束の減衰の制御が容易な二次元ばね支持模型を用いることにした。ここに、 f_x と f_θ は、それぞれ無風時の曲げとねじりの振動数である。

使用した模型を図-2に示す。この模型は $1/3.5$ 縮尺模型であり、アルミニウムの角パイプと丸パイプながらに硬質の発泡スチロール板で作られている。図にみる補剛トラスは、模型の剛性を保つために付加したものであるが、その充塞率を極小トラスとして気流を乱さないように配慮した。実験では、曲げの振動数を一定(1.72 Hz)にし、断面中心まわりのねじりの振動数を 1.76~3.31 Hz の範囲で種々変化させ、フラッタ特性をしらべた。模型の平均迎角はゼロである。曲げと

ねじりの減衰は、それぞれ、粘性ダンパーと電磁ダンパーで制御した。系の無次元質量は $2m/\rho b = 203$, 無次元慣性モーメントは $2I/\rho b^4 = 77.4 \sim 98.8$, 無風時の曲げとねじりの対数減衰率は、それぞれ、 $\delta_x = 0.0340 \sim 0.0879$ と $\delta_\theta = 0.0226 \sim 0.139$ であり、減衰パラメーターは $C_d = 2m/\rho b \cdot \delta_x = 6.90 \sim 17.8$, $C_\theta = 2I/\rho b^4 \cdot \delta_\theta = 1.88 \sim 11.6$ である。実橋の減衰パラメーターが、 $C_d = 13.4 \sim 22.5$, $C_\theta = 7.55 \sim 14.5$ であるから、ほぼ相似則を満足している。

実験は、新設の九州産業大学応用風洞装置を用いて行われた。本風洞は、風速 2~30 m/s、測定部断面 15×1.5 m の噴流式風洞である。

3. 実験結果 図-3と図-4に得られた結果の一例を示す。これらは、それぞれ、振動数比 $R = 0.65$ と $R = 0.91$ の場合の結果である。図中、CASE 1~CASE 3 は、それぞれ、 $[C_d = 8.59, C_\theta = 2.25]$, $[C_d = 16.0, C_\theta = 4.75]$ および $[C_d = 16.0, C_\theta = 10.9]$ の場合の結果であり、横軸は無次元風速 $\bar{V} = V/f_b$, 縦軸は気流中における束の対数減衰率と見かけのねじり中心 X/b である。ここに、 V は風速、 b は半弦長 (= 30 cm), f_b は気流中における束の振動数であり、 $X/b = -1$ は見かけのねじり中心が前縁にあることを示す。 $R = 0.65$ の場合、フラッタ限界風速 $\bar{V}_F$ は束の減衰パラメーターの値によって異なり、 $\bar{V}_F = 14 \sim 16.5$ である。 $\bar{V}_F$ より高風速域では風速を増加すると、束の減衰率 δ は急激に増加する。一方、 $R = 0.91$ の場合、 $\bar{V}_F = 9 \sim 13.5$ であり、 $R = 0.65$ の場合のそれより低い値を示す。また、 $\bar{V} > \bar{V}_F$ における δ はいったんゆるやかに増加するが、 $\bar{V} > 16$ では減少の傾向を示す。その原因は、平均迎角が変化する点にある。 X/b については、いずれの場合でも、風速を増ると一様に増加する。 $R = 0.91$ の場合、 X/b が大きい値を示しているが、このことは、曲げ振動が卓越したフラッタであることを表わしている。

$0.52 < R < 0.86$ におけるフラッタ特性は、図-3とほぼ同様であった。また、 $R = 0.93$ の場合の結果も図-4とほぼ

同様であったが、 $R=0.98$ ではフラッタは発生せず、高風速域でダイバージェンスが発生した。これらの結果を取りまとめ、 $R-\bar{V}_F$ 曲線として図示したものを図-5に示す。 $R=0.9$ の近傍で $\bar{V}_F$ は極小値を示す。図-5の結果は、補剛トラス吊橋(道路橋)に関する着着らの風洞実験結果(2)とよく類似している。

4. 実橋のフラッタ限界風速 図-5の $R-\bar{V}_F$ 曲線と表-1に示した実橋の実験値を用いて、実橋におけるフラッタ限界風速の推定値を得た。その結果を表-2に示す。実橋は曲げ対称2次+ねじり対称1次、あるいは曲げ対称1次+ねじり対称1次の各振動の連成したフラッタが、風速約17%で発生する結果となっている。すなわち、冬期季節風でもフラッタが発生し得る

ことが明らかにされた。

5. むすび 簡易吊橋について 風洞によるフラッタ実験を実施し、実橋におけるフラッタ限界風速を推定した。その結果、冬期季節風でもフラッタが発生し得ることが明らかにされた。

謝辞：本研究を行なうにあたり、宮崎県工部道路維持課と宮崎県面都市ならびに、九州産業大学工学部の亀井雅隆氏と同工本橋造工学研究室の幸研生諸君の援助を受けた。

ここに記して謝意を表したい。

参考文献

- 1) 吉村 健他：昭和56年度、工学会面部支部研究発表講演集
- 2) Y. Nakamura et al.: Proc. ASCE, Vol. 102, NO. EM4, 1976

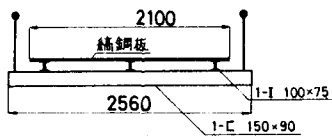


図-1 湯の内橋の桁の断面形状

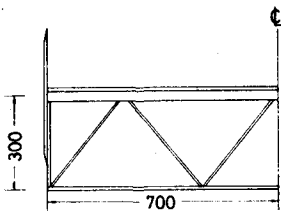


図-2 風洞実験模型の側面図と断面図

Mode	f (Hz)	δ
B, Asym, 1st	0.614 (0.583)	0.103 ---
B, Sym, 1st	0.754 (0.839)	0.0673 ---
B, Sym, 2nd	1.56 (1.16)	0.111 ---
T, Asym, 1st	1.07 (0.921)	0.0842 ---
T, Sym, 1st	1.26 (1.26)	0.184 ---
T, Sym, 2nd	1.99 (1.89)	0.141 ---

表-1 湯の内橋の自由振動特性の実験値と計算値()内の数値)

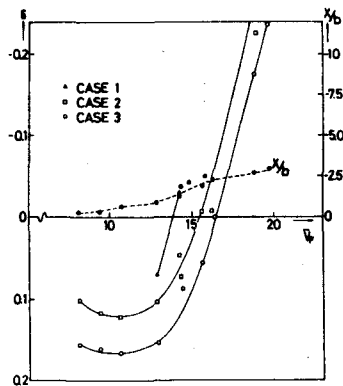


図-3 $R=0.65$ の場合のフラッタ特性

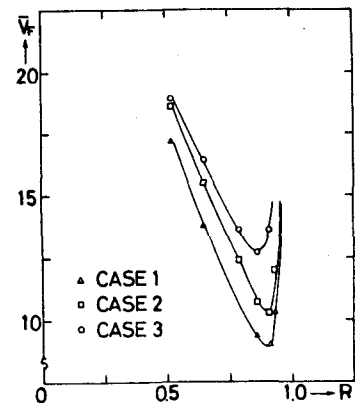


図-5 R と $\bar{V}_F$ の関係

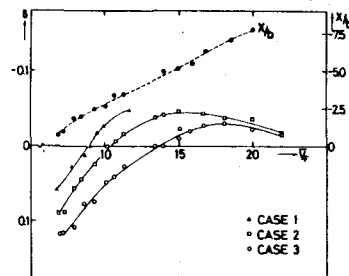


図-4 $R=0.9$ の場合のフラッタ特性

達成モード	R	$\bar{V}_F$	V_F (m/s)
曲げ対称2次+ねじり対称1次	0.92	12.5	16.5
曲げ対称1次+ねじり対称1次	0.71	14.8	16.6
曲げ対称1次+ねじり対称1次	0.57	17.6	19.8
曲げ対称1次+ねじり対称1次	0.60	17.0	22.5
曲げ対称2次+ねじり対称2次	0.58	17.5	36.6

表-2 実橋におけるフラッタ限界風速の推定値