

京都大学工学部 正員 松本 勝, 正員 白石 成人, 正員 岡南 博夫

1. まえがき 長径間吊橋の架設時の耐風性に関する研究は、白木・橋沢等¹⁾、伊藤・大竹等²⁾、横山・灰田³⁾、白石・浦田等⁴⁾等によって報告されており、架設時のフラッタ限界風速は様々に変化すること知られている。本研究は二次元剛体模型実験によって実橋架設時の空力特性を検討する一手段について述べるものであり、併せて空力弾性模型実験結果と比較を行うものである。なお対象とした吊橋は本州四国連絡橋計画吊橋（中央径間270m）であり、二次元模型および空力弾性模型縮尺はそれぞれ1/86および1/385である。

2. 二次元剛体模型実験による実橋架設時の空力特性の評価 二次元実験結果と実橋の空力挙動との関連については、Bleich⁵⁾、Vincent⁶⁾、Scanlan⁷⁾、伊藤・宮田・久保⁸⁾、白石・小川⁹⁾等によつて検討が加えられている。ここでは振り1自由度系（吊橋トラス補剛桁の多くは振り1自由度フラッタ形式）について、次のようにして、二次元実験より得られる非定常空力係数に、実橋（架設時）モードを考慮することによって、実橋（架設時）のV-A-S曲線を推定するものである。二次元実験より得られる非定常空力係数 A_2^* （揺れ変位速度に比例する項） γ 、振り振幅 $(2\bar{\varphi})$ の関数として次式によつて近似する。

$$A_2^* = \sum_{i=0}^{\infty} b_i (2\bar{\varphi})^i = b_0 + b_1 (2\bar{\varphi}) + b_2 (2\bar{\varphi})^2 + \dots \quad (1)$$

二次元模型の空力挙動や、実橋のストリッポ部 α 挙動を表わし、振りモード間の連成を無視できるものとするれば、実橋架設段階の振りj次モードの振動方程式は次式のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} \ddot{\varphi}_j + 2\zeta_j \omega_j \dot{\varphi}_j + \omega_j^2 \varphi_j &= \left[\int_0^{l_1} A_2 \dot{\theta} + A_3 \dot{\theta} \left\{ \dot{\varphi}_j \right\} dx + \int_{l_2}^{l_3} A_2 \dot{\theta} + A_3 \dot{\theta} \left\{ \dot{\varphi}_j \right\} dx \right] / \left[\int_0^{l_1} \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_2}^{l_3} \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_4}^{l_5} \dot{\varphi}_j^2 dx \right] \\ &= \left[b_0^* \omega_j^2 \varphi_j \left\{ \int_0^{l_1} A_2^* \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_2}^{l_3} A_2^* \dot{\varphi}_j^2 dx \right\} / I_{eq} \left\{ \int_0^{l_1} \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_2}^{l_3} \dot{\varphi}_j^2 dx \right\} + b_1^* \omega_j^2 A_3^* \varphi_j / I_{eq} \right. \\ &= \frac{f b_0^* \omega_j^2}{I_{eq}} \left\{ b_0 + b_1 (2\bar{\varphi}_j) \frac{d\varphi_j}{d\bar{\varphi}_j} + b_2 (2\bar{\varphi}_j)^2 \frac{d\varphi_j}{d\bar{\varphi}_j} + b_3 (2\bar{\varphi}_j)^3 \frac{d\varphi_j}{d\bar{\varphi}_j} + \dots \right\} + \frac{f b_1^* \omega_j^2 A_3^* \varphi_j}{I_{eq}} \\ &= f b_0^* \omega_j^2 \varphi_j \left\{ b_0 + b_{1p} (2\bar{\varphi}_j) + b_{2p} (2\bar{\varphi}_j)^2 + b_{3p} (2\bar{\varphi}_j)^3 + \dots \right\} / I_{eq} + f b_1^* \omega_j^2 A_3^* \varphi_j / I_{eq} \\ &= f b_0^* \omega_j^2 \varphi_j A_2^* / I_{eq} + f b_1^* \omega_j^2 A_3^* \varphi_j / I_{eq} \quad (2) \end{aligned}$$

但し $\theta(x, t) = \sum_{j=1}^{\infty} \varphi_j(t) \varphi_j(x)$, φ_j : 振りj次モードの絶対値, ζ_j, ω_j : 無風時のj次モードの減衰比および円振動数, φ_j : 振りj次モード一般座標, $\dot{\varphi}_j$: 振りj次モード周数, $A_2^* = (1/6 b^* \omega) A_2$, $A_3^* = (1/6 b^* \omega^2) A_3$,

添字p: 実橋値を示す, b: 断面半径長, ω_j : 風速Uにおけるj次モード円振動数, l : 支間長, l_1, l_2 : 左右両側1/4rからの桁張り出し長,

$$I_{eq} = \left\{ \int_0^{l_1} I_c \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_2}^{l_3} I_s \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_4}^{l_5} I_s \dot{\varphi}_j^2 dx \right\} / \left\{ \int_0^{l_1} \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_2}^{l_3} \dot{\varphi}_j^2 dx + \int_{l_4}^{l_5} \dot{\varphi}_j^2 dx \right\} \quad (\text{等価質量慣性モメント}) \quad (3)$$

I_c, I_s : ケーブルおよび桁の単位スパン当たりの質量慣性モメント

$$d\varphi_j/d\bar{\varphi}_j = \int_0^{l_1} \dot{\varphi}_j^i dx + \int_{l_2}^{l_3} \dot{\varphi}_j^i dx \quad (i=1, 2, 3, \dots), \quad A_3^* = A_{3p}$$

式(2)より、実橋架設時のV-A-S曲線を求めることができ、併せてフラッタ限界風速について検討することができる。なお、フラッタ開始 $(2\bar{\varphi}=\omega)$ 限界推算風速については、 $b_0 = b_{0p}$ と仮定することから本復原に二次元結果値と実橋値とは一致する。

3. 実験結果および実橋架設時の空力挙動の推定 ここで対象としたトラス補剛桁断面（原形断面）ではフラッタの出現が認められなかった。一方、高橋脚の両側グレーティングを有した変形断面では振りの卓越したフラッタの出現が認められた。図1は振動数比 (ω_0/ω_0) を架設段階に応じて変化（完成系2.23, 75%架設系1.98, 50%架設系1.71, 但し対称1次モード）させるときの振幅 α の6radの A_2^* を示すものであり、 A_2^* が (ω_0/ω_0) によって変化がみられる。図2は、完成系対称1次モードを対象とした原形および変形断面の A_2^* の振幅依存性を示すものである。表1は実橋架設時の振動諸量を示すものである。なお架設時の振りモードは文献

10) α も θ を用い、 S_{θ} は、文献(10)、(11)より推定した。式(3)を用いて得られる実橋の $V-A-\delta$ 曲線と二次元結果の比較例を図3K、またフラッタ限界風速の比較結果を表2に示す。

4. 結び 以上の結果をまとめると次のようである。(i)二次元実験による実橋架設時の耐風性評価においては、実橋架設系の振動特性(モード周数、固有値、減衰減衰)が同等となる。(ii)実橋(変形断面)のフラッタ限界風速は架設段階に依り徐々に変化する。(iii)曲げ捩り振動数比によって非定常空力係数 A_2^* に変化がみられる。(iv)実橋ではモードの存在によって、各風速に対する δ の振幅依存性は小さくなる傾向がみられる。特に、ケーブルと桁のモードに特異な特性のみられる50%架設時ではその傾向が強くみられる。(v)二次元実験からの解析値と空力弾性模型実験結果では、傾向的な特性の一致がみられる。

終りに、本研究の遂行に多し終始有益な御助言をいただきまして中部工業大学教授小西一郎先生に謝意を表します。

参考文献

- 1) 白木・福沢・田中・松井, 三菱技報, Vol. 7, No. 7, 2) 伊藤・大竹・杉山, 土木学会29回全国大会, 1974, 3) 横山・成田, 土木学会31回全国大会, 1976, 4) 白石・瀬田・酒井, 土木学会論文報告集, No. 250, 1976, 5) F. Bleich, ASCE, 1948, Oct., 6) G. S. Vincent, Aerody. Stability of Susp. Br., Part V, 1954, 7) R. H. Scanlan & Ali Sattarvini, ASCE, Str. Eng. Conf., May, 1967, 8) 伊藤・高田・久保, 土木学会30回全国大会, 1975, 9) 白石・小川, 土木学会論文報告集, No. 244, 1975, 10) 大坂・白木・福沢・松井, 三菱技報, Vol. 7, No. 4, 11) 大橋・白木・福沢・鈴木, 三菱技報, Vol. 11, No. 1, 1974

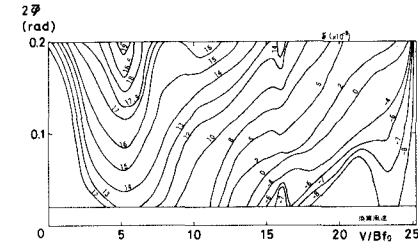


図3.1 V-A- δ 曲線(二次元実験結果)(完成系, 変形断面)

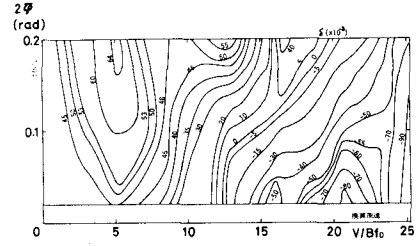


図3.2 V-A- δ 曲線(実橋解析値)(完成系, 変形断面)

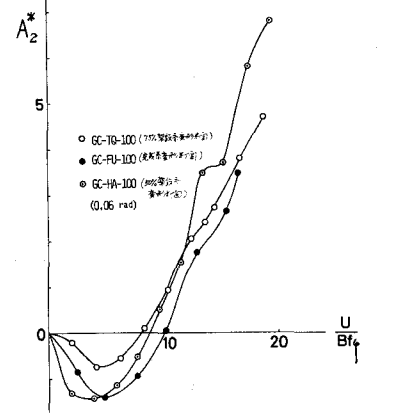


図1. $(\omega_{\theta}/\omega_{\phi})$ による A_2^* の変化(変形断面)

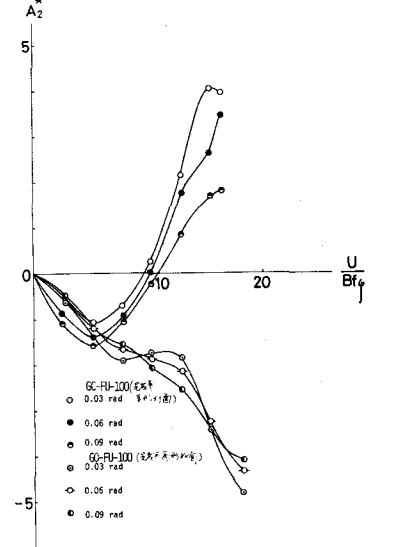


図2. A_2^* の振幅依存性

表1. 実橋架設系振動諸量

諸量	単位	E-T	完成系	75%架設系	50%架設系
S_{ϕ}		S1	0.03	0.012	0.012
		as1	0.03	0.0225	0.015
I_{ϕ}	ton·sec ²	S1	229.4	2356.1	1084.05
		as1	229.4	252.17	655.30

表2 フラッタ限界風速および A_{2p}^* の結果

			完成系	75%架設系	50%架設系	
空力弾性 模型実験	$(V/Bf)_{cr}$	S1	12.5	16.43	—	
		as1	12.36	—	14.44	
二次元実験 P-1実橋の 解析値	$(V/Bf)_{cr}$	S1	12.5	17.60	12.60	
		A_{2p}^*	S1	1.540	6.322	2.909
			as1	1.539	1.269	2.198