

細長い橋梁吊材の耐風安定性について

ON THE AERODYNAMIC STABILITY OF SLENDER BRIDGE-HANGERS

吉村虎蔵*・中村泰治**・吉村 健***・水田洋司****

By Torazo Yoshimura, Yasuharu Nakamura, Takeshi Yoshimura and Yoji Mizuta

はしがき

近年、橋梁の長大化に伴い、材長 15 m 以上の部材が多々使用されてきた。これらの部材の中には、断面形状とか、曲げあるいはねじり剛性が小さいことなどのために、その局部振動が問題となることがある。たとえば、起振機による振動試験の際、橋本体の加振時に部材が曲げあるいはねじりの局部振動を起こした例¹⁾や、円型あるいはH型断面部材が風により励振され、部材の連結部にき裂つを生じたり破断した事故例^{2)~4)}などがそれである。また、最近アメリカにおいて、橋梁架設中に生じた長さ約 40 m のH型断面部材の風による事故が伝えられている。このような橋梁部材の局部振動のうち、ここでは風による振動を取りあげる。構造物の風による振動は種々あげられるが、なかでも致命的な振動は風による自励振動、すなわちフラッタである。本論文は橋梁吊材のフラッタについて研究したものである。

本邦においては、長径間の下路式アーチ系橋梁の吊材として、フランジ幅：ウェブ高=1:1~1:2のH型断面部材が多数使用されている⁵⁾。このような断面形状を持つ吊材の、風による事故発生のため、その原因の究明が行われた。その結果、事故は曲げフラッタ（渦励振、ギャロピング）により生じたものであろうと結論され^{5),6)}、これに対する防振策も提案された^{5),7)}。これに対し、著者の一人は、H型橋梁吊材のねじり振動現象を台風時に実橋において観取した。H型橋梁吊材が示すこのようなねじりモードの不安定現象については、これまであまり注目されていなかったようである。

そこで本論文では、まず台風時に実橋において観測さ

* 正会員 工博 九州大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 九州大学教授 応用力学研究所

*** 正会員 工修 九州大学助手 応用力学研究所（現在九州大学大学院、博士課程）

**** 正会員 工修 熊本大学助手 工学部土木工学科

れた断面比が約 1:1 のH型橋梁吊材のねじり振動の様子を紹介する。ついで、このような橋梁吊材が示すねじり振動現象を明らかにするために、断面比が 1:1 と 1:2 の2次元H型断面模型による風洞実験を行い、そのねじりフラッタについて検討を行った。さらに、橋梁吊材の風による振動の防止の方法を探る一端として、断面比が 1:1 の箱型断面材の2面あるいは4面に穴列をもうけたものを取りあげ、その耐風安定性を風洞実験によって調べたので、それらの結果について報告する。

1. 台風時における実橋吊材の局部振動の観測

補剛トラスを持つ長径間ランガー橋における、台風時の風による吊材の局部振動について述べる。この記録は、たまたま実橋において撮影することのできた8ミリ映画より取りまとめたものである。振動した吊材は、2-P1 390×13, 1-P1 300×6（フランジ幅：ウェブ高=1:0.83）のH型断面材で、長さ約 16~22 m である。時間の経過に伴い台風を中心は移動するから、風は吊材が振動した約 50 分の間に、迎角が約 70°（橋軸方向と約 20°）から約 90°（橋軸方向）まで徐々に変化した。ここに、迎角はフランジ面に直角に風があたる場合を 0°とした。以下の記述のうち、風速はアーチクラウン上に常設のプロベラ型自記風向風速計の記録による。迎角の値については、風向計の記録と、画面の中の人物が頭上に掲げたタオルのなびき具合の両者より判断した。時間を追って風速と吊材の振動状況を記すと次のようである。

(1) 迎角約 70°, 風速 18~22 m/sec. 吊材は振動しない。

(2) 迎角やや増加, 風速 19~24 m/sec. 風上側主構のスパン中央部付近の吊材1本が微動を始める。その後風下側主構のスパン中央吊材の両側2本が微動を始める。振動はねじり振動。

(3) 迎角増加, 風速 20~25 m/sec. 吊材のねじり振

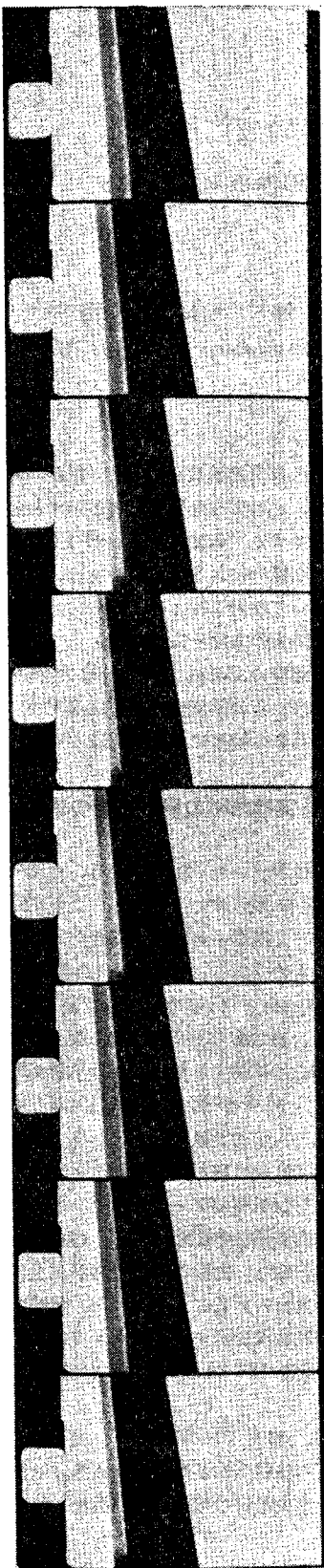


写真-1

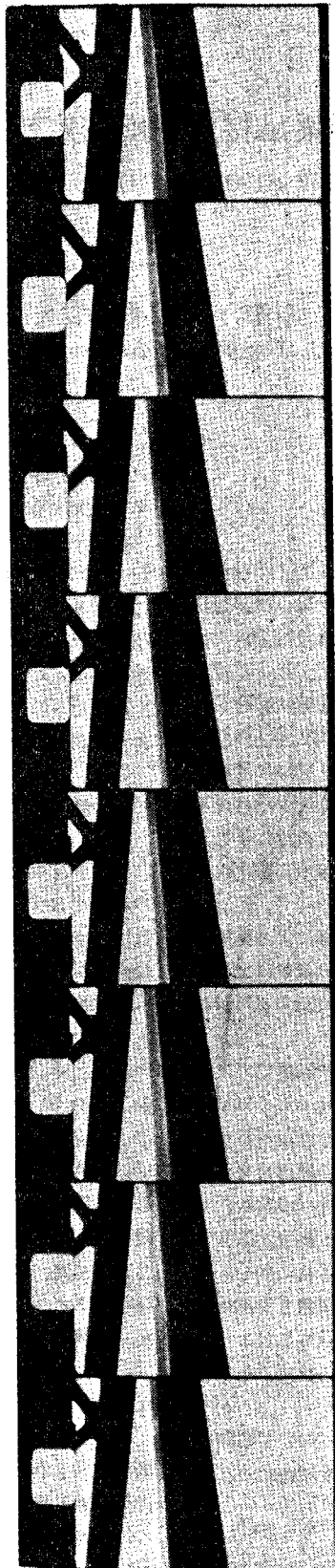


写真-2

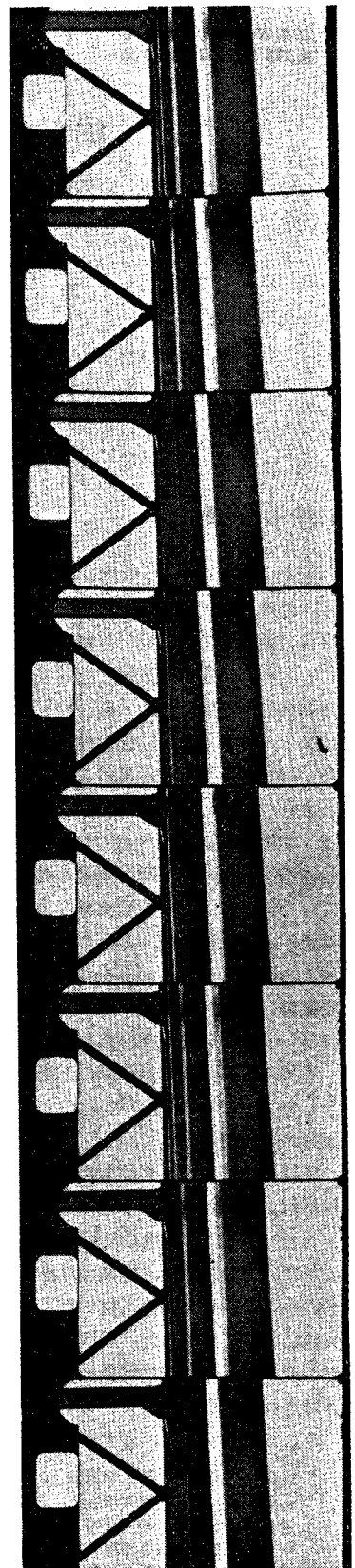


写真-3

動振幅が増加する。振動吊材は、風上側主構のスパン中央部の2本および風下側主構のスパン中央部の2~5本。時として風下側主構の吊材5本だけが振動し、風上側主構の吊材は振動しないこともある。

(4) 迎角、風速ともさらに増加。瞬間最大風速 26 m/sec (この台風時の最大値) のころ、最も激しいねじり振動を記録する。その振幅は倍振幅にして約 5.5°。

(5) 風速 20 m/sec 以下に落ちる。迎角約 90° でスパン中央部の吊材に曲げ振動を見る。最大倍振幅約 10 mm。

写真-1~3 は吊材のねじり振動状況を示す。吊材の左側にみえるフランジ幅が、部材のねじり変位のために変化するのが見られる。写真-2,3 において、左側に見えるトラスは上横構である。写真-1 あるいは 2、および写真-3 における吊材フランジ幅の変化をプロットして、それぞれ図-1 および図-2 を得た。ただし、図-2 ではフランジが消失したときの振動(写真-3)を図-1 にならって推定し、これを破線で描いた。図-2 の記録から、振動数が最低の吊材(Hanger-8)がスパン中央吊材であることがわかる。これらの図より得たねじり振動数を実験値(f_{EX})とし、理論値と比べて表-1 を得た。単純ねじり理論による振動数(f_S)は実験値と大きく異なり、 $f_{EX} \approx 1.6 f_S$ である。両端でそれを拘束した曲げねじり理論により得た振動数(f_{BT})が、実験値と良好な一致を示すようである。

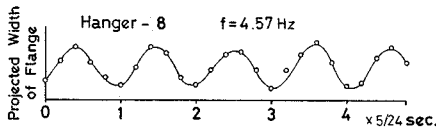


図-1 振動中の吊材フランジ幅の変化

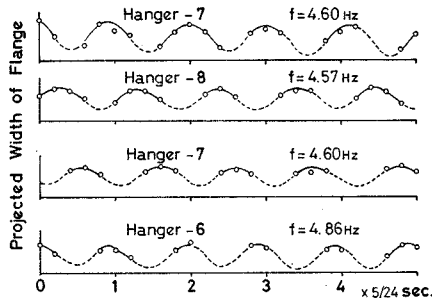


図-2 振動中の吊材フランジ幅の変化

表-1 吊材のねじり振動数

吊材番号	吊材長さ (m)	f_{EX} (Hz)	f_{BT} (Hz)	f_{EX}/f_{BT}	f_S (Hz)	f_{EX}/f_S
8 (スパン中央)	22.0	4.57	4.59	1.0	2.82	1.62
7	21.7	4.60	4.83	0.95	2.86	1.61
6	20.6	4.86	5.10	0.95	3.01	1.61
5	18.9	—	5.85	—	3.28	—
4	16.5	—	7.29	—	3.76	—

台風時に見たこのような吊材のねじり振動は、同橋において、起振機による橋本体の高次曲げモードを求める鉛直振動試験の際にも観測された注1)。この原因の一つは、吊材端部の周期的な強制変位によるものと考えられる。台風時に、橋本体が風により高次曲げモードで励振されれば、先に見た吊材の局部振動は、振動試験のときと同じ原因により生じた可能性もあろう。しかしながら、上記の台風時には橋本体の振動はほとんどなく、吊材はこれとは別の原因により励振されたと考えらるべきである。

2. H 型断面材のねじりフラッタ

H型断面材のフラッタ特性を調べるために、部分模型による風洞実験を行った。曲げフラッタ特性については、これまで比較的多く研究されているのでここではこれを省略し、ねじりフラッタのみについて検討を加えた。すなわち、フランジ幅：ウェブ高=1:1 および 1:2 の2次元H型断面模型について1自由度ねじりフラッタの実験を実施した。使用風洞は九州大学応用力学研究所の大型低風速風洞で、高さ×幅=4 m×2 m の矩形断面測定部を持つ。

(1) 模型と実験装置

軽合金の骨組と硬質の発泡スチロール板で作られた断面比が 1:1 および 1:2 の2次元H型断面模型の寸法を図-3 に示す。この模型の両端を十字板ばねで弾性支持し(写真-4)、模型の図心まわりの回転(ねじり)1自由度振動を行わせる。系の慣性モーメント、ばね定数、固有振動数等を表-2 に示す。本実験では、平均迎角 $\alpha=0^\circ \sim 90^\circ$ (図-4 参照) において、主としてフラッタ発生時における系の応答特性を調べた。一般に、質量比の大きいねじり1自由度系のフラッタにおける応答振幅は、レイノルズ数のほか、無次元パラメータ $k_0 (=2 I$

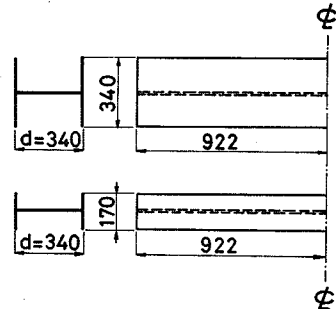


図-3 H 型断面模型

注 1) 起振機による鉛直振動試験における吊材の局部振動は、上記の橋ばかりでなく、他のランガー橋やトラスランガー橋等においても経験した。それらは曲げの局部振動であった⁸⁾。

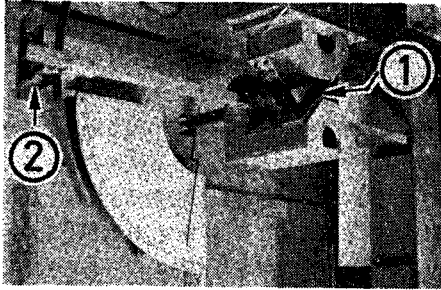


写真-4 ねじり1自由度振動用支持装置
①十字板ばね ②電磁ダンパー

表-2 模型の諸元

模型	単位長あたりの質量(M)あるいは慣性モーメント(I)	ばね定数	固有2振動数(Hz)	対数減衰率	k_0
1:1H型断面 (ねじり振動)	0.0201 kg·sec ² (2 I ρd^4 =24.1)	4.32 kg·m/ rad	1.72	0.0164	0.395
	0.0822			1.98	
1:2H型断面 (ねじり振動)	0.0196 kg·sec ² (2 I ρd^4 =23.5)	4.32 kg·m/ rad	1.74	0.0111	0.262
	0.0796			1.87	
1:1箱型断面 (ねじり振動)	0.0478 kg·sec ² (2 I ρd^4 =94.4)	15.1 kg·m/ rad	2.08	0.00779	0.735
				0.0160	1.51
				0.0406	3.83
				0.110	10.4
1:1箱型断面 (曲げ振動)	0.719 kg·s ² /m ² (2 M ρd^2 =128)	188 kg/m	1.89	0.0171	2.19
				0.0713	9.12
				0.133	17.0
				0.393	50.3

$\rho d^4 \cdot \delta_0$, I:系の単位長あたりの慣性モーメント, ρ :空気密度, d :ウェブ高, δ_0 :無風時の系の対数減衰率)に依存する。実験では,電磁ダンパーにより系の減衰を増加させ,種々の k_0 に対する系の応答特性を調べた。測定風速域は1~12 m/secで,ウェブ高を基準にしたレイノルズ数は $R=2.3 \times 10^4 \sim 2.8 \times 10^5$ である。一方,実構造のレイノルズ数は,たとえば,前節に述べた観測記録の場合に $R=4.0 \times 10^5 \sim 5.8 \times 10^5$ で,両者のレイノルズ数の差は比較的小さい。H型橋梁吊材のように,はく離点が断面前縁の角に固定されている場合には,この程度のレイノルズ数の差が系の応答に与える影響は小さいと考えられる。なお,ねじり振動変位は十字板ばねに貼った抵抗線ひずみゲージにより検出した。また,熱

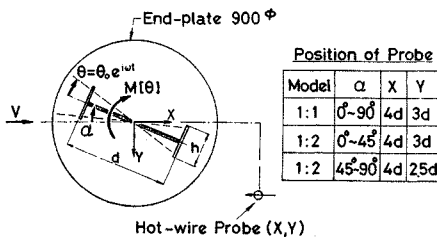
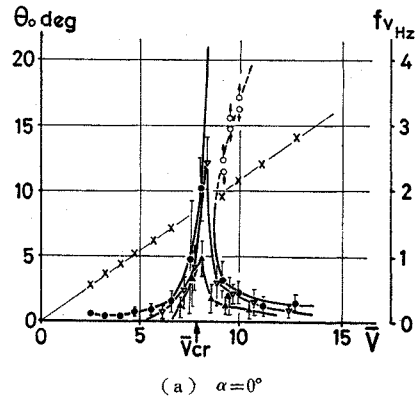


図-4 熱線流速計の熱線プローブの位置

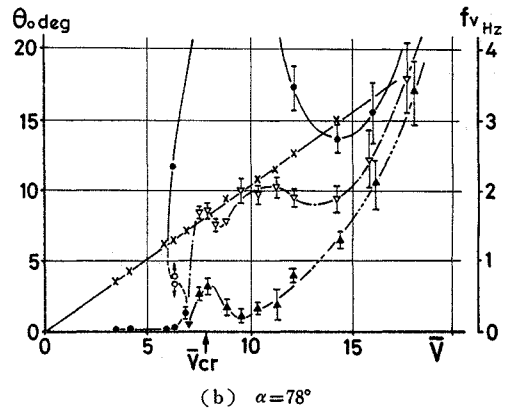
線流速計の熱線プローブを図-4に示す位置に置いて,後流の風速変動も同時に測定した。

(2) 実験結果および考察

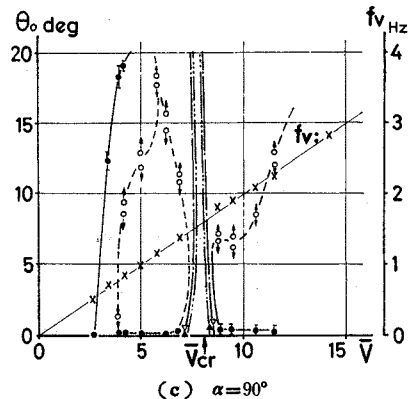
一般に,風速を増してゆくと,ある風速よりねじりフラッタが発生する。はじめに,1:1H型断面模型で発生したフラッタの例を図-5(a),(b),(c)に示す。図において,横軸は無次元風速 $\bar{V}(=V/f_m d, f_m$:模型のねじり振動数),縦軸はねじり振動の振幅 θ_0 および静止模型における渦放出振動数 f_v である。 f_v は熱線流速計



(a) $\alpha=0^\circ$



(b) $\alpha=78^\circ$



(c) $\alpha=90^\circ$

k_0 : ● 0.395, ▽ 1.98, ▲ 2.94, f_v : ×

図-5 1:1H型断面模型の応答曲線(ねじりモード)

による後流速度変動の測定により求められた。

まず、図-5 (a) に平均迎角 0° の場合を示す。図中 \bullet , ∇ , \blacktriangle は、それぞれ異なる k_0 の値に対する系の応答振幅 (安定なりミットサイクルの振動振幅) を示す。図により、この迎角における励振は、 \bar{V}_{cr} を中心とした比較的狭い風速範囲においてのみ発生するから、渦による励振と考えられる。ここに、 $\bar{V}_{cr}=1/\text{ストローハル数}=V/f_0d$ である。安定なりミットサイクルの振動振幅はビートを示したため、十分長時間のオシログラフの記録から最大および最小振幅を読み取り、これを記号 Γ で示した。応答曲線におけるピーク値は、 k_0 の大きさによって異なる。また、図中破線で示される不安定なりミットサイクルは、小さな k_0 のときのみ見られた (図において、不安定なりミットサイクルの振動振幅は、与えた初期変位 δ および φ の中間に存在する)。

次に、図-5 (b) に平均迎角 78° の場合を示す。この迎角では、ねじりフラッタが高風速まで持続することに特徴がある。 k_0 が大きい場合を見ればわかるように、低風速域のフラッタは渦励振であるが、高風速域のフラッタは渦とは異なる原因により生じるものと考えられる。なぜならば、渦励振は \bar{V}_{cr} を含む比較的狭い風速範囲においてのみ発生するからである。このような高風速域のねじりフラッタの発生機構については文献⁸⁾を参照されたい。図-6 は、同じ平均迎角 78° において、自由振動法により求めた $\theta_0=1^\circ\sim 2^\circ$ における空力ダンピング係数 k_a を各風速ごとにプロットしたものである。ただし、 k_a は単位長あたりの非定常空力モーメントを $M[\theta]$ とし、変位、モーメントともに頭あげ方向を正として (図-4) 次式で定義した。

$$M[\theta]=M_\theta\theta+M_\delta\dot{\theta} \dots\dots\dots (1)$$

$$k_a=-\frac{M_\delta}{\rho f_m d^4}=\frac{2I}{\rho d^4}\delta_a \dots\dots\dots (2)$$

$$\delta_a=\delta-\delta_0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 δ は気流中の系の対数減衰率である。図-6 により、 $\bar{V}-k_a$ 曲線もまた図-5 (b) の k_0 が大きい場

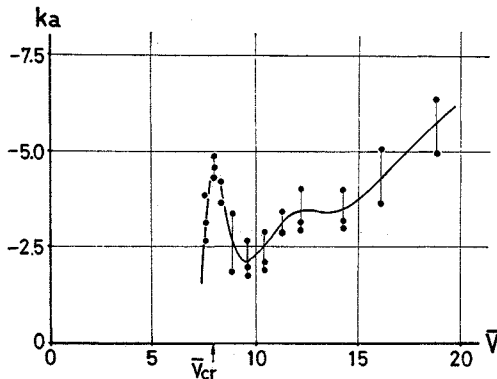


図-6 $\alpha=78^\circ$ における $\bar{V}-k_a$ 曲線 ($\theta_0=1^\circ\sim 2^\circ$)

合の応答曲線と同様の傾向を示し、渦励振とは異なる高風速域のねじりフラッタの存在を示している。

図-5 (c) に示す平均迎角 90° の場合には高風速域のねじりフラッタはなく、 \bar{V}_{cr} 付近の通常の渦励振のほか、さらに低風速 ($1/2\bar{V}_{cr}$ 付近、やはり渦に関係すると思われる) でフラッタの発生が見られた。ただし、 \bar{V}_{cr} 付近の励振は平均迎角 0° の場合よりも発振が強く、一方、 $1/2\bar{V}_{cr}$ 付近の発振は、大振幅の安定なりミットサイクルに発達するものの、その励振モーメントは非常に小さい (k_a は高々 $-0.4\sim -0.5$ であった)。

平均迎角 $0^\circ\sim 90^\circ$ に対する風速-応答曲線をまとめて、図-7 に示す安定限界図を得る。ただし、図においては、安定なりミットサイクルの振動振幅が $\theta_0=1^\circ$ に達する無次元風速をもって限界風速と定め、このときの不安定領域 (安定なりミットサイクルが 1° 以上に達する領域) をハッチングで示した。図により、渦励振は $40^\circ\sim 70^\circ$ 以外のすべての平均迎角範囲において発生し、高風速域のねじりフラッタは 75° 付近および 35° 付近の比較的狭い平均迎角範囲で発生することがわかる。

次に、 $1:2H$ 型断面模型の応答特性について述べる。図-8 は $\theta_0=1^\circ$ における安定限界図である。図によれば、この断面材は、平均迎角範囲 $0^\circ\sim 10^\circ$ の場合に $1/2\bar{V}_{cr}$ 付近において、また、 $0^\circ\sim 30^\circ$ および $80^\circ\sim 90^\circ$ の場合に \bar{V}_{cr} 付近において不安定を示す。一方、高風速域

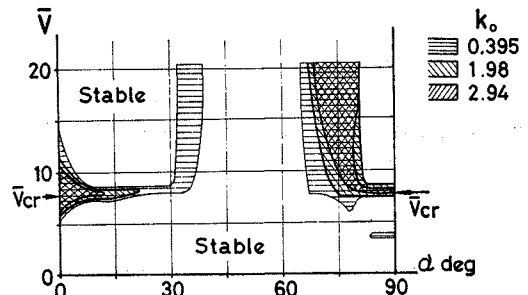


図-7 $1:1H$ 型断面模型の $\theta_0=1^\circ$ における安定限界図 (ねじりモード)

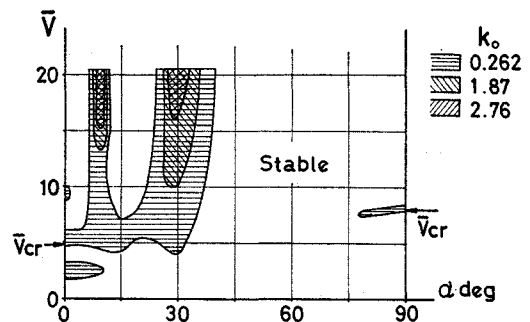


図-8 $1:2H$ 型断面模型の $\theta_0=1^\circ$ における安定限界図 (ねじりモード)

のねじりフラッタは、 10° 付近および 30° 付近の平均迎角範囲においてみられる。

ここで、以上の実験結果に基づき、適当に想定した実橋吊材の応答特性を考えてみよう。ただし、ここでは想定実構造の3次元効果や自然風の特長等は考慮しない。まず、1:1 断面については、たとえば、2-PI 400×13, 1-PI 374×6, $\delta_0=0.01$ で、ねじりの1次固有振動数が5 Hzの断面材を想定する。この想定実構造 ($k_0=2.76$) における不安定領域は、図-7 に示した安定限界図のうち $k_0=2.94$ の場合を参照すればよい。まず、平均迎角範囲 $0^\circ\sim 10^\circ$ および $80^\circ\sim 90^\circ$ においては、風速 16 m/sec ($=V_{cr}$) 付近で渦励振の発生が予想される。ここに、実風速は $V=\bar{V}f_m d$ により計算される。そのときの最大振動振幅は、図-5 により、平均迎角 $\alpha=0^\circ$ の場合に $\theta_0=5^\circ$, $\alpha=78^\circ$ の場合に $\theta_0=3^\circ$, $\alpha=90^\circ$ の場合に $\theta_0>20^\circ$ に達すると推定される。次に、高風速域のねじりフラッタは、図-7 により、平均迎角範囲 $70^\circ\sim 80^\circ$ において発振が予想され、その振動振幅は、たとえば $\alpha=78^\circ$ の場合には、図-5 (b) により $V=27$ m/sec で $\theta_0=5^\circ$, $V=38$ m/sec で $\theta_0=20^\circ$ に達することが予想される。 $\alpha=35^\circ$ 付近における高風速域のねじりフラッタは、励振モーメントが小さいために発振するまでには至らないと考えられる。

次に、1:2 断面については、たとえば、2-PI 200×20, 1-PI 374×6, $\delta_0=0.015$ の断面材を想定する ($k_0=1.77$)。図-8 に示した $k_0=1.87$ の場合の不安定領域により、この想定実構造においては高風速域のねじりフラッタの発振は避け難いが、 $1/2 \bar{V}_{cr}$ 付近および \bar{V}_{cr} 付近における励振に対しては、その励振モーメントが小さいために、発振するに至らないと予想される。

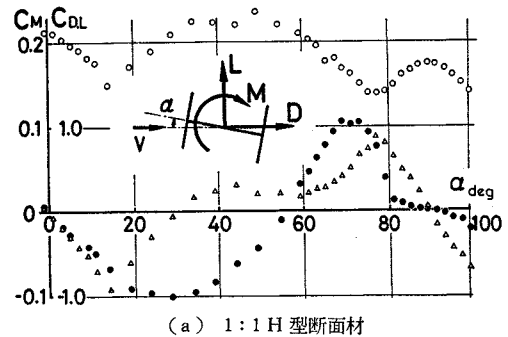
(3) 実橋吊材のねじり振動についての考察

前節の実験結果に基づき、1. に述べた実橋吊材の風による振動について検討しよう。この吊材はフランジ幅:ウェブ高=1:0.83 のH型断面材で、本実験模型とは多少断面比を異にするが、この程度の相違は応答に大きな影響を与えないものと考えられる。また、実橋吊材における3次元効果、自然風の特長その他の影響も無視できるものと仮定する。吊材の対数減衰率を $\delta_0=0.01\sim 0.015$ とすれば、 $k_0=2.17\sim 3.26$ である。図-7 に示した不安定領域のうち、 $k_0=1.98\sim 2.94$ の場合を参照すれば、この吊材は平均迎角範囲 $0^\circ\sim 15^\circ$ および $75^\circ\sim 90^\circ$ において渦励振が、また $70^\circ\sim 80^\circ$ の範囲において高風速域のねじりフラッタがそれぞれ発生することが予想される。実橋における観測記録によれば、吊材のねじり振動は平均迎角 $70^\circ\sim 90^\circ$ 、風速 19~26 m/sec で発生した。この平均迎角範囲においては、渦励振と高風速域の

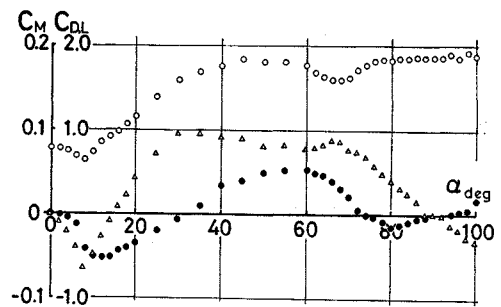
ねじりフラッタが発生し得るが、この吊材の渦励振風速 V_{cr} を図-7 により算定すれば、迎角により多少異なるが、ほぼ $V_{cr}=12$ m/sec となる。したがって、風速 19~26 m/sec で観測されたねじり振動は渦励振ではなく、高風速域のねじりフラッタであったと推定される。

(4) ねじりフラッタと静的空力特性の関係について

一般に、高風速域のねじりフラッタの発生の主な原因は、流れの非定常性(流れの遅れといってもよい)にあると考えられる⁹⁾。ただし、そのようなフラッタの発生を静的空力特性により予測することは難しく、いわゆる $C_{M\alpha}$ の符号とねじりフラッタの発生が必ずしも対応しないことは文献 8) に述べたとおりである。同文献では矩形断面材を例にとっているが、H型断面材の場合にも事情は全く同様である。図-9 (a), (b) に、別な実験により求めた、断面比が 1:1 と 1:2 のH型断面材の静的空力3分力特性を示す^{9)注 2)}。図-7, 8 に示した高風速域のねじりフラッタの発生迎角範囲において、 $C_{M\alpha}<0$ の条件が必ずしも満足されていないことが見られよう。



(a) 1:1 H型断面材



(b) 1:2 H型断面材

○: C_D , △: C_L , ●: C_M

図-9 H型断面材の静的空力3分力特性

注 2) 空気力およびモーメントは次式で無次元化されている。

$$C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 d l}, \quad C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho V^2 d l}, \quad C_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho V^2 d^3 l}$$

ここに、 l は模型のスパン長。

3. 穴あき箱型断面材のフラッタ

はしがきに述べたように、H型橋梁吊材は激しい曲げフラッタが発生し得るといわれている。その上、前節に見たように、この種の吊材はねじりフラッタの見地からしても耐風安定性の上で問題があるようである。そこで、本節では、橋梁吊材の風による振動の防止法の試みとして、著者らの行った風洞実験の結果を報告することにしたい。

一般に、風による構造物の振動に対する防振の方法としては、次の3つがあげられる。

- (1) 構造物の形状の選択。
- (2) ダンパーによる構造物の減衰の増加。
- (3) 構造物の剛性の増加。

これらのうち、橋梁吊材に対して考えられる最も簡単な方法は(1)であろう。ただし、考慮すべき不安定現象は曲げおよびねじりの2種のフラッタであり、風向(平均迎角)はあらゆる方向にわたると考えなければならない。断面形状を選択するにあたって、まず、円形断面を取れば、考慮すべき励振は曲げモードの渦励振のみであるから都合が良い。一方、低風速で、しかもあらゆる方向の風による励振が予想されるところに難点がある。次に、H型断面を採用すれば、励振は特定の風向の風に限られる。しかし、曲げとねじりいずれのモードに対してもフラッタの発生が予想されることは先に述べたとおりである。これに対して、箱型断面を採用すれば、ねじり剛性が十分に高いため、ねじりフラッタに対しては安定と思われる。一方、曲げ剛性はH型断面と同程度であるために、曲げモードの渦励振や、ギャロピング発生の可能性がある。そこで、H型あるいは箱型断面に穴列をもうけることを考えてみたい。H型断面のウェブプレートに穴列をもうけた場合、曲げモードに対しては耐風安定性が増加するといわれているが⁷⁾、ねじりモードに対しては必ずしもそうではない^{10)~12)}。これに対して、箱型断面の側面に穴列をもうけた場合、ねじり剛性が高いために、ねじりフラッタに対しては安定と思われるし、曲げフラッタに対しても安定性を期待することができる。4面に穴列を持つ箱型断面材が採用された例として、日本万国博覧会会場における British Pavilion の塔構造をあげることができるが、この塔部は曲げモードに対して良好な耐風安定性を示したと報告されている¹³⁾。

以上の考察に基づき、ここでは穴のあいた構造物の耐風挙動を理解する一端として、4面に矩形穴列を持つ、断面比が1:1の2次元箱型断面模型を取りあげ、その曲げおよびねじりフラッタについて実験した。なお、橋梁吊材のような構造物に対しては、あらゆる方向の風が

吹き得るために、1対の2面のみに穴列をもうけるだけでは対策として不十分であろう。このことを調べるために、2面のみに穴をあけた場合の同様な実験も行ったのであわせて述べる。

(1) ねじりフラッタ

実験装置および熱線流速計の熱線プローブの位置は、H型断面模型の場合と同様である。軽合金の骨組と硬質の発泡スチロール板で作られた断面比が1:1の箱型断面模型の4つの側面には、図-10に示す矩形穴列がもうけられている。系の固有振動数、対数減衰率等については、表-2を参照されたい。

4面穴あき模型の $\theta_0=1^\circ$ における安定限界図を図-11に示す。同図には、比較のために、穴なし模型の結果(文献14)も記した^{注3)}。 $k_0=1.5$ の場合について両

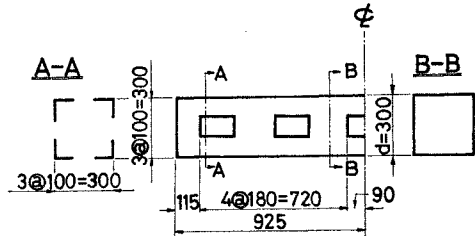


図-10 4面穴あき箱型断面模型

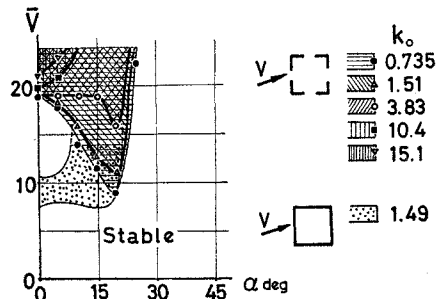


図-11 4面穴あき箱型断面模型の $\theta_0=1^\circ$ における安定限界図(ねじりモード)

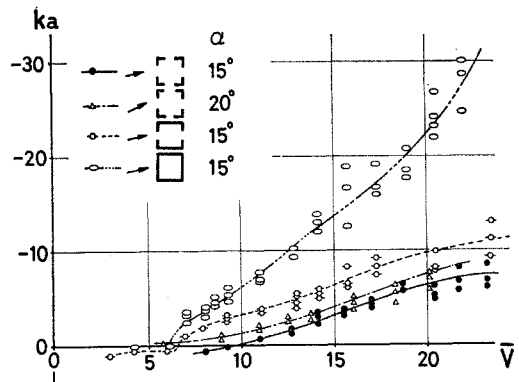


図-12 各断面模型の $\bar{V}-k\alpha$ 曲線(ねじりモード)

者を比較すれば、4面に穴列をもうけたことによる発振風速の上昇を見ることが出来る。図-12は、励振が特に激しい平均迎角における $\bar{V}-k_a$ 曲線を、2面のみに穴列をもうけた場合も含めた3つの模型について求めたものである。図-11と同様に、穴列の効果をみる事ができよう。

(2) 曲げフラッタ

前節で使用した模型の両端を、写真-5に示す板ばねとコイルばねで弾性支持し、上下(曲げ)1自由度振動を行わせる(注4)。系の減衰は機械油を使った板状オイルダンパーで制御した(写真-5、表-2参照)。

穴なしおよび4面穴あき模型の平均迎角 0° における風速-応答曲線をそれぞれ図-13(a),(b)に示す。図において、縦軸は無次元化した上下振動振幅 y_0/d である。これを $y_0/d=0.05$ における空力ダンピング係数 k_a と比較したのが、図-14に示す $\bar{V}-k_a$ 曲線である。同図には2面穴あき模型の場合も記した。ただし、 k_a は単位長あたりの非定常空気を $L[y]$ とし、変位・空気力ともに上向き方向を正として次式で定義した。

$$L[y]=L_y y+L_j \dot{y} \dots\dots\dots(4)$$

$$k_a=-\frac{L_j}{\rho f_m d^2}=\frac{2M}{\rho d^2} \delta_a \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 M は系の単位長あたりの質量、 δ_a は式(3)で示される。図-13, 14により、迎角 0° においては、

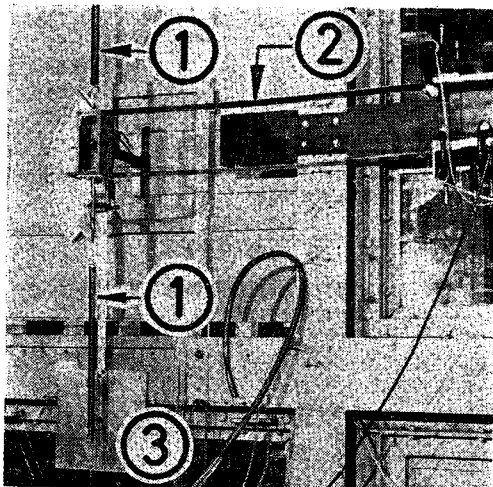
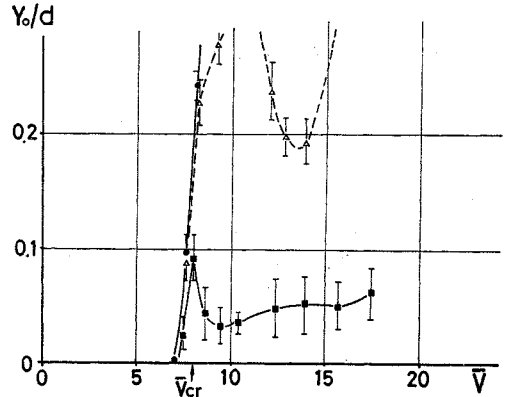


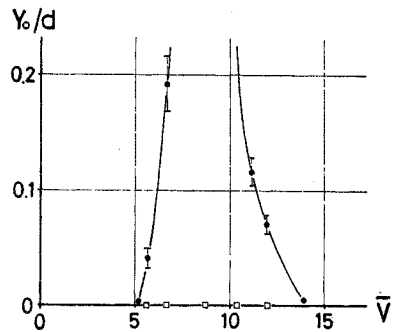
写真-5 曲げ1自由度振動用支持装置
①コイルばね、②板ばね、
③オイルダンパー

注3) 文献14)では、平均迎角が 30° 付近以下の実験に限られ、大迎角の実験はなされなかったようである。

注4) 曲げモードに関する実験では、模型を気流と直角方向に振動させた。これに対し、実橋吊材は常に断面の主軸方向に振動するため、小さな迎角範囲においては問題ないが、大きな迎角範囲における応答は、両者の間で異なるものと考えられる。



(a) 穴なし箱型断面模型



(b) 4面穴あき箱型断面模型

k_0 : ● 2.19, □ 9.12, △ 17.0, ■ 50.3

図-13 $\alpha=0^\circ$ における応答曲線(曲げモード)

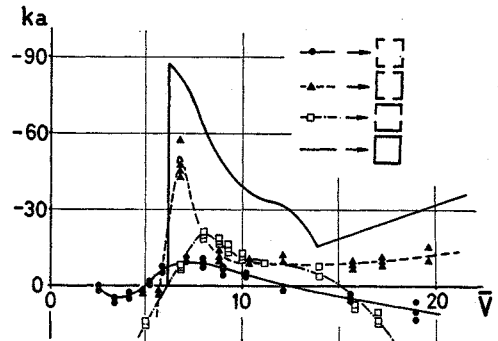
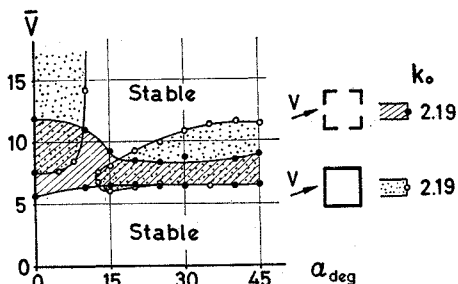


図-14 $\alpha=0^\circ$ における各断面模型の $\bar{V}-k_a$ 曲線(曲げモード)

4面穴あき模型は穴なし模型に比べてはるかに良好な耐風安定性を示すことがわかる。すなわち、前者では高風速域におけるギャロピングの発生はなく、渦励振は小さな $k_0(=2M/\rho d^2 \cdot \delta_0)$ の系に対してのみ見られる。この渦励振は、小さい k_0 で大振幅の安定なリミットサイクルに発達し、発振風速は穴なし模型の場合よりも若干低下するが、その励振力は穴なし模型に比べてきわめて小さいことは図に見るとおりである。一方、風向直角方向の2面のみに穴列を持つ模型においては、穴なし模型の場合とほぼ同じように渦励振とギャロピングが発生す



図一15 4面穴あき箱型断面模型の $y_0/d=0.05$ における安定限界図(曲げモード)

る。よって、2面のみに穴列をもうけることは対策として不十分である。なお、図一14の穴なし模型については文献¹⁵⁾を引用した。

迎角を変化させた場合の4面穴あき模型の応答は、図一13(b)に見た迎角 0° の場合とほぼ同様であった。すなわち、小さな k_0 の場合には、大振幅の安定なリミットサイクルに発達する渦励振が発生するが、その励振力はきわめて小さく、すべての迎角範囲において高々 $k_a = -10 \sim -20$ であった ($y_0/d=0.05$)。この場合、穴の面積を増せば、励振力はさらに減少した。これに対し、穴なし模型の各迎角における渦励振力 k_a の最大値は、 $\alpha=0^\circ$ 付近で -90 、 $\alpha=15^\circ \sim 45^\circ$ で $-60 \sim -100$ 程度 ($y_0/d=0.05$) であり、穴列により曲げモードの耐風安定性が大いに改善されることがわかった。図一15に4面穴あきおよび穴なし断面模型の $y_0/d=0.05$ における安定限界図を示した。

(3) 橋梁吊材としての検討

以上の実験結果に基づき、4面穴あき箱型断面材の橋梁吊材への適用について考える。まず、ねじりモードについては、穴列による発振風速の上昇をみたが、それ以上に、本断面材はねじりの固有振動数が高いことが特色である。試算の結果、実橋吊材における発振風速は数百 m/sec となり、ねじりフラッタは実用上問題にならない。ここでは、むしろ曲げモードに対する穴列の効果に注目しなければならない。4面の穴列により、励振力が著しく減少したことは前節にみたとおりであり、この種の断面材は吊材防振の一法としての可能性を持つものと考えられる。ただし、脚注4)に述べたように、本実験では便宜上、模型を流れと直角方向に振動させたが、実橋吊材は主軸方向に振動するため、大迎角における両者の差異を検討する必要がある。また、実橋吊材における3次元効果や自然風の影響等についても考慮しなければならない。この種の断面材の実橋吊材への適用にあたっては、上記のことを考慮した実験を再度行って、穴の面積、配列、形状等を決定することが望ましい。

なお、2面穴あき箱型断面材は、迎角によっては、曲げモードの励振力が依然として大きい場合もあり、橋梁吊材として使用するには問題を残しているといえる。

4. 結 論

断面比が約1:1のH型橋梁吊材のねじり振動現象を、台風時に実橋において観測した。このようなH型断面材において発生するねじり振動を調べるために、部分模型を使用した風洞実験によりねじりフラッタの研究を行い、あわせて、橋梁吊材の風による振動の防止の方法を風洞実験によって探ってみた。その結果次のことがわかった。

(1) 断面比が1:1および1:2のH型断面材においては、迎角範囲により異なるが、低風速域 ($1/2 \bar{V}_{cr}$ 付近および \bar{V}_{cr} 付近、ただし $\bar{V}_{cr}=1/\text{ストローハル数}$) および高風速域でねじりフラッタが発生した。低風速域の発振は渦励振である。

(2) これらのフラッタのうち、実橋吊材について発振が予想されるものは、1:1断面材では渦励振と高風速域のねじりフラッタであり、1:2断面材では高風速域のねじりフラッタである。

(3) 台風時における実橋吊材のねじり振動の観測記録と、風洞実験結果を照し合わせると、実橋吊材のねじり振動は高風速域のねじりフラッタであったと推定される。

(4) 橋梁吊材の風による振動防止の方法については種々あげられるが、ここでは、4面に穴列を持つ断面比が1:1の箱型断面材を実験にとりあげた。この断面材は、穴なしのH型あるいは箱型断面材に比べ、曲げとねじりモードに対して耐風安定性が著しく改善されることから、この種の断面材は吊材防振の一法としての可能性を持つものと考えられる。

おわりに、本研究を行うにあたって、実験に関しては、九州大学応用力学研究所の深町信尊、杉谷賢一郎両技官の協力を得た。記して謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 道路公団編：工事報告，天草五橋，pp. 716~721，昭和42年
- 2) 田辺末信他：鋼管を用いた橋梁部材の風による振動とその対策①~③，橋梁と基礎，第2巻，第8号，pp. 10~16，第9号，pp. 19~23，第11号，pp. 35~40，1968
- 3) 成田信之：風による橋梁部材の振動，橋梁と基礎，第5巻，第9号，pp. 1~5，1971
- 4) Farquharson, F.B.: Wind Forces on Structures-Structures Subject to Oscillation, J. St. Div., Proc. ASCE, ST-4, Paper 1712, Jul., 1958
- 5) 成田信之・横江 稔：橋梁吊材の耐風安定性，道路，第

- 383号. pp. 98~105, 1973
- 6) 伊藤 学・久保喜延:ランガー橋におけるH型断面吊材の耐風設計, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 昭和47年10月
 - 7) 田崎忠雄他:ランガー橋におけるH型吊材の風による振動の防止, 土木技術, 第25巻, 第5号, pp. 46~54, 1970
 - 8) 中村泰治・溝田武人:矩形断面柱の振りフラッタについて, 土木学会論文報告集, 第216号, pp. 1~7, 1973
 - 9) 中村泰治・溝田武人・吉村 健:矩形およびH型断面柱の空力3分力特性について, 九州大学応用力学研究所報, 第40号, pp. 245~255, 1973
 - 10) 吉村虎蔵・吉村 健・水田洋司:H型断面の橋梁吊材の耐風安定性に関する一実験, 熊本大学工学部研究報告, 第22巻, 第1号, pp. 1~7, 1973
 - 11) 吉村虎蔵・吉村 健・水田洋司:細長いH型橋梁吊材の風洞実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 昭和47年10月
 - 12) 吉村虎蔵・吉村 健・水田洋司:H型断面橋梁部材の風による振動の観測と風洞実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 昭和48年10月
 - 13) Scruton, C.: Wind Effects on Structures, Proc. Instn. Mech. Engrs, 1970-71, Vol. 185, 23/71, pp. 301~317, 1971
 - 14) Otsuki, Y., Washizu, K. et al.: Experiments on the Aeroelastic Instability of Prismatic Bars with Rectangular Sections, Proc. 3rd Int. Conf. Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, 1971, pp. 891~898, Saikon Co, Ltd., Tokyo, 1971
 - 15) Scruton, C.: On the Wind-excited Oscillations of Structures, Towers and Masts, Proc. Int. Conf. Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington, 1963, Vol. 2, pp. 798~832, HMSO, London, 1965
(1973.11.20・受付)
-