

長大吊橋トラス補剛桁の空力応答特性と制振対策

Aerodynamic Response of Stiffening Truss Girders of a Long-Span Suspension Bridge
and a Countermeasure

*

植田利夫

By Toshio UEDA

The aerodynamic response of stiffening truss girders of a 2000 m span suspension bridge were investigated through a two-dimensional wind tunnel test. The girder with 12 m depth met high amplitude torsional responses. A vertical stabilizing plate placed at the center of the deck width could suppress the oscillations. The stabilizing plate was also effective in a turbulent flow. Even the girder with 8 m depth, which was generally considered to be the shallow girder, was stabilized by the proposed countermeasure.

1. まえがき

本論文は長大吊橋トラス補剛桁の耐フラッター性能を改善する対策のひとつとして鉛直スタビライザー（幅員中央の開口部に遮蔽板を設置し、気流をコントロールして耐風性を改善する方法）を取り上げ、支間 2000m 級吊橋へ適用した場合の制振効果について検討している。

橋梁の支間が大きくなれば、振動数および構造減衰が小さくなることから、地震・風などの動的外力に対する振動が重要な問題となる。とくに、風による振動は、構造動力学的特性の他に桁の断面形状も関係することが特徴で、この振動を抑制するのに振動数を高め、あるいは構造減衰を付与するなどの構造力学的制振対策とともに、断面形状を改善する空力的制振対策がとられる。長大吊橋では構造動力学的特性を改善するため、ねじり剛性の十分大きい補剛トラスを用いる他、床版に開口部を設けて空力的制振対策を講じることが多い。例えば、我が国で初めての本格的吊橋・若戸大橋⁽¹⁾以後、ほとんどの吊橋で開床構造のトラス補剛桁を採用して、耐フラッター性能の向上を図っている。ところが、開床構造の採用だけでは十分でない場合が多く、（1）関門橋では床組を上弦材天端より下げる⁽²⁾（2）因島大橋では路側端に耐風性を考慮した地覆状の落下防止板を設置する、⁽³⁾⁽⁴⁾（3）大鳴門橋では鉛直スタビライザーを設置するなど、⁽⁵⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾それぞれ異なった工夫がなされている。この他、路側端と上弦材を含む前縁部を翼断面のように流線形化する案、⁽⁸⁾床組端と上弦材との間にプレートを設置する案、⁽⁹⁾中央分離帯部防護柵を充実構造としたセンタバリア⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾などのような案が提案されている。これらの空力的制振対策は、補剛桁のねじれフラッターの発生風速を高めるための効果を有している。

* 株式会社ニチゾウテック 技術本部 (〒554 大阪市此花区桜島1丁目2番23号)

簡便な構造で十分にフラッター特性改善効果のある空力的制振対策があれば、比較的剛性の小さい補剛桁で十分な耐フラッター性能を得ることも可能となり、長大吊橋のより経済的な設計ができることになる。本論文では、そのような意味で効果の大きい空力的制振対策を提案し、支間 2000m 級の吊橋の経済的な耐風設計の可能性を示すものである。

トラス補剛桁で問題となるねじれフラッターは上弦材や床組前縁などで剝離した流れの床版上面および下面における挙動と密接な関係があるものと理解される。したがって、耐フラッター性能を向上させるには、前縁での剝離を抑制すること、あるいは、剝離流の床版への再付着をコントロールすることなどにより空気力の負減衰効果を抑制する方法が考えられる。上記の各対策もこれらの方法に属するものと考えられる。しかし、剝離流の挙動は全体的断面形状、細部構造、無次元振動数 ($N_\theta \cdot B/U$ 、ここに、 N_θ : ねじれ振動数、 B : 代表長、 U : 風速) などによって変化することから、それぞれの制振対策の効果は各吊橋で固有のものであることが多い。ところが、ここで取り上げている鉛直スタビライザーは開床構造と組み合わせることにより比較的小規模のもので断面回りのフローパターンを変化させることができ、吊橋の規模、断面形状などにほとんど関係なくほぼ汎用的に制振効果を発揮する。本論文は、大鳴門橋などの支間 1000m 以下の吊橋に比べ、振動数がかなり小さく、また、構造減衰も更に低下することが予想され、耐フラッター性能の確保が一段と難しくなると考えられる支間 2000m 級吊橋のトラス補剛桁に対し鉛直スタビライザーを適用し、その制振効果を検討したものである。

以下、まず、支間 2000m 級吊橋のトラス補剛桁に発生する空力応答特性を明らかにし、この振動を抑制するのに適した鉛直スタビライザーの寸法の検討、乱流中での制振効果の確認、さらには、制振効果が中央分離帯部の開口と密接に関係していることなどを明らかにする。また、鉛直スタビライザーを活用すれば、主構高を縮小し鋼重を節減した断面を選択できる自由度が増えることを示す。

2. 長大吊橋トラス補剛桁の空力応答特性

2. 1 断面諸元と実験条件

支間 2000m 級吊橋のトラス補剛桁の一例として、主構高 14、12、8m のものを考える。⁽⁹⁾ 試算設計によるそれぞれの構造諸元は表 1 に示す通りである。⁽⁹⁾

主構高 12m の場合の断面形状を図 1 に示す。主構高 14m のものについてはかなり良好な耐風安定性を示すことがわかってるので、ここでは、上記断面のうち、主構高 12m のものについて詳細に調べ、ついで主構高 8m のものについて検討する。

(1) 使用した風洞の測定部の断面寸法は幅 2m、高さ 2.5m である。この風洞の規模に合わせて、縮尺を 1/78、長さを 1.795m とする剛体部分模型を用いて、上下・回転（実橋のたわみ・ねじれに相当）の 2 自由度動的応答実験を行った。動的相似条件をもとに設定した模型振動系の諸元を表 1 に示す。

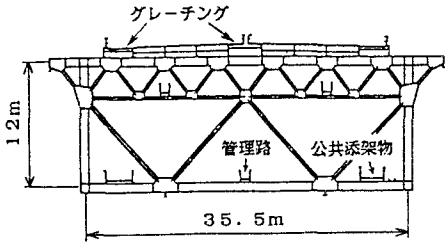


図 1 トラス補剛桁断面

表 1 トラス補剛桁の諸元値および実験条件

主構高		14m		12m		8m	
		実橋値		実験値		実験値	
重 量		43.47t/m	42.61t/m	7.13kg/m	40.87t/m	6.79kg/m	
極慣性モーメント		t・m・s ² /m 1198.8	t・m・s ² /m 1135.3	kg・m・s ² /m 3.07×10 ²	t・m・s ² /m 1002.0	kg・m・s ² /m 2.69×10 ²	
振動数	たわみ	0.0606Hz	0.0603Hz	1.28Hz	0.0590Hz	1.31Hz	
	ねじれ	0.152 Hz	0.136 Hz	2.98Hz	0.118 Hz	2.53Hz	

(2) 一般に吊橋の断面には各種の公共添架物や維持管理のための管理路、検査車用のレール等が配置されることが多い。これらの添架物は耐風性に良くない影響を与える場合もあり、注意を要する⁽⁴⁾したがって、実験ではこれらを忠実に再現した模型を用いた。

(3) 既設吊橋の固有振動特性調査結果では、支間長が大きくなるに従い、振動発生に大きく係わる構造減衰(対数減衰率 δ で表示)は低減する傾向であり、⁽⁹⁾ 支間 2000m 級の吊橋の耐風安定性の検討においてはさらに小さくなることも想定しておかねばならない。本州四国連絡橋等のトラス補剛桁では、構造減衰はたわみおよびねじれともに 0.03 が採用されているが、⁽¹²⁾ ここでは、できるだけ小さな値で検討するものとし、振動系に減衰を付加しない状態で実施した。すなわち、主構高 12m では $\delta z = 0.023$ 、 $\delta \theta = 0.005$ 、主構高 8m では $\delta z = 0.026$ 、 $\delta \theta = 0.007$ である(添字 z 及び θ はたわみ及びねじれを表わす)。なお、主構高 12m については、構造減衰の影響を調査するため、振動系にオイルダンパーを付加して、 $\delta \theta$ を 0.01 および 0.03 に変化させた(このとき、 δz は 0.031 および 0.035 である)。

(4) 気流は一樣流と乱流の二種とし、自然風の乱れの影響を検討した。乱流は模型の上流に設置した格子により生成したもので、乱れの強さ Iu ($\sqrt{u'^2}/\bar{U}$ 、ここに、 $\sqrt{u'^2}$: 風速の変動成分の r.m.s、 $\bar{U}$: 平均風速) が 5% および 10% の二種である。格子は、メッシュ間隔・格子角材寸法が、360mm・30mm、および 480mm・100mm の正方格子である。自然風の観測例では、乱れの強さ Iu は海上で 7% ~ 12% であり、⁽¹³⁾ これらにほぼ対応する格子を選んだ。なお、橋梁の空力応答特性に影響を与えるとされる乱れの特性として乱れのスケールおよびパワースペクトルがあるが、ここでは、簡便な格子乱流を用いたため、実橋のそれらに相似できていない。これらを相似させた乱流中における振動応答については今後の課題としたい。対象とした迎角 α (気流に対する模型の相対角度で、吹き上げの状態となるときを正とする) は、 0° 、 $+3^\circ$ 、 -3° の 3 迎角である。

支間 2000m 級吊橋の耐風安定性は 80 m/s まで要求されるものとして、実験的検討を行った。

2.2 動的応答実験結果と考察

まず、一樣流中における主構高 12m のトラス補剛桁の応答現象を示す。図 2 は各迎角、各構造減衰を与えたときの応答振幅をプロットしたものである。ここに、縦軸はねじれ振動の片振幅、横軸は実橋の値に換算した風速である。いずれの場合もたわみ応答はほとんど発生しなかったため、応答曲線はねじれ振幅のみ整理してある。

十分小さい構造減衰 $\delta \theta = 0.005$ では、いずれの迎角の場合にも 15 ~ 35 m/s で大きなねじれ振動が現れている。各迎角とも構造減衰が大きくなるにつれ振動が発生しにくくなっているが、迎角によって傾向が異なる。

$\alpha = 0^\circ$ では、 $\delta \theta = 0.03$ でも 60 m/s 付近からねじれ振動が現れている。 $\alpha = +3^\circ$ では $\delta \theta = 0.01$ でねじれの限定振動に変化し、 $\delta \theta = 0.03$ では 80 m/s 強の実験風速範囲では振動が発生していない。

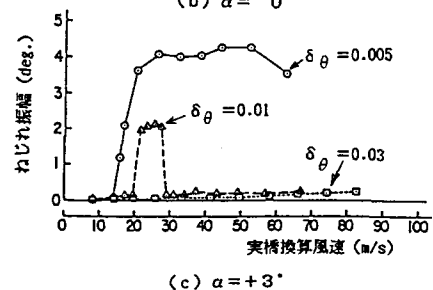
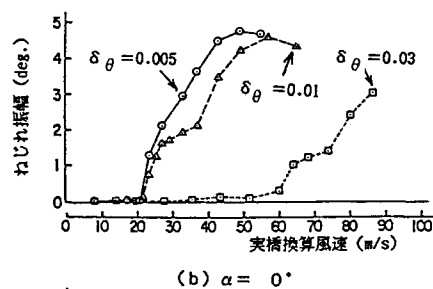
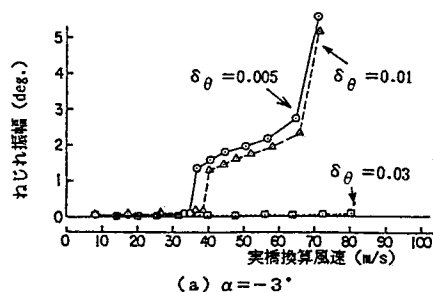
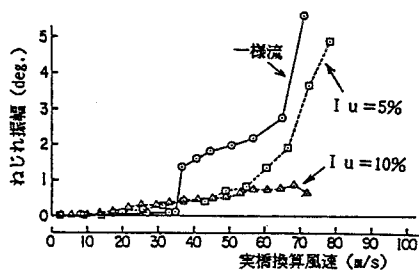


図 2 トラス補剛桁の応答特性(一樣流)

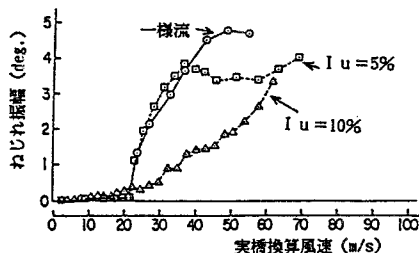
このように、減衰を増すことによってねじれフラッターと考えられる振動がねじれの限定振動に変化していく様子は、辺長比が1:2程度の矩形断面等で現れるギャロッピング（たわみ1自由度フラッター）が減衰の増加とともにギャロッピングとたわみ渦励振とに分離されてくる関係と傾向が似ている。⁽¹⁴⁾⁽¹⁵⁾ 従来、支間1000m級の吊橋等を対象に構造減衰 $\delta_\theta = 0.03$ で実施されてきたトラス補剛桁の風洞実験結果ではここで示したように非常に低い風速から大振幅のねじれ振動が発生するような現象は注目されていなかったが、支間2000m級の吊橋では構造減衰が小さいことも予想されることから留意する必要がある。

つぎに、乱れた気流中における $\delta_\theta = 0.005$ の場合の結果を図3に示す。この場合もたわみ応答はほとんど現れなかった。乱流中においてもねじれ振幅は時間的にほとんど変化せず、調和的な振動であったので、約30秒の記録（約90サイクルの記録）のうちの最大片振幅を読み取ってプロットしてある。 $\alpha = -3^\circ$ の場合、 $Iu = 5\%$ 、 10% と乱れの強さの増大とともに振幅が減少の傾向にある。 $\alpha = 0^\circ$ の場合、 $Iu = 5\%$ では発生風速、振幅ともほとんど変化せず、 $Iu = 10\%$ になってはじめて十分な振幅抑制効果が現れてくる。 $\alpha = +3^\circ$ の場合 $Iu = 5\%$ 、 10% のいずれの場合も振動発生開始風速およびその付近における振幅は変化しない。 $Iu = 10\%$ では実験風速域では一様流中の応答と変わらないが、逆に、乱れの少ない $Iu = 5\%$ の場合にはこの振動は高風速で十分小さな振幅に変わり、乱れ強さの振幅に及ぼす効果は迎角によって異なっている。つぎに、

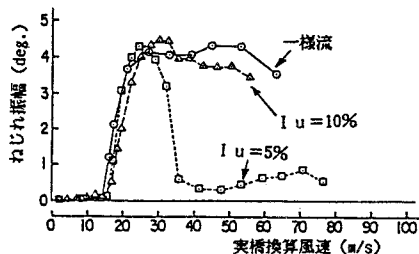
$Iu = 5\%$ の乱流中において構造減衰の効果調べた結果を図4に示す。乱流中においても構造減衰の効果が認められる。 $\alpha = 0^\circ$ では乱れと構造減衰の相乗効果が現れている。また、 $\alpha = +3^\circ$ ではねじれの限定振動が構造減衰の大きさにより変化しており、充腹断面の渦励振とほぼ同様の傾向を示している。



(a) $\alpha = -3^\circ$

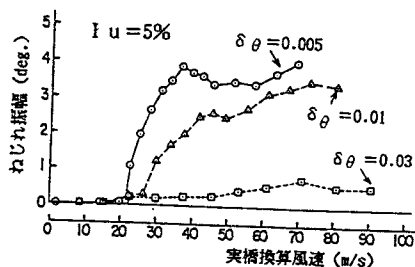


(b) $\alpha = 0^\circ$

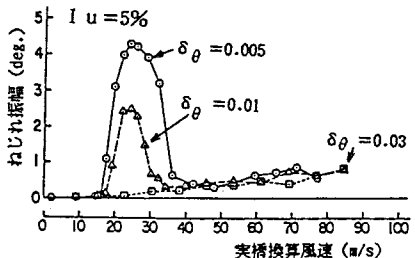


(c) $\alpha = +3^\circ$

図3 乱流中での応答特性 ($\delta_\theta = 0.005$)



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



(b) $\alpha = +3^\circ$

図4 乱れと構造減衰の応答特性に及ぼす効果

3. 鉛直スタビライザーの制振効果

3. 1 鉛直スタビライザーの概略

鉛直スタビライザーを実際に適用した例としてトラス補剛桁を有する大鳴門橋⁽⁷⁾、および、充腹断面補剛桁を有する沖縄県パンナ公園吊橋⁽¹⁶⁾がある。いずれも一様流中の風洞実験において耐フラッター性能の向上効果が明らかにされている。その構造的特徴は、橋梁断面の中央部の開口部（グレーチング構造）と併用するもので、路面下に配置されていることである（図5）。発想の原点は NEW PORT 橋⁽¹⁰⁾および鋼床版合成トラス補剛桁吊橋設計案⁽¹¹⁾の耐風性の検討で提案された幅員中央部に遮蔽板を立てるいわゆるセンターバリア方式である。センターバリアは路面上に設置するため、通行者に対し視覚的に好ましくない印象を与える。しかも、受風面積の増加に伴い風荷重が増大するなどの短所を有している。これに対して、鉛直スタビライザーは路面下に配置されるため、このような欠点は解消され、より好ましい制振対策であると言える。

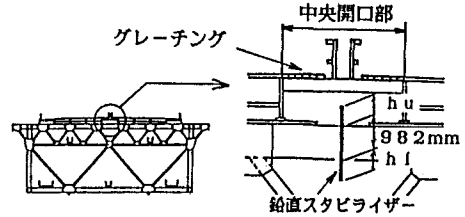


図5 鉛直スタビライザーの配置位置（主橋高12m）

3. 2 鉛直スタビライザーの構造寸法の決定

図5に鉛直スタビライザーのトラス補剛桁への配置方法を示す。大鳴門橋設計案に関する風洞実験⁽⁵⁾において、主横トラス上部水平材の上面より上方への突出高さ h_u と下面より下方への突出高さ h_l の相互関係によって振動応答が変化することがわかった。すなわち、迎角 $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ については、 h_l がある程度の大きさがあれば制振効果が十分であること、 $\alpha = -3^\circ$ については、床版上面から下面への気流の流れ込みに支障にならないように h_u の大きさを決定する必要があることなどである。このような経験を生かして、図1の断面に対して鉛直スタビライザーの寸法を決定するに当たり、 $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ については比較的容易に安定化できるものと考え、とくに、 $\alpha = -3^\circ$ の場合に関して h_u 、 h_l の大きさをパラメトリックに変える応答実験を実施して、最適な寸法を選定することとした。図6に各寸法の鉛直スタビライザーに対する応答実験（ $\delta\theta = 0.005$ ）の結果を示す。

(1) $h_l = 312 \text{ mm}$ （実橋寸法）の場合（図6(a)）

$h_u = 312, 624, 936 \text{ mm}$ （実橋寸法）と大きくするに従い、振動の発生風速は高風速側へ移行する。 $h_u = 624 \text{ mm}$ では振幅の減少とともに振動が限定振動に変わる。 $h_u = 936 \text{ mm}$ では 9.0 m/s を越えても振動が全く発生しなくなる。

(2) $h_l = 624 \text{ mm}$ の場合（図6(b)）

この場合も h_u の増大とともに振幅の抑制効果、振動の発生風速を高くする効果が高まっている。

(2) $h_l = 936 \text{ mm}$ の場合（図6(c)）

フラッターに対する効果は $h_l = 624 \text{ mm}$ の場合と同程度であるが、 h_u の大きい場合も 4.0 m/s 付近で比較的小さな限定振動が発生している。

以上、 $\alpha = -3^\circ$ に関する結果から、 $h_l = 312 \text{ mm}$ と $h_u = 936 \text{ mm}$ 、および、 $h_l = 624 \text{ mm}$ と $h_u = 624 \text{ mm}$ の組み合わせ（両者の全幅寸法は同一）が良好であるが、 $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ に対しては h_l ができるだけ大きい方が良く考えられるので、 $h_l = 624 \text{ mm}$ と $h_u = 624 \text{ mm}$ の組み合わせを適当な寸法と判断した。このスタビライザーを用いて、 $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ についても応答実験を実施し、いずれの

迎角でも90 m/s を越える風速まで安定であることを確認した。スタビライザーを付けた模型による応答実験 ($\delta_\theta = 0.005$) の結果を原断面の場合と比較して図7に示す。

上述の鉛直スタビライザーは全幅が2230 mmの帯状の板となる。これを補剛桁に設置することにより、補剛桁の気流に対する投影面積が増大し、補剛桁に対する抗力の増大につながる。投影面積の増大はスタビライザーの無い主構高12mの補剛桁のそれに対し約9%となる。

しかし、三分力試験結果では抗力の増加はわずか3%である(表2参照、表中の抗力係数はいずれも原断面の投影面積を用いて無次元化している)。主構高14m、8mでも同様な傾向であった。また、このような結果は大鳴門橋設計案に適用した結果(スタビライザーの大きさは2000 mm)⁽⁵⁾と同程度であり、路面上に設置するセン

表 2 抗力係数

主構高 (m)	原断面	鉛直スタビライザー付	投影面積 (m ² /m)
14	2.09	2.15	0.0850
12	2.03	2.10	0.0869
8	2.12	2.19	0.0719

ターバリア方式に比べて抗力、すなわち風荷重の増加の割合が小さい。⁽¹¹⁾ この程度の増加は、吊橋の横たわみなどに対する構造設計に及ぼす影響も実用上ほとんど問題とならないと考えられる。フラッター等の振動に対する安定性が確保できることの利得の方がはるかに高いものと言える。一方、鉛直スタビライザーそのものに作用する静的

圧力分布の測定結果は図8に示すとおりである。ここに、圧力係数 C_p は圧力を動圧 $1/2 \rho U^2$ (ρ : 空気密度) で除した値である。風上側および風下側の風力係数がともに大きい $\alpha = +5^\circ$ のときでも C_p を積分し、板幅で除して求めた抗力係数は1.2以下である。鉛直スタビライザーを設計するときの抗力係数は1.2を考慮しておけば十分であるものと言える。

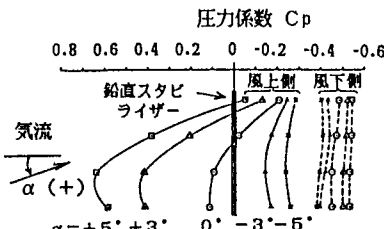
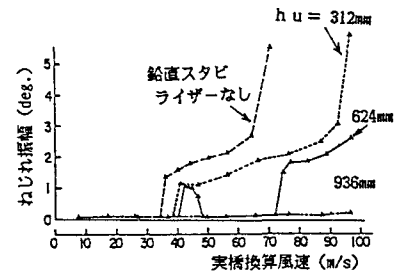
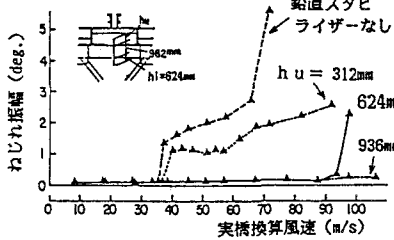


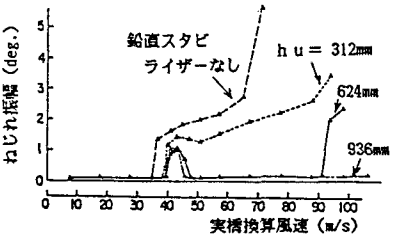
図 8 鉛直スタビライザーの圧力係数分布



(a) $h_1 = 312 \text{ mm}$



(b) $h_1 = 624 \text{ mm}$



(c) $h_1 = 936 \text{ mm}$

図 6 鉛直スタビライザーの寸法と応答特性 (一様流中, $\alpha = -3^\circ$, $\delta_\theta = 0.005$)

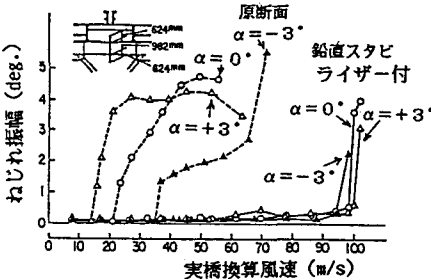


図 7 鉛直スタビライザー付断面の応答特性 (一様流中, $\delta_\theta = 0.005$)

3. 3 乱流中の制振効果

先に示した乱流中での応答実験結果からわかるように気流の乱れは補剛桁の応答特性に大きな影響を与える。

一様流中で十分な制振効果の確かめられた鉛直スタビライザーが気流の乱れが含まれる場合にも同様な制振効果を有するかどうかについても乱流を用いた実験により検討することが重要と考えた。そこで、前述の乱流を用いて、スタビライザーの付いた模型の応答実験を実施した。

$\delta_\theta = 0.005$ の場合の結果を図9に示す。乱れの強さ $Iu = 5\%$ の場合、風速 90 m/s を越えるまで顕著な振幅の振動は発生せず、スタビライザーの安定化効果は損なわれなと言える。 $Iu = 10\%$ の場合、 $\alpha = -3^\circ$ および $+3^\circ$ では風洞の性能から約 70 m/s までしか実験することができなかったが、この場合も高風速まで顕著な振幅の振動は発生しないものと予想される。 30 m/s 以上の高風速で風速の増加とともに振幅が大きくなるバフエッチングが現れている。乱流中の原断面でも現れている現象で、その振幅は約 70 m/s でも 1° 以下であり、構造減衰を大きくすると小さくなることを確認している。

以上の結果から乱流中においても鉛直スタビライザーの制振効果は低減することはないと言える。より正確な結論は気流の乱れのスケール、パワースペクトルを相似させた乱流中での実験結果にまたなければならぬが、開床構造のみではむずかしいとされる主構高 12 m の断面についても鉛直スタビライザーの採用により耐風安定性が確保できるものと言える。

3. 4 中央開口部の効果

鉛直スタビライザーの制振効果は、床版中央部の開口部における流れをこれにより制御し、床版部の上下面における圧力をバランスさせ、変動空気力を軽減させるところにあるものと考えられる。したがって、開口部が無ければ、鉛直スタビライザーはその制振効果を十分に発揮できないものと言える。

鉛直スタビライザーの制振効果が床版の中央部の開口と密接に関係していることを調べるため、中央部の開口を閉塞した場合の応答実験を行った。

$\delta_\theta = 0.005$ の場合の結果を図10に示す。原断面の中央部を閉塞した場合、各迎角ともねじれ振動の発生風速はわずかに上昇するが、振幅の発達が急激で典型的なねじれフラッター応答特性を示している。

この状態に先述の鉛直スタビライザーを設置しても、 $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ の振動の発生はほとんど変化していない。また、 $\alpha = -3^\circ$ ではフラッターの発生風速は約 30 m/s 上昇するだけである。

耐フラッター性能の向上に関して中央開口部における床版の上面から下面あるいは下面から上面への流れが極めて重要であることを示している。

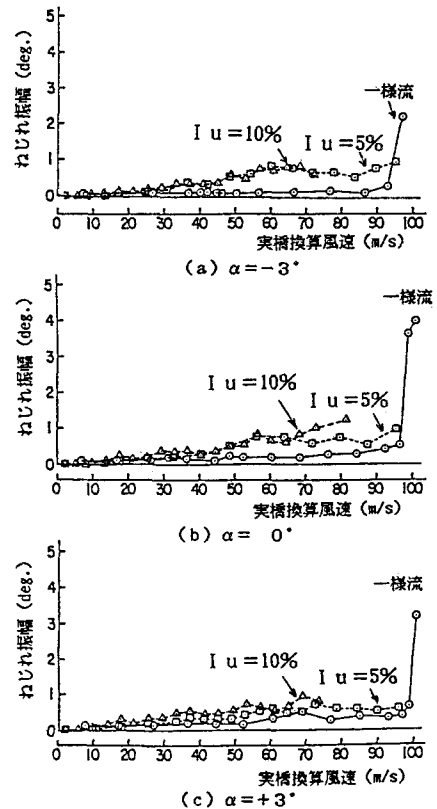


図9 鉛直スタビライザー付断面の乱流中の応答特性 ($\delta_\theta = 0.005$)

鉛直スタビライザーと開口部周辺の気流、床版の非定常圧力について調べるにより、制振効果の得られるメカニズムが解明される。これらについては現在、資料を整理中である。つぎの機会に発表したい。

3. 5 主構高を縮小した断面への鉛直スタビライザーの適用

主構幅は同じで、主構高を8mに縮小させたとき、図1の主構高12mの原断面に対して、鋼重は約4%、風荷重は約14%減少し（主構高14mに対しては、それぞれ、約6%、約18%の減少）、⁽⁹⁾ かなりの経済的設計となる。

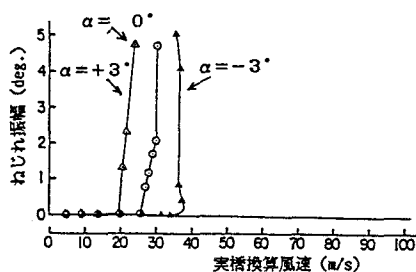
ところが、主構高8mの場合、ねじれ振動数（対称一次）が主構高12mの場合に比べ、約13%減少し

（主構高14mに対しては約22%の減少）、⁽⁹⁾ この分だけねじれフラッターの発生風速は低下して振幅も増大することになる。

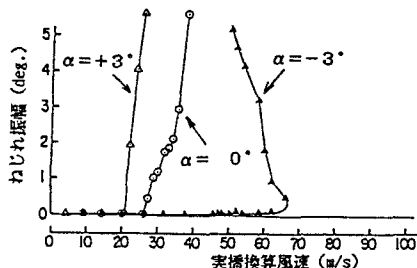
以下に支間2000m級の吊橋の主構高8mのトラス補剛桁でも鉛直スタビライザーにより十分な耐風安定性の得られることを実験的に示す。

主構高8mの一樣流中の $\delta_\theta = 0.007$ の場合の応答特性は図11のとおりである。図において破線は中央に開口部のみを有する補剛桁の応答で、ごく低風速から大振幅の振動が発生している。実線は $h_l = 624$ mm、 $h_u = 624$ mm（全幅2130 mm）の鉛直スタビライザーと、 $\alpha = -3^\circ$ の耐風性を補完する落下防止板（中央分離帯部、路面上156 mm）を用いた断面の応答である。

$\alpha = -3^\circ$ でも風速80 m/sまで、また、 $\alpha = 0^\circ$ および $+3^\circ$ では約110 m/sまで振動は発生していない。このように、主構高を縮小し鋼重の節減を図った断面でも鉛直スタビライザーを用いることにより高風速まで耐風安定性を与えることができ、トラス補剛桁の設計において断面を選定する自由度が増えると考えられる。



(a) 鉛直スタビライザーなし



(b) 鉛直スタビライザー付

図10 中央開口部閉塞時の応答特性
(一樣流中、 $\delta_\theta = 0.005$)

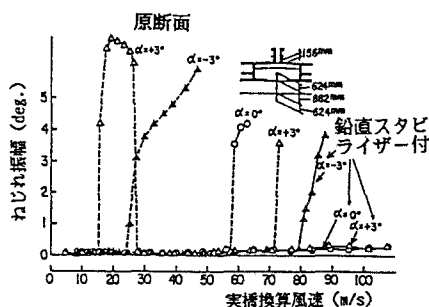


図11 主構高8mのトラス補剛桁の応答特性
(一樣流中、 $\delta_\theta = 0.007$)

4. 結論

支間 2000m 級吊橋トラス補剛桁の試設計案に関する応答実験から得られた知見は次のとおりである。

開口部のみを有する主構高 12m のトラス補剛桁の空力応答現象について、

- (1) ねじれの構造減衰が小さい場合 ($\delta_\theta = 0.005$)、 $\alpha = 0^\circ$ 、 -3° 、 $+3^\circ$ のいずれの迎角でもかなり低い風速から大振幅のねじれ振動が発生する。
- (2) たわみ振動および曲げねじれ連成フラッターは十分高風速まで発生しない。
- (3) 低い風速域で現れた大振幅のねじれ振動は一般的にはフラッターとみなされるが、迎角によってはわずかの構造減衰や気流の乱れにより限定振動に変化する場合がある。この現象は矩形断面のギャロッピングと渦励振の関係と似ている。
- (4) 乱れの強さ $I_u = 5\%$ および 10% の格子乱流は振動に対し安定化効果を持つ場合が多いが、その効果は迎角によって異なっている。

鉛直スタビライザーを有する補剛桁の応答現象について、

- (1) 適当な鉛直スタビライザーを付与することで、主構高 12m の補剛桁は、 $\delta_\theta = 0.005$ でも 90 m/s 以上まで安定となった。
- (2) 鉛直スタビライザーによる抗力の増加はわずかである。
- (3) 鉛直スタビライザー自身の抗力係数は 1.2 を考えておけばよい。
- (4) 格子乱流中でも鉛直スタビライザーの制振効果は失われない。
- (5) よりねじれ剛性の小さい主構高 8m のトラス補剛桁でも鉛直スタビライザーを付けることにより、 $\delta_\theta = 0.007$ でも安定な断面を得ることができた。

支間 2000m 級吊橋ではねじれの振動数が支間 1000m 級のそれに比べてかなり小さく、また、構造減衰も相当低下すると予想されることから、耐風安定性を確保することは容易でないと思われる。その制振対策として汎用性の認められる鉛直スタビライザーを活用すれば、鋼重を節減した断面も検討の対象とすることができ、トラス補剛桁の基本構造の設計の自由度が増えると考えられる。

現在、トラス補剛桁の断面回りのフローパターンおよび圧力特性をもとに鉛直スタビライザーの制振メカニズムについて検討中である。その解析結果についてはつぎの機会に発表したい。

謝辞

本文は、本州四国連絡橋公団からの依頼業務を基本とし、さらに追加検討した結果をとりまとめたものである。本州四国連絡橋公団の関係各位ならびに土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会の御指導と助言を頂いたことに対し敬意を表します。

また、立命館大学理工学部土木工学科 小林紘士教授から有益な助言を頂いたことに対し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 平井 敦 : 若戸吊橋の耐風安定性に関する実験的研究、1960年1月
- 2) 建設省土木研究所 : 関門橋設計施工調査報告書、土研資料 825号、昭和48年3月
- 3) 香川裕次、植田利夫、北島彰夫、北原俊男、桜井 孝 : トラス補剛吊橋の架設時および完成時の耐風応答、第7回風工学シンポジウム論文集、1982年12月
- 4) 植田利夫、熊谷篤司 : 二次元風洞試験による因島大橋の架設時および完成時の耐風安全性、日立造船技報、第42巻第4号、昭和56年12月
- 5) 保田雅彦、藤井裕司、植田利夫 : トラス補剛吊橋の耐風安定化の一対策、第33回土木学会年次学術講演会概要集、昭和53年9月
- 6) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会 : 昭和53年度本州四国連絡橋公団委託・本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、昭和54年3月
- 7) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会 : 昭和56年度本州四国連絡橋公団委託・本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、昭和57年3月
- 8) 秋山晴樹、樋上 琇一 : 翼形床版による吊橋の耐風安定化、第32回土木学会年次学術講演会概要集、昭和52年9月
- 9) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会 : 昭和60年度本州四国連絡橋公団委託・本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、昭和61年3月
- 10) Hedefine,A.& Silano,L.G. : New Port Bridge Superstructure,Proc.ASCE,ST11,Nov.1971
- 11) 多田安夫、田村周平、植田利夫 : 鋼床版を合成した補剛トラスを有する吊橋の耐風性(その1)、第30回土木学会年次学術講演会概要集、昭和50年10月
- 12) 土木学会 : 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説(1975)
- 13) 塩谷正雄 : 強風の性質、開発社、1981年4月
- 14) Scruton,C. : On the Wind-excited Oscillations of Stacks,Towers and Masts,Proc.Int. Conf.Wind Effects on Buildings and Structures (Teddington), Her Majesty's Stationary Office,1963.
- 15) 小林紘士 : 風による長大橋の限定振動に関する研究、大阪大学博士論文、昭和53年11月
- 16) 平良勝則、山里隆晃、牛尾正之、植田利夫、南条正洋 : 沖縄県バンナ公園吊橋(聖紫花の橋)の耐風対策、第41回土木学会年次学術講演会概要集、昭和61年11月

(1987年10月16日受付)