

吊橋の耐風安定性に及ぼすケーブル振動の影響

EFFECTS OF CABLE OSCILLATION ON AERODYNAMIC STABILITY
OF SUSPENSION BRIDGES

山口宏樹* 松本一彦**

By Hiroki YAMAGUCHI and Kazuhiko MATSUMOTO

The effects of cable oscillation, which is coupled with normal modes of stiffening structure in extremely long spanned suspension bridge, are investigated on its aerodynamic stability. The numerical analyses of complex eigen value problem were made with the parameter of wind velocity, in order to calculate the aerodynamic damping due to coupled oscillation of cables and to evaluate the equivalent mass for sectional model testings. It is found that the cable oscillation in the 1st symmetric torsional mode plays an important role in the wind design of long spanned suspension bridges through the aerodynamic damping and the equivalent polar moment of inertia.

1. まえがき

本州四国連絡橋プロジェクトの中で最長スパン(中央支間長1980m)を有する明石海峡大橋や、イタリア・メッシナ海峡における超長大吊橋(中央支間長3300m)の架橋計画に代表されるように、吊橋の支間長はますます増大しつつある。このような超長大吊橋は極めてフレキシブルな長周期構造物となるため、その耐風安定性の確保が橋梁設計においてこれまで以上に重要となる¹⁾。と同時に、支間長が超長大であるが故に、耐風設計上これまで考慮されなかった諸問題についても検討の必要性が生じてくる²⁾。

著者らは、吊橋の耐風安定性、特に耐ねじれフラッター性が強風時に問題となることから、強風時に必ず存在する桁の横たわみ等の静的変形が、吊橋の動力学的特性および耐風安定性にいかに影響するかを明らかにしてきた³⁾。一連の研究を進める上で、吊橋の3次元固有振動特性が精度よく解析されるようになり、問題となるねじれ固有振動が単なる桁のねじれ振動ではなく、他の変位成分が複雑に連成し、比較的大きなケーブル連成振動が存在することも明らかとなった⁴⁾。スパンの長大化に伴い、この連成振動はより複雑になる⁵⁾。Fig.1は本州四国連絡橋の中の主要な吊橋、および現在計画検討されているメッシナ海峡吊橋について横軸に中央支間長、縦軸に補剛桁重量に対するケーブル重量の比を採って示したものであるが、ケーブルの吊橋構造特性に占める割合が長スパン化と共に大きくなっており、ケーブル振動の連成性が増大するものと考えられる。この連成ケーブル振動は吊橋の耐風安定性に少なからず影響することが予想され⁶⁾、超長大

* 工博 埼玉大学助教授 工学部建設基礎工学科(〒338 浦和市下大久保255)

** 埼玉大学大学院 工学研究科修士課程 (同上)

吊橋の場合にそれがどの程度なのかを定量的に把握することが必要であるとの指摘もされている⁷⁾。

ケーブル振動をも考慮して吊橋の耐風安定性を照査するには、全橋弾性模型による 3次元風洞試験を精度よく行うことが最善といえる。しかし中央支間長 2000m級の吊橋となると、風洞施設、模型製作等の面から現状では困難な場合が多く、また実現できたとしても時間的経済的な問題も少なくない。したがって従来の耐風設計で行われているばね支持部分模型による 2次元風洞試験によらざるを得ない。2次元風洞試験は、ストリップ理論が有効であることを前提とすれば、相似則を正しく考慮することで吊橋の 3次元挙動を推定できる⁸⁾ わけで、ばね支持部分模型試験に連成ケー

ブル振動の影響を反映させることができれば、より合理的耐風設計が可能となると考えられる。

以上のような観点から、本論文では桁の固有振動モードに連成するケーブル振動に着目し、連成ケーブル振動がもたらす超長大吊橋の耐風安定性への影響を、2次元風洞試験による耐風性検討を前提として、定性的かつ定量的に調べた。具体的には、2次元模型の相似則理論をケーブルの変位を意識して展開し、ケーブル振動がどのような形で影響するかを理論的に示した後、数値解析によってケーブル振動の吊橋耐風性への影響を定量的に論じている。なお本研究で対象とした吊橋は明石海峡大橋試算設計トラス案であり、その諸元は Fig.2、および Table 1に示すとおりである。

2. 桁の固有振動モードに連成するケーブル振動

吊橋の耐風安定性に及ぼすケーブル振動の影響を論ずる前に、吊橋補剛桁の固有振動モードに連成するケーブル振動の特性を数値解析により調べた。連成ケーブル振動の大きさは各風速段階で変化することから、パラメーターとして風速を考慮している。

(1) 解析モデルおよび解析方法

解析モデルは 3次元有限要素法を基本とし、Fig.3 に示すような補剛桁、ケーブルおよびハンガーより構成される吊橋要素⁴⁾ を用いた。1断面における自由度は、補剛桁 5自由度（鉛直変位、水平横変位、それらのたわみ角、およびねじれ角）、ケーブル 6自由度（橋軸方向変位、鉛直変位、水平横変位）の計11自由度であるが、ハンガーを剛体と仮定することによって 9自由度に縮小している。

解析は、まず風を受けた吊橋の静的変形状を幾何学的非線形性を考慮して荷重増分法により求め、その

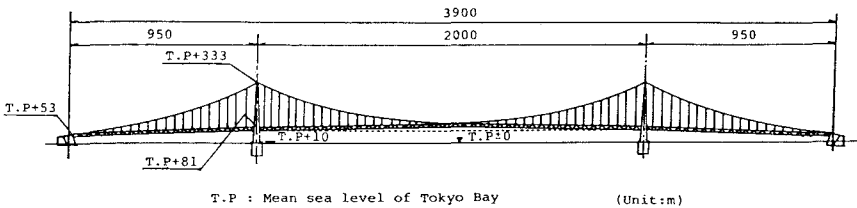


Fig.2 Profile of the Akashi Kaikyo Bridge.

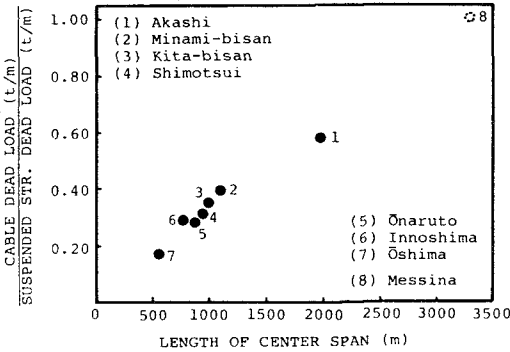


Fig.1 Cable Mass vs. Span Length in Suspension Bridges.

Table 1 Specifications of the Akashi Kaikyo Bridge with Truss Stiffening Girder²⁾.

cable length (m)		950+2,000+950
span length (m)		926+1,980+926
sag ratio		1/8.5
cable distance (m)		38.5
deck height (m)		14.0
cable diameter (m)		0.848
dead load (t/m/Br)	suspended str.	27.51
	cables	15.96
total		43.47
deck stiffness ($\times 10^6 \text{tm}^2/\text{Br}$)	vertical bending	5.66
	horizontal bending	36.4
	torsion	2.06
polar moment of inertia (tms^2/m) suspended str.		592
projected area (m^2/m)		5.208
distance between the center of gravity and the shear center (m)		2.26

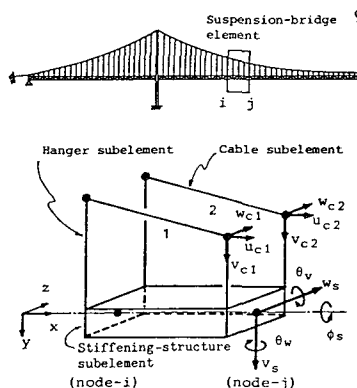


Fig.3 Suspension-Bridge Element.

変形形状を初期状態として接線剛性を評価し、固有振動解析を行った。静的変形解析に用いた桁の空気力係数はFig.4 に示す明石海峡大橋トラス断面の三分力曲線²⁾に基づいて設定している。なお、要素数は中央径間16、側径間 8として全解析を行ったが、要素分割数による解の精度については付録 1に示した。

(2) 吊橋の固有振動特性と連成ケーブル振動

Table 2 は明石海峡大橋の設計風速 65m/s時における固有振動解析結果を示したもので、センタースパンの 1/4点での連成振動モードを図示し、固有振動数を記した。また、後述の4.での解析から求めたモード減衰(対数減衰率)、およびねじれ振動に対する等価極慣性モーメント(吊橋断面の極慣性モーメントで無次元化した値)をも付記している。振動モードを見ると、桁の横たわみ振動、および鉛直たわみ振動については、ケーブルがそれぞれ水平方向または鉛直方向に連成しているのみであるのに対し、桁のねじれ振動については水平、鉛直両方向に大きく連成していることがわかる。この桁のねじれ振動に連成するケーブル振動の大きさは風速により変化するが、その様子をねじれ対称 1次固有振動についてFig.5 に示した。Fig.5 は

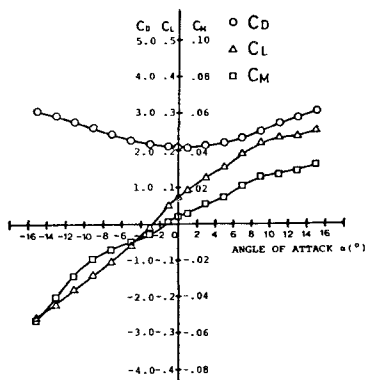


Fig.4 Steady Wind Force Coefficients(Truss Stiffening Girder)²⁾.

Table 2 Coupled-Vibration Modes of the Suspension Bridge ($U=65\text{m/s}$).

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
1	0.0372Hz	0.0635Hz	0.0773Hz	0.0800Hz	0.0839Hz	0.0939Hz	0.116Hz
2	0.0368	0.0122	0.0077	0.0097	0.0059	0.0075	0.0066
	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
1	0.135Hz	0.157Hz	0.161Hz	0.162Hz	0.176Hz	0.191Hz	0.225Hz
2	0.0047	0.0276	0.0122	0.0200	0.0178	0.0042	0.0042
3			1.652		4.054		1.207

1. Natural Frequency
2. Modal Damping(Log Decrement)
3. Nondimensional Equivalent Polar Moment of Inertia

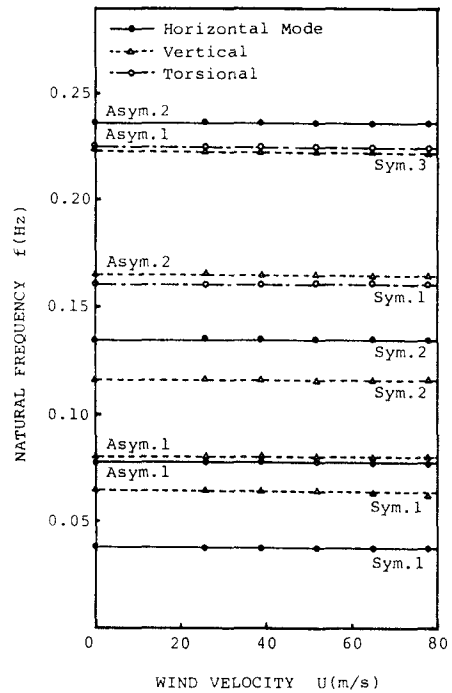
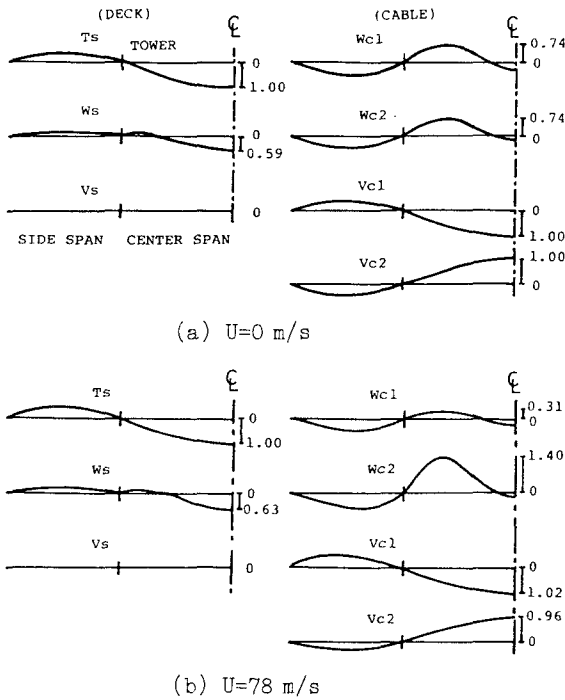


Fig.5 1st Symmetric Torsional-Mode. Fig.6 Natural Frequency vs. Wind Velocity.

(a) 無風時、および(b) 限界風速 78m/s時の振動モード形状であり、桁のねじれ振動モード(Ts:ハンガー取付点での鉛直変位で換算したもの)、およびそれに連成する桁の横たわみ成分(Ws)、鉛直たわみ成分(Vs)、ならびに連成ケーブル振動の水平、鉛直両成分(Wc1、Wc2、Vc1、Vc2)、それぞれについてモード形状を示したものである。この図からも桁のねじれ振動モードにケーブルの水平、鉛直両成分が大きく連成していることがわかるが、強風時になるとその連成性が変化し、特にケーブル水平たわみの下流側成分(Wc2)が上流側成分(Wc1)に比べ非常に大きく連成するようになる。したがって、これら連成ケーブル振動が吊橋の耐風安定性に及ぼす影響の程度も風速に依存することが予想される。

なお、風速によってモードの連成性が変化するものの、Fig.6 に示すように、各固有振動数が風速増加に対しほとんど変化しないことは注目に値する。

3. 桁の固有振動モードで振動する場合のケーブルの影響

風による吊橋の 3次元振動を考えると、その運動方程式は桁の変位、およびケーブルの変位を分離して表せば次式ようになる。

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ 0 & M_C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_S \\ \ddot{x}_C \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SC} \\ K_{CS} & K_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_S \\ x_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_S \\ f_C \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで M および K は質量マトリクスおよび剛性マトリクスであり、 f は空気力ベクトルである。また添字の S は補剛桁成分、 C はケーブル成分を意味する。

吊橋の耐風安定性を照査する場合、通常一つの桁固有振動モードに限定して検討することが行われ、2次

元部分模型による風洞試験もこの考え方に基づいている。つまりモード解析法によるわけで、変位ベクトル x を、対象とするモード関数 φ と一般化座標 $q(t)$ とを用いて次のように表す。

$$\begin{Bmatrix} x_s \\ x_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varphi_s \\ \varphi_c \end{Bmatrix} \cdot q(t) \quad (2)$$

式(2) を式(1) に代入して左から $[\varphi_s^T \ \varphi_c^T]$ を乗ずれば、最終的に、耐風性照査対象である固有振動の一般化座標 q に関する 1 自由度方程式が次の形で求まる。

$$\ddot{q} + \omega^2 q = \frac{\varphi_s^T f_s + \varphi_c^T f_c}{\varphi_s^T M_s \varphi_s + \varphi_c^T M_c \varphi_c} \quad (3)$$

式(3) が耐風安定性を照査する上での基礎方程式であり、通常の照査法である 2次元風洞試験で考えられるべき運動方程式である。しかし、従来の照査では、式(3) 右辺の外力項において分子のケーブル空気力項 $\varphi_c^T f_c$ は考慮され得ず、また分母の一般化質量でのケーブル寄与分 $\varphi_c^T M_c \varphi_c$ も厳密に評価されることが多いとは言えない。例えば、安全側の設計を考えて、

$$\ddot{q} + \omega^2 q = \frac{\varphi_s^T f_s}{M} \quad (3')$$

(M : 連成を無視した一般化質量)

を基として 2次元風洞試験を行うことが多い。

つまり、上述のケーブルに関連した 2つの項がケーブル振動の影響項であり、この 2項を正しく評価し 2次元風洞試験に反映することができれば、ケーブル振動の影響を考慮した耐風安定性照査が通常の照査法で行えることになる。まずケーブルに作用する空気力項 $\varphi_c^T f_c$ は、その非定常空気力 f_c を速度比例項 $C_{ac} x$ (C_{ac} はケーブルの空力減衰マトリクス) のみで考えれば、空力減衰項、つまり構造減衰に加えられるべき付加減衰項となり、次式(4) で定義される空力減衰比 h_c で評価される。

$$2 h_c \omega = \frac{\varphi_c^T C_{ac} \varphi_c}{\varphi_s^T M_s \varphi_s + \varphi_c^T M_c \varphi_c} \quad (4)$$

ここで注意すべきことは、モード解析法を前提とした 2次元風洞試験では、式(3) より明らかなように、桁の非定常空気力による作用とケーブルの非定常空気力の作用とは単に重ね合わせるだけでよく、2次元風洞試験における構造減衰にケーブルによる空力減衰 h_c を加味した実験条件とすることで、ケーブル振動の影響が考慮され得ることである。したがって、吊橋の耐風安定性に及ぼす連成ケーブル振動の影響を考察するような場合には、桁の非定常空気力をも考慮した解析⁹⁾ を必ずしも行わなくともよいといえる。ただし、このことはあくまでモード解析法が適用可能な場合に限られ、モード解析法の妥当性については次節で述べることとする。

一方、一般化質量でのケーブル寄与分 $\varphi_c^T M_c \varphi_c$ は、例えば耐ねじれフラッター性を照査する場合を考えれば、いわゆる等価極慣性モーメント I_{eq} に反映させるべきケーブル寄与分として評価され得る。

$$I_{eq} = \frac{\varphi_s^T M_s \varphi_s + \varphi_c^T M_c \varphi_c}{\varphi_{s\theta}^T L \varphi_{s\theta}} \quad (5)$$

ここで $\varphi_{s\theta}$ は補剛桁の振動モードベクトルにおけるねじれ成分のみからなるベクトルであり、 L は要素長に関連したマトリクスである。

以上のような理論展開を基とし、これら 2つの量、つまりケーブルのもたらす空力減衰比 h_c および等価極慣性モーメント I_{eq} が風速によりどのような値をとるのかを以下、数値解析により明確にし、それによ

って連成ケーブル振動の耐風性への影響を検討した。

4. 連成ケーブル振動がもたらす空力減衰および等価質量

(1) 解析方法

解析はFig.7 に示す解析フローにしたがい、まず各風速における静的変形解析を行い、その状態における接線剛性を求めた。次にこの接線剛性マトリクスを用いて通常の固有振動解析を行い、固有振動数および固有ベクトルを求めて、式(4) および式(5) から連成ケーブル振動のもたらすモード空力減衰比 h_c および等価極慣性モーメント I_{eq} を求めた。前述したように式(4) はモード解析法が適用可能な場合にのみ有効であるため、モード空力減衰比については、ケーブルにのみ非定常空気を与えた複素固有値解析¹⁰⁾ を同時に行って、モード解析法を用いずに直接的に求めることも試みた。両者の解析結果を比較したところ、空力減衰が大きくなる高風速時においても有効数字 3桁までは完全に一致し、この種の問題におけるモード解析法適用の妥当性が示されたと言える。

なお、ケーブルに作用する非定常空気力については、吊橋におけるケーブルの並進運動に対して準定常の仮定を用いて評価した。つまり、ケーブルの鉛直振動 v および水平振動 w による非定常空気力 F_y 、 F_z をそれぞれ次式のように準定常的に表す¹¹⁾。

$$F_y = -\frac{1}{2} \rho \cdot U \cdot d_c \cdot C_{DC} \cdot \dot{v} \quad (6.a)$$

$$F_z = -\rho \cdot U \cdot d_c \cdot C_{DC} \cdot \dot{w} \quad (6.b)$$

ここに、 ρ : 空気密度、 U : 風速、 d_c : ケーブル径、 C_{DC} : ケーブルの抗力係数、 $\dot{v}$ 、 $\dot{w}$: ケーブルの変位速度である。なお、ケーブルの抗力係数 C_{DC} は片側 2本ケーブルの場合を考え、耐風設計基準¹²⁾ に従って、1.0 に設定した。

(2) ケーブルのもたらす空力減衰

Fig.8 に、ねじれ振動モードにおける連成ケーブル振動のもたらす空力減衰を対数減衰率で示した。横軸は風速である。風速増加に伴い空力減衰は当然増加するが、ねじれフラッター照査上最も重要なねじれ対称 1 次モード (Sym.1)においては、明石大橋の限界風速である 78m/sで対数減衰率 0.016程度まで大きくなっている。現行の本四耐風設計基準においては動的照査での構造物の構造減衰を対数減衰率で0.03と規定しており¹²⁾、桁のねじれ振動に連成するケーブル振動がもたらす空力減衰 0.016は決して小さいとは言えない。特にトラス断面で可能性のあるねじれ 1自由度フラッターの発振風速は構造減衰に敏感である¹¹⁾ ことから、ケーブル振動による付加減衰は大変重要であり、強風時における吊橋の耐フラッター性を有意に向上せしめる効果を持つと言える。また、吊橋のねじれ振動に対するガスト応答解析では、桁の非定常空気力を準定常的に評価することが難しいために構造減衰のみを考えた解析を行うのが現状の設計法であるが、連成ケーブ

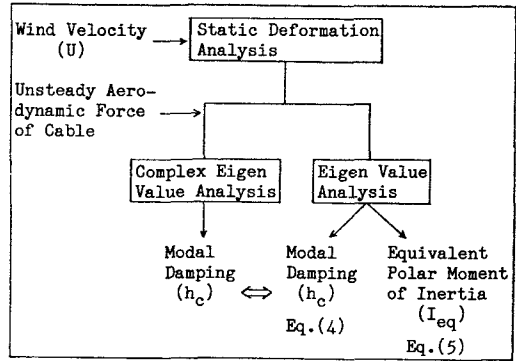


Fig.7 Flow Chart of Analysis.

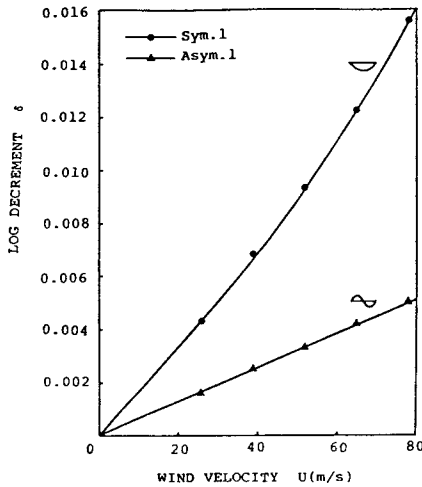


Fig.8 Aerodynamic Damping Due to Cable in Torsional Modes.

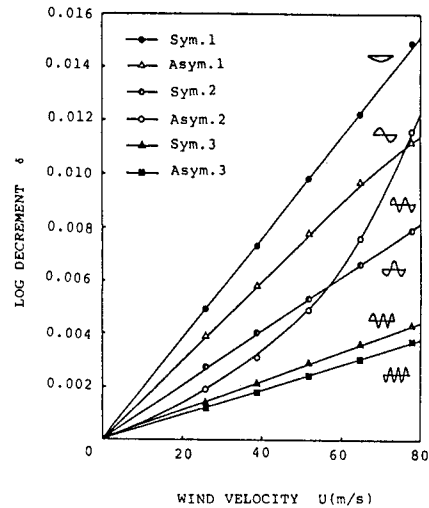


Fig.9 Aerodynamic Damping Due to Cable in Vertical Modes.

ル振動による付加減衰をも考慮することでより合理的な設計が可能となろう。

なお、中央支間長770mの因島大橋についても試算したところ、風速 80m/sでねじれ対称 1次モードでのケーブル振動のもたらす空力減衰（対数減衰率）は 0.006と小さく、スパンの長大化に伴い連成ケーブル振動の影響が顕著になることが確認されている。

Fig.9 は鉛直たわみ振動についての解析結果である。吊橋の鉛直たわみ振動の場合、Table 2 の②、⑥等に表示されるようにケーブルは桁の鉛直振動に伴って同程度の鉛直振動をするのみであるが、この連成ケーブル振動による空力減衰も、強風時では耐風設計基準での構造減衰0.03に対して有意な大きさとなっていることが Fig.9よりわかる。しかし、吊橋断面としてにぶい断面（Bluff Body）を採用するようなことがあり、高風速域でのギャロッピングが問題となる場合を除けば、吊橋の耐風性への影響はあまり大きくない。つまり、渦励振に対してはそれが比較的低風速で起こる現象であるため、ケーブル振動のもたらす空力減衰は小さく、また鉛直ガスト応答に対しても桁自身のもたらす空力減衰が非常に大きく（文献 2）のガスト応答解析によれば鉛直対称 1次モードでの桁自身による空力減衰は対数減衰率で0.31）、鉛直たわみ振動に連成するケーブルの空力減衰は無視できる程度である。

Fig.10には横たわみ振動についてのケーブル振動のもたらす空力減衰を示したが、対称 1次モードでかなり大きな値となっている。横たわみ振動が問題となるのは水平ガスト応答の場合であり、やはり桁自身の空力減衰が極めて大きく（文献 2）によれば対数減衰率で0.45）、ケーブル振動の影響は小さいと言えよう。

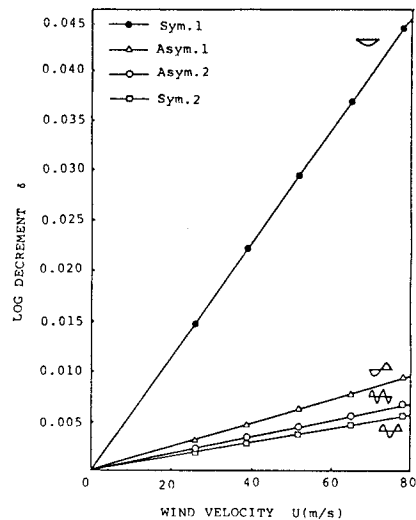


Fig.10 Aerodynamic Damping Due to Cable in Horizontal Modes.

(3) 等価極慣性モーメント

Fig.11にねじれ対称 1次および逆対称 1次モードに対する等価極慣性モーメントを示した。横軸はやはり風速である。まず風速 0m/s の場合に注目することにする。Fig.11で風速 0m/s に対応する縦軸上に○をプロットしてあるが、これは吊橋の単位長さ当たりの極慣性モーメント、つまり桁の極慣性モーメントにケーブル質量の桁重心まわりの極慣性モーメント $[= (\text{ケーブル質量}) \times (\text{桁幅の半分})^2]$ を加えた値を示したものである。この値は、桁のねじれ振動とケーブルの鉛直たわみ振動のみを考慮した通常の吊橋ねじれ振動解析(2次元解析)での等価極慣性モーメントに相当すると考えられ、本解析での無風時の結果と比較すると、本解析での等価極慣性モーメントは対称 1次モードで約 5割、逆対称 1次モードで約 2割も大きくなっていることがわかる。この増加分は、Fig.5(a)に示したねじれ変位モードからもわかるように、桁およびケーブルの大きな横たわみ連成振動によるものである。現行の耐風設計基準では固有振動解析方法を規定していないため、2次元のねじれ振動解析による等価極慣性モーメントを 2次元風洞試験で採用することが多い。しかし、等価極慣性モーメントの増加は理論式(3) からして吊橋に作用する空気力を減少させるわけで、耐ねじれフラッター性はかなり向上する^{8) 19)} ことが期待され、桁およびケーブルの連成横たわみ振動をも考慮して等価極慣性モーメントを評価することが合理的耐風設計につながると考えられる。

次に、Fig.11で風速による等価極慣性モーメントの変化をみると、逆対称 1次モードに対しては風速によらずほとんど一定値をとっているものの、対称 1次モードについては比較的大きく増加し、限界風速である 78m/sでは無風時のそれに比べて 2割程度増大している。この増加量も前述と同じ理由で吊橋の耐フラッター性にとって有意な値であろう。なお、等価極慣性モーメントの算出には風速によって固有値解析上の問題が生じたが、その点については付録 2に示した。

等価極慣性モーメントにおける連成ケーブル振動の寄与率をみたものがFig.12である。図にはねじれ対称 1 次モードについて、全等価極慣性モーメントを実線で、桁の振動のみによる極慣性モーメントを破線で示した。したがって、実線と破線との差がケーブル振動による極慣性モーメントである。また無風時の○は前述の 2次元解析での等価極慣性モーメント、●は桁の単位長さ当たり極慣性モーメントである。いずれの場

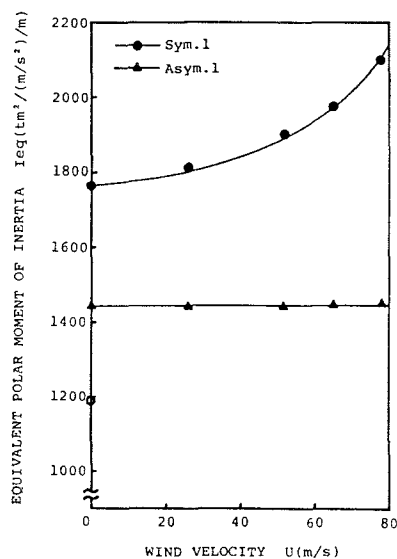


Fig.11 Equivalent Polar Moment of Inertia vs. Wind Velocity.

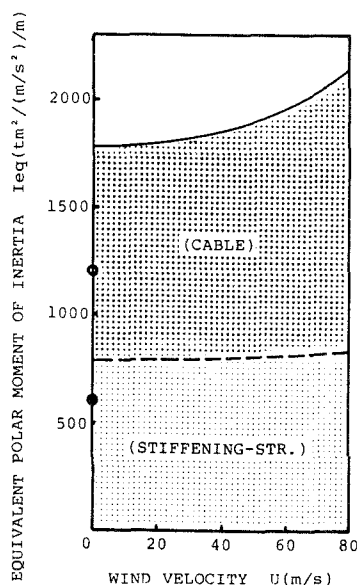


Fig.12 Contribution of Cable in Equivalent Polar Moment of Inertia.

合も全等価極慣性モーメントにおけるケーブルの寄与率は 5割以上と大きく、連成ケーブル振動が等価極慣性モーメントを介して吊橋の耐風安定性に有意に影響することがわかる。特に、高風速域での等価極慣性モーメントの増加は、桁のみによるものが風速によりほとんど変化していないことから、ケーブル振動の連成性の変化によるものであることがわかつう。

5. 結論

本論文では、明石海峡大橋クラスの超長大吊橋の耐風安定性を 2次元風洞試験により検討することを前提に、桁の固有振動モードに連成するケーブル振動がいかに吊橋の耐風性に影響するかを数値解析等より明らかにした。得られた主な結論は以下のとおりである。

(1) 超長大吊橋の固有振動特性として、桁の横たわみ振動および鉛直たわみ振動についてはケーブルがそれぞれ水平方向または鉛直方向に連成しているのみであるが、ねじれ振動については水平、鉛直両方向に大きく連成する。また、ねじれ振動におけるケーブル振動の連成性は風速上昇に伴い変化する。

(2) ケーブル振動の影響を考慮した 2次元風洞試験を行うには、ケーブルの非定常空気を空力減衰で評価して構造減衰に加え、また一般化質量でのケーブル寄与分を等価質量に反映すればよい。

(3) ねじれ振動モードにおいて、連成ケーブル振動のもたらす空力減衰は構造減衰に比べ決して小さくなく、強風時における吊橋の耐ねじれフラッター性を有意に向上せしめる効果を有する。また、ねじれのガスト応答解析においてこの連成ケーブル振動による付加減衰を考慮すれば、より合理的な設計が可能となる。

(4) 桁の鉛直たわみ振動および横たわみ振動において、連成ケーブル振動がもたらす空力減衰は強風時でかなり大きいものの、高風速域でのギャロッピングが問題となる場合を除けば耐風性への影響は小さい。

(5) ケーブルの連成振動を含む全連成成分を評価して求めた等価極慣性モーメントは、桁のねじれおよびケーブルの鉛直変位のみを考慮した吊橋ねじれ振動理論(2次元理論) による等価極慣性モーメントに比べ、5 割近くも大きくなることもある。また、この等価極慣性モーメントは風速と共に増加し、限界風速時には無風時の 2割程度増加する。したがって、連成ケーブル振動の寄与を厳密に評価した等価極慣性モーメントを 2次元風洞試験で用いることが望ましい。

(6) 等価極慣性モーメントにおける連成ケーブル振動の寄与率は5 割以上と大きく、連成ケーブル振動が等価極慣性モーメントを介して吊橋の耐風安定性に有意に影響する。特に高風速域での等価極慣性モーメントの増加は、ケーブル振動の連成性の変化によるものである。

付録 1. 要素分割数による固有振動数の変化

本研究での解析には有限要素法を用いており、その解析精度は要素分割数に依存する。そこで無風時の吊橋の固有振動解析を異なる要素分割のもとに行い、固有振動数がどのように変化するかを調べた。

Fig.13は有限要素法での要素分割数に対する固有振動数の収束状況であり、ねじれ逆対称 1次モードより固有振動数が小さい振動モードすべてについて示した。横軸は全スパンにわたっての分割数である。これを見ると、高次モードほど解の収束には要素数が多く必要であるものの、それが30程度で十分収束していることがわかる。このことより、本研究では、中央径間16分割、側径間 8分割、計32分割の要素分割を採用している。

付録 2. 等価極慣性モーメントの風速による変化
に関する補足

Fig.11での等価極慣性モーメントの風速による変化曲線は、離散的な風速に対しての解析結果を曲線でつないだものであるが、ねじれ対称 1 次の場合に風速30-40m/s付近を細かく区切り調べたところ、Fig.14に示す結果となり、等価極慣性モーメントがこの風速範囲で非常に大きい値をとる。図中にも示したが、この風速付近でねじれ対称 1 次モードは全体としての12次モードから14次モードに移行している。

Fig.15にはねじれ対称 1 次モードを含む11次から15次までの固有モードについて風速と固有振動数との関係を示したが、ねじれ対称 1 次の固有振動数に非常に接近した振動数のモードが 2 つあり、これらが風速30-40m/sで重なっていることがわかる。この接近した 2 つのモードは図中に示すような側径間ケーブルの水平振動が卓越したモードである。一般に、固有値問題の解が非常に接近している場合、固有関数としては独立な固有関数の任意の 1 次結合が可能である¹⁴⁾。したがって、問題となる風速範囲では、ねじれ振動モードは他の側径間ケーブルモードの影響を受けることが予想

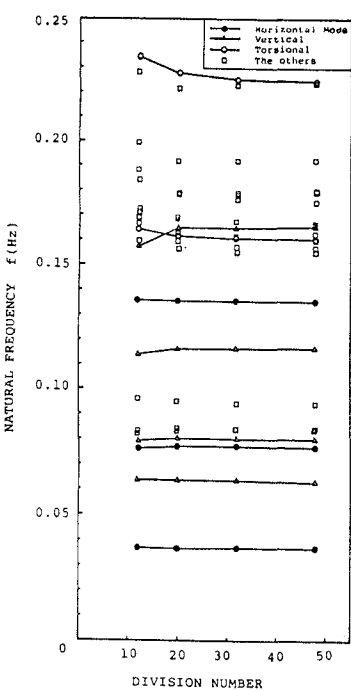


Fig.13 Convergence of Natural Frequency with Respect to Number of Element.

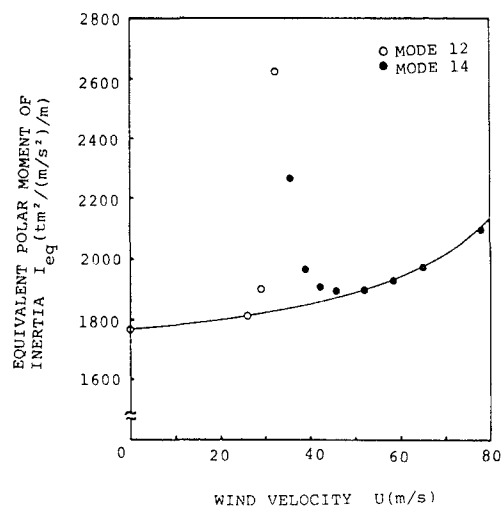


Fig.14 Equivalent Polar Moment of Inertia vs. Wind Velocity.

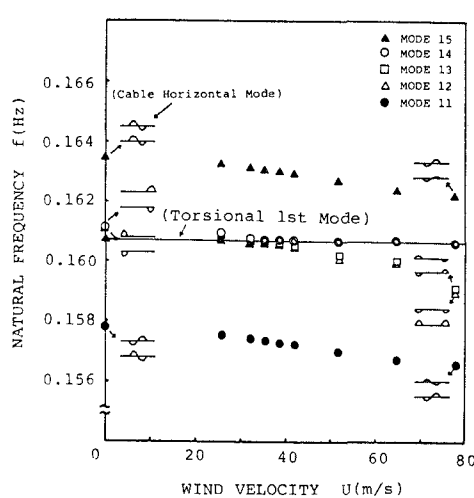


Fig.15 Natural Frequency vs. Wind Velocity(11-15th Modes).

され、実際には等価極慣性モーメントは大きくなり
 ないと考えられる。つまり、Fig.16には等価極
 慣性モーメントが最大となった風速 32.5 m/s 時
 のねじれ対称 1次モード形状を示したが、側径間
 ケーブルの水平振動が他の風速でのモード (Fig.
 5)に比べて非常に大きく連成する（これによって
 等価極慣性モーメントが大きい値をとる）ものの、
 接近した固有モードに側径間ケーブル振動がある
 わけで、実際にはこれらのモード間で連成し、ね
 じれ振動にともなう側径間ケーブル振動はおさえ
 られるといえる。

以上のことから、等価極慣性モーメントの風速
 による変化曲線としては、Fig.11、あるいはFig.
 14における実線で与えた。

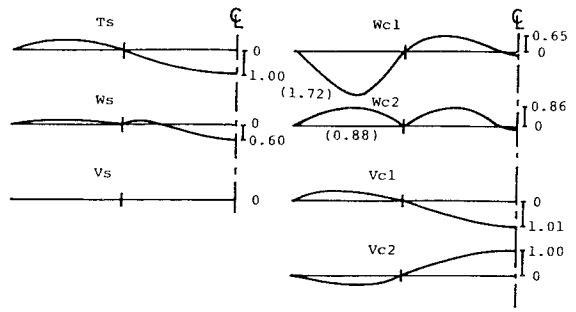


Fig.16 1st Symmetric Torsional-Mode
 (U=32.5m/s).

謝 辞

本論文の原稿および図表の作成にあたって、埼玉大学文部技官の石川幸一、横林泰介両氏に協力頂いた。
 また、本研究は文部省科学研究費（一般研究A-61420034、代表・渡辺啓行）の補助を受けて行ったものであ
 る。末尾ながらここに記し、深謝の意を表する。

参考文献

- 1) 宮田利雄・岡内功・白石成人・成田信之・奈良平俊彦：明石海峡大橋の耐風設計に関する予備的検討，
 構造工学論文集，Vol.33A， pp.513～526，1987年 3月。
- 2) 本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班：明石海峡大橋の耐風設計に関する検討（耐風設計基準見直し
 の作業班検討報告），本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，土木学会，1986年 3月。
- 3) 山口宏樹・横山晴生・伊藤学：風圧により変形した吊橋の動力学的特性と耐風性， 土木学会論文報告
 集，第 331号， pp.25～31，1983年 3月。
- 4) Yamaguchi,H.and K.Arakawa:Nonlinear-coupled free oscillation analysis of suspension bridges,
 Structural Eng./Earthquake Eng.(Proc.of JSCE,No.374/I-6),Vol.3,No.2,pp.383s-393s,Oct.1986.
- 5) 東京大学土木工学科橋梁研究室：超長大吊橋のフラッターならびにフラッターの安全性照査に関する研
 究，第 3章（明石海峡大橋を中心とした超長大吊橋の振動解析と強風時 3次元振動モード特性），昭和
 59年度本州四国連絡橋公団委託研究報告書，1985年 3月。
- 6) 宮田利雄・太田博文：超長大吊橋のフラッター・ガスト応答に関する考察，第 9回風工学シンポジウム
 論文集，pp.253～258,1986年12月。
- 7) Davenport,A.G.:第 7回国際風工学会議 (7ICWE, Aachen, July 1987)，セッション 8 (Engineering
 Structures-Bridges) における討議。
- 8) 山田均・田中宏：部分模型実験の質量相似則とそれに基づく応答予測， 土木学会論文集，第 380号/I
 -7， pp.341～348,1987年 4月。

- 9) 横浜国立大学建設学科土木工学教室構造研究室：強風下の超長大吊橋の限界状態照査に関する研究，第1章（風荷重により横たわみする状態での曲げねじれフラッター解析），昭和61年度本州四国連絡橋公団委託研究報告書，1987年 3月．
- 10) 武藤清・小林俊雄：各部別減衰振動系のモーダルアナリシス法，日本建築学会論文報告集，第 204号，1973年 3月．
- 11) 岡内功・伊藤学・宮田利雄：耐風構造，丸善，1977年．
- 12) 本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）・同解説，本州四国連絡橋公団，1976年．
- 13) 小川一志・坂井藤一・酒井洋典・松田一俊・佐岡暖也・佐野信一郎：吊橋や斜張橋などに用いられる箱断面構造物の耐風安定性，川崎重工技報，96号，pp.33～40，1987年 7月．
- 14) 猪瀬寧雄・上原七司：コンピューターによる橋梁と構造の振動解析，森北出版，1970年．

（1987年10月16日受付）