

吊橋の長大化に伴うフラッター特性に関する研究

ON THE FLUTTER CHARACTERISTICS OF VERY LONG SPAN SUSPENSION BRIDGES

風間 浩二*、宮田 利雄**、山田 均***

Kohji KAZAMA, Toshio MIYATA and Hitoshi YAMADA

* 工修 横浜国立大学大学院生 工学部建設学科(〒240 横浜市保土ヶ谷区常盤台 1 5 6)

** 工博 横浜国立大学教授 工学部建設学科(〒240 横浜市保土ヶ谷区常盤台 1 5 6)

*** 工博 横浜国立大学助教授 工学部建設学科(〒240 横浜市保土ヶ谷区常盤台 1 5 6)

As the longer spanning length, suspension bridges come to show remarkably special features in the structural properties and in the aerodynamic responses under the strong wind action. According to the wind tunnel testings of the Akashi Kaikyo Bridge, the aerodynamic response was not only the torsional or bending instabilities but the coupled flutter. And the coupled flutter behavior of full bridge model was not explained by the conventional simple combination of a few fundamental natural modes shapes.

In this paper, the coupled flutter behaviors by the direct flutter FEM analysis and noteworthy difference in their flutter occurrence are discussed for some configuration of case-study suspension bridge model which has longer span than Akashi Kaikyo Bridge.

Key words; Flutter, Long span suspension bridge, Direct flutter FEM analysis

1. まえがき

材料, 設計, 製作, 架設等の技術の進歩と社会的要請により, 吊橋の長大化が進み, 多くの設計検討, 耐風検討^{1) 2)}等の後, 明石海峡大橋(960+1990+960)が現実のものとなりつつある。一方, 今後建設が予想される, 更なる長大支間吊橋の設計を考える際には種々の設計要件が課題となるが, これらの中でも耐風安定性とりわけ耐フラッター性は第一に検討すべきものであると考えられる。

これらの長大橋においては, 設計風速に対応する換算風速が固有振動数の低下によって極めて大きくなるため, 従来の中・小径間橋梁で対象となった, ねじれ或いはたわみの一自由度振動ではなく, 2次元部分模型の風洞試験結果²⁾, 全橋模型を用いた風洞試験結果³⁾とともに, 連成フラッターと見てよい空力振動が発生している。このような長大橋梁の連成フラッターの解析については, 2成分(鉛直たわみ, ねじれ)或いは3成分(鉛直たわみ, ねじれ, 水平たわみ)の非定常空気力係数を立体骨組みモデルに適用することによって解析を精緻化することの重要性が, 宮田⁴⁾, Ag⁵⁾, 田中⁶⁾, 風間⁷⁾らによって示されてきた。また, 具体的な長大橋プロジェクトにおいても⁸⁾, このフラッター解析をより積極的に取り込んでいく方向にある。

本論文では, 既往の設計の延長で更なる長大吊橋を考える際, 支間の長大化により, 耐風安定性とくにフラッター特性が如何に変化するかを検討し, 更なる長大橋の

耐風検討時の問題点を考察した。特に長大化によって進む柔構造化が, フラッター現象に与える影響が少くないという視点に立ち, 既往の設計法の延長上で試設計を行ったいくつかの吊橋モデル(中央支間 2,500m)に対して検討を進めた。このため, フラッター解析には発現するフラッターモードの不確定性を考慮し, FEMを用いた直接フラッター解析法⁴⁾を用いた。

2. 解析手法

2. 1 既往のフラッター解析手法

連成フラッター解析法には周知の通り, 連成空気力の測定方法を含め, 固有振動モード形を用いた解析法を中心に, いくつかの提案がなされている^{5) 6) 9)}。

これらの手法は, 柔構造化が顕著に進んでいない構造に対しての適用を考えており, 以下の基本的な仮定に基づいている。

1) フラッター発生時(有風時)の固有振動モード形(以下, フラッターモード形)は, 対象とする構造の, 無風時のいくつかの固有振動モード形の線形和で十分に表現できる。

2) 上記の重ね合わせは, 多くの場合, 最低次の鉛直対称たわみ振動モード形と最低次のねじれ対称振動モード形とが用いられる。

多くの既往の手法は、これらの仮定を使っているという意味では同じ範疇に入り、非定常空気力係数を考え、無風時の固有振動モード形を利用して解析を行っている。これらの中で、振動モードの重ね合わせの仮定 1) は、'フラッターモードは無風時の振動モード形が連成(非定常)空気力によって動的に連成することによるため、無風時の振動モード形の線形重ね合わせで表現できる。'と説明されている。しかし、吊橋構造-非定常空気力から成る空力弾性システムを考えた際には、上記のモード組み合わせは、実際に発生するフラッターモード形の近似値であると考えられる。このため、フラッターモード形が十分な精度で表されている範囲でのみ、モード重ね合わせによるフラッター解析法は十分な精度を有しているといえる。このため、モード重ね合わせによるフラッター解析法を用いる場合には、十分な精度でフラッターモード形が表現できているか否かを、他の方法(たとえば全橋模型による風洞試験)によって確認する必要がある。この意味においては、既往の U-g 法、Selberg 式等も上記の振動モード重ね合わせによる方法と同様に、フラッターモード形の仮定の点で同じ問題を持っている。

2. 2 自励空気力の表現

典型的な自励空気力としては、2成分(鉛直たわみ、ねじれ)の平板空気力が考えられるが、長大橋の耐風安定性を考える際、その3次元的な振動特性からも3成分(鉛直たわみ、ねじれ、水平たわみ)を考慮する必要がある^{11) 12)}。この影響については、明石海峡大橋の大型風洞試験においても検討されており、抗力成分の寄与によってフラッター解析結果が大きく影響を受ける、これを考慮する事によって、解析結果が全橋風洞模型試験結果とよく整合することが確認されている¹⁰⁾。

3成分自励空気力は翼理論の拡張で以下のように書くことができる。

$$\mathbf{F} = \begin{Bmatrix} D \\ L \\ M \end{Bmatrix} = \mathbf{F}_{3D} \begin{Bmatrix} y \\ \dot{y} \\ z \\ \dot{z} \\ \theta \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} \quad \dots(1)$$

$$D = \pi \rho b^2 \omega^2 \left\{ D_{yR} y + D_{yI} \dot{y} + D_{zR} z + D_{zI} \dot{z} + D_{\theta R} \theta + D_{\theta I} \dot{\theta} \right\} \quad \dots(2)$$

$$L = \pi \rho b^2 \omega^2 \left\{ L_{yR} y + L_{yI} \dot{y} + L_{zR} z + L_{zI} \dot{z} + L_{\theta R} \theta + L_{\theta I} \dot{\theta} \right\} \quad \dots(3)$$

$$M = \pi \rho b^4 \omega^2 \left\{ M_{yR} y + M_{yI} \dot{y} + M_{zR} z + M_{zI} \dot{z} + M_{\theta R} \theta + M_{\theta I} \dot{\theta} \right\} \quad \dots(4)$$

ここに、D; 抗力, L; 揚力, M; モーメント, y; 鉛直変位*, z; 水平変位*, θ; ねじれ角度である。(* 桁半幅 b で無次元化)

さらに、調和振動を仮定すると、式(1)は次のように、固有円振動数 ω の入らない形で表現できる。これにより、非定常空気力は換算振動数 k と迎角の関数である非定常空気力係数 18 係数と加速度 3 成分とで表現することができる。

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_{3DA} \begin{Bmatrix} \ddot{y} \\ \ddot{z} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} \quad \dots(5)$$

$$\mathbf{F}_{3DA} = \pi \rho \begin{bmatrix} b^2 & 0 & 0 \\ 0 & b^2 & 0 \\ 0 & 0 & b^4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_{yR} + i D_{yI} & D_{zR} + i D_{zI} & D_{\theta R} + i D_{\theta I} \\ L_{yR} + i L_{yI} & L_{zR} + i L_{zI} & L_{\theta R} + i L_{\theta I} \\ M_{yR} + i M_{yI} & M_{zR} + i M_{zI} & M_{\theta R} + i M_{\theta I} \end{bmatrix} \quad \dots(6)$$

式(1)と(5)のどちらを用いるかは、フラッター解析において、風速を追って解析を進めるか、換算振動数を追って解析を進めるかによる。すなわち、加速度比例表現を用いた場合には、空気力が換算振動数の関数としての非定常空気力係数のみの関数となるため、ω についての収束計算を行う必要が無くなるということである。式(2~4)及び(6)の非定常空気力係数は、形状の他、変形による相対迎角の関数となるがフラッター解析には、この迎角が大きな影響を与えるため、精度の良い静的変形解析も併せて、必要となる。

2. 3 直接フラッター解析法⁴⁾

連成フラッターの解析の精度は、フラッターモード形と非定常空気力特性に依存している。これまでの解析で、構造特性の比較的小さな変化(たとえば支点条件)によっても発生するフラッターモード形や根軌跡に顕著な差が生じることが明らかになって来ている。このような現象を前述のモード重ね合わせによるフラッター解析法を用いて解析する場合、無風時の振動モード形の重ね合わせによって、十分な精度でフラッターモード形を表現できているかの疑問が残る。このフラッターモード形についての不確定性を排除できることが、以下に示す直接フラッター解析法⁴⁾の最大の利点である。

直接フラッター解析法では、図-1に示すように、有限要素に展開された吊橋モデルの梁部材及びトラス部材の各格点に式(6)で定式化された非定常空気力を作用させる。非定常空気力は換算振動数の関数として与えられるため、解析においては、ある換算振動数 k (= ωb/U) を仮定し、これに対応する非定常空気力係数を与え、運動方程式を解くことになる。風速との対応は固有値解析の結果として得られる固有振動数 ω と仮定した k とから求めることになる。

すなわち、ある換算振動数 k を仮定して、運動方程式を

$$\mathbf{[M]} \{\ddot{u}\} + \mathbf{[K]} \{u\} = \mathbf{F}_{3DA} \{\ddot{u}\} \quad \dots(7)$$

として、下式の複素固有値解析を行う。

$$([M] - [F_{3DA}])\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = 0 \quad \dots (8)$$

解析の結果として得られる複素ベクトルからフラッターモード形が、複素固有値から各振動モードの有風時の振動数及び減衰率が求められる。着目する振動モードの対数減衰率 δ は 着目した振動モードの固有円振動数の実数部 ω_r と虚数部 ω_i とから

$$\delta = \frac{2\pi\omega_i}{\sqrt{\omega_r^2 + \omega_i^2}} \quad \dots (9)$$

として求められる。

設計風速と対象とする振動モードの固有振動数を勘案しながら、換算振動数 k を順次変化させて、式 (8) に対する複素固有値解析を繰り返すことにより、図-2 に示すような形で、風速に応じた根軌跡図が得られる。同様に、着目するモードに対して (9) 式の値を適当な換算振動数 k 毎に順次求めることによって、着目するモード (換算振動数の変化によりモード形は逐次変化していくが、根軌跡及びフラッターモード形状から関連するモードを結びつける) に対して、風速-減衰率曲線が得られる。

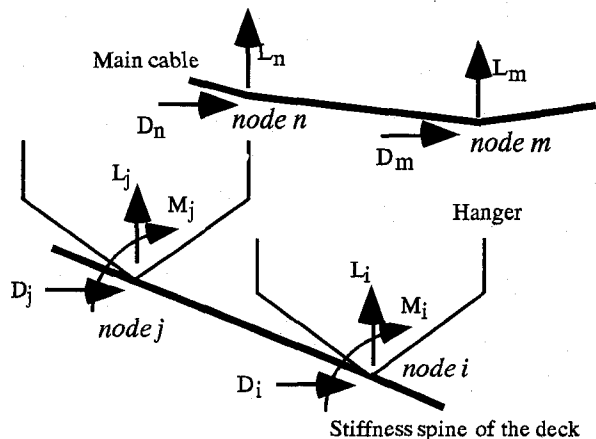


図-1 立体骨組みモデルへの非定常空気力の適用

風速による静的変形が顕著な構造に対しては、さらにこれを考慮した解析が必要となる。すなわち、風による静的変形により、構造側の幾何剛性の変化のみならず迎角の関数である各格点に作用する非定常空気力係数にも変化が生じ、この影響を考慮した解析が必要となる。このため、フラッター解析に先立って、風速を順次変化させた静的変形解析を実施し、各風速毎の変形状態 (幾何剛性および補剛桁の迎角分布) を調べ、フラッター解析を行う際、入力として用いる構造側の情報および空気力側の情報にこれらを用いることになる。フラッター解析では、仮定した換算振動数と得られた固有振動数及び変形状態との間で収束計算を行うことになる。

この収束計算の結果、各振動モード形に対して、風速

による静的変形 (幾何剛性および補剛桁の迎角分布の変化) の影響を考慮したフラッター解析結果が得られる。

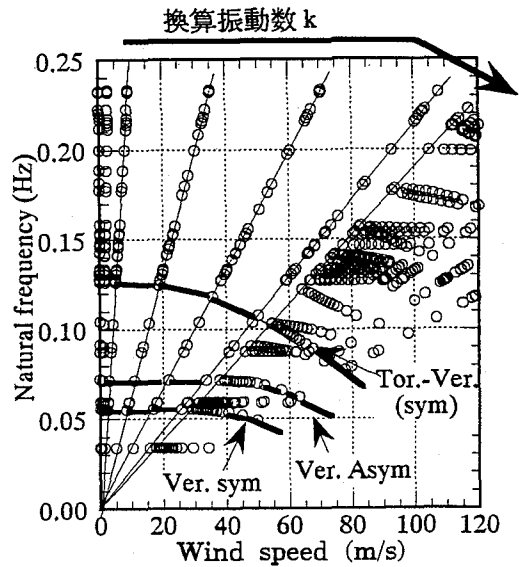


図-2 換算振動数の順次仮定による根軌跡 (風速による各モードの振動数の変化)

2. 4 フラッター解析結果の評価

長大吊橋に発生する連成フラッターでは、そのフラッターモード形を見ると、橋軸方向に各成分の振動振幅が変化するばかりでなく、その位相特性も橋軸方向に変化する。このことから、空気力が桁になす仕事の分布も一様あるいは振幅に比例するものでないことがわかる。このため、空気力が桁になす仕事の分布を定量的に評価することは、フラッターの発生メカニズムを求める際や耐風安定化対策の最適化を図る際の指標としての価値が大きい。空気力が桁になす仕事の分布は、フラッター解析の結果として得られる複素振動モード形 (フラッターモード形) から以下の形で求められる。

非定常空気力が作用する補剛桁のある接点において、鉛直たわみ振動成分 y とこれに位相差 β をもつねじれ振動成分 θ 及び位相差 γ をもつ水平たわみ振動成分 z とを考える。

$$y = y_0 e^{i\omega t} \quad \dots (10)$$

$$\theta = \theta_0 e^{i\omega t - \beta} \quad \dots (11)$$

$$z = z_0 e^{i\omega t - \gamma} \quad \dots (12)$$

各位相差は、複素振動モードベクトルから次の式でそれぞれの位相 $\phi_y, \phi_\theta, \phi_z$ を求め、その差から求める。

$$\phi_y = \tan^{-1} \left(\frac{y_I}{y_R} \right) \quad \dots (13)$$

$$\phi_\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\theta_I}{\theta_R} \right) \quad \dots (14)$$

$$\phi_z = \tan^{-1} \left(\frac{z_I}{z_R} \right) \quad \dots (15)$$

フラッター発生前（風速34.9m/s, $\delta = 0.131$ ）、およびフラッター発生後（風速57.2m/s, $\delta = -0.124$ ）における空気が桁になす仕事の橋軸方向分布を図-5、図-6に示す。フラッター発生前には、揚力運動による加振力が側径間とキャンセルする程度の量、中央径間に作用している。風速の上昇とともに、中央径間に作用する揚力運動による加振力が大きくなってフラッターが発生している。ただし、側径間側ではフラッター発生後も減衰力として作用している。一方、モーメント運動による空気力をみると、フラッター発生前には全径間にわたり減衰力として働いている。フラッター発生後も中央径間側は減衰力として働き、側径間側が加振力に転じているが顕著な発達は見られない。このように、基本モデルに対しては、中央径間に作用する揚力運動に伴う空気がフラッターを発生させる加振空気力の主因となっている。

ただし、この加振力分布も振動モード形の振幅に単純に比例している訳ではなく、振動成分間の位相差の寄与が大きい。1つの風速で加振力と減衰力とが同時に分布することの原因もこの位相差によるものである。

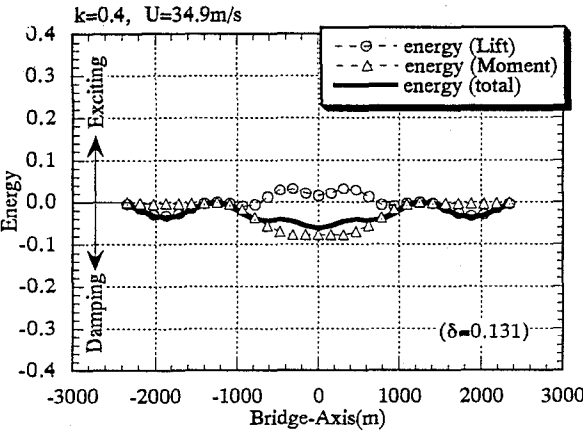


図-5 空気が桁になす仕事の橋軸方向分布
(フラッター発生前)

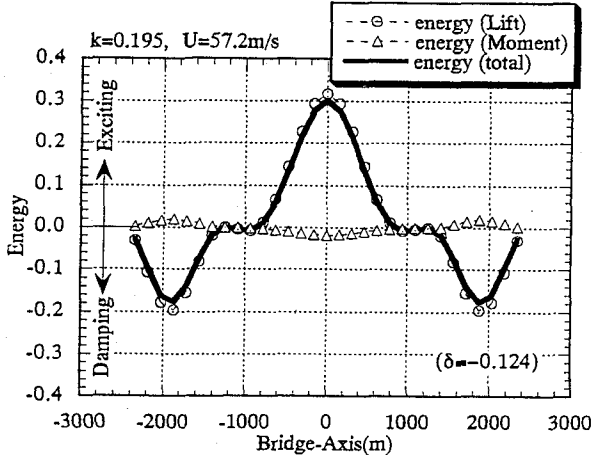


図-6 空気が桁になす仕事の橋軸方向分布
(フラッター発生後)

3. 3 フラッターモードを考慮した耐風性向上対策

これまで、長大橋のフラッター特性向上対策としては、大きく分けて2とおりの検討が行われてきたように思われる。1つは構造自体の剛性の向上¹⁵⁾やケーブルシステムの付加¹⁶⁾17)18)によって構造システムの振動数を上昇させるものであり、換算風速の関数として発生する不安定振動の発生風速を設計風速以上に押し上げようとするものである。もう1つは、桁形状の変更によって空気力特性を改善¹⁹⁾20)しようとするものである。

一方、3. 2項で示したように長大吊橋に発生するフラッターでは、その柔構造化により橋軸方向に有風時の振動の位相が分布し、これが加振空気力と大きく関わってくる。このため、耐風安定化対策の一つの新しい方向として、振動モード形を積極的に変化させることにより加振空気力分布を改善する試みを行った。

具体的には、以下に示すように、二通りの補剛桁の剛性増加対策の比較検討を行った。対称としたモデルは、図-7に示すように、1つは橋全体の桁剛性を25%上昇させたもの (model A)、もう1つはアンカーレイジおよび主塔近傍の桁剛性を全長の1/2分だけ50%上昇させたものである。山口ら²¹⁾はすでに橋軸方向に異なる断面を配置してその効果を見ているが、これは振動数の向上の効率化と無風時のたわみとねじれの振動モードの相似性に着目している。本解析では、有風時の複素振動モード形の変化に着目し、この変化が式(19)の空気が桁に為す仕事の橋軸方向分布に及ぼす影響を明らかにする。

図-8にフラッター解析の結果（フラッター発振風速）を比較する。また、同図には、各モデルの固有振動数の上昇とこれに伴う振動数比の効果をSelberg式で評価した値を併記する。これを見ると、桁剛性増加対策によってフラッター発振風速は上昇している。特に、ねじれ剛性を分布配置したmodel Bでは、Selberg式による補正值はmodel Aと大きく変わらないものの、フラッター解析の結果は優れた値を示している。

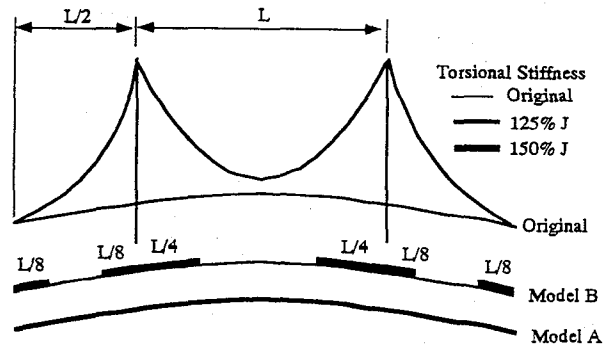


図-7 桁剛性の分布配置

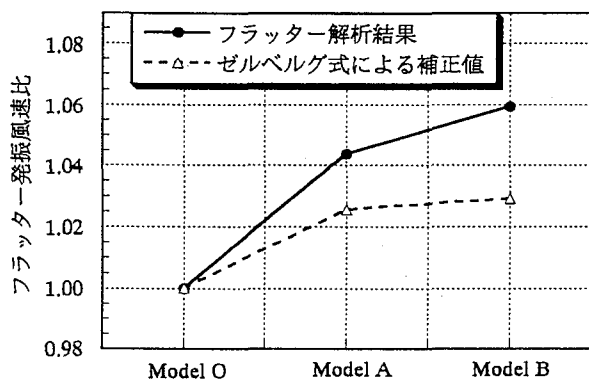


図-8 桁剛性の分布配置の効果

この相違を、フラッター発生後の同風速($U=55.4\text{m/s}$)のフラッターモード形から求められる励振力の分布から見ると、中央径間全般に励振力が分布している model A に比べ、model B では中央部の絶対値は大きいものの、塔基部付近で減衰が発生する様になっている。これは、フラッターモード形の鉛直たわみ成分及びねじれ成分の振幅(図-9、10)には大きな差が見られないものの、両者の位相差(図-11)に塔基部付近で大きく差が生じていることに起因する。

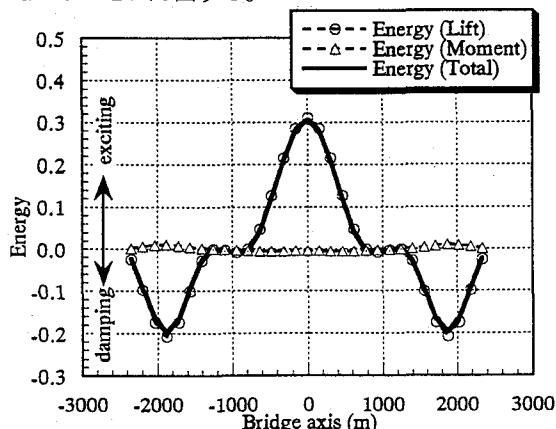


図-9 空気が桁になす仕事の分布 (model A, $U=55.4\text{ m/s}$)

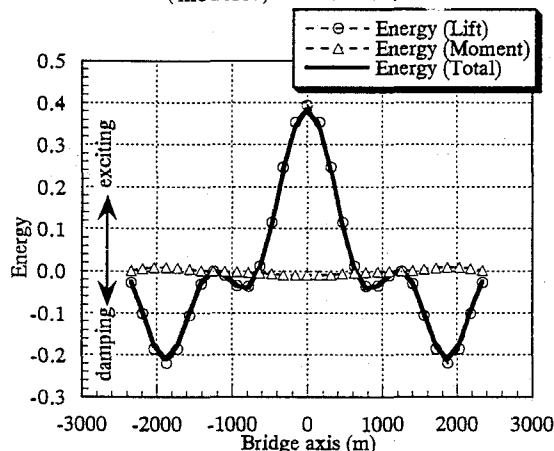


図-10 空気が桁になす仕事の分布 (model B, $U=55.4\text{ m/s}$)

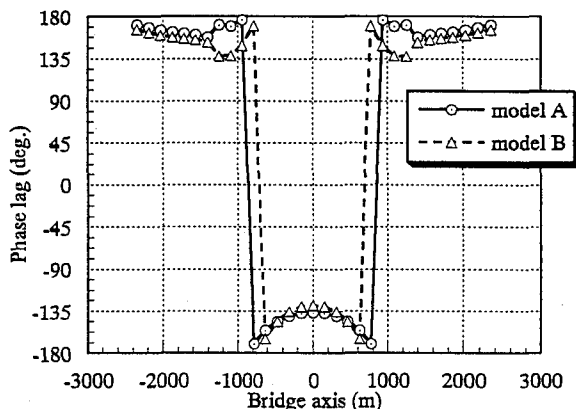


図-11 鉛直たわみ成分とねじれ成分との位相差

このようにフラッターモード形を考慮した耐風安定化対策は、その効果の絶対値は大きくないものの、超長大橋における付加的安定化策としては有効である。

3. 4 支間割の影響

吊橋の支間割りには支間長とともに、基礎地盤条件に大きく左右され、耐風設計側から積極的にこれを変更することは困難な場合が多いが、ここでは、設定される支間比によって、フラッター特性が如何に変わるかを見る目的で側径間比を0.5、0.4、0.3と設定した試験設計モデルのフラッター特性の比較を試みる。3つのモデルの間では、支間比の影響を見るために、基本的な構造諸元は積極的に同一のものを用いている。

各設計案の風速-対数減衰率図を図-12～14に、フラッター発振風速直後のフラッターモード形を図-15～17に示す。各モデルのフラッター発振風速(図12～14中)には顕著な差がないものの、フラッターが発生するモード形に大きな差が見られる。model O ではこれまで考えられてきたような、鉛直たわみ成分とねじれ成分とが対称形で連成したモード形であるが、model C (0.4:1:0.4) ではこれが逆対称形で連成したモード形となっている。さらに、model D (0.3:1:0.3) では対称形ではあるものの、鉛直たわみ成分およびねじれ成分に加えて水平成分もが連成している。また、model D ではフラッター発生後、風速の上昇とともに、鉛直たわみ3次が支配的となるモード、さらに側径間の寄与が支配的となるモードへと、急速にフラッターモード形が変化している。

3次元立体構造としての吊橋に発生するフラッターはその空力特性のみならず構造特性から、フラッターモード形、フラッター限界風速等全てのフラッター特性に大きな影響を受け、複雑な挙動を呈する。この様な複雑な挙動をフラッター解析前に正確に予想することは極めて困難である。このため直接フラッター解析法はこの様な挙動を示す長大橋のフラッター解析に極めて有効な手法であると考えられる。

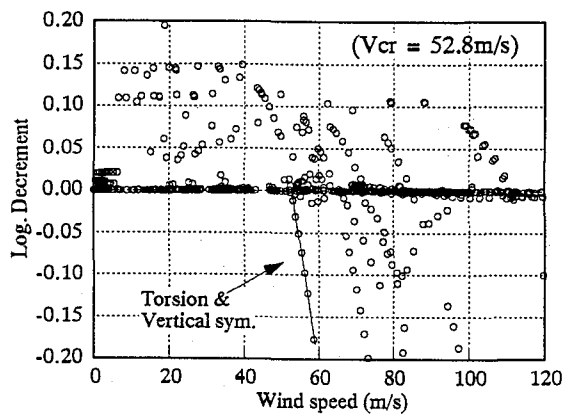


図-1 2 風速-減衰率曲線
(model O, 支間比 0.5:1:0.5)

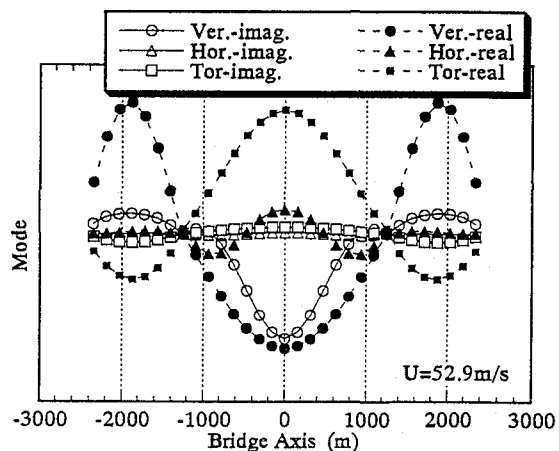


図-1 5 フラッターモード形
(model O, 支間比 0.5:1:0.5, $U=52.9\text{m/s}$)

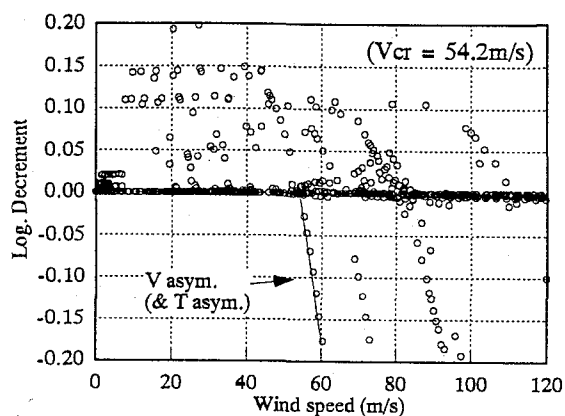


図-1 3 風速-減衰率曲線
(model C, 支間比 0.4:1:0.4)

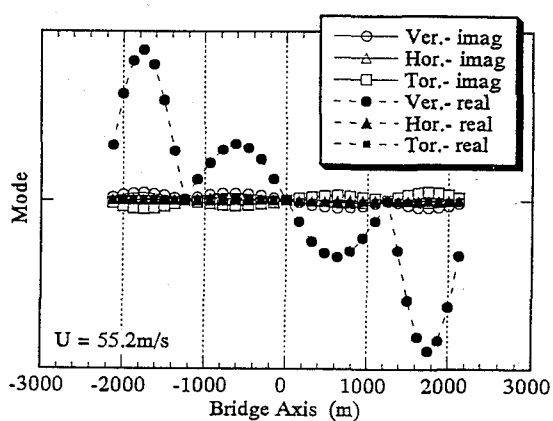


図-1 6 フラッターモード形
(model C, 支間比 0.4:1:0.4, $U=55.2\text{m/s}$)

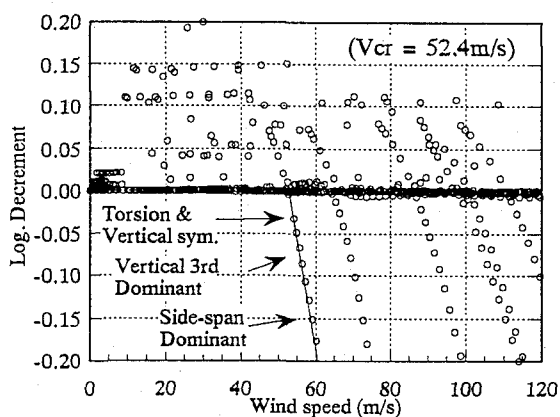


図-1 4 風速-減衰率曲線
(model D, 支間比 0.3:1:0.3)

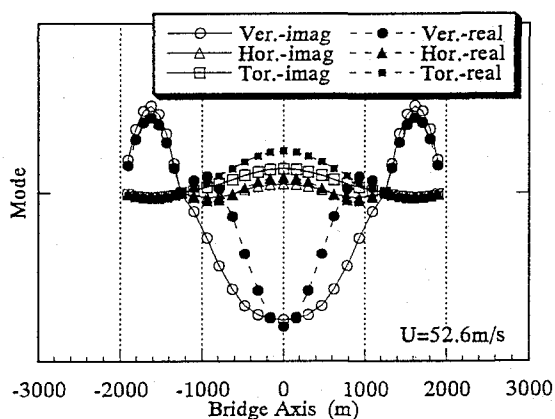


図-1 7 フラッターモード形
(model D, 支間比 0.3:1:0.3, $U=52.6\text{m/s}$)

まとめ

更なる長大橋の耐風検討時の問題点を明らかにする目的で、フラッター特性が如何に変化するかを検討した。具体的には、吊橋試設計案に対して、桁剛性を分布させたモデル及び支間割りを変更したモデルを用いて解析を行い議論を進めた。得られた知見を以下にまとめる。

1) フラッター解析において、フラッターモード形を幾つかの無風時の振動モード形の線形和で表現できる範囲では、モード重ね合わせによるフラッター解析は十分な精度を持つものと考えられる。しかし、このフラッターモード形が構造の長大化や暴風時の静的変形により、無風時の振動モード形の線形和で表現することが難しくなってきた場合にはその精度に問題が生じる。このような場合にはフラッターモード形の仮定を行う必要のない直接フラッター解析法の適用が必要となる。

2) 桁剛性を橋軸方向に分布させる、振動モードを考慮した耐風安定化対策は、柔構造化の進んだ、超長大橋の耐風安定性の向上に効果的である。

3) 超長大橋のフラッター特性は構造諸元に敏感で、剛性の変化や支間割りの変化が、フラッター現象の根軌跡に大きな変化をもたらす。また、非定常空気力によっても構造動特性の効き方や影響のされ方が変化することが予想される。このため、超長大橋のフラッター解析手法はこのような繊細な変化を取り込んでいく必要がある。

<謝辞>

本研究の一部は、本州四国連絡橋公団および文部省科学研究費：一般研究（B）の補助を受けて実施された。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 宮田、岡内、白石、成田、奈良平、明石海峡大橋の耐風設計に関する予備検討、構造工学論文集 Vol.33A、1987年3月
- 2) 吉田、藤田、宮崎、風間、トラス補剛桁の高換算風速域におけるフラッター特性に関する研究、第11回風工学シンポジウム論文集、pp.43-48、1990。
- 3) 金崎、宮田、横山、保田、鈴木、明石海峡大橋のフラッター特性、第12回風工学シンポジウム論文集、pp.339-344、1992年12月
- 4) 宮田、山田、太田、立体骨組み解析法による横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッター解析、土木学会論文集、No.404/1-11、pp.267-275、1989。
- 5) Ager, T. 'Aerodynamic flutter analysis of suspension bridges by modal technique', Engineering Structures, Vol 11., pp.75-82, 1989。
- 6) 田中、山村、辰巳、立体振動系と2次元風洞模型試験の相似則、構造工学論文集 Vol.35A、1989年3月。

7) Kazama, K., Yamada, H., Miyata, T., 'Wind resistant design for long span suspension bridge', Proc. APSOWE III, pp. 169-174, 1993。

8) Astiz, M.A., 'Wind resistant design of the Gibraltar Crossing Bridge, Proc. of International seminar on utilization of large boundary layer wind tunnel, pp.203-221, 1993。

9) Selberg A., 'Oscillation and aerodynamic stability of suspension bridge', ACTA Polytechnica Scandinavia, Ci 13, 1964。

10) Miyata T., Tada K. and Katsuchi H., 'Wind resistant design considerations for the Akashi Kaikyo Bridge', International seminar on utilization of large boundary layer wind tunnel, pp.79-100, 1993。

11) Scanlan R.H., 'Wind Excited dynamics of bridges: a critical review', Proceedings of APSOWE II, 1989。

12) Scanlan R.H., Jones N.P., 'Aeroelastic analysis of cable stayed bridge', ASCE ST. vol. 116, 1990。

13) Bisplinghoff R.L., Ashley H., Halfman R. L., 'AEROELASTICITY', 1955。

14) 本州四国連絡橋公団、上部工設計基準・同解説、1989。

15) 山下、新田、石井、川畑、構造的耐風安定性向上策による超長大橋の試設計、土木学会論文集、No.453/VI-17, pp.59-68, 1992。

16) 鈴木、保田、超長大橋の耐風安定化構造の検討、第48回土木学会年次学術講演会概要集、pp.836-837、平成5年

17) 木村、大野、米田、中崎、野村、3,000m級吊橋の連成フラッター特性に及ぼすケーブルシステムの効果について、第48回土木学会年次学術講演会概要集、pp.836-837、平成5年

18) 荒居、宮崎、谷本、超長大吊橋の耐風設計と耐風安定化構造に関する考察、第48回土木学会年次学術講演会概要集、pp.840-841、平成5年

19) G. L. Larose, A. Damsgaard, M. Falco, A. Cigada, Comparisons Between Wind Tunnel Tests on a Full Aeroelastic Model of the Proposed Bridge over Stretto di Messina and Numerical Results (Part I), Proc. APSOWEIII, 1993。

20) G. Diana, F. Cheli, S. Bruni, A. Collina, G. Larose, Comparisons Between Wind Tunnel Tests on a Full Aeroelastic Model of the Proposed Bridge over Stretto di Messina and Numerical Results (Part II), Proc. APSOWE III, 1993。

21) 山口、鈴木、樋上、籠田、二種箱桁吊橋の耐フラッター性に関する研究、第9回風工学シンポジウム論文集、1986年12月

(1994年9月14日受付)