

〔招待論文〕

明石海峡大橋の耐風性に関する大型風洞試験

FULL MODEL WIND TUNNEL STUDIES FOR THE AKASHI KAIKYO BRIDGE

宮田利雄¹⁾ 保田雅彦²⁾

By Toshio Miyata and Masahiko Yasuda

The Akashi Kaikyo Bridge, which will cross the Akashi Kaikyo Straits with a shore-to-shore distance of about 4 km, is a very long-span truss-stiffened suspension bridge for six road lanes with a main span of 1,990 m and two side spans of 960 m. Its extremely flexible features, caused by the span length never experienced, increase importance of careful detailed considerations on static as well as dynamic effects in the aerodynamics of the superstructure. The paper describes some of design considerations on wind effects, particularly focusing on the studies of full aeroelastic bridge model wind tunnel tests, which have been conducted in order to carry out the final verification of the wind resistance safety of this bridge at a especially-constructed large boundary layer wind tunnel of 41 m width.

1. まえがき

1988年に着工してからほぼ5年が経過し、明石海峡に300mの高さを持つ2本の塔が際立つようになった。完成予定の1998年まであと5年を要する明石海峡大橋の工事は、今年折り返しの年を迎え、秋にはヘリコプターによるケーブルの渡海が始まり、上部工の工事がいよいよ本格化する。本橋は中央スパン長1,990m、側スパン長960mを持ち、きわめて可撓性に富む長周期構造物である。従って、強風に対する耐風安全性の確保が最重要課題の一つと考えられ、長い間にわたって多くの検討が実施されてきた。ここでは、本橋の耐風設計に関する考え方の概略、およびその耐風性の最終的な検証を目指して行われた全橋弾性模型による大型風洞試験の結果の概略について報告する。

2. 耐風設計の考え方と既往の検討結果

2.1 改定された耐風設計要領

本州四国連絡橋の耐風設計については、1976年に制定された耐風設計要領に従って実施されてきたが、その経過を通して作成時に残された問題点のうち、①フラッターに対する安全性の評価法、②鉛直たわみガスト応答の評価、③渦励振への対策、④架設時の耐風性の確保、の4点が基準の一層の合理化を図る上から重要なものと指摘されてきた。一方、中央スパン長2,000m級の超長大吊橋として明石海峡大橋の建設が具体化した時点で、その耐風安全性の確保が橋梁設計に占める役割はこれまで以上に重大であり、従って、

1) 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 156)

2) 本州四国連絡橋公団 設計部 設計第一課長 (105 東京都港区虎の門 5-1-5, 第45森ビル)

上記の問題点のみならず基準全体をより合理化する必要性が高いと考えられた。

このような背景のもと、耐風設計基準(1976)の見直し検討作業が行われ、最終的に明石海峡大橋耐風設計要領¹⁾がとりまとめられた。新しい要領では、以下のような3つの観点、すなわち、a) 耐風設計基準(1976)で不足している部分の追加、b) 1976年以降の新しい成果を基にした見直し、改訂、c) 超長大吊橋ゆえに派生する問題に対する補足、から検討作業が進められ、より精度の高い、合理的な考え方に立脚したものとなるように努められた。さらに、これまでの経緯からも新しい要領が今後の長大橋梁の耐風設計の基本として参考にされることを予想して、原則的な考え方、設計の流れ、条項の設け方などに汎用性を持たせるように意識されている。

とりまとめられた要領の主な特徴を示すと²⁾、

1) ガスト応答と風荷重

トラス補剛桁の場合、主要部材の断面が風荷重で決定されることから、風荷重規定の精度を高める必要性があり、風の乱れによるガスト応答の効果を風荷重に取り込む補正係数について、建設地点の風環境を考慮して決められた特性諸数値(補剛桁の基準高さ80mにおける設計基本風速; 60 m/s 、乱れの強さ $I_u = 10\%$ 、平均風速の鉛直プロファイルのべき指数 $\alpha = 1/8$ 、空間相関のディケイファクター $k = 8$ 、変動風速の主流方向および鉛直方向のパワースペクトル関数形など)を用いて再計算された。さらに、静的設計により得られた設計案に対して、横たわみ、鉛直たわみ、および振れの3成分のガスト応答解析を行って、初通過破壊に対して安全性を照査することとした。これは、従来、風荷重としては抗力成分のみを考慮していたのに対し、きわめて可撓性に富む超長大吊橋では揚力、空力モーメント成分による応答も影響が大きくなることを考慮したものである。

2) 耐フラッター性

強風時の長大吊橋の挙動を考えると、特にトラス補剛桁の場合、大きな静的横たわみと不規則なガスト応答が常に生じており、これに重なる形で現れるフラッターのような破壊的な自励振動はこのような状態の中で総合的に検討されなければならない。従って、フラッターについても乱流中の試験、全橋模型を用いた試験を行い、ガスト応答の影響を加えた安全性の照査が望ましいとした。しかし、明石海峡大橋の場合はもちろん、長大橋では乱流風洞試験の実施には施設や技術などの面から多くの困難を伴うことから、フラッターの限界風速の推定、照査は従来の一様流の部分模型試験による方法を基本的には踏襲することとした。

①このとき、フラッターなどの自励振動の一様流中の限界風速 U_c は次式を迎角 $-3^\circ \sim 3^\circ$ の範囲で満たすべきと規定された。すなわち、

$$U_c \geq 1.2 \mu_F U_z = 78\text{ m/s}$$

ここで、 $U_z = (z/10)^{1/8} U_{ref} = 60\text{ m/s}$ は補剛桁の基準高さ $z = 80\text{ m}$ における風速で、 $U_{ref} = 46\text{ m/s}$ は海上10m高さにおける基本風速(再現期間150年相当)である。係数1.2はフラッターが破壊的な自励振動であること、部分模型風洞試験や大規模構造物の設計・施工の信頼性、構造物としての社会的重要度を考慮した総合的な安全率である。また、係数 $\mu_F = 1.08$ は、風洞試験による照査が一様流中で行われることを前提に、実構造が遭遇する自然風の変動性の効果を取り入れた補正值で、平均風速の評価時間10分に対してフラッター現象の成育時間に30秒を想定した場合のものである。この後者の補正係数は、その設定期理由から、相当の相似性のある乱流中で照査風洞試験が行われた場合には用いられず、従って、上式の限界風速は10分間平均値で 72 m/s 以上となる。

②迎角 $-3^\circ \sim 3^\circ$ の範囲設定については、風の傾斜角として①架設地点の地形の効果、②橋桁の風荷重による静的捩れ変形、③自然風の鉛直変動風速の効果、を考慮して一様流中の風洞試験に条件づけた。開けた地形上では②、③のみを考慮すれば十分であるが、相似された乱流中での風洞試験では③の効果は含まれているので、②の捩れ変形が大きい場合には平均的な風の傾斜角は 0° のみでよいとした。

③フラッターなどの不安定振動の発生には構造減衰率が影響するが、その特定は従来通り類似の長大吊橋に関する実測結果から推定せざるを得ない。本州四国連絡橋として完成した大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋、大島大橋に関する起振機実験により求めた構造減衰率を従来のデータ群に加えて参考にし、さらに2,000m級の長周期構造物であることなどを考慮して耐風設計基準(1976)より小さめの値が定められた。トラス補剛桁の場合には、振れ振動には対数減衰率 $\delta = 0.02$ 、たわみ振動には $\delta = 0.03$ である。

2. 2 構造特性と空力特性に関する既往の検討

中央スパン長1,990mを持つ明石海峡大橋の耐風性、特に耐フラッター性については、最低次の固有振動数が在来の1,000m級に比べて半分以下になることから、きわめて厳しい状況に置かれていることが当初から認識されてきた。そこで、断面選定に係わる予備的検討の段階から実に多くの部分模型による風洞試験が、またトラス補剛桁採用が決定された以降においてもよりよい改良を探る各種の試験が実施されてきた^{3),4)}。最終的には、重量感のある伝統的なタイプのトラス補剛桁から脱却し、軽快感のあるいわば現代的なタイプのものが考案されている。後述する全橋模型試験に供された断面を図1に示す。

これまでに行われた種々の検討の結果、明らかにされた本橋の構造特性、あるいは空力特性の主なものを挙げると次のようになる。

1) 固有振動数の低下と顕著な構造的連成性

スパン長が長くなるとともに固有振動数は相対的に低くなるが、特に振れ振動数はスパン長に反比例して小さくなる。主要部材が風荷重で決定されるトラス補剛桁の場合でも、振れ固有振動数はケーブル張力の影響も小さくないが、補剛桁の振れ剛性の影響が主になる。いずれにしても、スパンの長大化とともにケーブルの重量増があり、これによる質量慣性モーメント増がその低下を著しくする。これが耐フラッター性の向上対策を大きな課題となすことになった。一方、3次元骨組みモデルを用いた立体固有振動解析によると、固有振動モード形の中には振れと横たわみ、あるいは風荷重によって変形した状態でのそれにはさらに鉛直たわみの成分が重なって、複雑な連成振動特性が認められる。この事実が実構造のフラッター特性に大きく影響するであろうと考えられた。

2) たわみと振れの連成フラッターの発生と各種添架物の影響

本橋では、上述のように固有振動数 f が低下するのに対し、他方、満足すべき耐フラッター安全性は在来規模の長大橋と変わらないかなりの強風($U \geq 7.8 \text{ m/s}$)について照査する必要がある。このことは無次元の換算風速 $U_r = U/fB$ でみると、いままで経験したことのない高い領域を対象にすることになる。これまでに実施された部分模型による膨大な数の風洞試験に見られる主な特徴、結果は次のようになる。

- ①トラス補剛桁の内側に搭載される各種の添架物(維持管理用の軌条桁、管理路、電力・電信・送水管路など)の配置の影響を敏感に受ける。
- ②フラッターの発現風速は低い場合には $40 \sim 50 \text{ m/s}$ にも下がり、このときの性状は振れが卓越したフラッターである。一方、満足すべき照査風速を越える強風領域での現象はいわゆる曲げ振れフラッター的な並進と回転振動が連成するようになる。
- ③各種の設計要因、あるいはフラッターへの影響因子を考慮した結果、図1に示すような道路床版の中央下部に置かれた鉛直な板(スタビライザー)、あるいはその上部の中央分離柵を閉塞する形(センターバリア)などの対策をとると、所定の耐フラッター性が確保されるようになる。
- ④中央スパンの中央部、あるいは側スパンの橋端部では補剛桁と主ケーブルが近接するが、フラッターの発生の上にも両者の空力干渉の効果が現れ、その限界風速を低下させる。補剛桁の高さとほぼ同じ位置に主ケーブルがあるとき最も低くなる。

3. 全橋弾性模型による大型風洞試験

本橋の最終設計案に向かう作業の進捗とともに、耐風設計要領に定めるいくつかのチェックポイント（風荷重規定により構成される部材、断面に対するガスト応答と耐フラッター性の照査など）を経て、スタビライザーやセンターバリアと呼ばれる耐風性向上策を備えた断面が最適案として固まることとなった。しかし、これらのチェックポイントは在来規模のスパンを持つ長大吊橋に関する経験、理解に基づくもの、特に、耐フラッター性は部分模型による試験、ガスト応答評価は各成分ごとの解析計算によるなど、その時点での最良の手法、モデルに従っているとはいえ、未経験の長周期、超長大スパン構造物をターゲットに適用されたことはない。これまでの検討により、本橋のいわゆる限界状態につながるような高風速域においては、風荷重により大きく横たわみするとともに振れ変形し、これに不規則なガスト応答を重ねながら最後に複雑な振動モード形の連成フラッターが発現する、というように複合した挙動が3次元的な変形、振動形を見せながら現れると考えられる。そこで、この3次元的な効果を考慮したより精度の高い耐風性の評価が必要であるとの見地から、実橋をできる限り忠実に再現した全橋弾性模型を用いて耐風安全性を検証することとなった。

この全橋弾性模型を用いた大型風洞試験の実施に当たって、十分な相似性が

- ①幾何学的相似： 補剛桁、主塔、ケーブルの形状、寸法、あるいはこれらの要素、部材間の空力干渉
- ②構造力学的相似： 補剛桁、主塔、ケーブルの関係する全ての剛性、質量とそれらの分布
- ③自然風相似： 境界層乱流の特性値（乱れの強さ、スケール、空間相関、鉛直プロファイル、パワースペクトル関数形）

において満たされなければならない。このための全体試験計画、風洞施設計画、供試模型計画などに関する諸検討が事前に行われた。結局、模型縮尺 $1/100$ が適当と判断され、全長約40mになる全橋弾性模型が格納できる大型の境界層風洞が建設されることとなった。風洞施設、全橋模型についての詳細は既に報告されているので^{5)、6)}、ここではそれらの要点、概要のみを述べる。

風洞施設の概要： 測定部幅 41m、高さ 4m、長さ 30m、風速範囲 0.5～12m/sをもつ。一様流中試験用の測定部前方において、平均風速分布の偏差 $\pm 3\%$ 以内、風速変動（乱れの強さ）0.5%以下となり、おおむね想定された性能が保持されていると考えられた。

全橋模型の概要： 風洞測定部に設置された全橋弾性模型（写真1）について、静的載荷試験、ならびに動的振動試験を行って、所定の模型性能が確保されているかどうか確かめた。静的変形については、解析計算と比較した結果、振れでは模型の剛性が若干高い傾向が見られるが、鉛直曲げ、水平曲げはよく一致した。固有振動数については、表1に示すように、振れ対称1次モードで4%ほど測定値が高いが、他のモードでは測定値と計算値の差は1～2%以内に収まっている。対数減衰率は、鉛直曲げ対称1次モードで $\delta=0.032$ 、振れ対称1次で0.029である。所定値との差はいずれも大きくないので、最終結果の評価の段階で補正できるものと考えられた。

一方、自然風を相似すべき乱流境界層の生成については、耐風設計要領に規定の諸特性値をターゲットに、既往の成果⁷⁾を参照しながら、スパイアと床上ラフネスブロックにより二通りのものを設定し、試験に供した（写真2）。鉛直プロファイルのべき指数 α 、乱れの強さ I_u （主流方向）、 I_w （鉛直方向）、乱れのスケール L^* 、ディケイファクター k について、

〔乱流I〕 $\alpha=1/5 \sim 1/6$ 、 $I_u=9.5\%$ 、 $I_w=6.8\%$ 、 $L^*=$ 約1m、 $k=5 \sim 12$

〔乱流II〕 $\alpha=1/9 \sim 1/12$ 、 $I_u=6.5\%$ 、 $I_w=5.5\%$ 、 $L^*=$ 約1m、 $k=5 \sim 12$

となる。前者はガスト応答照査用、後者はフラッター照査用である。測定結果の一例を図2に示す。乱れのスケールが若干小さいなど、中には所定値との間に差が認められるものがあるが、測定結果に解析計算を介した補正を施すことにより最終評価に供することができると考えられた。

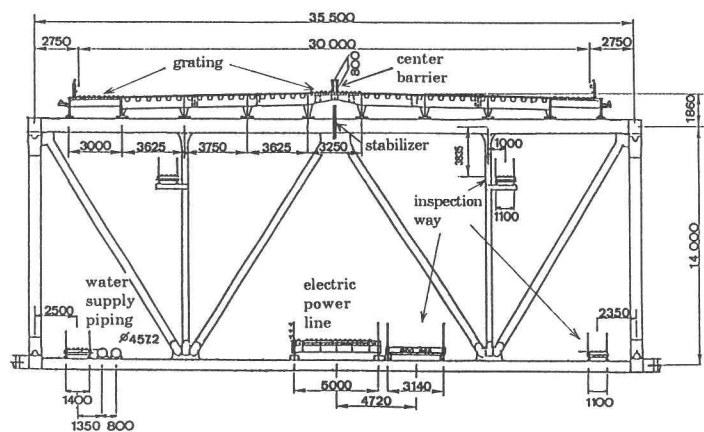


図1 トラス補剛桁
改良断面（スタビライザー、
and/orセンターバリアあり）
基本断面（対策なし）

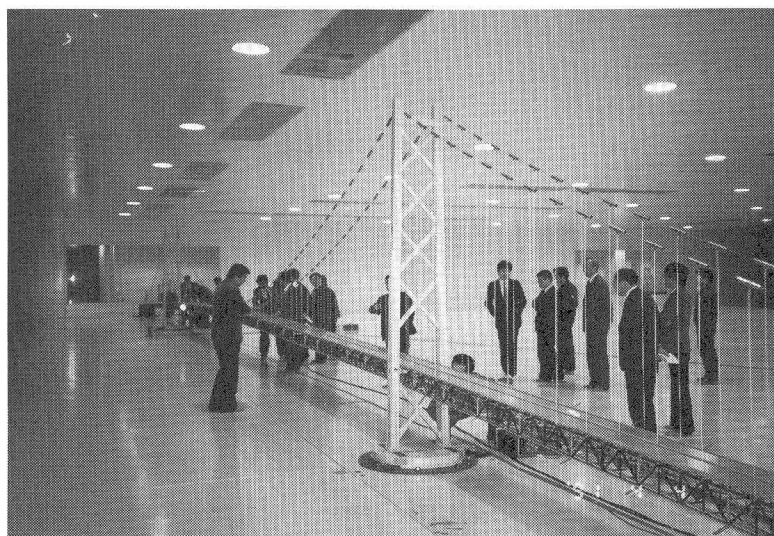


写真1 全橋弾性模型
（縮尺1／100）

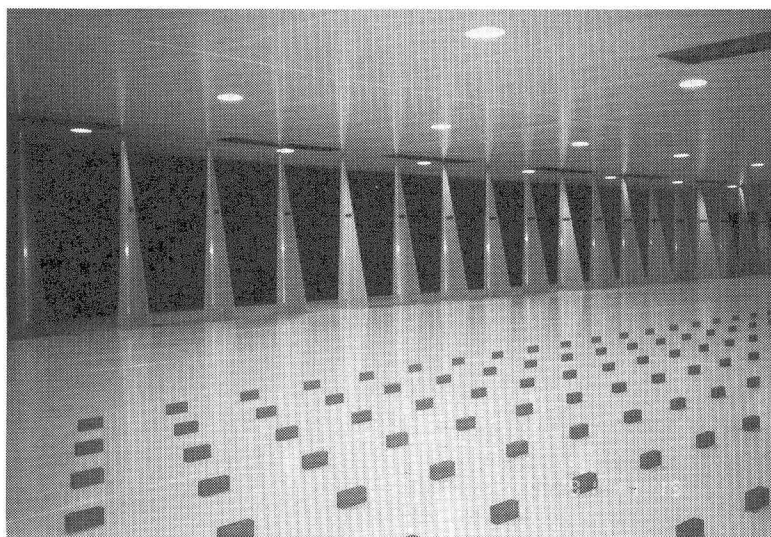
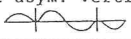
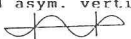
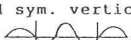
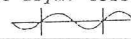
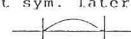
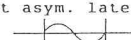


写真2 境界層乱流の生成
スパイアと床上ラフネス
ブロック群

No.	primary comp. of mode shape	frequency (Hz)	
		required#	measured
1	1st sym. vertical 	0.638	0.635
2	1st asym. vertical 	0.745	0.732
3	2nd asym. vertical 	0.835	0.830
4	2nd sym. vertical 	1.213	1.221

No.	primary comp. of mode shape	frequency (Hz)	
		required#	measured
5	1st sym. torsion 	1.497	1.550
6	1st asym. torsion 	2.077	-----
7	1st sym. lateral 	0.387	0.391
8	1st asym. lateral 	0.775	0.781

1/100 scaled frequency of prototype

表1 全橋模型の固有振動数一覧

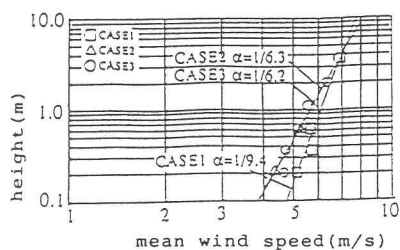
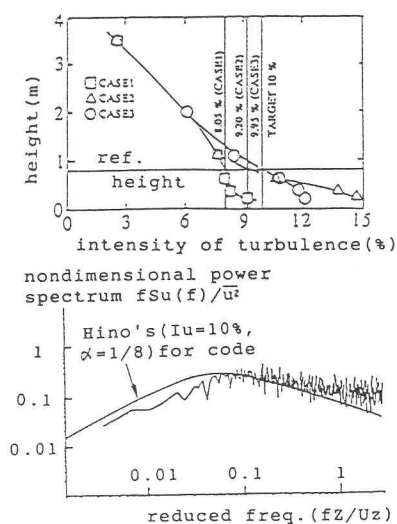


図2 境界層乱流特性の測定例

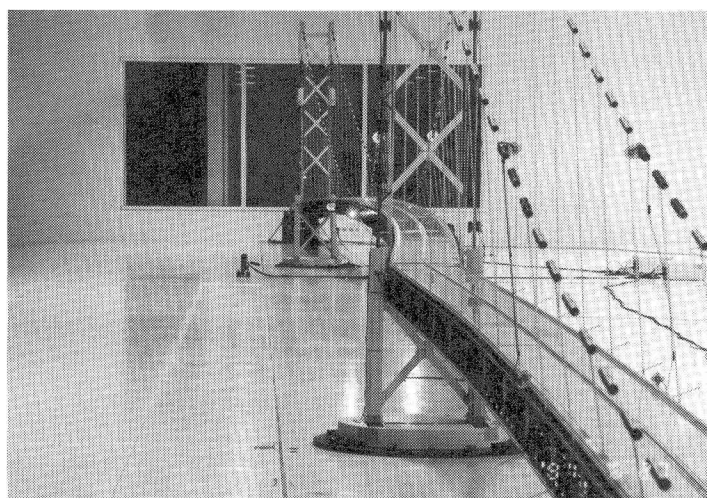


写真3 風荷重により変形する全橋模型

4. 風荷重による静的変形特性⁸⁾

写真3に示すように、全橋模型は風速の増大とともに大きく変形する。橋軸に直角に風速が作用する際の、改良断面（スタビライザーとセンターバリア付き）の補剛桁とケーブルの水平たわみ、補剛桁の鉛直たわみと橋軸まわりの振れ角の変形分布、および主塔変形は図3のようになる。中央スパンの補剛桁の水平たわみを見ると、スパン中央の半スパン長部分のたわみが緩やかな変化を示していることが特徴的である。これは補剛桁に作用する風荷重（抗力）のある部分がケーブルへ移行する結果である。これに対し、振れ変形についてはスパン中央点が突出する形になっている。また、中央スパンの主塔近くで振れ角が0になっているが、これは、補剛桁が水平たわみするとともに橋軸方向にも変位し、タワーリンクアーム部材の回転にともなう上下変位が上流側で大きくなる結果、主塔近くでは中央点と反対方向に振れるためである。鉛直たわみはスパン中央点で小さく、このケーブルに近接する中央点と主塔位置とが支持点になるような変形分布になっている。

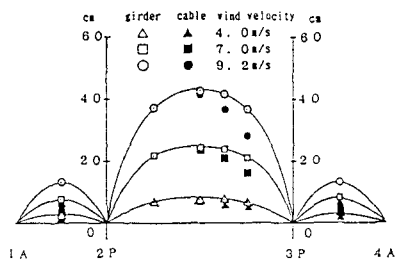
一方、スパン中央点に着目して風速に対する補剛桁の変位の変化を見ると、図4のようになる。風荷重を与える等価風速 7.4 m/s （補剛桁の基準高さ 80 m における設計基本風速 60 m/s × ガスト応答を考慮した補正係数）において、補剛桁の水平たわみは約 30 m にも達し、同時に振れ角は -4° （上流側下げ）にもなる。これらの大きな変形はトラス補剛桁を持つ超長大吊橋の特徴の一つといえるが、特に振れ変形は補剛桁の上下横構部材の設計のみならず、フラッターと迎角との関係において不安定振動の発現にも影響するという点で注意が必要になる。

本橋の場合、上述の等価風速で風荷重（抗力）強度は 5.2 tf/m となり、先ず、補剛桁の水平たわみの直接的な原因となる。補剛桁の鉛直たわみについても、ケーブルの水平たわみに伴う主塔の頂部における回転変位が原因した上方への変位が生まれる。さらに、この抗力の効果により振れ変位が大きく現れる。すなわち、合力としての抗力は補剛桁の中心点に作用しているが、他方、補剛桁とケーブルの相対変位差に伴う吊り材の傾斜により補剛桁頂部の取り付け点に反力が生まれる。これらが一つの偶力モーメントを構成することになり、結局、振れ変位を引き起こす。これは本来作用している空力モーメントの効果より一桁大きいものである。

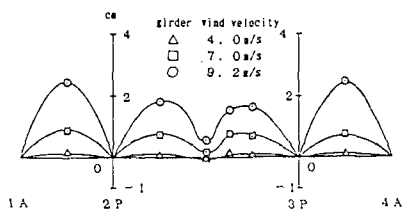
このように観測された変位を解析値と比較したものが同じ図4である。計算では3次元立体骨組みモデル、荷重増分法を用い、変形に伴う幾何学的非線形性を考慮している。作用空気力には橋軸方向の変化を考え、一般部には補剛桁のみの部分模型により測定した静的空気力（抗力、揚力、および空力モーメント）を、ケーブルが近接して空力干渉効果が心配される部分にはこれに配慮した空気力を用いている。比較の結果、水平たわみは比較的良い一致が見られる。しかし、振れ変位は、①実橋に関する解析値、②模型に関する解析値、③模型測定値の順に大きくなっている。それぞれの差異について、パラメトリック解析計算によって原因を探ると、①と②の解析値同志の間では、模型製作上厳密な相似性保持ができていないための本模型固有の原因（主塔脚の伸び剛性の非相似、変断面の補剛桁剛性の3種類簡略化、補剛桁剛性相似用V字パネの幾何学的非線形性、吊り材定着点の剛域評価の差、など）が挙げられる。②と③の模型同志の間では、タワーリンク、センターステイ、吊り材の定着点など、模型とその解析モデルとの境界条件や実現される骨組み部材などの特性差によるものと考えられる。いずれにしても、以上の検討から、実橋の振れ角は模型で測定された値ほど大きくはならず、実橋に関する解析値程度に止まるといえる。それにしても、トラス補剛桁に固有なものといってよい、上述した抗力による偶力モーメント効果のために、当初予想したよりも大きな振れ変位が現れることになり、今後の検討に注意を要することとなった。

5. フラッター特性

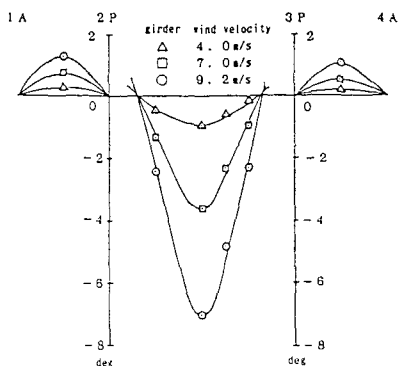
前述した部分模型による既往の風洞試験結果から予想されたように、その特性は若干異なるものの、全橋模型においても高風速域で連成フラッターの発生が風荷重による静的変形に重なる形で見られた。発生風速



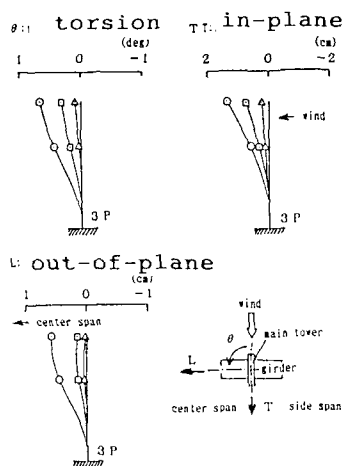
(a) lateral



(c) vertical

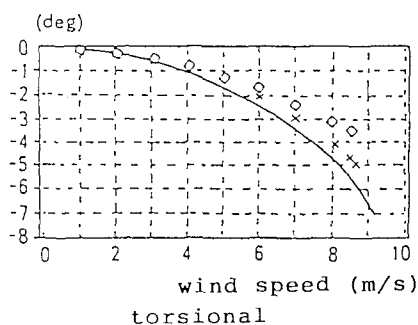
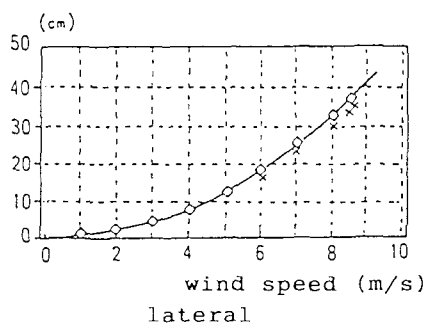


(b) torsional



(d) tower

図3 風荷重による静的変形の分布 (改良断面; スタビライザー、センターバリアつき)



- full model test
- × full model analysis
- ◇ prototype analysis

図4 スパン中央点の水平たわみと捩れ変位
測定値と解析値の比較 (改良断面)

に関する試験結果をまとめると図5のようになる。試験は当初設計案を基本断面とし、これに耐風安定化対策のスタビライザーとセンターバリアを搭載した改良断面について行われた⁹⁾。迎角の影響を調べるために、全橋模型試験においても、風洞床上に傾斜板を置いて補剛桁位置で約 2.7° の吹上となるケースを加えた。図中の部分模型試験の迎角は拘束された設定値であるが、全橋模型試験のものは、上述のように橋軸方向に振れ変位が変化するので、その最大、最小値の幅、これに傾斜板による吹上角を加えたものを用いている。

図5から、部分模型と全橋模型との間にいくつかの特性差が見出だされる。部分模型試験では、基本断面のフラッター限界風速は要領の要求値より低く、迎角の増とともにさらに低下する。このことから、全橋模型試験においても吹上角のある場合の限界風速は低下すると予想されたが、実際には水平風の場合と差は認められない。改良断面に関する部分模型試験では、前述のように、要領の要求を満足する耐フラッター性が保持されているものの、迎角増に対して同じような低下が若干見られる。これに反して、全橋模型試験では吹上角のある場合は逆に限界風速が上がっている。このように全橋模型の限界風速が要領の要求値より高いのは、本橋に採用されたトラス補剛桁断面の持つ空力特性と図3に見るような高風速域での中央スパンの大きな負の（上流側下向き）静的振れ角の発生とが結び付いた結果といえる。要するに、基本断面においても負の迎角ほど限界風速が高くなる特性があるところに、風荷重による負の静的振れ角が生じることによってますます限界風速を高くする相乗効果につながったと考えられる。この事実は、フラッターなどの不安定振動の検討が風荷重による静的変位を考慮して行われなければならないことを示している。

境界層乱流中でも、基本断面で乱れの強さ $I_u = 6.5\%$ の場合に、平均風速 8.1 m/s 以上の高風速域でフラッターが観測された（参照図9d）。この10分間平均風速に乱流の変動風速の効果をある程度見積もると、一様流中での限界風速 8.4 m/s にはほぼ一致したものとなる。スタビライザーなどを持つ改良断面ではこれ以上の高風速になると考えられるが、この領域では乱流中でのガスト応答効果による不規則振動が顕著になり、明確なフラッターの発生とその限界風速の特定が難しくなる。

さて、全橋模型に見られたフラッターの特性をよりよく理解するために、図6に示すように、特定モード形に着目して空力減衰と振動数の風速に関する変化を追跡した。このモード形として、最低の風速で発生するフラッターに強く関係すると考えられる振れ対称1次モード（ある風速のもとでは、厳密には呼称として適当でない）を選び、模型を加振した後の減衰率、あるいは発散率と振動数を風速を変えて測定した。図6は一様流中の基本断面、迎角 0° のものである。図から分かるように、空力減衰は風速の増大とともにわずかに変化し、風速約 7 m/s 以上になると突然負側に低下する。空力減衰が正から負に変わる風速、ここでは 8.4 （実橋では 8.4 ） m/s が限界風速となる。このとき発生したフラッターは、上述したように、連成タイプのもので、無風時の振れ対称1次固有振動モード形に似た振れに鉛直たわみが重なり、これらにわずかに水平たわみが加わるという特別な振動モード形を成している。このフラッター振動モード形の一周期間の変化を見たものが図7である。振れ成分は無風時の対称1次固有振動モード形によく似ているが、鉛直たわみ成分の方はどの固有振動形にも似ず、一周期間に節の位置が変わっているのが見える。このような節の移動から、連成フラッター発生時の振動形には本来の振れ成分とたわみ成分間のみならず、橋軸方向にも位相差が存在することが分かる。振動数の方は、フラッター発生時には、無風時の振れ振動数の約 90% に低下している。これは非定常空気力の変位比例項による働きで、連成フラッターに特徴的な現象である。

この空力減衰と振動数の風速に対する変化はいわゆるフラッター解析法を用いて解析することができる。すなわち、振動する橋桁に作用する非定常空気力を部分模型により測定しておき、これを風荷重により変形している全橋模型の3次元立体骨組みモデルに適用して複素固有値解析を行うと求められる。非定常空気力はそれぞれの断面形について、迎角を変え、ケーブルの有無を考慮するなどして、式（1）の形の係数がある調和振動のもとで測定する。ここで、 L 、 M 、 D ；揚力、空力モーメント、抗力、 u 、 ϕ 、 v ；鉛直たわみ、振れ、水平たわみ、添字 s 、 c 、 h ；補剛桁、ケーブル、吊り材の意味である。式（1）の右辺の非定常空気力係数マトリクスの各成分は一般的に、式（2）のように、換算振動数 k の複素関数で与えられる。

$$\begin{array}{c|c|c|c|c|c|c|c|c|c}
 Ls & & Ls(u) & Ls(\phi) & Ls(v) & 0 & 0 & 0 & us \\
 Ms & & Ms(u) & Ms(\phi) & Ms(v) & 0 & 0 & 0 & \phi s \\
 Ds & = & Ds(u) & Ds(\phi) & Ds(v) & 0 & 0 & 0 & vs \\
 Lc & & 0 & 0 & 0 & Lc(u) & 0 & 0 & uc \\
 Dc & & 0 & 0 & 0 & 0 & Dc(v) & 0 & vc \\
 Dh & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Dh(v) & vh
 \end{array} \quad (1)$$

$$F_{L.M.D}(u, \phi, v) = F_R(k) + i F_I(k), \quad k = \omega b / U \quad (2)$$

ここで、 ω ；円振動数、 b ；桁幅の半分、 U ；風速である。

曲げ振れ連成フラッターに関する従来の理解から、補剛桁の鉛直たわみと振れに伴う、それぞれの連成成分をも含めた揚力と空力モーメントの非定常空気力をもとに、さらに補剛桁の抗力、ケーブルの抗力と揚力の準定常空気力を組み入れれば（上式の四角で囲った成分）、相応の解析結果が期待されると考えられた。事実、図6に見られるように、約7m/sまでの風速域について測定値と解析値の一致はかなり良い。しかし、これより高い風速での負減衰への突然の低下はこの考え方による解析では追いつけなかった。この点について、現在、解決に向けて精力的に検討が行われており、振れに伴う抗力（上式の波線部）、あるいは鉛直たわみに伴う抗力（実線部）を考慮すると説明できるとの考え方が有力視されている。これらの結果については次の機会に報告することとする。

いづれにしても、全橋模型ではフラッターの発現は全てかなり高い風速域で見られたが、これらに模型の相似条件に残さざるを得なかった若干の不整の調整を施した結果、中央スパンのみにスタビライザーを搭載すれば要領に設定された耐フラッター性の要求を満たし得ると結論された。

6. ガスト応答特性

前述した境界層乱流I、IIのもとで全橋模型のガスト応答が観測された。平均風速の増大とともに、一様流中と同様に風荷重による静的変形が大きく現れ、これに不規則なガスト応答が重なっている。その振動は3次元的なもので、時には補剛桁の橋軸に沿って波動が伝播するように見える。図8は乱流II（ $Iu=6.5\%$ ）中で測定された中央スパン中央点の振れガスト応答の時系列で、平均値まわりに不規則な振動が続いているのが分かる。低い方の平均風速のものに比べ、高い方のものの不規則性に違いが認められるが、乱流中でのフラッター発生を示すものと考えられる。試験では各設定風速について15分の連続測定が行われたが、これから1分平均（実橋で10分相当）の統計値15個を求め図示すると、図9 a、b、c、dのようになる。平均値以外の最大、最小ピーク、RMS、最大応答値はばらついているのが特徴的である。この図a、b、cは乱流I（ $Iu=9.5\%$ ）中の水平たわみ、鉛直たわみ、振れ応答を、図dは乱流II中の振れ応答を示す。上述した乱流中のフラッター発生については、乱れの強さの大きい乱流Iの方で振動の不規則性が相対的に大きくなり、判別をより難しくしているが、平均風速が8m/sを越えるとフラッターが発生していると見なせるようである。いづれにしても、この風速領域では本来のフラッター特性にガスト応答性が重なって複雑な振動挙動になっているものと考えられる。このような大きな振れ、さらに鉛直たわみ応答は事前に予想された通りであったが、水平たわみ応答は予想外に小さい振動に止まり、対照的であった。

明石海峡大橋の耐風設計要領¹⁾では、風荷重は時間平均の効果に解析的に算定した水平たわみガスト応答の効果を加えて与えられている。この風荷重により決められるトラス補剛桁について、鉛直たわみと振れのガスト応答に関する照査を解析的に行ってみると、風荷重作用時にさらに許される振れ振動の余裕はあまり大きくないことが分かっている。特に、トラス桁の上下横構の余裕は大きくない。本試験で測定されたガスト応答は、上述したように、水平たわみは従来のスペクトル解析法による解析計算値よりかなり小さく、こ

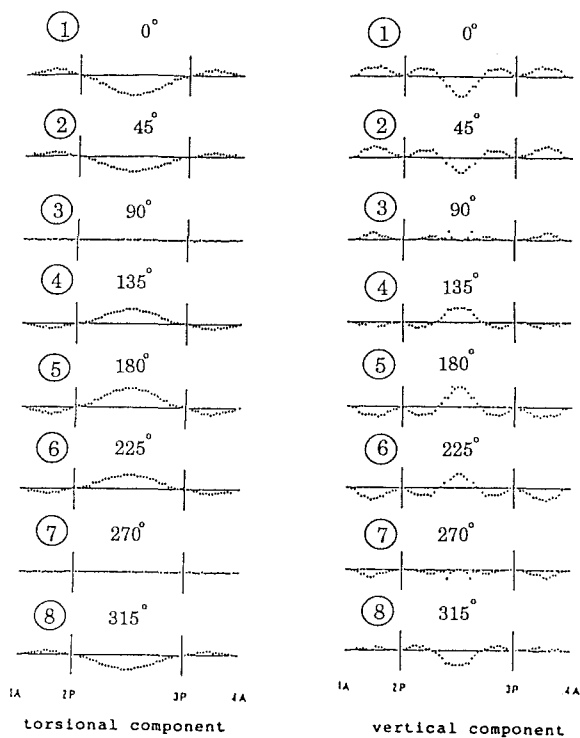


図7 連成フラッター時の振動モード形の1周期間
の変化 (基本断面、一様流中)

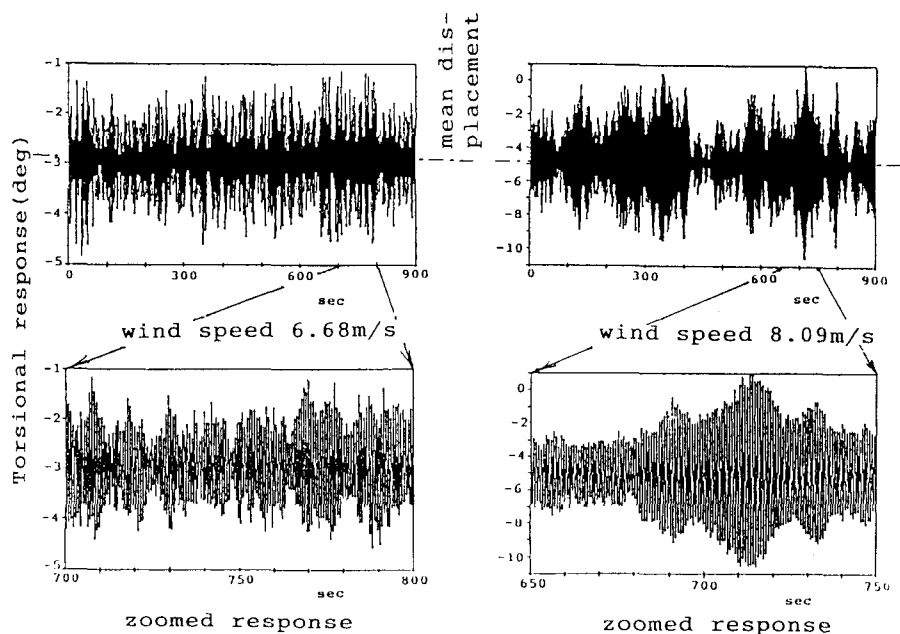
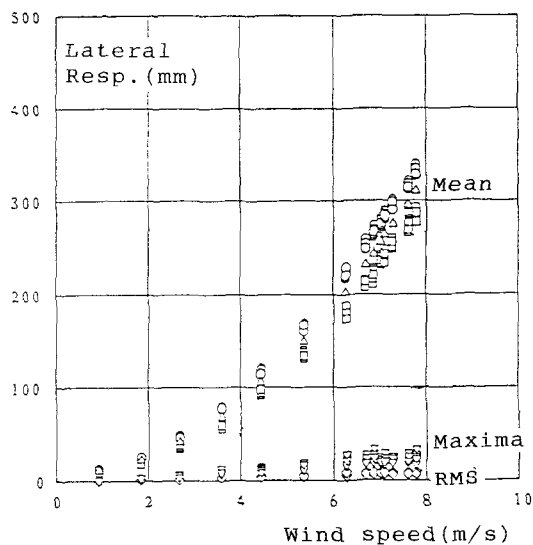
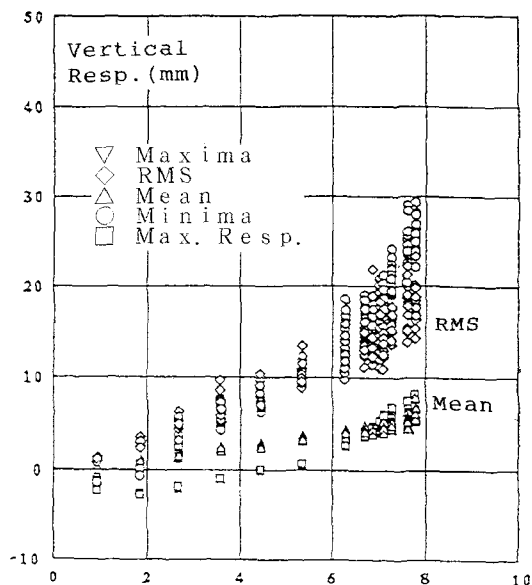


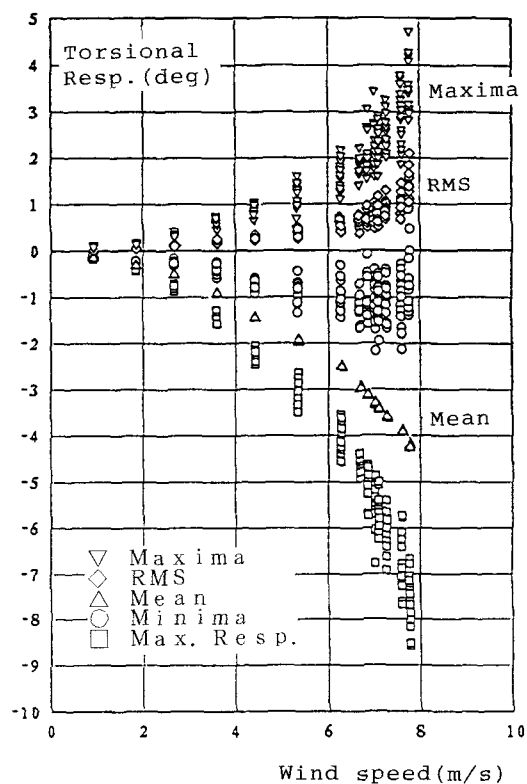
図8 境界層乱流中のガスト応答時系列の例 (基本断面、 $I_u=6.5\%$)



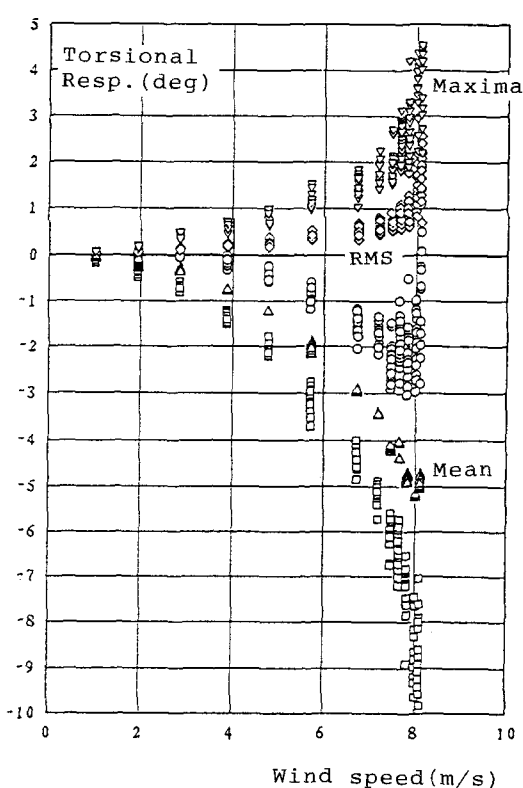
(a) 水平たわみ ($Iu=9.5\%$)



(b) 鉛直たわみ ($Iu=9.5\%$) Wind speed(m/s)



(c) 捩れ ($Iu=9.5\%$)



(d) 捩れ ($Iu=6.5\%$)

図9 境界層乱流中のガスト応答の例 (基本断面)

れに反して鉛直たわみと振れはかなり大きいものである。これらの測定結果への十分な解析、また要領に規定される所用の相似条件に係わる乱流試験上の不整への補正が行われた後でなければ断定はできないが、事前の解析予想値より小さい水平たわみ応答のために、測定されたガスト応答の限りでは主要部材の応力は許容レベル以下であり、全体としての安全性は保持されているようである。

いづれにしても、この全橋模型による乱流風洞試験において観測されたガスト応答には、従来の理解、経験を超えた複雑な特性、①3次元である、②水平たわみ応答が小さい、③高風速域ではフラッターの発生と干渉し合う、さらに④振動数、特に振れ振動数が風速増とともに低下する、などを見せている。これらは、現在、精力的に検討が行われているところであるが、これを待ってガスト応答に関する最終的照査が行われることになる。

7. あとがき

本論では、完成すると世界最長になる明石海峡大橋の耐風設計に関する考え方の概略、ならびにその耐風性の検証として実施された全橋弾性模型による大型風洞試験の結果の概略について報告した。結論として、縮尺1/1000の全橋弾性模型による本風洞試験は、幾何学的、構造的相似のみならず自然風相似の全てについて比較的良好な相似条件のもとに行われた。その結果、本橋の耐風安全性は風荷重による静的変形、耐フラッター性、そしてガスト応答の主要な3つの風の作用について十分に備わっていると判定された。

すでに述べたように、特徴的な挙動として、風の方向に横たわみするとともに振れ変形し、これに不規則なガスト応答を重ねながら最後に連成フラッターが発現する、というように複合した挙動がきわめて複雑に、3次元的に現れている。いわゆる限界状態につながるような高風速域において新たな発見ともいえる現象が見出だされている。そこでは、鉛直たわみ、水平たわみと振れの変位、振動が相互に関連し合い、単純な挙動とはなっていない。このように、着目すべき挙動に3次元的な変形、振動が関連するということになると、実現される模型の相似性の程度が再度厳しく問われることになる。試験結果の事実関係、実構造の安全性確認への翻訳過程については詳細な解析がさらに継続され、今後の長大橋梁の耐風設計法の見直し作業に役立てられることとなる。

本論は本州四国連絡橋耐風委員会、および同風洞作業班の場で検討された内容、結果に基づいて述べられている。各委員、幹事、ならびに多くの関係各位に敬意と謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団、明石海峡大橋耐風設計要領(1990)
- 2) 岡内、宮田、飯島、竹内、明石海峡大橋の耐風設計に関する考え方、第10回風工学シンポジウム集、1988
- 3) 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的検討、構論、33A、1987
- 4) 大橋、宮田、岡内、白石、成田、明石海峡大橋の耐フラッター性に関する予備的検討、第10回風工論、1988
- 5) 宮田、横山、辰己、樋口、金崎、全長40mの長大吊橋模型による大型風洞試験について、11回風工論、1990
- 6) 勝地、宮田、横山、金崎、保田、鈴木、超長大橋梁の耐風安全性に関する大型風洞試験、構論、38A、1992
- 7) Irwin, P., Design and use of spires for natural wind simulation, LTR-LA-223, NRC Canada, 1979
- 8) 勝地、宮田、保田、横山、山田、長大吊橋補剛桁における静的変形に関する一考察、第12回風工論、1992
- 9) 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集、1992

(1993年 1月16日受付)