

## 4 径間吊橋のフラッター特性に関する解析的研究

Analytical study on flutter characteristics of 4-span suspension bridge

勝地 弘\*, 山田 均\*\*

Hiroshi Katsuchi and Hitoshi Yamada

\*博(工), 横浜国立大学助教授, 大学院工学研究院 (〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)

\*\*工博, 横浜国立大学教授, 大学院環境情報研究院 (〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-7)

A multiple-span suspension bridge has been often proposed for strait crossings because of the advantage of reducing huge intermediate anchorages. However, it has a disadvantage of large static deflection and therefore a countermeasure was proposed such as stiffer intermediate towers. The characteristics of the static deflection have been studied by some researchers, however a limited number of studies on that aerodynamics have been done so far. In this study, flutter characteristics of a 4-span suspension bridge with main span length of 2,000 – 4,000m were investigated by flutter analysis. The results showed that its flutter speed is lower than that of a 3-span with the same center-span length, and that the side-span length of a 4-span suspension bridge affects the flutter speed less than that of a 3-span suspension bridge.

*Key Words: Flutter analysis, 4-span suspension bridge, intermediate anchorage*

キーワード: フラッター解析, 4 径間吊橋, 中間アンカレイジ

### 1. はじめに

4 径間あるいはそれ以上の多径間吊橋は, 3 径間吊橋を連続させるよりも, 支間長を短くできることや中間アンカレイジが省略できるという利点から, 海峡横断プロジェクトにしばしば提案されてきた. 過去において, 4 径間を含む多径間吊橋の解析的検討が複数の研究者によってなされており<sup>1) - 5)</sup>, またオークランドベイ橋, ジブラルタル海峡横断橋や来島海峡大橋などで 4 径間吊橋案が検討されている. しかしながら, 多径間吊橋は中間主塔の存在からたわみやすい構造となり, 補剛桁の最大たわみが設計上のクリティカルとなることが多い. その対策として, 剛な中間主塔や補剛ステイクブルの採用が提案されたりしている. このような多径間吊橋の特性から, オークランドベイ橋や来島海峡大橋では 3 径間吊橋を多連する案が最終的に採用されている. ただし, 中間アンカレイジ位置の良好な地形, 地質条件もその最終決定に大きく貢献している. しかしながら, 例えば, ジブラルタル海峡や津軽海峡のように海峡全体が大水深の場合, 中間主塔の構築は石油掘削リグ技術の応用が考えられるものの, 中間アンカレイジの構築は極めて困難である. したがって, このような場合には多径間吊橋のメリットは依

然として大きく, 多径間吊橋の構造検討を行う余地は十分にあると言える.

多径間吊橋に関する既往の研究に関して言うと, 多くの場合, 交通荷重や風荷重に対する剛性やたわみといった静的な検討にとどまっており, 耐風安定性に関する検討はわずかである<sup>6), 7)</sup>. 多径間吊橋が検討されるようなプロジェクトでは, 支間長も長大な場合が多く, それゆえ耐風安定性の確保が計画案の成否を左右することとなる.

以上のことから, 本論文では, 4 径間吊橋を対象にその動的構造特性を検討することとする. 特に, いくつかの異なる構造条件を組み合わせモデル吊橋を対象にフラッター解析によって, そのフラッター特性の検討を行った結果を述べる.

### 2. 4 径間吊橋の基本的な動特性

既に述べたように, 4 径間吊橋は大規模な海峡横断プロジェクトに対しては有力な選択肢の 1 つであるが, その大きな可撓性のため, これまでに長大スパンの 4 径間吊橋は実現されず, 最終的には 3 径間吊橋の多連に至っている. 日本では, 最大支間長 158.4m の 4 径間吊橋である小鳴門橋が建設されるにとどまっている

(図-1 参照).

近年, Yoshida らは 4 径間吊橋の構造特性を検討し, 海峡横断プロジェクトへの適用性に関して検討を行っている<sup>8)</sup>. そこでは, 4 径間吊橋の基本的なたわみ特性が示され, 剛な中間主塔と 3 次元サグ・ケーブルシステム (塔頂でケーブル間隔を狭めるケーブル配置) を併用することで 2,000m スパンの 4 径間吊橋が実現可能であることが示されている.

本研究では, まず 4 径間吊橋の基本的なフラッター特性を把握するために, 3 径間吊橋のそれとの比較を行った. ここでは, 中央支間長として 2,000m, 3,000m, 4,000m を対象とし, 4 径間吊橋においては 2 つの中央支間長は同じとした. また, 側支間長は中央支間長の 1/2 とした. 表-1 に仮定した補剛桁諸元を示す. 補剛桁は, 桁幅 42m, 桁高 4m の扁平 6 角形断面であり, 3 径間吊橋, 4 径間吊橋ともに同じとした. ケーブルは, 引張強度 1,760MPa の高強度ケーブルとし, 許容応力度の設定には安全率 2.2 を用いた. また, 主塔はいわゆるフレキシブル塔を仮定した.

図-2 に 3 径間吊橋と 4 径間吊橋の固有振動数の比較を示す. 図-2 において, 横軸は同じ中央支間長を表しているが, 図-3 に示すように, 例えば, 中央支間長 2,000m の場合, 3 径間吊橋では全長が 4,000m, 4 径間吊橋ではそれが 6,000m となる. 中央径間でのサグ比は全てのケースで 1/10 とした. 図-2 より, 4 径間吊橋は 3 径間吊橋と同様に, ねじれ振動数が中央支間長の増大に伴って急激に低下することが判る. また, 3 径間吊橋と 4 径間吊橋では, 同じ中央支間長でも対称モードの固有振動数に大きな違いが見られる. これは, 4 径間吊橋では, 中央主塔 (フレキシブル塔) のねじれ剛性の影響により, 3 径間吊橋よりも対称モード変形が生じやすいためと考えられる.

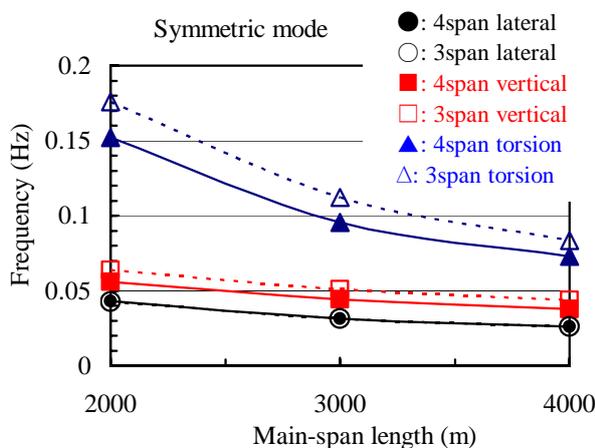
次に, 平板の非定常空気力を用いたモード法によるフラッター解析を実施した. ここでは, 比較解析であるため, 揚力, 空力モーメント成分のみを考慮し, 準定常抗力成分は考慮していない. 図-4 に結果を示すが, 3 径間吊橋, 4 径間吊橋ともに中央支間長の増大に伴って, フラッター限界風速が低下していく. さらに, 同じ中央支間長では, 4 径間吊橋のほうが 3 径間吊橋よりも低いフラッター限界風速となっている. これは, 先に示したように 4 径間吊橋の対称モード固有振動数が 3 径間吊橋のそれよりも低いことが原因であるが, このことから 4 径間吊橋の低い固有振動特性が 4 径間吊橋の大きな可撓性を示す指標となっていることが判る.

表-1 補剛桁諸元

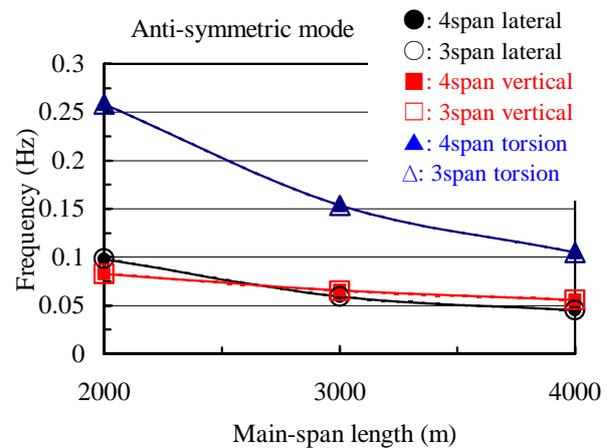
項目	諸元
重量 (KN/m)	191.5
極慣性モーメント (KNm <sup>2</sup> /m)	30,980
鉛直剛性 (m <sup>4</sup> )	5.97
水平剛性 (m <sup>4</sup> )	207.7
ねじれ剛性 (m <sup>4</sup> )	20.76



図-1 小鳴門橋



(1) 対称 1 次モード



(2) 逆対称 1 次モード

図-2 3 径間吊橋と 4 径間吊橋における中央支間長と固有振動数の関係 (側支間長比 0.5)

図-5に3径間吊橋、4径間吊橋のフラッターモードを示す。両方とも、ねじれ、鉛直成分は中央径間において対称モードとなっている。4径間吊橋の場合には、限界風速が近接して2つのフラッターモードが現れた(図-5(2),(3))。ねじれ卓越のほうは3径間吊橋と類似のモード形となっているが、水平卓越のほうは後で述べる他の中央支間長のケースでは見られなかった特異なモードであった。また、4径間吊橋では側径間の振動モードが、わずかではあるが3径間吊橋のそれよりも小さいことから、4径間吊橋の側径間はフラッターに対する

寄与が3径間吊橋よりも小さいと言える。

本研究では、先に述べたように平板空気力を用いてフラッター解析を行っている。図-4に示すフラッター限界風速は、4径間吊橋のほうが3径間吊橋よりも低く、また中央支間長の増大に伴って低下しているが、両者の差はそれほど大きくないと見ることも出来る。このことから、4径間吊橋の大きな可撓性を何らかの方法で補償でき、空力的に優れた断面を用いれば、4径間吊橋の適用性は十分にあると言える。

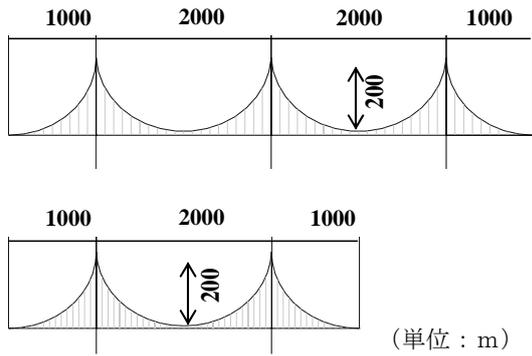


図-3 3径間吊橋と4径間吊橋の支間割(中央支間長 2,000m)

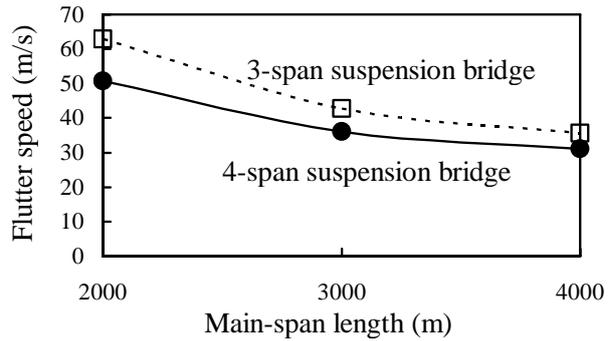
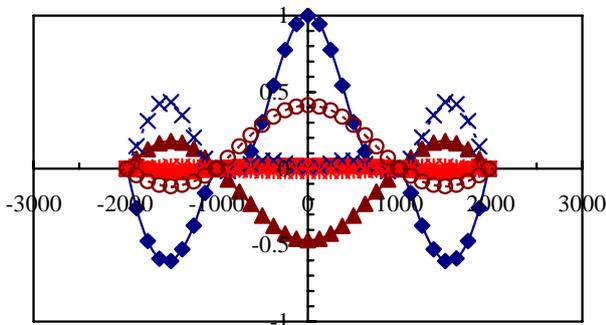
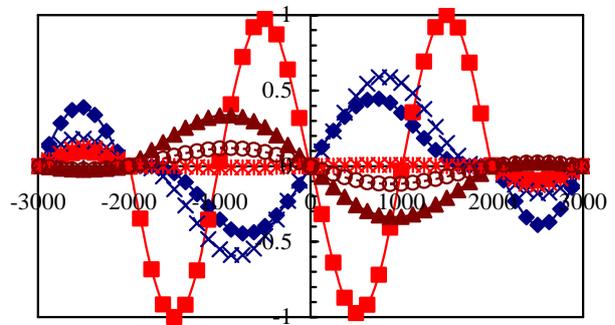


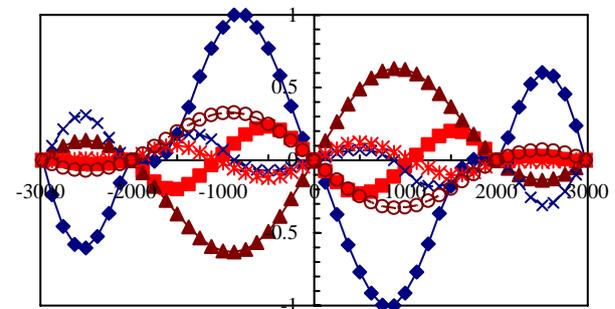
図-4 3径間吊橋と4径間吊橋の中央支間長とフラッター限界風速の関係



(1) 3径間吊橋



(2) 4径間吊橋 (水平卓越)



(3) 4径間吊橋 (ねじれ卓越)



図-5 中央支間長 2,000mのフラッターモード

### 3. 4 径間吊橋のフラッター特性

4 径間吊橋の基本的なフラッター特性を検討するため、種々の構造条件を変化させたモデル吊橋を対象に解析を実施した。表-2 に解析条件を示すが、中央支間長は 2,000m, 3,000m, 4,000m の 3 種類、側支間長は中央支間長との比で 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 の 5 種類とし、中央径間のサグ比は統一して 1/10 とした。解析に用いた構造モデルは、図-6 に示す集中質量モデルとした。なお、補剛桁、ケーブルの諸元は、前節で示したものと同一である。

図-7 に、各モデルの最低次の固有振動数として、(1) 水平モード、(2) 鉛直モード、(3) ねじれモード、(4) ねじれとたわみモードの振動数比をそれぞれ示す。それぞれの図において、実線は対称モードを、破線は逆対称モードを示している。全体として中央支間長の増大とともに固有振動数が低下しているが、側支間長比の違いによって同じ中央支間長でも多少の変動が認められる。ただし、水平モードについては、側支間長比の影響はほとんど認められない。

次に、固有振動解析結果を用いて、平板空気力を用いたモード法によるフラッター解析を実施した。結果を図-8 (1) に示す。側支間長比が 0.1 のケースでは、他と比較して多少特異な傾向が見られる。これは、図-7 に示すたわみとねじれの固有振動数においても同様の傾向が見られ、その一因であると考えられるが、

真因は定かではない。

Katsuchi ら<sup>9)</sup>、Miyata ら<sup>10)</sup> は、3 径間吊橋を対象として、種々の側支間長比、サグ比をパラメータとして、フラッター特性を解析しているが、側支間長比の変化によるフラッター限界風速の明かな変化を示している(図-8 (2) 参照)。図-8 (1), (2) より、側支間長比 0.1 のケースを除き、4 径間吊橋の側支間長の違いは、3 径間吊橋ほどにはフラッター限界風速に影響を与えないことが判る。このことは、図-5 に示した 4 径間吊橋の側径間振動がフラッターに大きく寄与していないことと符合する。さらに、図-9 には、中央支間長 2,000m, 3,000m, 4,000m の 3 径間吊橋と 4 径間吊橋のフラッターモードを示す。なお、この場合の側支間長比は 0.5 である。また、中央支間長 2,000m の 4 径間吊橋については、前章で述べたねじれ卓越モードを示している。中央支間長が変わっても、4 径間吊橋での側径間振動の寄与は 3 径間吊橋と比較して小さいことが理解される。

表-2 解析に用いた構造条件

項目	諸元
中央支間長 (m)	2,000, 3,000, 4,000
側支間長比	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
サグ比	0.1

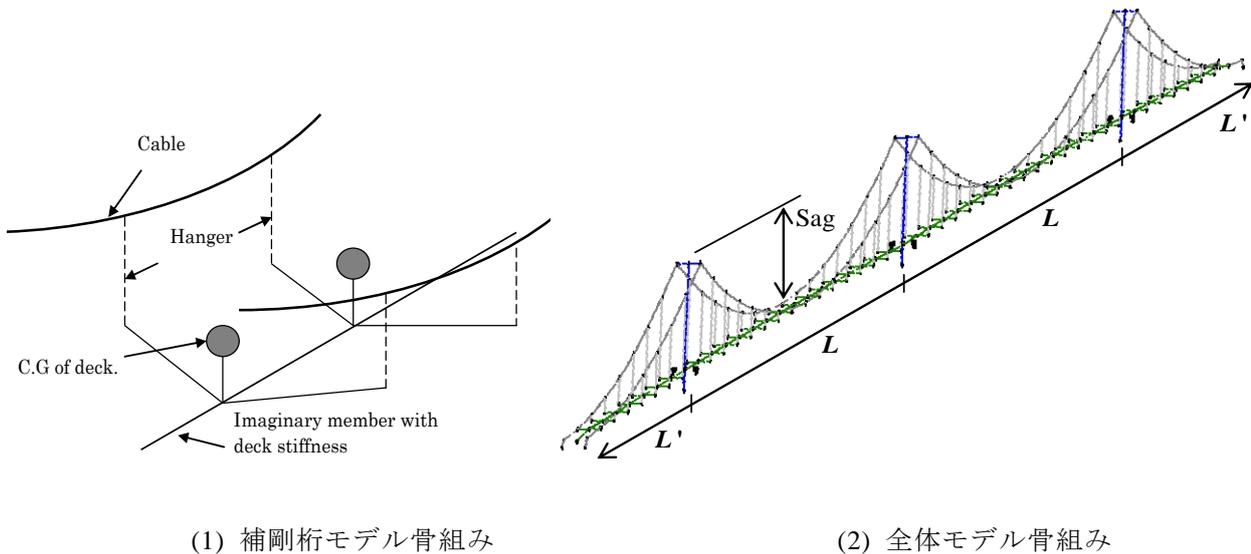
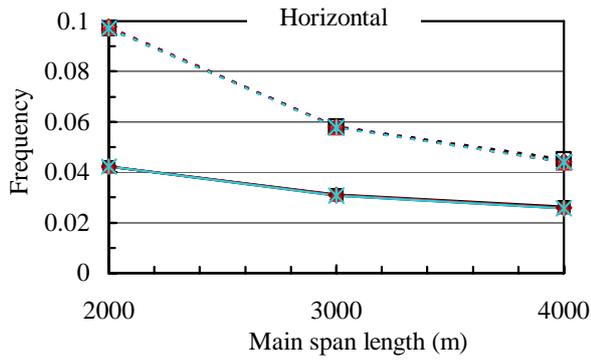
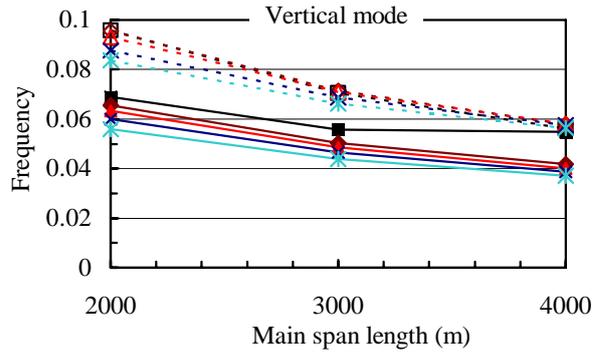


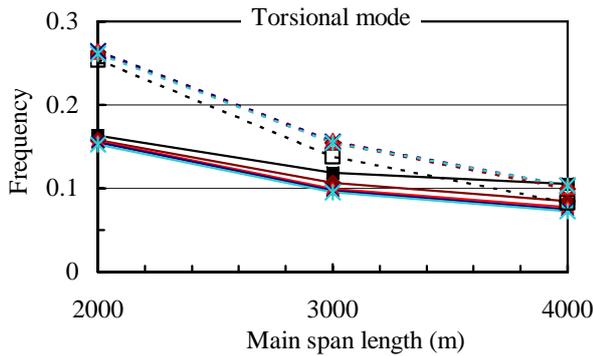
図-6 4 径間吊橋の解析モデル



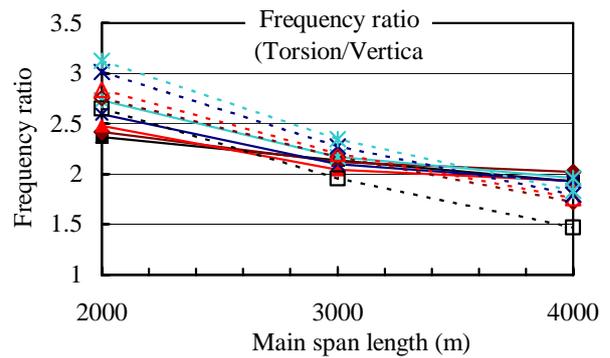
(1) 水平モード



(3) ねじれモード



(2) 鉛直モード



(4) 振動数比 (ねじれ/鉛直)

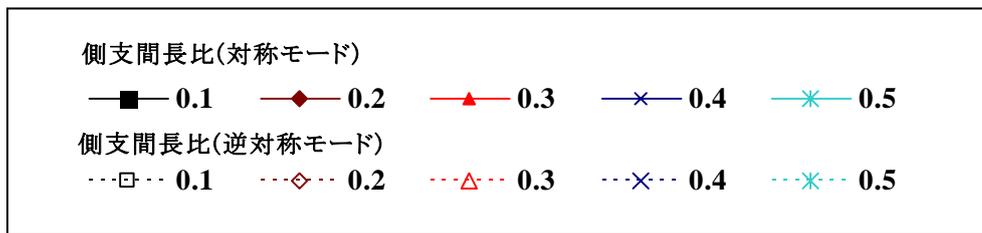
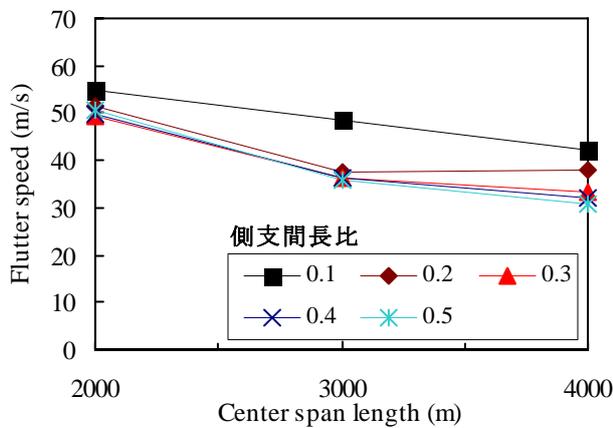
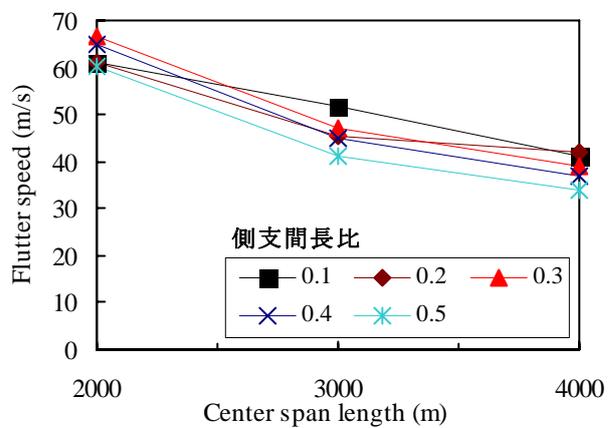


図-7 4径間吊橋の最低次固有振動数

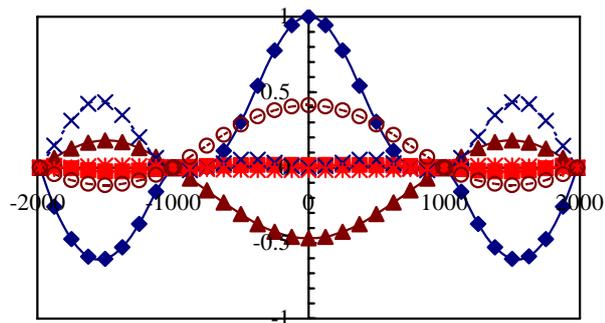


(1) 4径間吊橋

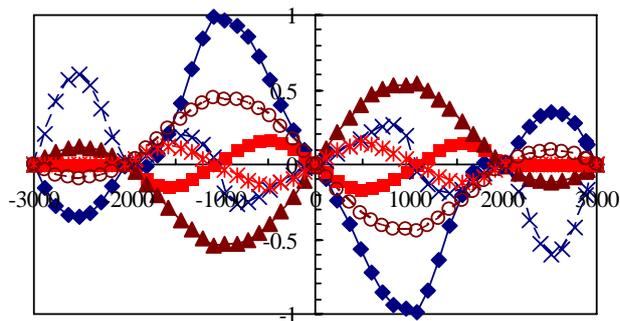


(2) 3径間吊橋 (サグ比 1/10) <sup>9)</sup>

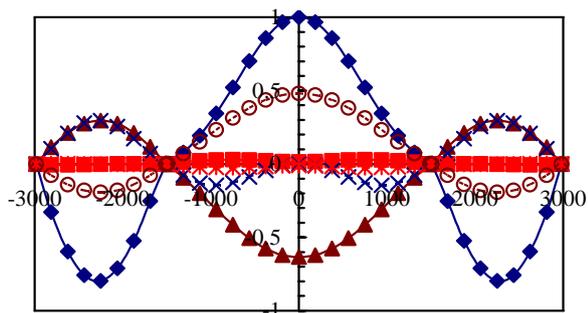
図-8 中央支間長が異なる3径間・4径間吊橋のフラッター限界風速



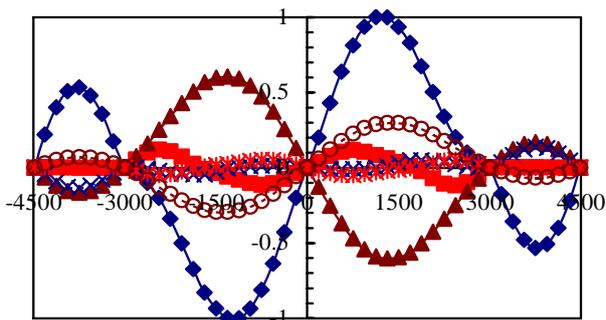
(1) 3 径間吊橋(1,000 + 2,000 + 1,000m)



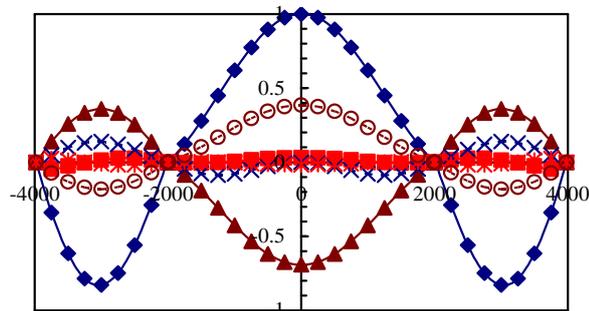
(4) 4 径間吊橋(1,000 + 2,000 + 2,000 + 1,000m)



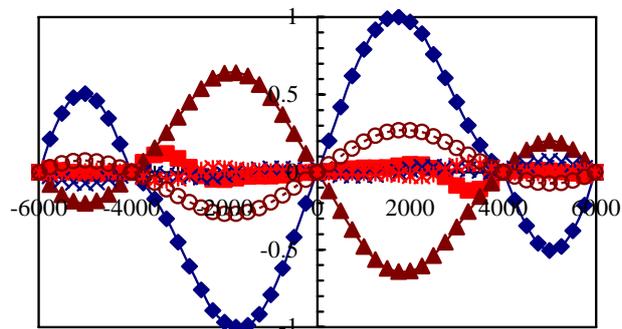
(2) 3 径間吊橋(1,500 + 3,000 + 1,500m)



(5) 4 径間吊橋(1,500 + 3,000 + 3,000 + 1,500m)



(3) 3 径間吊橋(2,000 + 4,000 + 2,000m)



(6) 4 径間吊橋(2,000 + 4,000 + 4,000 + 2,000m)

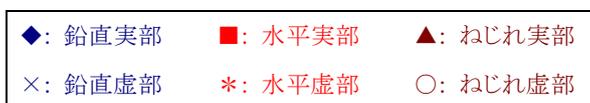


図-9 3 径間吊橋と 4 径間吊橋のフラッターモード (側支間長比 0.5)

#### 4. フラッター特性に関する比較解析

4 径間吊橋は 3 径間吊橋よりも相対的に可撓性が高いため、固有振動特性で見られたのと同様に、フラッター限界風速においても 3 径間吊橋よりも低い結果となった。ここでは、4 径間吊橋のフラッター限界風速を高めるために、(1) 異なる長さの中央支間長の適用、(2) 中間主塔の剛性を高める、という 2 つの手法を検討した。

##### (1) 異なる中央支間長の適用

異なる中央支間長を用いることでフラッター限界風速を高めようとする考えは、振動モード制御の考えに基づいている。異なる中央支間長とすることで、振動モード形の変化を引き起こし、振動モード間の連成を変化させようとするものである。ここでは、図-10 に示す 2 つのパターンを対象とした。すなわち、支間長 1,000+

2,000+1,000+500m, 全長 4,500m のケースと支間長 1,500+3,000+2,000+1,000m, 全長 7,500m のケースである。これは, 中央支間長に 1,000m の差を設け, 側支間長は接する中央支間長の 1/2 としたものである。

図-11 に, 中央支間長が同じケース (2,000m と 3,000m) とともに, 異なる中央支間長のケースのフラッター限界風速を示す。フラッター限界風速は, 基本的には吊橋全長に比例して低下していくことが判る。ここには示していないが, 最低次のたわみ, ねじれの固有振動数を見ると, 中央支間長が異なる場合のそれらは, 長い方の支間長を 2 つ持つ 4 径間吊橋の固有振動数とほぼ同じであった。これらのことから, 4 径間吊橋のフラッター限界風速は, 最大支間長に支配されていると言え, 異なる中央支間長の組み合わせは, フラッター限界風速の向上にそれほど機能しないと判断される。

(2) 中間主塔の剛性増加

4 径間吊橋においては, 中央主塔の剛性が吊橋全体の剛性に大きく影響し, そしてフラッター限界風速にも影

響することが指摘されている。ここでは, 中央主塔の剛性がフラッター限界風速に及ぼす影響を解析的に検討した。具体的には, 中央支間長が 2,000m の 4 径間吊橋 (1,000+2,000+2,000+1,000m) の中央主塔の面内剛性, 面外剛性, ねじれ剛性を, それぞれ係数倍した場合のフラッター解析を実施した。

図-12 にフラッター限界風速を示すが, ねじれ剛性の変化が最も影響し, 面内剛性, 面外剛性はほとんど影響しないことが判る。なお, 実際の主塔においては, 面外剛性とねじれ剛性は構造上, 互いに影響し合うが, 解析においては面内, 面外, ねじれ剛性を独立に扱った。したがって, 4 径間吊橋の静的たわみを低減させるために提案されている A 型主塔は, 面外剛性を高めるとともにねじれ剛性も高められると考えられ, フラッター特性をも向上させ得ることが推察される。なお, 詳細は実際の構造をモデル化した検討が必要である。

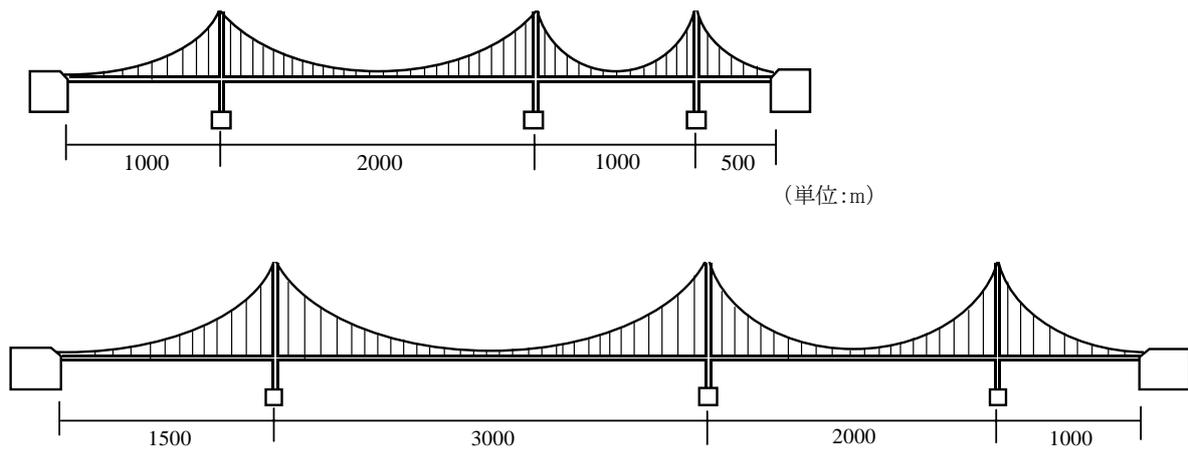


図-10 異なる中央支間長の 4 径間吊橋

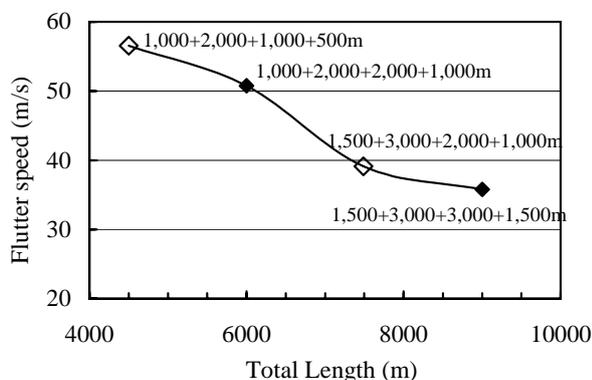


図-11 4 径間吊橋の異なる中央支間長がフラッター限界風速に与える影響

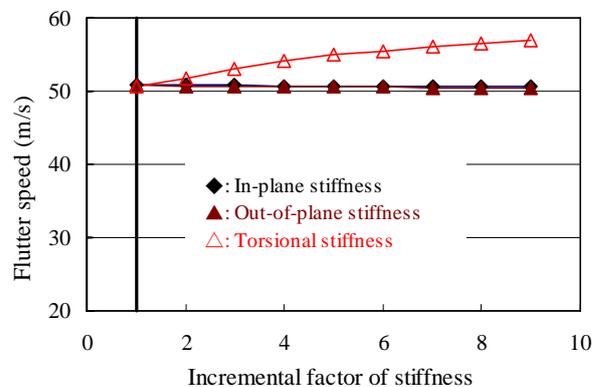


図-12 中間主塔剛性がフラッター限界風速に与える影響

## 5. 結論

本研究では、種々の構造条件を変化させたモデル吊橋に対するフラッター解析を実施し、4径間吊橋のフラッター特性を検討した。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 同じ中央支間長で比較すると、4径間吊橋のフラッター限界風速は3径間吊橋のそれよりも低くなる。しかしながら、海峡横断プロジェクトの場合、全長が条件となることから、4径間吊橋の最大支間長は3径間吊橋のそれよりも短くなることが考えられ、また中間アンカレイジが不要になることなどを考えると、4径間吊橋にも適用性があると言える。
- (2) 4径間吊橋のフラッター限界風速は、3径間吊橋と比較して、側径間の影響を受けにくい。また、フラッターモードにおいても、4径間吊橋の側径間振動は3径間吊橋と比較して、フラッターへの寄与が小さい。
- (3) 4径間吊橋において、異なる中央支間長の組み合わせはフラッター限界風速の向上にそれほど寄与せず、最大支間長がフラッター限界風速を支配している。
- (4) 中間主塔のねじれ剛性を高めることが4径間吊橋のフラッター限界風速を高めることに効果的である。

なお、今後は、補剛桁形式の検討、実際に計測された非定常空気力係数の使用や中間主塔の構造を具体的に取り込むなど、さらに検討を行うことが望まれる。

## 参考文献

- 1) 佐藤浩一: 塔の変形を考慮した多径間吊橋の撓度理論と各種影響線の計算, 土木学会論文集, 土木学会, No.190, pp.11-22, 1971.
- 2) Fukuda, T.: Analysis of multispan suspension bridges, *J. ST*, ASCE, 102(6), pp.63-86, 1976.
- 3) Gimsing, N.J.: *Cable supported bridges concept and design*, Wiley, New York, 1983.
- 4) Nazir, C.P.: Multispan balanced suspension bridges, *J. ST*, ASCE, 112(11), pp.2512-2527, 1986.
- 5) Ostenfeld, K.H., Forberg, T., Astiz, M.A and Azil, F.: Suspension bridges with multi-spans of 3500-5000m, *Proc. of IV Coloquio internacional sobre el enlace fijo del estrecho de Gibraltar*, Sevilla, pp.19-24, 1995.
- 6) Larsen, A., Ostenfeld, K.H. and Astiz, M.A.: Suspension bridges with multi-spans of 3500-5000m, *Proc. of IV Coloquio internacional sobre el enlace fijo del estrecho de Gibraltar*, Sevilla, pp.99-108, 1995.
- 7) 山田郁夫, 楠原栄樹, 遠山直樹, 麓興一郎: 多径間吊橋の耐風安定性に関する基礎検討, 土木学会第61回年次学術講演会概要集, 土木学会, I-076, pp.151-152, 2006.
- 8) Yoshida, O., Okuda, M. and Moriya, T.: Structural characteristics and applicability of four-span suspension bridge, *J. BE*, ASCE, 9(5), pp.453-463, 2004.
- 9) Katsuchi, H., Miyata, T., Yamada, H. and Seino, S.: Fundamental Study on Aeroelastic Performance of Very Long-Span Suspension Bridge, *Proc. of 9<sup>th</sup> East Asian-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, No.262, Indonesia, 2003.
- 10) Miyata, T., Yamada, H., Katsuchi, H. and Suangga, M.: Optimum Suspension Bridge Configuration against Flutter and Construction Cost, *Proc. of the Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, No. 1225, Singapore, 2001.

(2006年9月11日受付)