

## MONO-DUO 形式超長大吊橋のフラッター解析に関する研究

九州工業大学 学生員 宇都宮実 正会員 山口栄輝, 木村吉郎, 久保喜延  
 東京都立大学 正会員 前田研一, 中村一史

## 1. はじめに

明石海峡大橋が完成して 2000m 級スパンの時代に入り, さらにこれを上回るスパンの超長大橋梁が国内外で計画されている. そのような超長大橋では, 耐風安定性の確保がより重要となるため, さまざまな検討がなされている. 橋全体のねじり剛性をより大きくするケーブルシステムに着目し, 従来形式吊橋のケーブルの張り方を変えた MONO-DUO 形式<sup>1)</sup>も, そうした研究の一つであるが, その特性が十分明らかにはされていないとは必ずしも言えない. そこで本研究では, 吊ケーブルシステムの違いが吊橋の固有振動特性およびフラッター特性に及ぼす影響について検討を加えた.

## 2. 解析方法

## 2.1 解析モデル

解析対象とする基本橋梁モデルには, 文献 1) の本四基準に準じた試設計案である中央径間 2500m の 3 径間 2 ヒンジ流線形箱桁吊橋を取り上げる. その一般図, 補剛桁断面図を図 1, 図 2, 主な構造諸元を表 1 に示す. ケーブルシステムには, 図 3 に立体骨組モデルとして示す従来形式モデルおよび MONO-DUO 形式モデルの 2 つを考慮する.

## 2.2 解析手法

吊橋を立体骨組モデルに置き換えて有限要素法で離散化し, 固有振動解析, 直接法による立体骨組フラッター解析を行う. また, 主桁に作用する非定常空気力には平板翼の空気力を用いることとし, 全てのモデルで同一の空気力を作用させ, 風荷重による水平変形の影響は考慮しない.

## 3. 解析結果および考察

## 3.1 固有振動解析

固有振動解析の結果を表 2 に示す. 従来形式モデルと MONO-DUO 形式モデルを比較すると, 鉛直たわみ対称 1 次および鉛直たわみ逆対称 1 次の固有振動数は, ケーブル形式が変わっても変化していないが, ねじれ固有振動数についてはねじれ対称 1 次で約 15%, ねじれ逆対称 1 次で約 4% の上昇が見られた. これは, MONO-DUO 形式では, 従来形式で生じる主ケーブル両面の塔頂での橋軸方向相対変位が相殺されるためと考えられる. これらの固有振動解析の結果は, 文献 1) とほぼ同じである.

## 3.2 フラッター解析

フラッター解析結果を表 3, 図 4, 図 5 にまとめている. これら

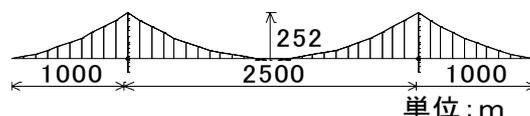


図 1 試設計案の一般図

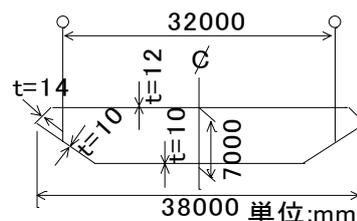


図 2 補剛桁の断面図

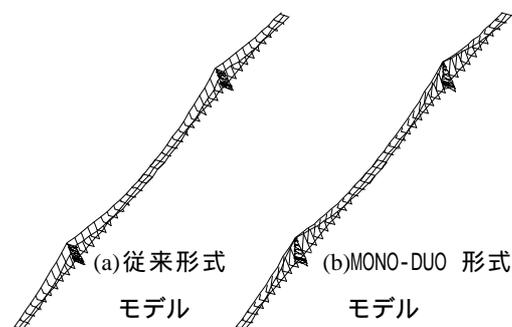


図 3 立体骨組モデル

表 1 試設計案の構造諸元

形式		3 径間 2 ヒンジ吊橋
支間長	主ケーブル	1000+2500+1000m
	補剛桁	980+2480+980m
主ケーブル	サグ比	1/10
	中心間隔	32m(最大)
	断面積	0.5564m <sup>2</sup> /cable
	慣性質量	4.575t/m ÷ g(9.8m/s <sup>2</sup> )
センターステイ	断面積	0.2m <sup>2</sup> (主径間 1 山)/cable
補剛桁	形式(桁高)	鋼箱桁(7m)
	断面積	1.3m <sup>2</sup>
	鉛直曲げ剛性	11.0m <sup>4</sup>
	水平曲げ剛性	132m <sup>4</sup>
	ねじり剛性	23.7m <sup>4</sup>
	慣性質量	23t/m <sup>2</sup> ÷ g(9.8m/s <sup>2</sup> )
	回転慣性	2500tm <sup>2</sup> /m ÷ g(9.8m/s <sup>2</sup> )
主塔	断面積	2.6~4.2m <sup>2</sup> /塔柱
	塔面内剛性	13.5~23.2m <sup>4</sup> /塔柱
	塔面外剛性	26.0~85.3m <sup>4</sup> /塔柱
	ねじり剛性	17.6~37.3m <sup>4</sup> /塔柱

キーワード: MONO-DUO 形式吊橋, フラッター解析, 直接法, モード法

連絡先: 連絡先: 〒804 8550 北九州市戸畑区仙水町 1 1 Tel: 093 884 3110

表2 固有振動解析結果

(単位:Hz)

	鉛直たわみ		ねじれ	
	対称1次	逆対称1次	対称1次	逆対称1次
従来形式	0.0633	0.0690	0.1696	0.2755
MONO-DUO形式	0.0630	0.0693	0.1941	0.2874

には、本研究の解析結果に加え、文献2)の結果も示している。本研究ではフラッター解析に直接法を用いているのに対し、文献2)ではモード法を適用している。モード法では、基本2次モード(鉛直たわみとねじれの対称1次モード)による解析と、1~40次モードによる解析が行われており、ここでは両方の結果を示している。

表3の本研究の解析結果では、MONO-DUO形式モデルと従来形式モデルのフラッター発振風速はそれぞれ62.2m/s、62.1m/sであり、大きな差のないことがわかる。これに対し、文献2)の1~40次モードまで用いた解析では、従来形式モデルのフラッター発振風速が若干大きい値となっており、さらに、基本2次モードを用いた解析においてはMONO-DUO形式モデルの方が従来形式モデルよりも、発振風速が10m/s程度大きくなっている。

図4、図5の $V-\delta$ 曲線は、本研究の解析結果では、従来形式モデルにおいて極値を1つ有するのに対し、MONO-DUO形式モデルにおいては極値を2つ持つ屈曲形状となる。文献2)の $V-\delta$ 曲線は、基本2次モードのみを考慮した場合と1~40次モードまでを考慮した場合とでは、かなりの違いが生じている。本研究の $V-\delta$ 曲線は、1~40次モードまでを考慮したモード法の結果とほぼ同じである。

以上の解析では、ケーブルに作用する風荷重を考慮していない。そこで、ケーブルの抗力係数を0.70と仮定した解析を行った。その結果、フラッター発振風速は、従来形式モデルにおいて62.1m/s、MONO-DUO形式モデルにおいて61.6m/sとなり、考慮していない場合に比べ、若干の低下が見られた。

#### 4. まとめ

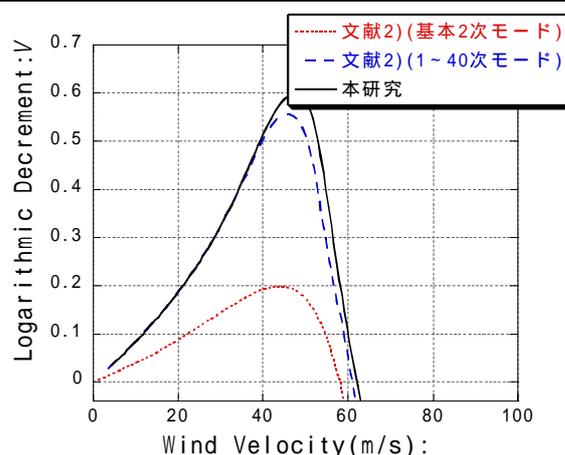
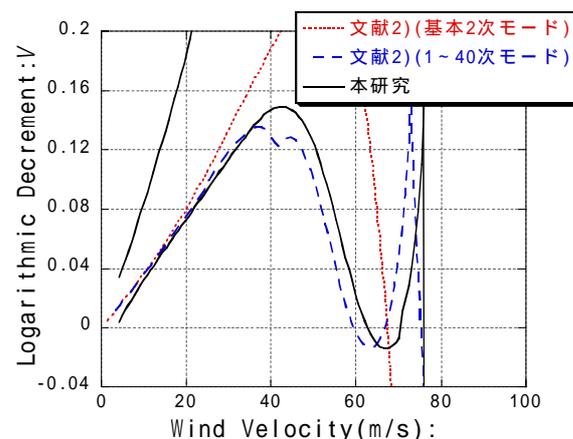
MONO-DUO形式モデルを採用することにより、固有振動解析において、鉛直たわみ固有振動数は変わらないが、ねじれ固有振動数は上昇することがわかった。フラッター解析においては、従来形式モデルとMONO-DUO形式モデルは同程度の発振風速となり、MONO-DUO形式による耐風安定化策の有効性は特に認められなかった。但し、図5の $V-\delta$ 曲線を見ると、構造減衰が若干上がればフラッター発振風速は15m/sほど上昇する可能性があるため、今後さらに検討を加えていく予定である。また、モード法を用いても、1~40次くらいまで考慮すると、直接法とほぼ同じ結果を得られることがわかった。

参考文献 1)前田研一他:補助ハンガーシステムを併用したMONO-DUO超長大吊橋構造特性 構造工学論文集, Vol.42A, 1996年. pp.1049

2)前田研一他:MONO-DUO形式化とリジッドハンガーによる超長大吊橋の耐風安定化策の実現性, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998年. pp.1199

表3 複素固有値解析結果 (単位:m/s)

	従来形式モデル	MONO-DUO形式モデル
本研究(直接法)	62.2	62.1
文献2)(基本2次モード)	58.0	67.4
文献2)(1~40次モード)	61.1	59.5

図4  $V-\delta$  曲線(従来形式モデル)図5  $V-\delta$  曲線(MONO-DUO形式モデル)