

コンクリート充填鋼管を用いた2主桁断面複合斜張橋のフラッター解析

Flutter analysis of a composite cable-stayed bridge with two-edge-CFT-girder deck section

新原雄二* 林田宏二* 日紫喜剛啓** 富永知徳***
 Yuji Niihara Koji Hayashida Yoshihiro Hishiki Tomonori Tominaga

*工修 研究員 鹿島建設㈱技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

**工修 グループ長 鹿島建設㈱技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

***工修 主任研究員 新日本製鐵㈱鉄鋼研究所 (〒293-0011 千葉県富津市新富 20-1)

This study describes the flutter instability of a long span composite cable-stayed bridge with a 2-edge girder type deck. The deck of the bridge is composed of concrete filled tubular girder section and prestressed concrete edge girder section, so the deck section varies along the bridge axis. This kind of deck section is so unstable against flutter that the flutter analysis considering the aerodynamic derivatives of the deck section and the mode shape of the bridge is required. Therefore the wind tunnel tests and the flutter analysis were performed.

First, the aerodynamic derivatives obtained by wind tunnel test were discussed. Then, the multi-modal flutter analysis was conducted to investigate the flutter characteristics and the effectiveness of the flutter control method and the influence of the structural damping were discussed.

Keywords: composite cable-stayed bridge, concrete filled tuber, wind tunnel test, flutter analysis

1. はじめに

近年、橋梁工事においてはコンクリートと鋼との複合構造の利用が盛んである。斜張橋においても、中央径間に鋼桁、側径間にPC桁を用いた混合構造形式や、断面内でコンクリート床版と鋼製主桁を組み合わせた合成構造方式など、その力学的な有利性や優れた経済性などから注目されている。

著者らは、図-1に示すような主桁にコンクリート充填鋼管を用いた2主桁断面とPCエッジガーダー断面からなる長大複合斜張橋(中央径間 890m)を提案し、その基本的な風応答特性を風洞実験で検討してきた^{1) 2) 3)}。その結果、鋼管2主桁断面ではレイノルズ数依存性が見られること、鋼管2主桁断面、PCエッジガーダー断面とも基本断面では低風速でねじれフラッターが発生すること、渦励振は桁重量が大きいために問題となる可能性は少ないことなどの基本的な風応答特性を明らかにした。さらに、鋼管2主桁断面のねじれフラッターに対する制振対策として、床版を主桁の外側に張出す方法を提案し、その制振効果、張出し長、迎角の影響などについても検討した。しかしながら、これらの検討は全て部分模型を用いた風洞実験に基づくものであり、橋軸方向に断面が変化する本橋の全体系の応答特性を評価できるものではなかった。

全体系の応答特性を考えた場合、渦励振については主桁重量が大きいこと、自然風の乱れによる安定化効果などを考慮すれば、実橋全体系においては問題にはならないと考えられた。これに対して、ねじれフラッターは鋼管2主桁断面、PCエッジガーダー断面とも低風速から発生し発散的な振動となることや、マルチモードの影響を考慮する必要があることから、全体系を対象した検討が必要と考えられた。

そこで、本研究は、図-1に示した中央径間 890mの長大複合斜張橋全体系のフラッター特性を把握することを目的として、風洞実験から得られた非定常空気係数を用いて、複素固有値解析によるフラッター解析を行い、断面形状がフラッター特性に及ぼす影響や耐風対策としての床版張出しの有効性などについて検討したものである。

2. 鋼管を用いた長大複合斜張橋の構造及び基本的な風応答特性

2.1 鋼管を用いた長大複合斜張橋の概要

本研究で対象とする複合斜張橋の橋桁断面は、主桁にコンクリート充填鋼管(Concrete Filled Tubular, 以下、CFT という)を用いている点が特徴である。

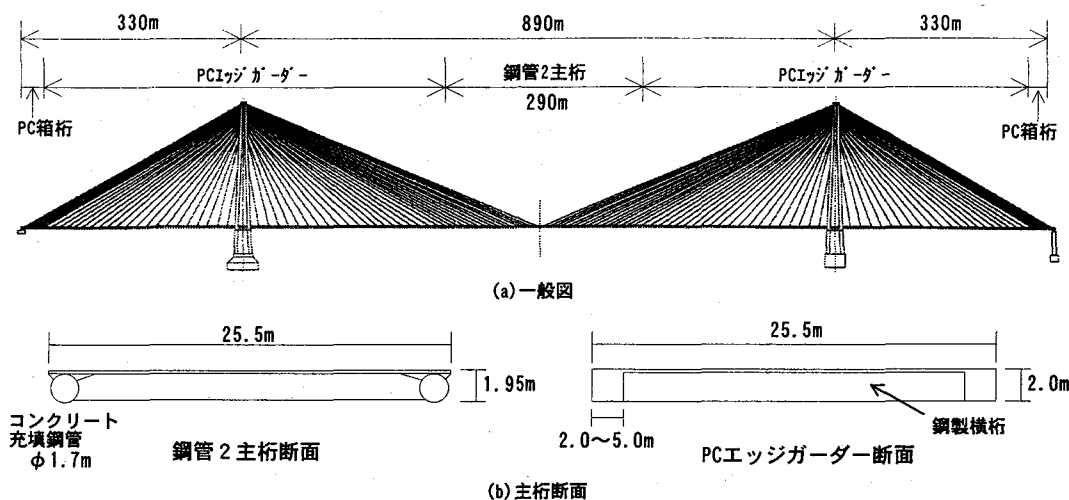


図-1 対象とする複合斜張橋

これは、CFT の優れた耐荷性能、変形性能を軸力と曲げモーメントが卓越する長大斜張橋の主桁断面に有効利用すること、鉄筋組立工や型枠工などの省力化を図ることなどの利点を狙ったものである。橋桁の構造諸元を表-1に示す。

本研究の対象である斜張橋は、橋長 1550m、中央径間 890m の 3 径間連続複合斜張橋である。主桁は、中央径間の中央部分の 290m に CFT を用いた 2 主桁断面、側径間端部にはカウンターウェイトとしての PC 箱桁、その他の部分は PC エッジガーダー断面から構成される。鋼管 2 主桁断面は、直径 1.7m の鋼管に軽量コンクリートを充填したものを主桁とし、厚さ 250mm の PC 床版、鋼製横桁から構成される。PC エッジガーダーは高強度コンクリートと鋼製横桁を用いることにより軽量化を図っているとともに、主塔に近づくにつれ増大する軸圧縮力に抵抗するため、エッジ桁部分の幅員が鋼管 2 主桁断面との接合部付近で 2m、主塔の柱頭部付近で 5m と連続的に変化している。すなわち、本橋は主桁が橋軸方向に変化する変断面構造となっている。

2.2 固有振動モード

本橋の 1 次モードから 10 次モードまでの固有振動数、等価質量、等価極慣性モーメントを表-2に、鉛直対称 1 次モード、鉛直対称 2 次モード、ねじれ対称 1 次モードのモード図を図-2 に示す。これらの固有振動数は、それぞれ 0.160Hz、0.300Hz、0.312Hz であり、鉛直対称 1 次モードとねじれ対称 1 次モードの振動数比は 1.95 となる。等価質量をみると、鉛直対称 1 次モードよりも鉛直対称 2 次モードの方が小さくなっており、これは中央径間の中央部、すなわち、鋼管 2 主桁の部分の主として鉛直に振動するモードである。ねじれ対称 1 次モードについても、鋼管 2 主桁断面部分のモード振幅が大きくなっており、本橋の空力振動に対して、鋼管 2 主桁部分の寄与が大きくなる

表-1 構造諸元

構造諸元			
支間割		330m+890m+330m	
幅員 B, 桁高 D		B=25.5m, D=2.0m (B/D=12.75)	
橋 桁		鋼管 2 主桁	PC エッジガーダー
	断面積	12.35m ²	13.59 m ² ~23.74m ²
	断面 2 次モーメント (鉛直)	4.26m ⁴	5.44 m ⁴ ~9.17 m ⁴
	ねじり定数	1.86 m ⁴	2.88 m ⁴ ~7.88 m ⁴
	死荷重	40.9t/m	44.0~69.4t/m

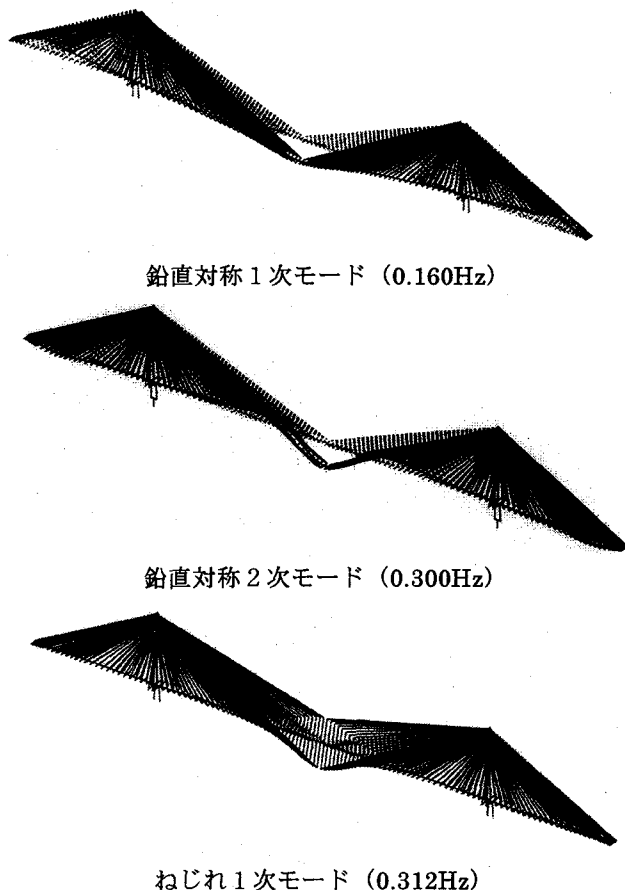


図-2 振動モード

表－2 固有振動数，等価質量，等価極慣性モーメント

次数	モード形状	固有振動数 [Hz]	等価質量 [t/m]	等価極慣性モーメント [t ² /m]
1	直角対称 1 次	0.103	—	7.21×10^6
2	鉛直対称 1 次	0.160	59.8	—
3	鉛直逆対称 1 次	0.183	61.4	—
4	直角逆対称 1 次	0.275	—	21497
5	鉛直対称 2 次	0.300	52.8	—
6	ねじれ対称 1 次	0.312	—	5945
7	鉛直逆対称 2 次	0.346	53.9	—
8	ねじれ逆対称 1 次	0.367	—	69023
9	ねじれ対称 2 次	0.369	—	60744
10	ねじれ逆対称 2 次	0.385	—	10283

表－3 バネ支持実験の実験条件

諸元	実橋値	模型所要値	模型実現値
m_{eq} (kg/m)	5.98×10^4	23.9	11.95
I_{eq} (kgm ² /m)	5.95×10^6	0.952	0.476
f_n (Hz)	0.160	1.60	1.60
f_ϕ (Hz)	0.312	3.12	3.12
f_ϕ/f_n	1.95	1.95	1.95
δ_n	0.02	0.02	0.02
δ_ϕ	0.02	0.02	0.02
Sc_n	239	239	119.5
Sc_ϕ	5950	5950	2975

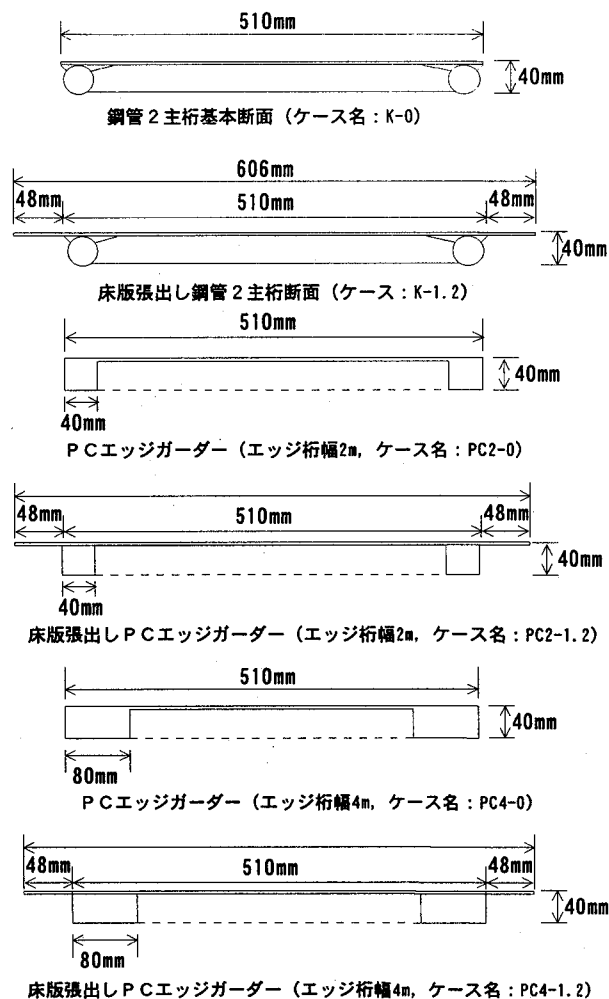
と考えられる。本橋は多くの固有振動モードが近接しており，複雑な振動特性を呈している。

2.3 風洞実験から得られた風応答特性

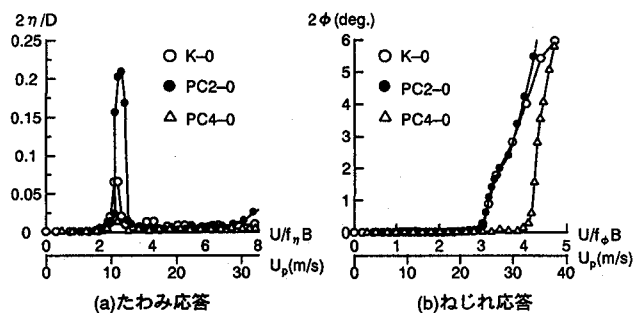
風洞実験の方法及び実験結果の詳細は，文献 3) に述べられており，ここでは，後述するフラッター解析で全体系のフラッター特性を検討する上で必要な 2 自由度バネ支持実験結果について述べる。

2 自由度バネ支持実験の条件を表－3 に，使用した模型の断面図を図－3 に示す。等価質量としては，鉛直対称 1 次モードの値を目標値とした。本橋はコンクリートが大部分を占めるため，表－2 にあるように等価質量，等価極慣性モーメントが大きな値となったが，バネ支持実験では対風応答をわかりやすくするため，質量と極慣性モーメントを所要値の半分に設定して実験を行った。模型縮尺は 1/50 で，鋼管 2 主桁断面 (K-0)，及びエッジ桁幅が 2m と 4m の PC エッジガーダー (PC2-0, PC4-0) の 3 種類の基本断面と，それらの耐風対策として H/D=1.2 (H: 床版張出し長，D: 桁高) の床版張出しを施した断面 (K-1.2, PC2-1.2, PC4-1.2) の合計 6 種類の断面を用いた。

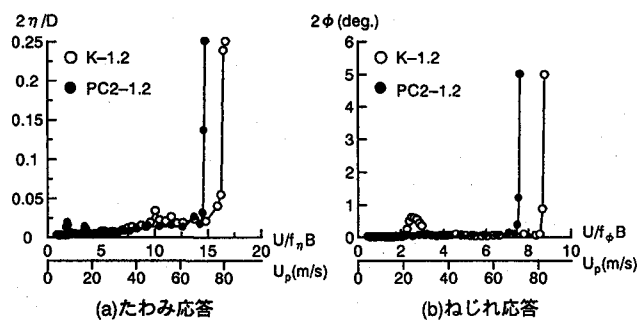
PC4-1.2 を除く 5 種類の主桁断面の迎角 $\alpha=0^\circ$ における風速－応答図を図－4 に示す。鋼管 2 主桁基本断面 (K-0) では無次元風速 3.2，実橋換算風速 25m/s でねじれフラッターが発生したのに対して，張出し床版を設置した断面 (K-1.2) では無次元風速 8.7，実橋換算風速 82m/s にまでフラッター発生風速が上昇するとともに，たわみとねじれが連成した連成フラッ



図－3 風洞実験に使用した主桁断面



基本断面 (K-0, PC2-0, PC4-0)



床版張出し断面 (K-1.2, PC2-1.2)

図－4 バネ支持実験による風速－応答図 ($\alpha=0^\circ$)

ター型となった。エッジ桁幅 2m の PC エッジガーダー基本断面も、鋼管 2 主桁基本断面とほぼ同じ風速からねじれフラッターが発生したが、床版張出しにより無次元風速 7.5、実橋換算風速 71m/s にまでフラッター発生風速が上昇した。このように、床版張出しはフラッター発生風速を上昇させるとともに、断面の空力特性を連成フラッタータイプに変えることが示された。しかしながら、床版張出しによる制振効果は気流迎角に対して極めて敏感であり¹⁾、迎角 0° あるいは負迎角に対してはフラッター発生風速を上昇させるものの、正迎角の気流に対しては制振効果がないことも明らかとなっている。正迎角の気流に対しては、床版の先端に L 型の部材を付けることによってフラッター発生風速が上昇することも示されている^{3) 4)}。

3. 全体系フラッター解析法

前述した 2 次元部分模型によるバネ支持実験は、橋桁のある一部分を切り出した断面の空力特性を調べるものであり、本橋のようにスパン方向に断面形状が変化する場合、バネ支持実験の結果から全体系の応答特性をそのまま評価することはできない。そこで、図-1 に示した全体系を対象に、そのフラッター特性を複素固有値解析を用いたフラッター解析によって検討した。なお、フラッター解析では主桁に作用する非定常揚力と非定常ピッチングモーメントのみを考慮し、非定常空気の抗力成分及び主塔、ケーブルに作用する空気力については無視した。

3.1 非定常空気力係数

流体中で振動する主桁断面に作用する非定常空気力（揚力 L とピッチングモーメント M ）を、Scanlan の表現に従い⁵⁾、次式で表す。

$$L = \frac{1}{2} \rho U^2 (2b) \cdot [kH_1^*(k) \frac{\dot{\eta}}{U} + kH_2^*(k) \frac{b\dot{\phi}}{U} + k^2 H_3^*(k) \phi + k^2 H_4^*(k) \frac{\eta}{b}] \quad (1)$$

$$M = \frac{1}{2} \rho U^2 (2b^2) \cdot [kA_1^*(k) \frac{\dot{\eta}}{U} + kA_2^*(k) \frac{b\dot{\phi}}{U} + k^2 A_3^*(k) \phi + k^2 A_4^*(k) \frac{\eta}{b}] \quad (2)$$

ここで、 ρ は空気密度、 U は風速、 b は半弦長 ($=B/2$)、 k は換算振動数 ($=b\omega/U$, ω : 円振動数)、 η と ϕ をそれぞれたわみ変位、ねじれ変位、 $\dot{\cdot}$ は時間微分を表す。 H_i^* , A_i^* ($i=1\sim 4$) が非定常空気力係数である。

非定常空気力係数の算出方法としては、強制振動法と自由振動法に大別されるが、本研究では非連成項の非定常空気力係数については Scanlan による自由振動法、すなわち、たわみ 1 自由度支持、ねじれ 1 自由度支持のバネ支持実験で有風時の振動数と減衰を算出

し、次式により算出する方法を用いた。

$$H_1^* = \frac{2m}{\rho b^2 \omega_\eta} (h_{\eta 0} \omega_{\eta 0} - h_\eta \omega_\eta) \quad (3)$$

$$H_4^* = \frac{m}{\rho b^2 \omega_\eta^2} (\omega_{\eta 0}^2 - h_\eta^2 \omega_\eta^2 - \omega_\eta^2) \quad (4)$$

$$A_2^* = \frac{2I}{\rho b^4 \omega_\phi} (h_{\phi 0} \omega_{\phi 0} - h_\phi \omega_\phi) \quad (5)$$

$$A_3^* = \frac{I}{\rho b^4 \omega_\phi^2} (\omega_{\phi 0}^2 - h_\phi^2 \omega_\phi^2 - \omega_\phi^2) \quad (6)$$

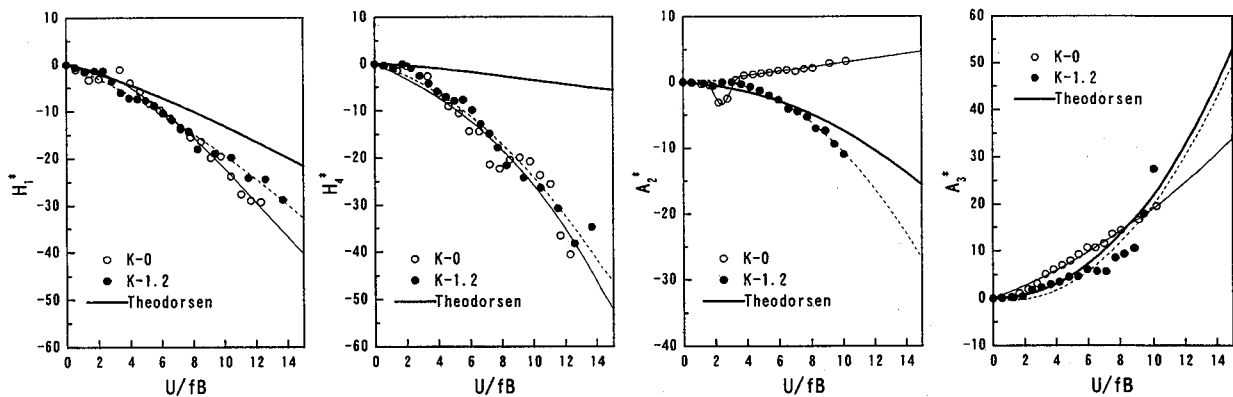
ここで、 m , I は単位長あたりの質量及び質量慣性モーメント、 $\omega_{\eta 0}$, $h_{\eta 0}$ は無風時のたわみの固有円振動数と構造減衰、 ω_η , h_η は有風時のたわみの固有円振動数と減衰、 $\omega_{\phi 0}$, $h_{\phi 0}$ は無風時のねじれの固有円振動数と構造減衰、 ω_ϕ , h_ϕ は有風時のねじれの固有円振動数と減衰である。

図-3 に示した主桁断面に示した 6 種類の断面のたわみ 1 自由度支持、ねじれ 1 自由度支持のバネ支持実験から得られた非連成項の非定常空気力係数を図-5 に示す。また、図中には比較のため Theodorsen の平板空気力も合わせて太線で示している。自由振動法による非定常空気力係数の算出は、実験装置が簡便であるという利点があるものの、高風速域では減衰波形から有風時の振動数や減衰を算出することが難しくなり、非定常空気力係数を得難いという欠点がある。本研究でも、ねじれに関する非定常空気力係数は無次元風速で 10 前後までしか求めることが出来なかった。また、渦励振が発生したケースについては、渦励振の影響を受けている風速域のデータを除外した。

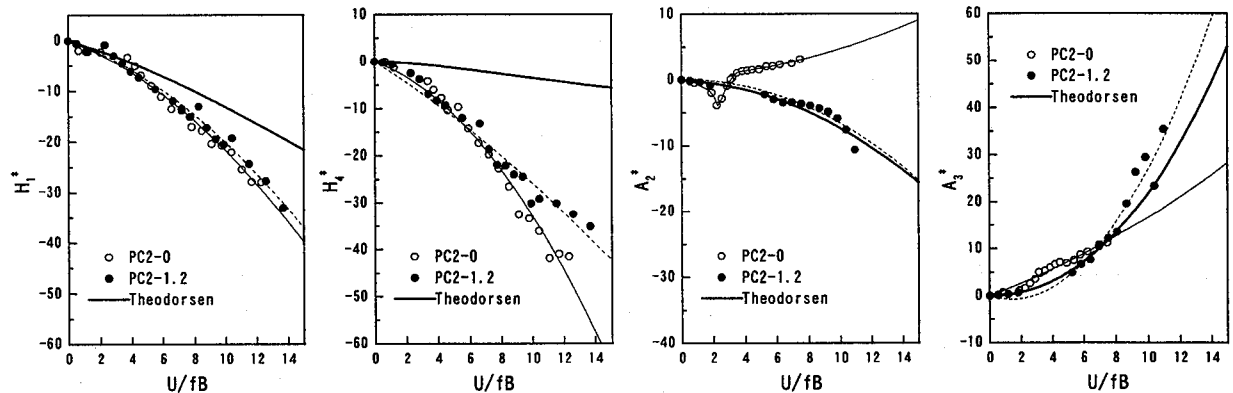
たわみ振動に関する非定常空気力係数 H_1^* , H_4^* については、使用した 6 種類の断面でほぼ同じ値となっており、これらの係数には 2 主桁の形状や張出し床版の有無の影響は小さいことがわかる。ねじれフラッターに大きな影響を与える A_2^* についてみると、基本断面ではいずれも無次元風速 3 付近で A_2^* の値が負から正に転じ、ねじれフラッターが発生することを示しているが、正に転じた後の値の増加は緩やかである。一方、床版張出し断面では、いずれの断面においても A_2^* は負となっており、断面形状が連成フラッタータイプになることがわかる。また、その値も Theodorsen 空気力に近い値となっている。

フラッター解析では連成項の非定常空気力係数が重要になるが、自由振動法で連成項を求めることが難しいため、本研究では松本らが非定常圧力の振幅と位相差の関係から求めた次式により算出した⁶⁾。

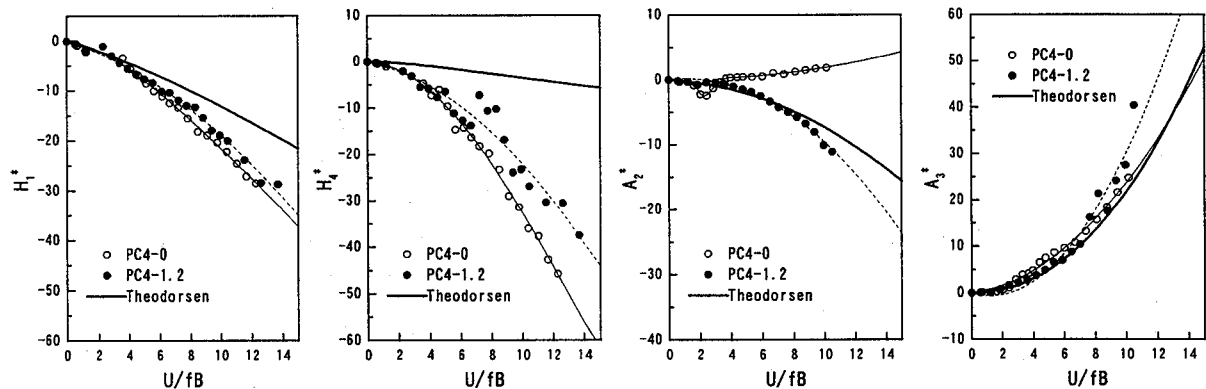
$$H_2^* = -\frac{H_4^*}{k}, \quad H_3^* = \frac{H_1^*}{k} \quad (7)$$



鋼管 2 主桁断面 (K-0, K-1.2)



P C エッジガーダー，エッジ桁幅 2m (PC2-0, PC2-1.2)



P C エッジガーダー，エッジ桁幅 4m (PC4-0, PC4-1.2)

図-5 非連成項の非定常空気力係数 (太線は Theodorsen による平板空気力)

$$A_2^* = -\frac{A_4^*}{k}, \quad A_3^* = \frac{A_1^*}{k} \quad (8)$$

この非定常空気力係数間の従属関係は，平板に近い断面形状ほど成り立ちやすく，逆にH型断面のように非線形性の強い断面形状では特に H_2^* と H_4^* の関係が成り立ちにくいと考えられる⁷⁾。本研究で対象としている2主桁断面の場合，床版張出し断面では成り立ちやすいと考えられるが，基本断面に対して式(7)，(8)がどの程度成り立つは不明であり，連成項の非定常空気力係数については今後十分な検討が必要である。

3.2 フラッター解析法

フラッター解析法としてはモード組合せ法と直接法があるが，本研究ではモード組合せ法を用いることとし，組み合わせる振動モードとしては，1次～50次までの無風時の振動モードとした。式(1)，(2)で表される非定常空気力係数を運動方程式に代入して，変位項，速度項を加速度項に集約して複素固有値問題とし，換算振動数 k を順次与えて複素固有値解析を行った。減衰については，振動モードの直交性を仮定して，対角マトリックスとして与えた。

非定常空気力係数は図-5に示した実験値を多項式で近似したものを用いた。この近似した曲線は，図-5の中に基本断面については細線で，床版張出し断面

については点線で示されている。後述するフラッター解析の結果、床版張出しを用いた断面の場合にはフラッター発生無次元風速が 13 程度にまで上昇するものがあった。たわみに関する非定常空気力係数は無次元風速 14 付近まで実験値が得られているが、ねじれに関する非定常空気力係数は 10 程度までしか得られておらず、実験値以上の無次元風速域の非定常空気力係数については図-5 に示した近似曲線により外挿している。したがって、より精度の良いフラッター解析のためには、強制加振法などによる高無次元風速域の非定常空気力係数の測定が必要と考えている。

風洞実験では模型質量を実橋諸元から決まる目標値の半分に設定して実験を行ったが、フラッター解析では本橋の実際の質量が考慮されている。ただし、床版張出し断面を用いた解析に対しても、固有振動モードとしては図-2 に示した基本断面のものを用いており、床版張出しによる質量や剛性の増加による構造系の変化は考慮していない。

3.3 空気力のなす仕事量の算出

フラッター発生時において、空気力が主桁に対してなす仕事量は文献8) 従って以下のように算出した。主桁の節点に作用する非定常揚力 L と非定常ピッチングモーメント M を式(1), (2)のように置くと、連成振動する主桁の節点に対して揚力とモーメントがなす仕事量は、それぞれの実部を振動 1 周期にわたって積分することにより以下の式で算出できる。

$$W_L = \oint L_R d\eta_R$$

$$= \pi \rho b^2 \omega^2 [\eta_0^2 H_4^* - \eta_0 \phi_0 b (H_3^* \sin \beta - H_2^* \cos \beta)] \quad (9)$$

$$W_M = \oint M_R d\phi_R$$

$$= \pi \rho b^3 \omega^2 [\eta_0 \phi_0 (A_4^* \sin \beta + A_1^* \cos \beta) + b \phi_0^2 A_2^*] \quad (10)$$

ここで ω は円振動数、 β はたわみとねじれの位相差で、

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\eta_I}{\eta_R} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{\phi_I}{\phi_R} \right) \quad (11)$$

と表される。ただし、 η_R , η_I はたわみ複素モードの実部と虚部、 ϕ_R , ϕ_I はねじれ複素モードの実部と虚部である。さらに、 η_0 と ϕ_0 は複素モードの振幅で、それぞれ

$$\eta_0 = \sqrt{\eta_R^2 + \eta_I^2} \quad (12)$$

$$\phi_0 = \sqrt{\phi_R^2 + \phi_I^2} \quad (13)$$

で表される。式(9), (10)で得られる空気力が主桁に対してなす仕事量の総和は

$$W_{total} = W_L + W_M \quad (14)$$

となり、これを橋軸方向に順次求めれば、仕事量分布を得ることができ、ある節点において $W_{total} > 0$ であれば励振力が、 $W_{total} < 0$ であれば減衰力が作用することになる。また、橋軸方向の仕事量を積分した値が正であればフラッターが発現し、負であればフラッターは発現しないことになる。

4. フラッター解析による全体系の挙動

4.1 橋軸方向に一樣な空気力によるフラッター解析

まず始めに、橋軸方向に一樣な非定常空気力を与えてフラッター解析を行った結果について述べる。対象とする複合斜張橋は橋軸方向に主桁断面形状が変化するため、一樣空気力による解析は本橋全体系のフラッター特性を評価するものではないが、各断面の非定常空気力によるフラッター特性を比較検討するために行った。入力した非定常空気力は Theodorsen の平板空気力と図-5 に示した 6 種類の測定空気力で、構造減衰としては対数減衰率 $\delta = 0.02$ と 0.05 の 2 ケースを考慮した。解析ケースと解析により得られたフラッター発生風速を表-4 に示す。また、代表的なケースとして、Theodorsen の平板空気力、鋼管 2 主桁基本断面、張出し床版付き鋼管 2 主桁断面の風速-減衰図を図-6 に、フラッター発生時の振動モードと仕事量分布をそれぞれ図-7, 図-8 に示す。

フラッター発生風速を見てみると、平板空気力を用いたケースでは $U_{cr} = 166.7 \text{ m/s}$ と非常に高いのに対して、基本断面の空気力を用いたケース (case1-K-0, case1-PC2-0, case1-PC4-0) では、構造減衰 $\delta = 0.02$ の場合で $U_{cr} = 25 \sim 28 \text{ m/s}$ 、 $\delta = 0.05$ の場合で $U_{cr} = 28 \sim 36 \text{ m/s}$ と低風速でフラッターが発生した。基本断面のフラッター発生風速は、 A_2^* が正に転じる風速とほぼ一致していることから典型的なねじれフラッターであり、構造減衰が $\delta = 0.05$ に増加したとしても、フラッター発生風速はさほど上昇しない。一方、床版張出し付断面 (case1-K-1.2, case1-PC2-1.2, case1-PC4-1.2) では、 $\delta = 0.02$ の場合で $U_{cr} = 39 \sim 44 \text{ m/s}$ 、 $\delta = 0.05$ の場合で $U_{cr} = 99 \sim 112 \text{ m/s}$ と、構造減衰の値によってフラッター発生風速が大きく異なった。 $\delta = 0.02$ の張出し床版付き断面において低風速で発生したフラッターは、風速-減衰図からみてもわかるように、負減衰が急激に大きくなるものではなく、励振力の弱いフラッターである。一方、 $\delta = 0.05$ において高風速で発生したフラッターは急激に負減衰が大きくなっており、連成フラッタータイプであることがわかる。

図-7 のフラッターモード図を見ると、Theodorsen 空気力や床版張出し付断面の空気力で高風速 (case1-K-1.2, 図-7(d)) で発生したフラッターは、鉛直曲げ対称 1 次、対称 2 次モードとねじれ対称 1 次モードが位相差を有して連成しているフラッターであるのに

表-4 一様空気力入力における解析ケース

ケース名	作用空気力	フラッター発生風速(m/s)	
		$\delta=0.02$	$\delta=0.05$
case1-T	Theodorsen の平板空気力	166.7	169.3
case1-K-0	鋼管 2 主桁基本断面 (K-0)	25.8	28.8
case1-K-1.2	床版張出し付鋼管 2 主桁断面 (K-1.2)	43.7	111.9
case1-PC2-0	PC イジガ-ダ- 2m 基本断面 (PC2-0)	23.9	27.8
case1-PC2-1.2	床版張出し付 PC イジガ-ダ- 2m 断面 (PC2-1.2)	39.7	103.5
case1-PC4-0	PC イジガ-ダ- 4m 基本断面 (PC4-0)	27.9	35.7
case1-PC4-1.2	床版張出し付 PC イジガ-ダ- 4m 断面 (PC4-1.2)	29.6	98.8

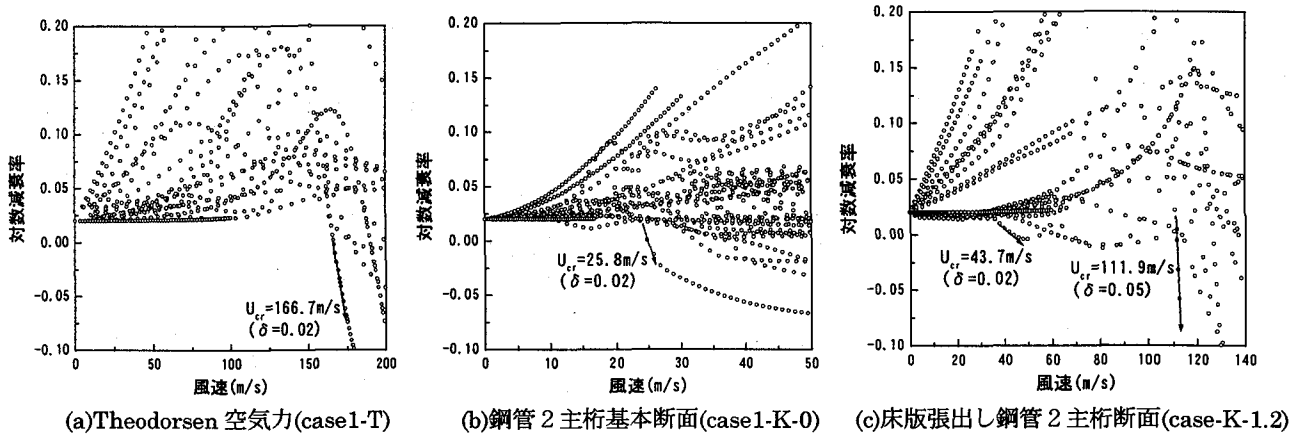
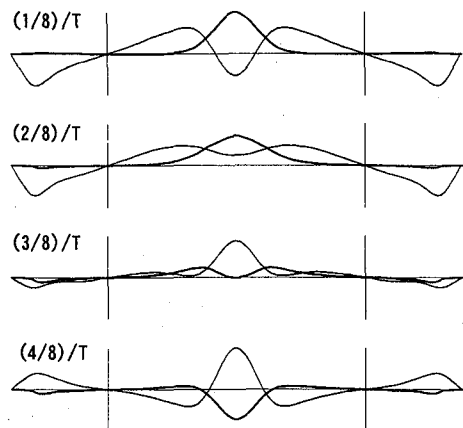
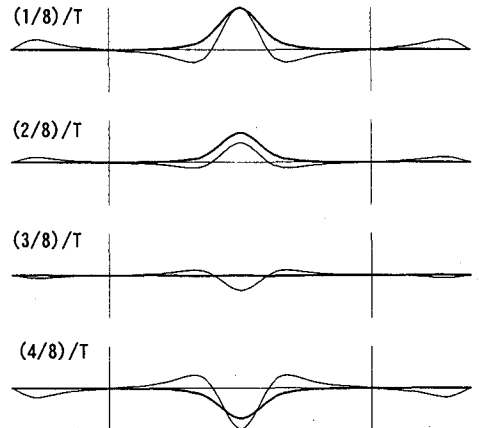


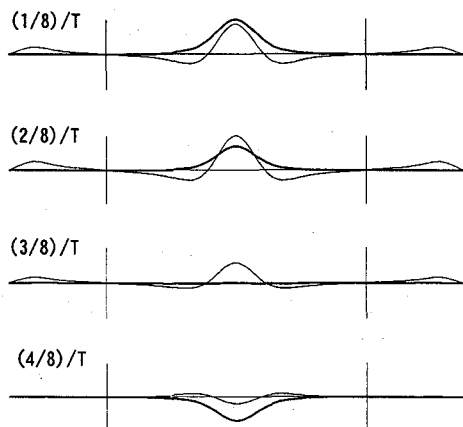
図-6 一様空気力を用いたフラッター解析による風速-減衰図



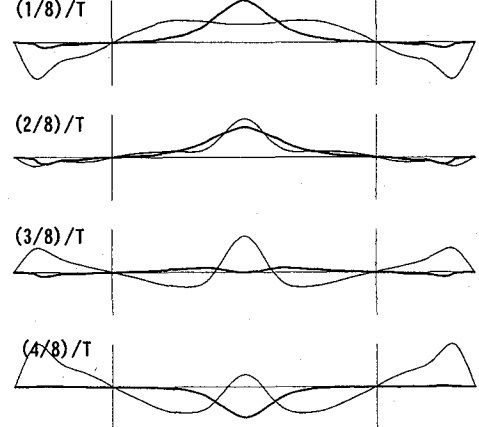
(a)Theodorsen 空気力(case1-T, U=166.7m/s)



(b)鋼管 2 主桁基本断面(case1-K-0, U=25.8m/s)



(c)鋼管 2 主桁床版張出し断面(case1-K-1.2, U=43.7m/s)



(d)鋼管 2 主桁床版張出し断面(case1-K-1.2, U=111.9m/s)

図-7 一様空気力を用いたフラッター解析によるフラッターモード図 (細線はたわみ振動, 太線はねじれ振動)

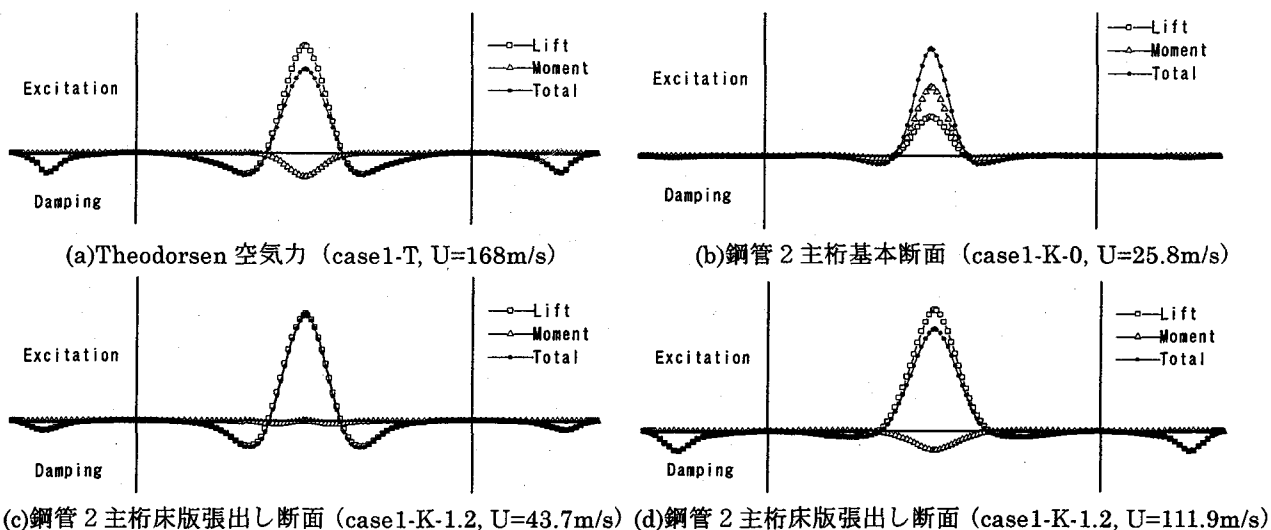


図-8 一様空気力を用いたフラッター解析によるフラッター発生時の仕事量分布

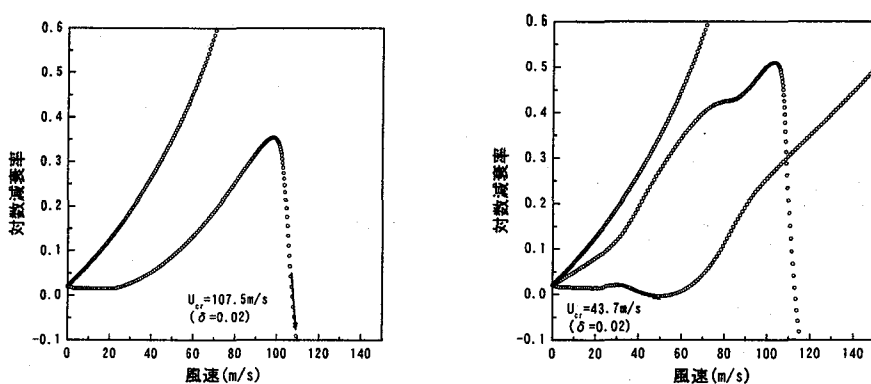


図-9 たわみ対称 2 次モードの影響 (床版張出し付鋼管 2 主桁断面の空気力による)

対して、鋼管 2 主桁基本断面 (case1-K-0) や床版張出し付断面の低風速 (case1-K-1.2, 図-7(c)) では、中央径間の中央付近が主として振動していることからねじれ対称 1 次と鉛直曲げ対称 2 次の寄与が大きく、また、両者の位相差が少ないことがわかる。図-8 の仕事量分布からも、Theodorsen 空気力や床版張出し付断面の高風速では揚力の寄与が大きく連成フラッターの特徴が現れているのに対して、鋼管 2 主桁基本断面ではピッチングモーメントの寄与が大きくなっていることがわかる。また、床版張出し付断面の低風速で発生したフラッターの仕事量分布 (図-8(c)) は揚力の寄与が支配的となっている。

このように、床版張出し付き断面では構造減衰の値によってフラッター発生風速が異なる結果となった。床版張出し付鋼管 2 主桁断面の非定常空気力は Theodorsen の平板空気力に近い値であるにもかかわらず、構造減衰が小さい場合には低風速域で励振力の弱いフラッターが発生し、これは図-4 の 2 自由度バネ支持実験結果とも異なるものであった。そこで、この原因を検討するため、フラッター解析において考慮するモード数を限定して解析を行った。風洞実験で考

慮した鉛直曲げ対称 1 次モードとねじれ対称 1 次モードの 2 つのモード組合せによるフラッター解析と、これらに鉛直曲げ対称 2 次モードを加えた 3 つのモード組合せによるフラッター解析から得られた風速-減衰図を図-9 に示す。2 モード解析では、 $U_{cr}=107.5\text{m/s}$ で急激に発散する連成フラッターが発生し、風洞実験結果と傾向的には同じであるのに対して、3 モードの解析では、 $U_{cr}=43.7\text{m/s}$ において励振力の弱いフラッターが、2 モード解析のフラッター発生風速とほぼ同じ風速において励振力の強い連成フラッターが発生した。すなわち、3 モードの解析で $U_{cr}=43.7\text{m/s}$ において発生した励振力の弱いフラッターは、鉛直曲げ対称 2 次モードが存在することによって発生していると考えられる。この鉛直曲げ対称 2 次モードは、主として中央径間の中央付近の上下振動が卓越するモードで、この部分はねじれ対称 1 次モードの振幅が卓越する箇所とほぼ同じであること、この両者の固有振動数が極めて近接していることなどが、このような励振力の弱いフラッターの発生に関わっているものと推測される。本解析では、非定常空気力の抗力成分や主塔、ケーブルに作用する空気力を無視していること、非定常空気

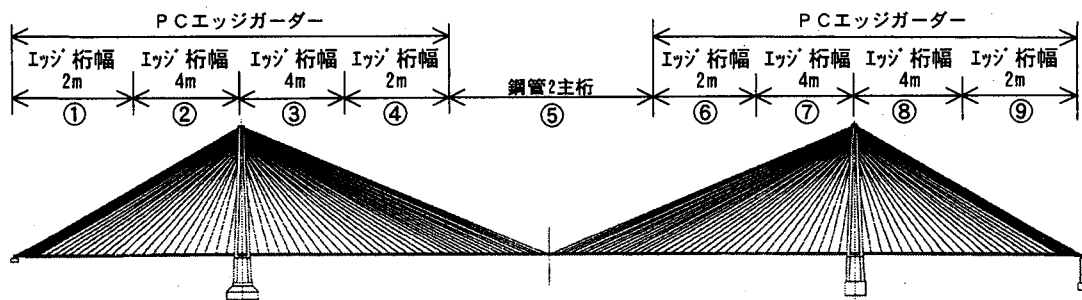
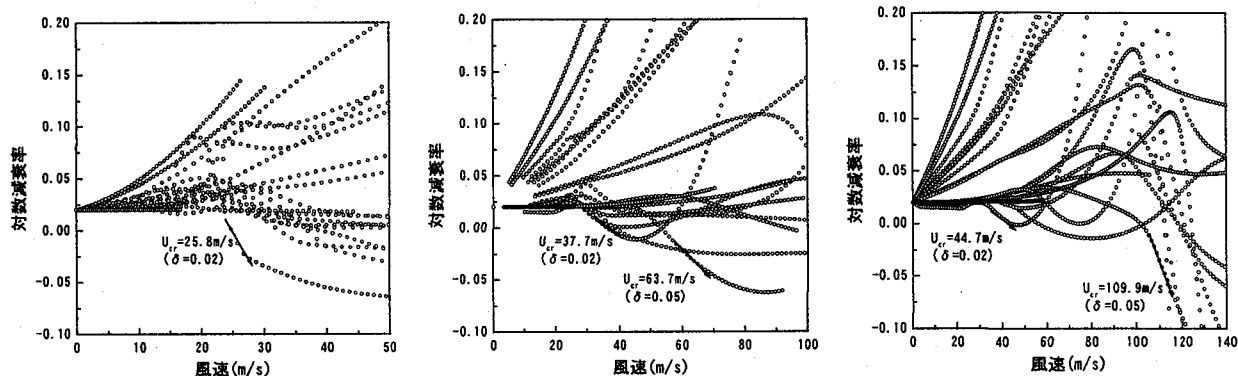


図-10 作用空気力の区間割り

表-5 橋軸方向に変化する空気力の解析ケースと解析結果

ケース名	作用区間									フラッター発生風速(m/s)	
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	$\delta=0.02$	$\delta=0.05$
case2-1	基本	基本	基本	基本	基本	基本	基本	基本	基本	25.8	28.8
case2-2	基本	基本	基本	基本	張出	基本	基本	基本	基本	37.7	63.7
case2-3	基本	基本	基本	張出	張出	張出	基本	基本	基本	39.7	88.6
case2-4	基本	基本	張出	張出	張出	張出	張出	基本	基本	40.7	94.4
case2-5	張出	張出	張出	張出	張出	張出	張出	張出	張出	44.7	109.9

(注, 基本: 基本断面, 張出: 張出し床版付き断面を表す)



(a)case2-1 (全スパン基本断面) (b)case2-2 (鋼管2主桁断面のみ床版張出し) (c)case2-5 (全スパン床版張出し)

図-11 スパン方向に変化する空気力を用いたフラッター解析による風速-減衰図

力係数の連成項を従属関係から求めていること, さらには実橋における構造減衰や気流の乱れなどを考慮すると, このような励振力の弱い低風速でのフラッターの発生については更なる検討が必要であると思われる。なお, 床版張出し付き鋼管2主桁断面の風洞実験による連成フラッター発生風速は2モード解析結果よりも低くなっているが, 風洞実験では質量を実橋値の半分に設定していたことが一因と考えられる。

4.2 スパン方向に空気力が変化するフラッター解析

次に, 橋軸方向に主桁断面形状が変化する本橋のフラッター特性を検討するため, 実橋の主桁断面に応じて橋軸方向に非定常空気力を変化させてフラッター解析を行った。PCエッジガーダー断面ではエッジ桁幅が2mから5mまで連続的に変化しているが, これをエッジ幅2mと4mの2つの区間に分け, 全体で図-10に示したような9つの区間に分けて空気力を与えた。さらに, 部分的に床版張出し断面の空気力を与え,

フラッターを制振するために有効な床版張出しの設置区間について検討した。なお, 本橋は側径間の端部にカウンターウェイトとしてPCボックス桁(全長30m)があるが, 全体の空力特性に及ぼす影響の少ない箇所であるため無視した。

解析ケースと解析により得られたフラッター発生風速を表-5に示す。また, 代表的なケースとして, 全スパンに基本断面を用いたcase2-1, 鋼管2主桁部分のみ床版張出しとしたcase2-2, 全スパンに床版張出しとしたcase2-5における風速-減衰図を図-11に示す。全スパン基本断面としたcase2-1では, 構造減衰 $\delta=0.02$ で $U_{cr}=25.8\text{m/s}$, 構造減衰 $\delta=0.05$ で $U_{cr}=28.8\text{m/s}$ からねじれフラッターが発生した。このフラッター発生風速は全スパンに鋼管基本断面の空気力を一様入力した解析結果(図-6(b))と同じであり, また, 図は示していないが, フラッターモード形も図-7(b)とほぼ同じであった。このことから, 床版張出しを施していない基本断面における全体系のねじれ

フラッターには、中央径間の中央付近に位置する鋼管 2 主桁部分の寄与が大きいといえる。

一方、主桁の一部分、もしくは全体に床版張出しを用いたケースでは、構造減衰の値によってフラッター発生風速が異なる結果となった。構造減衰 $\delta=0.02$ において発生するフラッターは、床版張出し付断面の一樣入力解析に見られたのと同じもので、急激に負減衰が増大することのない励振力の弱いフラッターである。一方、構造減衰 $\delta=0.05$ で発生したフラッターは、モード図は示していないが、高次モードによるフラッターであり、急激に発散する連成フラッターは風速 100m/s 以上の高風速まで発生しなかった。

このように、本橋の主桁断面形状を考慮して橋軸方向に空気力を変化させた解析においても、一樣空気力入力の解析と同様に、床版張出し付断面では構造減衰がフラッター発生風速に及ぼす影響が大きいことが明らかとなった。構造減衰が大きい場合には全スパンでなくても、部分的に床版張出しを施すことによってフラッター発生風速を照査風速以上に高めることはできると考えられるが、構造減衰が小さい場合には風速 40m/s 程度で励振力の弱いフラッターが発生する可能性がある。したがって、本橋の耐風設計においては構造減衰の評価が極めて重要となる。耐風設計における構造減衰の扱いとして、道路橋耐風設計便覧では充腹断面を有する斜張橋には $\delta=0.02$ を用いているのに対して、英国基準である Bridge Aerodynamics では鋼斜張橋には $\delta=0.03$ 、複合斜張橋には $\delta=0.04$ 、PC 斜張橋には $\delta=0.05$ としており、部材の種類によって分類している。これに対し、振動実験から得られた PC 斜張橋の減衰を調べた研究⁹⁾では、PC 斜張橋の減衰が鋼斜張橋に比べて必ずしも大きいとはいえず、構造減衰の設定には十分な配慮が必要である。

5. まとめ

本研究では、コンクリート充填鋼管を用いた長大複合斜張橋の全体系のフラッター特性を、風洞実験で測定した非定常空気力係数を用いたフラッター解析により検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- ①風洞実験から非定常空気力係数を測定した結果、基本断面では A_2^* が負から正に転じるねじれフラッタータイプであったのに対して、床版張出し ($H/D=1.2$) を施した断面では A_2^* が負になる連成フラッタータイプとなった。
- ②一樣な空気力を入力してフラッター解析を行った結果、基本断面では低風速でねじれフラッターが発生したのに対して、床版張出し付き断面では、構造減衰が小さい場合には低風速において励振力の弱いフラッターが、構造減衰が大きい場合には高風速において励振力の強い連成フラッターが発生し、構造減衰によってフラッター発生風速が大きく異なった。

- ③床版張出し付き断面で構造減衰が小さい場合に見られた低風速のフラッターの発生には、鉛直曲げ対称 2 次モードの存在が関係していると考えられる。
- ④橋軸方向の断面形状の変化を考慮した解析においても、耐風対策を施していない基本断面では低風速でねじれフラッターが発生したのに対して、床版張出しを部分的あるいは全体に施した場合には、構造減衰によってフラッター発生風速が大きく異なった。
- ⑤床版張出しによる 2 主桁断面斜張橋の耐風対策は有効な方法と考えられるが、本橋のように多くのモードが近接する場合には、構造減衰の値によっては低風速でフラッターが発生する可能性があり、構造減衰の評価が極めて重要である。

参考文献

- 1)新原雄二, 林田宏二, 日紫喜剛啓, 富永知徳: 鋼管を用いた合成複合斜張橋の耐風性に関する検討, 日本風工学会誌, 第 79 号, pp.59~60, 1999 年 4 月。
- 2)新原雄二, 林田宏二, 日紫喜剛啓, 富永知徳: 鋼管を用いた合成複合斜張橋の渦励振特性及びレイノルズ数効果に関する検討, 日本風工学会誌, 第 79 号, pp.61~62, 1999 年 4 月。
- 3)新原雄二, 林田宏二, 日紫喜剛啓, 富永知徳: コンクリート充填鋼管を用いた 2 主桁断面複合斜張橋の風応答特性と空力的制振対策, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000 年 3 月。
- 4)酒井洋典, 小川一志, 下土居秀樹, 斉藤敏雄: 2 主桁橋梁の空力特性改善策に関する実験的研究, 第 12 回風工学シンポジウム論文集, pp.393~398, 1992 年 12 月。
- 5)Scanlan, R.H., Tomko, J.J.: Airfoil and bridge deck flutter derivatives, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of ASCE, Vol.97, No. EM6, pp.1717-1737, December, 1971.
- 6)松本 勝, 新原雄二, 小林裕輔: 構造基本断面のフラッター発生機構に関する研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1019~1024, 1994 年 3 月。
- 7)Scanlan, R.H., Jone, N.P., Singh, L.: Interrelations among flutter derivatives, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 69-71, pp.829-837, 1997.
- 8)宮田利雄, 山田 均, 風間浩二: フラッターモード形に着目した長大吊橋の耐風安定性の向上に関する研究, 土木学会論文集 No.525/I-33, pp.191~200, 1995 年 10 月。
- 9)竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づく PC 斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.147~161, 1999 年 7 月。
(1999 年 9 月 17 日受付)