

I-747

偏平箱形断面桁を有する斜張橋の耐風安定性照査に関する実験的研究

大阪大学大学院 学生員 佐藤 学 大阪大学工学部 正 員 川谷充郎
運輸省第一港湾建設局 正 員 田端竹千穂 清水建設(株) 正 員 戸田伸親

1. まえがき 斜張橋や吊橋は柔構造であり、風による振動が大きな問題となる。本研究では、Fig. 1に示す偏平箱形断面桁を有する橋長630m、最大スパン195mの6径間連続鋼斜張橋を対象とする。この橋桁の振動を抑制するために、主径間はケーブル定着部を美観上からもフェアリングで被うことにしている。主径間と側径間の最適断面形状を決定するために、主径間においてはフェアリングの形状を変化させて一様流中で風洞実験を行い、最適断面形状を決定する。また、側径間は最適フェアリング形状に対応した形状の断面に対して同様の実験を行い、応答を調べる。さらに乱流効果、付加減衰の効果、ならびに高欄の影響を調べる。

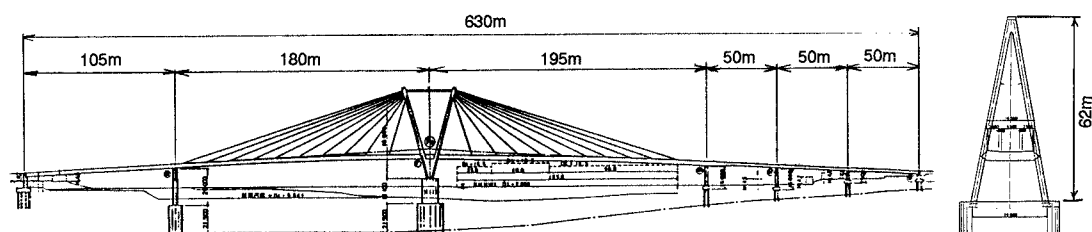


Fig. 1 General view

2. 実験概要 検討断面はTable 1に示すように、縮尺1/50の2種類の主径間（断面A，B）および側径間（断面C）の部分模型である。これらを2自由度系ばね支持し、模型のパラメータは本州四国連絡橋風洞試験要領¹⁾に基づいて実橋パラメータと合わせ、対数減衰率はたわみおよびねじれともに0.020とする。橋桁の質量はケーブルや主塔の質量効果も考慮して評価している。ここで、たわみとねじれの風速倍率を別々に設定している。それは実験模型の制約により、極慣性モーメントが実橋と相似しなかったため、また、実橋のねじれ振動数2.408Hzがたわみ振動数0.476Hzの5倍以上と大きいためである。構造諸元および実験条件をTable 2に示す。

Table 1 Model shapes
(1) Sectional shapes

Model No.	Cross-sectional shape	Unit:mm
Main span A		
Main span B		
Side span C		

(2) Handrail

Handrail	
Guardrail	

3. 空力振動特性 3-1 橋桁断面形状の影響 (1) 主径間 主径間断面Aに関しては、Table 3に示すように5種類のフェアリングについて風洞実験を行い、フェアリング④が最適形状となった。Fig. 2 (1)にフェアリング④を付けた断面のV-A図を示す。図中の α は迎角である。たわみ渦励振が比較的低風速で発生した。断面Bに関しては、Table 3に示す3種類のフェアリングで実験を行った結果、断面Aと同様にフェアリング④が最適形状となった。Fig. 2 (2)にそのV-A図を示す。フェアリング④では渦励振がほとんど発生せず、主径間では断面Aより断面Bが優れた耐風安定性を持つことがわかる。

(2) 側径間 側径間断面Cに関してはTable 3に示すようにフェアリング③、④に対応した形状にて実験を行った。③と④の応答はほとんど同じであった。断面C④のV-A図をFig. 2 (3)に示す。これより断面Cはたわみ渦励振のみ発生し、比較的振幅が大きい主径間に比べ

Table 2 Structural characteristics

Item	Prototype	Main span model		
		Required Model	Model A	Model B
Reduced scale	—	1/50	1/50	1/50
Mass	11.845ton/m	7.486±0.149kg	7.494kg	7.462kg
Moment inertia	37.339ton·m²	0.00944±0.000189kg·m²	0.0357kg·m²	0.0357kg·m²
Frequency (deflection)	0.475Hz	3.92Hz	3.92Hz	3.90Hz
Frequency (torsion)	2.408Hz	19.83Hz	12.00Hz	12.15Hz
Frequency ratio	5.06	5.06±0.253	3.06	3.12
Velocity ratio	—	6.07	Deflection 6.08 Torsion 10.03	Deflection 6.05 Torsion 9.91

Item	Prototype	Side span model	
		Required Model	Model C
Reduced scale	—	1/50	1/50
Mass	12.553ton/m	7.933±0.158kg	7.809kg
Moment inertia	31.009ton·m²	0.00784±0.000156kg·m²	0.0212kg·m²
Frequency (deflection)	1.038Hz	3.85Hz	3.82Hz
Frequency (torsion)	4.680Hz	17.36Hz	12.30Hz
Frequency ratio	4.51	4.51±0.226	3.22
Velocity ratio	—	13.48	Deflection 13.46 Torsion 19.92

発生風速が高風速側であることがわかる。断面A, B, Cは総て限界風速内で発散振動は発生しなかった。

3-2 乱流の影響 Fig. 3に、主径間の断面A④および側径間の断面C④について、一様流中と乱流中でのV-A図を示す。乱流は、 $I_u=7\sim10\%$, $I_w=5.5\sim7.5\%$, $L_x, u=10\sim13\text{cm}$, $L_x, w=4\sim10\text{cm}$ の格子乱流である。乱流中において、渦励振発生風速は一様流中とほとんど変化はなく、断面A④では乱れの影響による振幅の低減がほとんどなかった。しかし、断面C④では乱れの影響による振幅の低減が確認できた。乱流中でバフェッティングが発生したが、限界風速内では許容振幅（活荷重によるたわみ）以下²⁾であった。

3-3 減衰の影響 Fig. 4に、主径間の断面A④の一様流中において、構造対数減衰率をたわみおよびねじれともに0.040に設定したときのV-A図を示す。構造減衰が増加しても渦励振発生風速は変化しなかったが、振幅は低減した。

3-4 高欄の影響 Fig. 5に側径間の断面C④の高欄を取り除いた場合と比較してV-A図を示す。これより、迎角により差はあるが渦励振の振幅には、高欄の形状が強く影響していると考えられる。

最後に、本研究に際し御指導・御助言を頂いた、本橋の景観・技術検討委員会 田島二郎委員長に厚く感謝の意を表します。

参考文献：1) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説，1980.6.
2) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.

Table 3 Sectional shapes of fairings

Main span A	①	②	③
Main span B	④	⑤	⑥
Side span C	⑦	⑧	⑨

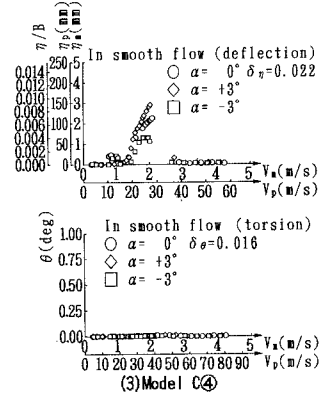
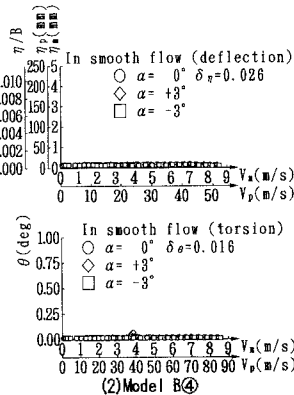
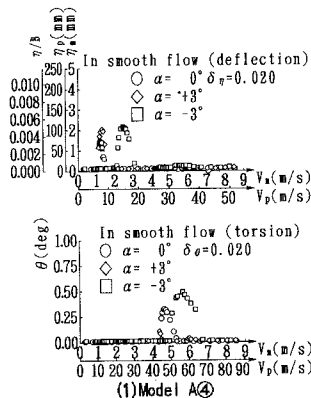


Fig. 2 Response amplitude

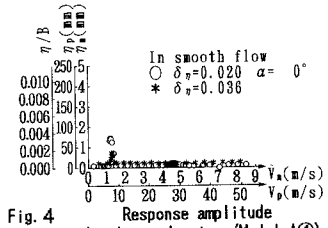
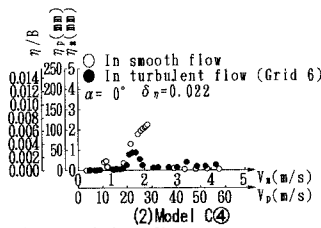
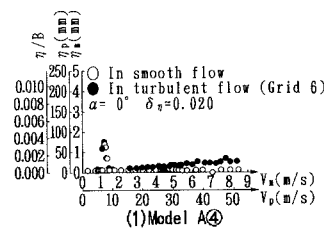


Fig. 4 Response amplitude under large damping (Model A④)

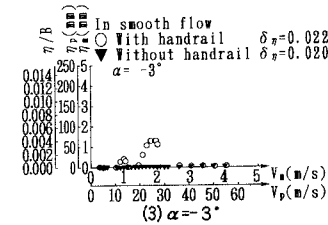
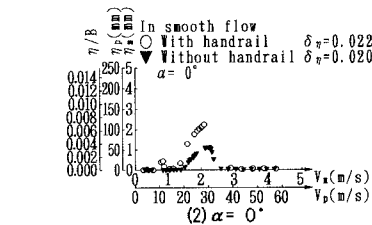
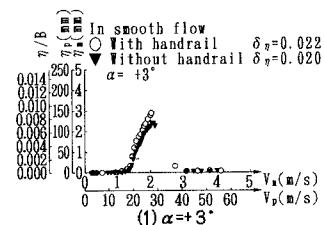


Fig. 5 Response amplitude without handrail (Model C④)