

I-A 232

宮境橋（2箱桁斜張橋）の部分模型風洞試験

栃木県烏山土木事務所 八木沢悟 川田工業（株） 正員 ○宮地 真一
 栃木県烏山土木事務所 谷 英夫 川田工業（株） 正員 米田 昌弘
 川田工業（株） 正員 瀬戸内秀規

1. まえがき 宮境橋は、栃木県烏山町に現在建設中の2面吊り鋼斜張橋（最大支間長 $l=187.5\text{m}$ 、有効幅員 $B=14.0\text{m}$ ）であり、図-1からわかるように2箱桁形式となっている。著者らは、耐風設計便覧に基づく検討でねじれフラッター特性が十分でないと推測された主桁基本設計断面の動的耐風性を、より精度の高い手法（主桁部の二次元部分模型風洞試験）を用いて検討したので、ここにその結果を報告する。

2. 風洞試験の概要 使用風洞は川田工業（株）所有の水平回流式ゲッチンゲン型風洞（閉鎖型測定洞：幅 $2.0\text{m} \times$ 高 $2.5\text{m} \times$ 全長 15.0m ）であり、実験にあたっては主径間中央部の主桁断面形状を1/35なる縮尺で模型化した長さ 1620mm の剛体部分模型を使用した。

ばね支持模型試験で対象とした実験モデルの断面形状を表-1に示す。ここに、MODEL-Aは基本設計断面であり、MODEL-Bは基本設計断面の地覆外側に空力対策として幅が 15.4mm （実橋で 540mm 、プレート幅の合計値と橋梁全幅員の比は約 $1/13.7$ ）なる水平プレート¹⁾を設置した断面である。MODEL-Aのばね支持模型試験条件を表-2に示す。なお、本実験では、上記のばね支持模型試験に加え、静的空気力特性を把握するための3分力試験も実施した。

3. 試験結果と考察 まず、基本設計断面について、一様流中でのばね支持試験を実施した。迎角が $\alpha=+3^\circ$ 、構造減衰が $\delta_s=0.02$ なる場合の $V-A$ 曲線（風洞風速と応答片振幅との関係図）を図-2に示す。図-2より、MODEL-Aなる基本設計断面では $V_m=1.8\text{m/s}$ なる風洞風速（実橋換算では 13.5m/s なる風速）で片振幅が 3.5mm （実橋換算で 123mm ）と、許容振幅（実橋で 90mm ）を幾分か上回るたわみ渦励振の発現が認められる。また、ねじれフラッターの発現風速は実橋換算で 63m/s と、耐風設計便覧の発現予想風速である 42.3m/s より十分高く、照査風速（実橋で 45m/s ）を上回るものとなっている。なお、たわみ渦励振については、乱れ強さを $I_u=5\sim 7\%$ とした格子乱流試験で振動振幅が許容振幅以下まで低減し、さらに $I_u=10\sim 12\%$ なるもとでほとんど発現しないという結果が得られた。すなわち、架橋地点での自然風の乱れ（耐風設計便覧による気流の乱れ強さの推定値は $I_u=17\%$ ）を考慮すれば、本橋主桁部は基本設計断面をそのまま採用しても、たわみ渦励振に対しても十分な耐風性を有していると考えられる。

一方、MODEL-Bなる水平プレート設置断面では、図-2からわかるように実験風速域内で渦励振やねじれフラッターは発現せず、 $\alpha=+3^\circ$ なる迎角において比較的良好な耐風性を示す結果となった。参考までに、ねじれ振動波形より得られた対数減衰率 δ_θ （基準片振幅： 1° ）と風洞風速との関係を図-3に示す。図-3より、 $V=5.5\text{m/s}$ 程度以上の高風速域において、MODEL-Bの対数減衰率 δ_θ がMODEL-Aの δ_θ を大きく上回る結果となっており、水平プレートの設置によって、ねじれフラッター特性が著しく改善されている状況が読み取れよう。なお、水平プレートを設置したMODEL-Bでは、 $\alpha=0^\circ$ および -3° とした一様流中で片振幅が 3mm 程度のたわみ渦励振が発現したが、これらの渦励振は気流の乱れの影響を比較的敏感に受け、乱れ強さが $I_u=5\sim 7\%$ なるもとでは完全に消滅するものであった。

上述したMODEL-AとMODEL-Bに対する一様流中での静的3分力試験結果（風洞風速は 10m/s ）をそれぞれ図-4(a)、(b)に示す。これらの結果より、MODEL-Aでは、迎角 $\alpha=-1^\circ \sim +6^\circ$ なる範囲での空力モーメント係数勾配 $\Delta C_M / \Delta \alpha$ が負となっているのに対し、MODEL-Bでは $\Delta C_M / \Delta \alpha$ が正ないしはほぼゼロなる結果を与えている。したがって、静的3分力試験結果からもMODEL-Bの水平プレートは、準定常理論の仮定のもと本橋主桁のねじれフラッター特性に少なからず影響を及ぼしているものと推察された。

4. まとめ 以上に述べた結果より、地覆外側に水平プレートを設置する手法は、本橋のような2箱桁斜張橋に対しても有効な空力的対策となり得ることがわかった。ただし、対象とした基本設計断面でも十分な耐風性を有していると考えられたことから、本橋では当面、水平プレートを設置しないものとした。

参考文献 1) 米田・宮地他：偏平箱桁断面に対する水平プレートの空力制振効果に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.42A，1996年3月。

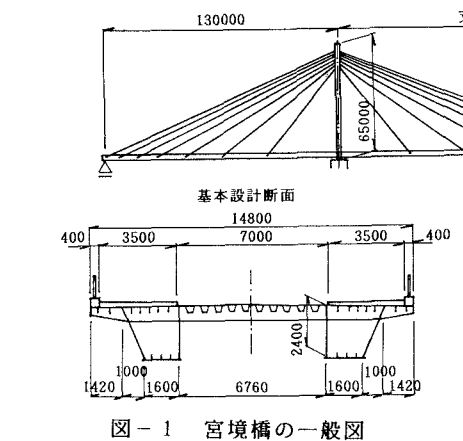


図-1 宮境橋の一般図

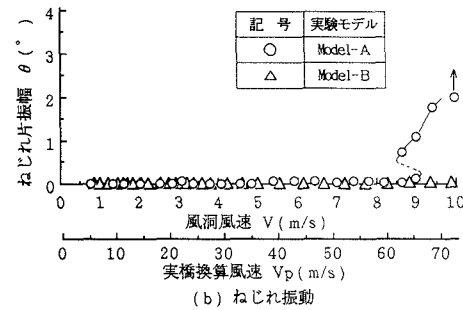
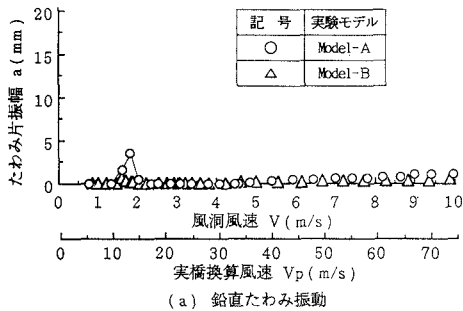


図-2 MODEL-AのV-A曲線（一樣流， $\alpha=+3^\circ$ ， $\delta s=0.02$ ）

表-1 実験モデルの断面形状

	断面形状
MODEL-A	
基本設計断面	
MODEL-B	
水平プレート設置断面	

表-2 MODEL-Aのばね支持試験条件

	実橋諸元	模型所要値	ばね支持試験の諸元
縮尺	—	1/35	1/35
重量	15.307 tf/m	20.243 $\pm 2\%$ kgf/model	22.238 kgf/model
極慣性モーメント	41.075 $t \cdot s^2 \cdot m/m/Br.$	0.04434 $\pm 2\%$ kgf $\cdot s^2 \cdot m/model$	0.04423 kgf $\cdot s^2 \cdot m/model$
振動数	たわみ 0.445 Hz ねじれ 1.143 Hz	—	2.083 Hz 5.471 Hz
構造対数減衰率	—	0.02	0.02

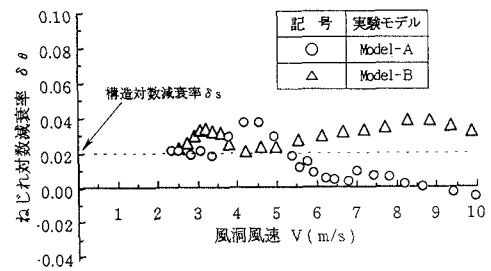
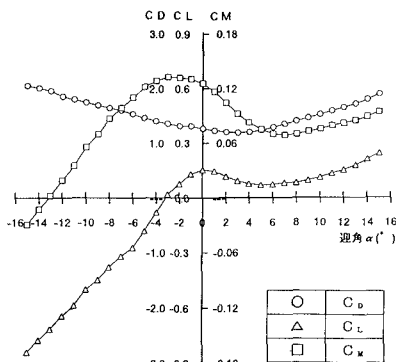
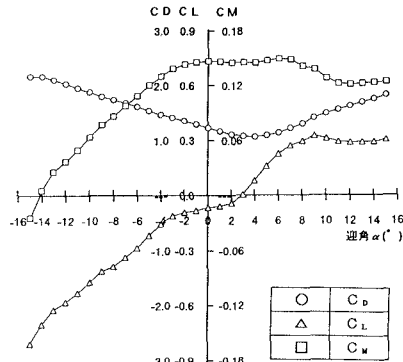


図-3 ねじれ振動波形より求めたV- δ 曲線（一樣流， $\alpha=+3^\circ$ ， $\delta s=0.02$ ）



(a) MODEL-A（基本設計断面）



(b) MODEL-B（水平プレート設置断面）

図-4 静的3分力試験結果（一樣流， $V \approx 10m/s$ ）