

福岡都市高速福重JCT部 並列鋼床版箱桁橋の耐風性検討

福岡北九州高速道路公社 正会員 ○片山 英資 九州工業大学大学院 正会員 木村 吉郎
 九州工業大学工学部(研究当時) 山田 倫大 九州工業大学大学院 正会員 加藤九州男
 九州工業大学 フェロー 久保 喜延 福岡北九州高速道路公社 正会員 安村 信博

1.はじめに 本検討で対象とした橋梁は、福岡都市高速道路で現在建設中の福重ジャンクション部の高架橋である。この高架橋は、交差点上での架設条件と既供用区間の掛け違い橋脚への反力軽減を図るために、鋼床版箱桁橋が採用されている。また、採用される断面には高さ3mの遮音壁が設置される。そのため、形状的にもB/D=0.77程度と小さく単独橋でも耐風安定性に課題があることに加えて、並列橋となるなど特有の設計条件を有している。そのため、本橋の対風応答特性は明確ではなく、安全性の立証は容易でない。そこで、連続4径間鋼床版箱桁並列高架橋(最大支間65.5m)の一部を対象区間として、その中央を代表位置として2次元剛体模型を用いて風洞実験を行い、並列箱桁橋の対風応答特性の検討を実施した。

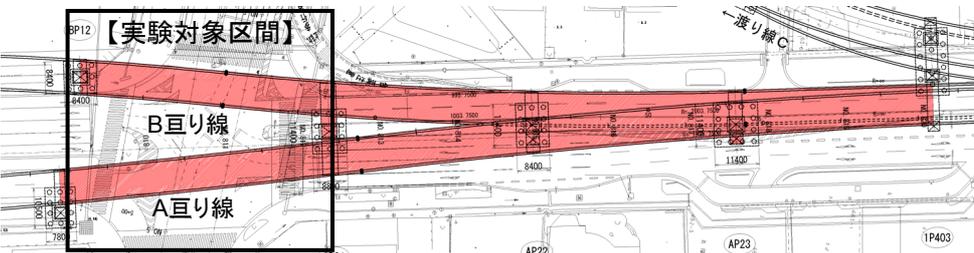


図-1 検討対象橋梁平面図

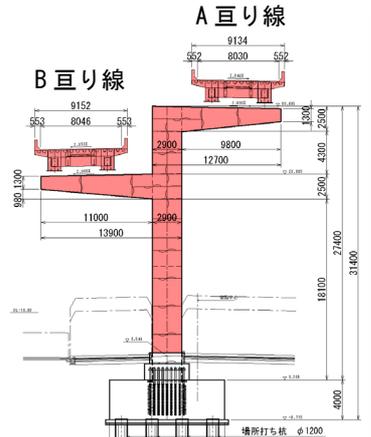


図-2 検討対象橋梁断面図

2. 実験用模型と模型支持方式 本実験で使用した模型は縮尺率 1/80 の単径間 2次元剛体模型 2体(A 亘り線, B 亘り線)である。図-3 に 2 橋の桁断面の概略図を示し、表-1 に実験の諸元を示す。模型はコイルバネを介して支持されており、A 亘り線, B 亘り線ともに鉛直たわみ 1 自由度でバネ支持した。また、流れの2次元性を確保するために模型の両端部に端板を設置した。

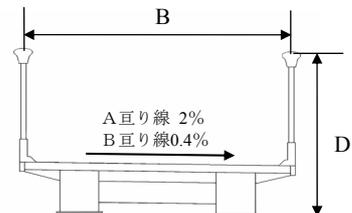


図-3 模型断面の概略図

3. 実験方法概要 本実験は、九州工業大学建設社会工学科所属の回流式空力弾性試験用風洞(測定断面: 1780mm×910mm)を使用した。風向βは、図-5 に示すように単独橋の対風応答特性を検討する場合は、横断勾配が下がっている側から風が作用する場合をβ=0°とし、上がっている側から風が作用する場合をβ=180°と定義した。また、並列橋の対風応答特性を検討する場合も同様の方向とし、A 亘り線側から風が作用する場合をβ=0°とし、B 亘り線側から風が作用する場合をβ=180°と定義した。

表-1 実験諸元

項目	鋼床版 A 亘り線 (横断勾配=2%)			鋼床版 B 亘り線 (横断勾配=0.4%)		
	実橋	模型(1/80)		実橋	模型(1/80)	
		所要値	実験値		所要値	実験値
桁幅 B (m)	9.10	0.1138	0.1138	9.10	0.1138	0.1138
桁高 D (m)	7.06	0.0883	0.0883	7.03	0.0879	0.0879
桁長(m)	—	0.80	0.80	—	0.80	0.80
たわみ振動数 f _n (Hz)	1.088	9.731	5.1084 ~ 5.0665	1.237	11.064	5.7928 ~ 5.7585
たわみ振動数比 ※B 亘り/A 亘り	1.137	1.137~1.134		1.137	1.137~1.134	
単位長さ当りの質量 (kg/m)	5770	0.902	2.00	5770	0.902	2.02
構造減衰率 δ	0.02	—	0.0073 ~ 0.0051	0.02	—	0.0113 ~ 0.0065

キーワード 鋼床版箱桁橋, 耐風安定性, 並列橋, 風洞実験, 耐風設計

連絡先 〒812-0055 福岡市東区東浜 2-7-53 福岡北九州高速道路公社 保全施設部 保全管理課 TEL 092-631-3285

距離を模型の縮尺率と同様の 1/80 で補正した。値は X が 278.7mm (実橋値:22.30m), Y が 65.0mm (実橋値:5.20m) として実験を行った。

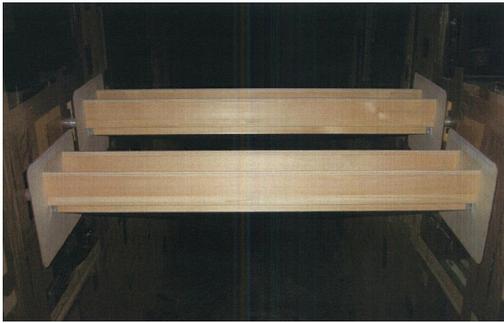


図-4 並列橋模型設置状況

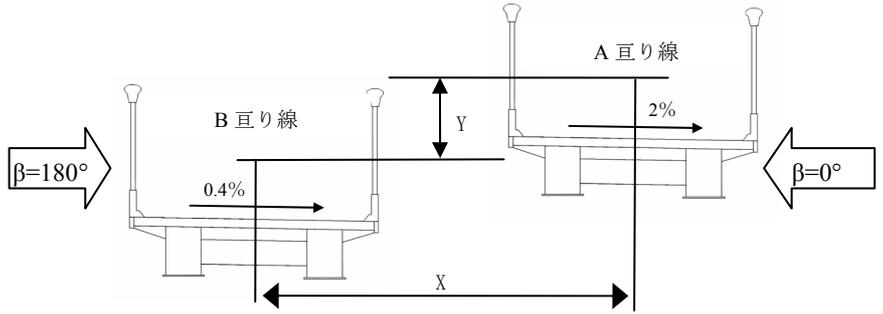
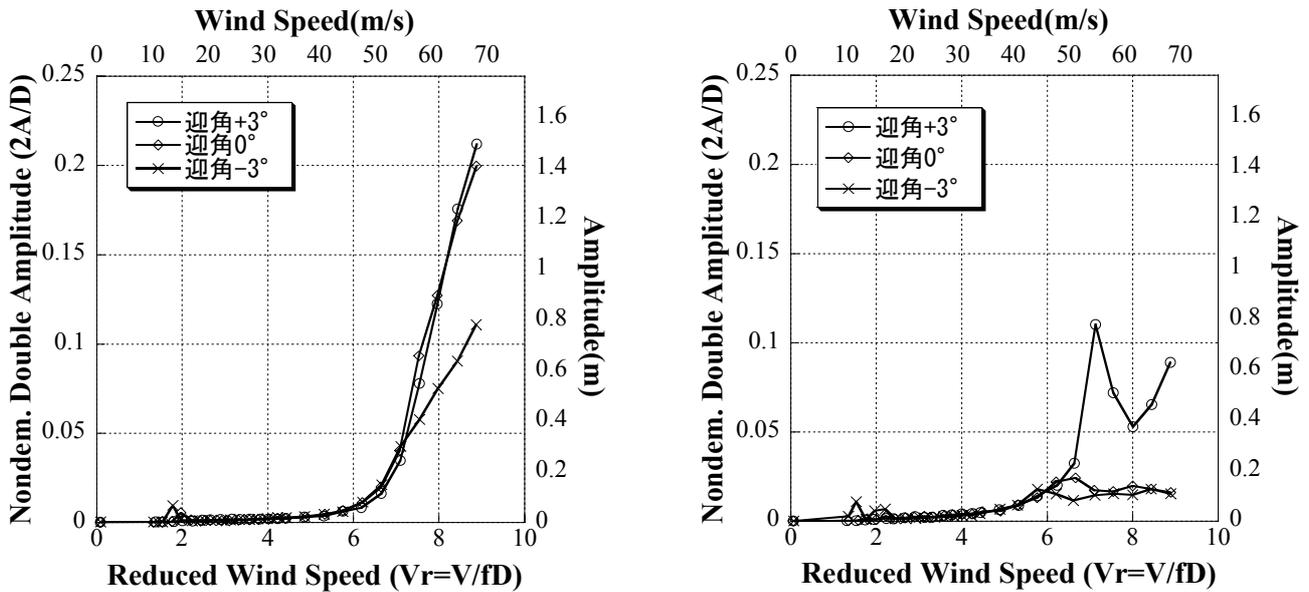


図-5 並列橋時における風向の定義

4. 実験結果 単独橋については、応答がより大きかった A 亘り線について記載する。図-6(a)に示すように、換算風速 $V_r=7$ 付近より $\alpha=-3^\circ$ のケースを除いて、応答が発達していく傾向が見られた。また、換算風速 $V_r=2$ 付近で $\alpha=+3^\circ$ のケースを除いて渦励振が発現した。

並列橋の実験では、風上側に位置した橋梁の対風応答特性は、単独橋時の応答特性と概ね類似したものであった。そのため、ここでは顕著な影響がみられた A 亘り線が風下側に位置するケース ($\beta=180^\circ$) について記載する。図-6(b)に示すように、迎角 $+3^\circ$ では、 $V_r=6$ 付近から $V_r=7$ 付近をピークに急激に発達した後、 $V_r=8$ 付近まで減衰し、その後、再び応答振幅が増大していく。迎角 $0^\circ, -3^\circ$ では風速が増大しても応答振幅が増大していく様子は見られず、応答振幅は抑制されていた。単独橋時に迎角 $0^\circ, -3^\circ$ で発現していた渦励振も、迎角 -3° のみで発現した。高風速域でのたわみ振動応答の発現風速は迎角に関わらず、 $V_r=5$ 付近であり単独橋時よりも低くなった。



(a) 単独橋時 A 亘り線 ($\beta=180^\circ$)

(b) 並列橋時 A 亘り線 ($\beta=180^\circ$, 風下側)

図-6 たわみ振動応答図 (rms 値)

5. おわりに 単独橋及び並列橋で発生した発散振動については、本橋の設計基準風速が 27m/s, ギャロッピング照査風速が 32.4m/s であることを踏まえると、問題は無いと考えられる。また、渦励振については、実橋のたわみ振動の構造減衰率を $\delta_s=0.02$ と仮定した場合、大振幅域で空力減衰率の値が -0.02 を上回っていることから、振動が発現したとしても問題は無いと考えられる。以上より、本橋の耐風性は問題が無いという結論を得た。

しかし、JCT部や本線に並列するランプ橋、上下線分離構造の橋梁など、並列状態となる橋梁は多数存在する。例えば、本橋と類似した橋梁が、海岸部や大河川上、田園の平野部などの風環境が厳しい位置に計画される場合などでは、現地での発生風速が高く、危険な振動が発生することも起こり得る。近年、長大橋を初めとして耐風性検討の事例は増加しているものの、並列橋に対する耐風性検討の重要性の認識など、まだまだ十分では無い感覚をうける。本検討の成果が、耐風設計の重要性の浸透と、今後の安全なインフラ整備に貢献する一事例となることを期待する。