

並列するエクストラードーズド橋の動的耐風安定性検討

—長崎自動車道 日見夢大橋—

ひみゆめ

東京土木支店 土木技術部

古村豊

1. はじめに

長崎自動車道の芒塚 IC から長崎多良見 IC 間に架橋された日見夢大橋では、架橋場所の制約条件から最大支間長 180m を超える PC3 径間連続波形鋼板ウェブエクストラードーズド橋が採用された。本橋の耐風特性は、写真-1 に示すように周辺の急峻な地形の影響により大迎角が想定されたほか、Ⅰ期線橋梁とⅡ期線橋梁が並列する橋梁であることから、耐風安定性の観点からは単独橋とは異なる複雑な振動特性となる可能性が高い。このため、Ⅱ期線橋梁の工事にあたり、現地の気流特性を考慮した並列橋としての耐風安定性を検討した。

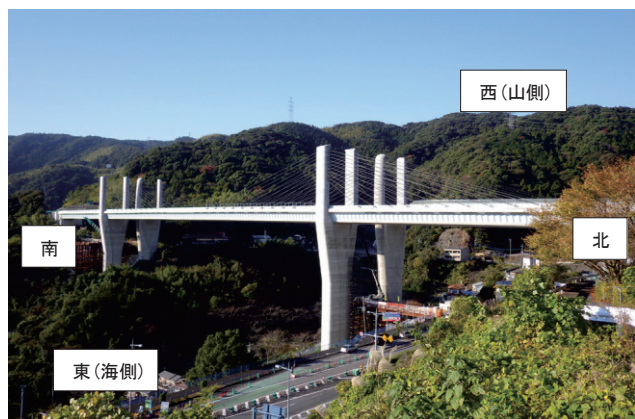


写真-1 架橋場所の地形

2. 動的耐風安定性の検討方法

並列橋の耐風安定性は 2 橋の並列状態を再現した部分模型を用いた風洞試験により検討することとした。さらに、現地の地形の影響を考慮した気流解析により本橋の代表的な気流特性を取得できる場所を特定し、超音波風速計により迎角や風向などの風環境を観測することで、現地の気流特性を風洞試験に反映させた。耐風安定性検討フローを図-1 に示す。

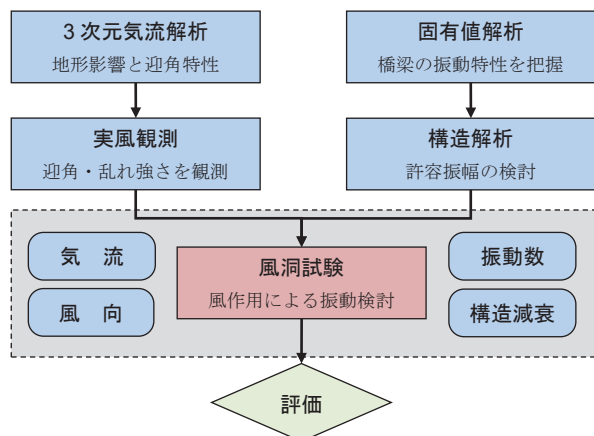


図-1 耐風安定性検討フロー

3. 現地の風観測

3.1 気流解析

実風観測に先立ち実施した気流解析では、まず本橋の周囲 7km 四方の地形を再現した広域解析により橋梁架橋位置全体の気流特性を調査した。その後、周囲 1km 四方の地形と周辺構造物を再現した狭域解析により本橋の代表的な気流特性を取得できる最適な実風観測位置を検討した。

3.2 実風観測

実風観測は、気流解析の検討結果から P2 橋脚の作業構台上に高さ 10m の支柱を構築し、支柱頂部に超音波風速計を設置して約 3 ヶ月間実施した。本橋の橋軸方向は、ほぼ南北方向にあり、観測結果から主たる風向は東風となる海側風向、西風となる山側風向であることが確認できた(写真-5)。迎角は風速が高くなるほど一定の迎角に収束する傾向にあり、海側風向は $5 \sim 9^\circ$ 付近、山側風向は $-5 \sim 0^\circ$ に収束した(正:吹上げ, 負:吹下げ)。乱流における風速変動の大きさを表す乱れ強さは、風速が高くなるほど小さい値となり、海側風向で 15% 付近、山側風向で 8% 付近に収束する傾向となった。

3.3 風洞試験における気流条件

実風観測の結果より風洞試験の気流種別は、風速が時間的にほとんど変化しない一様流と、風速が時間的あるいは空間的に変動する乱流の 2 ケースとした。風向は海側風向と山側風向とし迎角と乱れ強さは上記の実風観測の結果を反映した。

4. 風洞試験

4.1 風洞試験条件

表-1 に風洞試験条件を示す。模型は写真-2 に示す部材長 2.7m の木製の部分模型であり、模型の両端をばね支持することにより鉛直たわみ自由度を与えて、送風時における振動応答を計測した。

表-1 風洞試験条件

		I 期線		II 期線		
実橋		桁 高	4.05m			
		総 幅 員	12.95m		12.6m	
		中心間隔	22.9m(P1～P2 径間中央)			
		幅員桁高比	3.2		3.1	
風洞試験	模型条件	模型条件	2 次元剛体部分模型			
		模型縮尺	1/18			
		構造減衰	0.03～0.08			
		自 由 度	鉛直たわみ			
	気流	気流条件	一様流／乱流			
		迎 角	海風風向 5～9° ， 山風風向-5～0°			
		風 向	海側風向／山側風向			

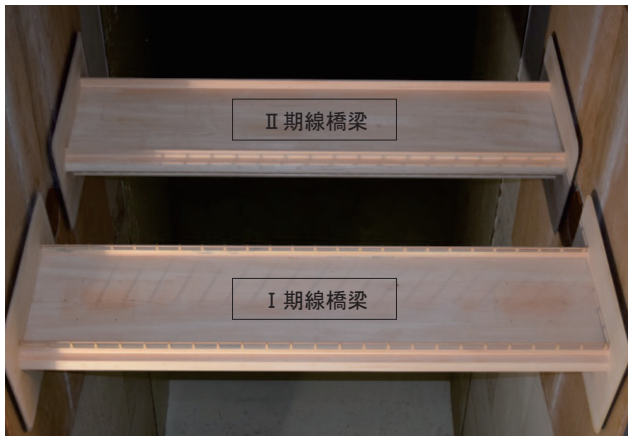


写真-2 風洞内の模型設置状況

4.2 風洞試験結果

4.2.1 単独橋と並列橋の比較

一様流における山側風向、海側風向のそれぞれに対して、単独橋と並列橋の耐風特性を比較した。山側風向では単独橋と並列橋の振動特性はほぼ変化しないが、海側風向の迎角 5° では並列橋の共振風速と渦励振が単独橋に比べて大きく増加した。この海側風向における単独橋と並列橋の耐風特性の違いを検証するため、縮尺 1/125 の超小型簡易風洞試験装置を用いた可視化試験を実施した。図-2 に単独橋と並列橋の可視化試験結果を示す。迎角 5° の風下側橋梁で渦励振が大きくなったのは、風上側の剥離した流れが橋梁の側面にほぼ直交して作用し風下側での流れの剥離を助長したためと考えられる。

	単独橋	並列橋
迎角 5°		
迎角 -5°		

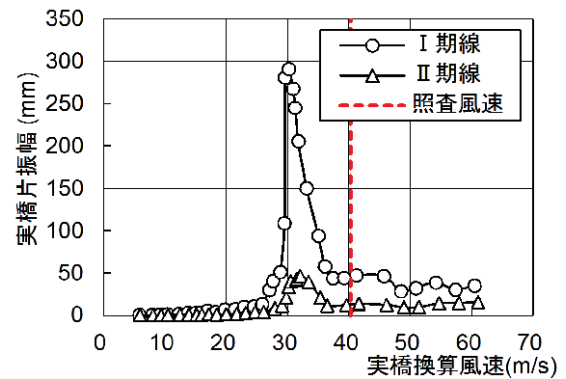
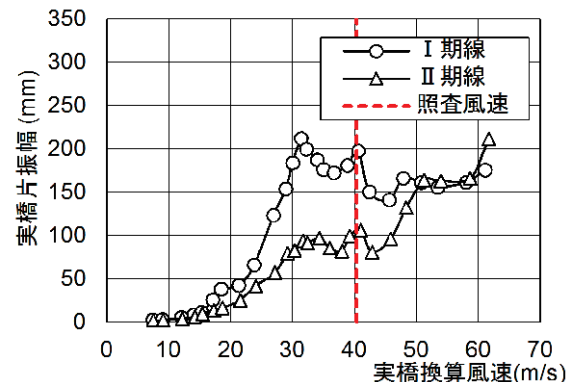
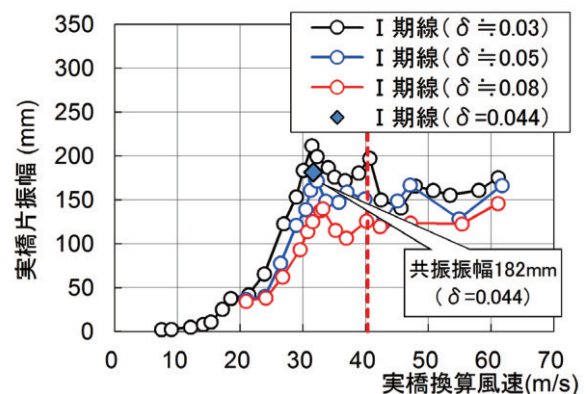
図-2 可視化試験

4.2.2 一様流と乱流の比較

渦励振が最も大きく発生した海側風向、迎角 5° 、構造減衰 0.03(減衰の下限値)でのケースにおいて、一様流と乱流における耐風特性を比較した。図-3、図-4 はそれぞれ、一様流と乱流での風速-振幅相関図である。なお、本図に示す振幅は 2 次元剛体部分模型から得られた振幅を実橋相当の振幅に換算するモード補正係数を乗じている。試験の結果、気流条件の違いによらず、風下側橋梁の振幅が卓越することがわかる。一方、振動特性は気流条件の違いにより大きな差異があり、一様流では共振風速 30.2m/s において振幅 291mm の渦励振が発生したが、乱流では共振風速 31.4m/s において振幅 212mm の渦励振となり、一様流の渦励振に比較して約 27%低減した。

4.3 耐風性評価

実橋構造減数相当の渦励振振幅は、既済の I 期線橋梁の実

図-3 海側風向、迎角 5° 、 $\delta \approx 0.03$ 、一様流図-4 海側風向、迎角 5° 、 $\delta \approx 0.03$ 、乱流 8%図-5 海側風向、迎角 5° 、乱流 8%

橋振動実験結果から推定された構造減衰 0.044 を用いて振幅 182mm と推定した(図-5 参照)。この振幅は主桁の配置鉄筋が許容引張応力度 225N/mm^2 に達する許容振幅 241mm を下回るが、主桁コンクリートと配置鉄筋の 200 万回疲労強度に着目して算出した許容振幅 166mm を超過した。このため、振動の発生回数を考慮した疲労照査を実施し、累積疲労損傷度を用いて評価した結果、累積損傷度は 1.0 を大きく下回る結果となったことから耐風安定性を確保できることを確認した。

Key Words : エクストラードード橋, 並列橋, 耐風安定性



古村豊