

鋼 2 主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討

日本道路公団 四国支社 正員 ○萩野千晶 佐久間 智 トピー工業(株) 鉄構事業部 正員 村松正義 石川貴士
日立造船(株) 技術研究所 正員 南條正洋 (株)ニチゾウテック 正員 畑中章秀

1. まえがき

穴内川橋は最大支間長 74.3m の PC 床版を有する鋼 6 径間連続 2 主桁橋である．既往の研究例によると,支間長が 50m を越える 2 主桁橋には比較的大きなねじれ渦励振が発生し,耐風性上問題があることが指摘されている¹⁾．さらに,本橋は図-1 に示すように既設橋（Ⅰ期線）に並列して建設されるため,並列橋としての影響も懸念される．本論文では穴内川橋単独状態および既設橋との並列状態の風洞実験を行い,耐風安全性を確認した．

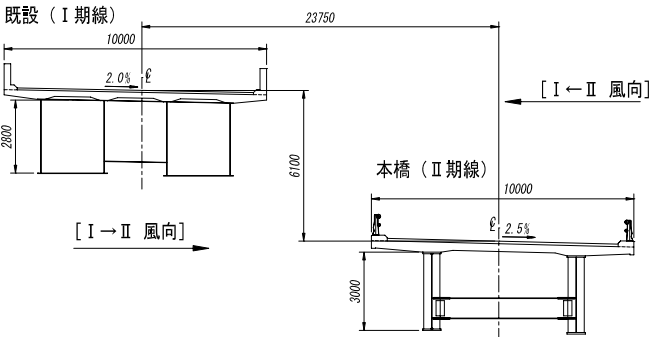


図-1 穴内川橋の一般図

2. 風洞試験要領

縮尺 1/70 の剛体部分模型を用いた 2 次元ばね支持モデルで風洞実験を実施した．対象とした振動系は穴内川橋の最長支間が卓越するモードで,Ⅰ期線側もそれと並列する最長支間を対象とした．表-1 に実橋および模型諸元を示す．2 主桁橋の場合の減衰定数は 0.03~0.04 の範囲にあると考えられるが,安全側の $\delta=0.02$ を目標とした．なお,風洞試験は一様流試験の他に,格子乱流試験を行った．

表-1 振動諸元

項 目		単 位	実橋諸元値		模型所要値		模 型 試 験 値	
			I 期線	II 期線	I 期線	II 期線	I 期線	II 期線
設計基準風速		m/s	39.2	37.6				
照査風速	鉛直たわみ		47.0	45.1				
	ねじれ		56.4	54.1				
等 価 質 量		Kgf/m	14700	14100	3.00	2.88	2.99	2.86
等価極慣性モーメント		Kgfm ² /m	151800	134100	0.00632	0.00559	0.00639	0.00554
固有振動数	鉛直たわみ	Hz	1.38	1.24	-----	-----	5.31	4.71
	ねじれ	Hz	4.12	1.41	-----	-----	15.92	5.32
	ねじれ 鉛直たわみ	-----	2.99	1.13	2.99	1.13	3.00	1.13
構造減衰率	鉛直たわみ	-----	0.02		0.02		0.021	0.020
	ねじれ	-----	0.02		0.02		0.021	0.025

3. 単独状態の風洞試験結果

図-2 に示す穴内川橋単独の一様流中,迎角 $\alpha=+3^{\circ}$ の空力振動応答(最大値)を示したものである．試験を実施した風向は「Ⅰ←Ⅱ風向」である．なお,図中の η_{AW} と θ_{AW} は各々初通過破壊に対する許容鉛直たわみ振幅とねじれ振幅であり,照査風速は $V_D=45.1\text{m/s}$ である．単独状態では,40m/s 弱の風速で 1.9° のねじれ渦励振が発生するが,許容振幅を下回るものであった．また,ねじれフラッターの発生も認められるが,発生風速は照査風速 ($V_{cr}=54.1\text{m/s}$) 以上であり,問題とならなかった．他の迎角の対風性状も同様の傾向であるが,迎角 $+3^{\circ}$ の時が最も耐風性が悪かった．

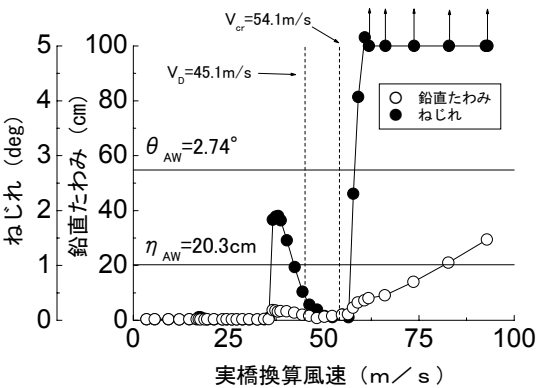


図-2 穴内川橋単独のバネ支持試験結果
(一様流・迎角 $+3^{\circ}$ ・「Ⅰ←Ⅱ風向」)

4. 並列状態の風洞試験結果

並列状態の風洞試験を実施した．図-3 は「Ⅰ←Ⅱ風向」における上流側（Ⅱ期線）と下流側（Ⅰ期線）の空力振動応答(最大値)を示したものである．気流は一様流および格子乱流 ($I_u \div 6\% \& 12.5\%$) で迎角は $+3^{\circ}$ である．

本橋は山に挟まれた平地を横断する位置に架設され,道路橋耐風設計便覧²⁾によると乱れ強さは 23% (地表

キーワード：鋼 2 主桁橋, 渦励振, ねじれフラッター, 並列橋

連 絡 先：〒441-8510 愛知県豊橋市明海町 1 番地 TEL0532-25-9552 FAX0532-25-9557

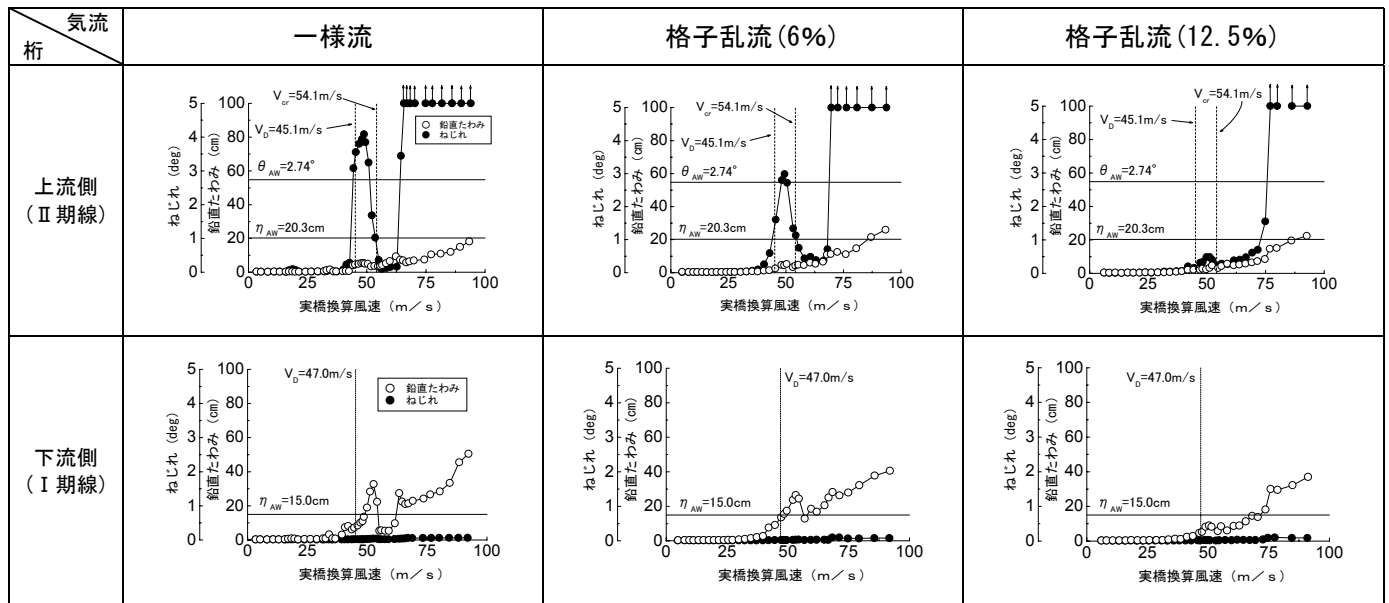
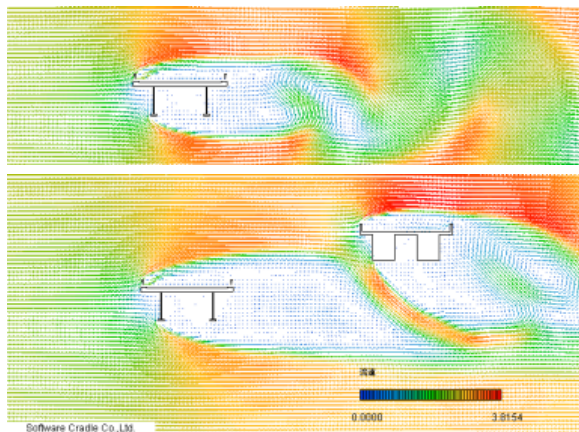
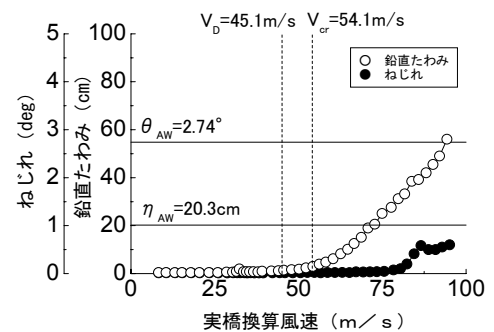
図-3 並列状態のバネ支持試験結果（一様流・格子乱流，迎角 $+3^\circ$ ，「Ⅰ←Ⅱ風向」）

図-4 流れベクトル図（上：単独，下：並列）

図-5 補強後のⅡ期線（上流側）の対風応答（一様流・迎角 $+3^\circ$ ，「Ⅰ←Ⅱ風向」）

粗度区分Ⅲ」と評価される。したがって、本試験で採用した乱れ強さは道路橋耐風設計便覧における推定値の半分以上の値に相当する。まず、一様流中について上述の単独状態の風洞試験結果と比較すると、ねじれ渦励振の応答振幅が大幅に増加しており、許容振幅を超過することが分かる。また、上流側のねじれ渦励振に伴い下流側のⅠ期線にも鉛直たわみ振動が発生している。並列状態でねじれ渦励振が不安定化することについての詳細検討は行っていないが、参考までに CFD（数値流体解析）により流れ場の把握を行った。図-4 に単独状態および並列状態の速度ベクトル図を示す。これより、下流側の橋梁の影響により上流側の流れ場が変化する様子が伺える。

次に、格子乱流中での風洞試験結果をみると、乱れ強さ 6%の格子乱流中ではねじれ渦励振が残るものの、12.5%の格子乱流中ではねじれ渦励振がほぼ消滅する結果となり、耐風安全性を確認することができた。

上記の検討以外に、ねじれ渦励振の発生を照査風速以上とするために、横構を設置してねじれ剛性を上昇させた場合について検討した。ねじれ振動数は 1.41Hz から 3.08Hz に増加する（等価極慣性モーメントも約 6%増加）。図-5 は「Ⅰ←Ⅱ風向」における上流側（Ⅱ期線）の空力振動応答（最大値）を示したものである。補強後は顕著なねじれ渦励振が発現せず、高風速域でギャロッピングが発現することが分かった。

5. あとがき

本論文では少数主桁橋の耐風性について単独状態および並列状態における一様流と乱流の風洞試験を行った。その結果、単独状態に比べて並列状態では耐風性が悪化し、特に、ねじれ渦励振が大幅に増大するという結果を得た。本橋はねじれ渦励振が架設地点で予想される半分以上の乱れでほぼ消滅し、初通過破壊および疲労損傷度の照査によって、耐風性能上問題にはならないと判断した。

参考文献 1) 植田，山口，猪原：合理化構造形式 2 主桁橋梁の空力振動特性，土木学会第 55 回年次学術講演会，平成 12 年 9 月
2) (社) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，平成 3 年 7 月