

## 風洞実験による支間長 70 m 超の並列鋼少数主桁橋の耐風安定性の検討

(株)オリエンタルコンサルタンツ 正会員 ○ 久保田善明 (株)オリエンタルコンサルタンツ フェロー 中根恒夫  
 (株)オリエンタルコンサルタンツ 正会員 前田和裕  
 横浜国立大学 フェロー 山田均 横浜国立大学 正会員 勝地弘

## 1. 目的

鋼少数主桁橋は現在までに多くの機関で採用され、シンプルな構造で経済性に優れる合理化橋梁の一つとして定着しつつある橋梁形式である。少数主桁化・横補剛システムの省略を図ったこの構造は従来型の I 桁橋に比べてねじれ剛性が低いことが多いため、適用にあたっては耐風安定性に留意する必要がある。鋼少数主桁橋の耐風安定性の問題については多くの研究や実験がなされており、支間 70m 程度までは実橋として適用可能であることが明らかにされている。しかし、鋼少数主桁橋は、単独橋として適用にあたっては既往の研究成果等から一般的な推定式等で耐風安定性を照査する手法が提唱されているものの<sup>1)</sup>、並列橋の場合には、空力的な干渉の影響により単独橋とは異なる複雑な桁の挙動を示すことが知られており、一般的に適用可能な推定式等によって耐風安定性を照査することが困難である。

本研究は、橋梁計画に際して支間長 70m 超の並列鋼少数主桁橋を採用するにあたり、耐風安定性の検証を目的として行った風洞模型実験について報告を行うものである。

表-1 橋梁諸元

項目	諸元
橋梁形式	鋼 5 径間連続少数主桁橋(3 主桁)×2 橋(並列)
橋長	360m
支間割	65.5m+3@73.7m+72.8m
総幅員	12.75m
有効高 (桁高+床版を含めた高さ)	3.5m
並列橋の離隔 (地覆外側の間隔)	5m (一般部)、2m (拡幅部)
立地条件	河川上 (地表粗度区分 II)
高度	11.2m

## 2. 実験概要

## (1) 橋梁諸元

今回対象とした橋梁の諸元を表-1、図-1に示す。

## (2) 実験条件

実験方法は部分模型によるバネ支持試験を適用し、模型は図-1の断面に対して、1/60 スケールの剛体の部分模型を作成した。上下線の模型は別々のバネで支持させ、それぞれがたわみとねじれの 2 自由度で振動可能なモデルとした。

減衰の設定は、道路橋耐風設計便覧（改訂予定）に基づき、対数減衰率で 0.04 に設定した。

## (3) 実験ケース

実験ケースは、並列状態による影響を把握するために単独橋、並列橋のケースを実施し、迎角については $-3^\circ$ 、 $0^\circ$ 、 $+3^\circ$ の3ケースを実施した。

また、本橋は桁下から河川水面までの余裕が少ない橋梁であることから、水面の影響を考慮するため、人工床による模擬水面あり／なしのケースでも実験を実施している。

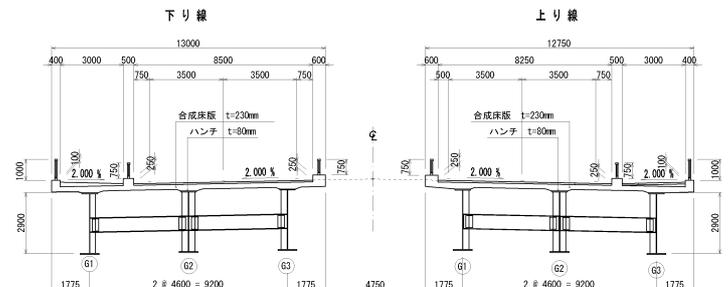


図-1 上部工断面図

表-2 実験条件

	実橋	模型 (所要値)	模型 (実測値)
縮尺	1	1/60	1/60
質量 $m$ (kgf/m)	$16.33 \times 10^3$	4.54	4.54
極慣性モーメント $I_p$ (kgf·m <sup>2</sup> /m)	$156.1 \times 10^3$	$1.20 \times 10^2$	$2.18 \times 10^2$ (上り線) $1.91 \times 10^2$ (下り線)
たわみ振動数 $f_h$ (Hz)	2.03	-	4.55 (上り線) 4.56 (下り線)
ねじれ振動数 $f_q$ (Hz)	2.23	-	5.89 (上り線) 6.0 (下り線)
構造減衰たわみ $\delta_{sh}$	0.04	0.04	0.038
ねじれ $\delta_{st}$	0.04	0.04	0.038

キーワード 風洞実験, 鋼少数主桁橋, 並列橋

連絡先 〒150-0036 東京都渋谷区南平台町 16-28 (株) オリエンタルコンサルタンツ TEL 03-6311-7860

### 3. 実験結果

#### (1) 渦励振動

全てのケースについてたわみ渦励振が確認された。また、風上側の桁の振動が風下側のそれよりも大きくなる傾向にあり、並列橋状態による風下側桁への影響は少ないことが分かった。一部のケースにて渦励振照査風速（設計基準風速 37.2m/s）以下でたわみ渦励振が発現するものの、最大振幅となる風速は 40m/s を超えてからであり、架橋地点における過去 10 年間の既往最大風速は約 33m/s 程度であるため、実橋での発現確率は低いと考えられる。単独橋の場合、並列時よりも渦励振が増大するが、これも風速が 40m/s を超えてからであり、同じく実橋での発現性については問題にならないと考えられる。（図-2）

水面を模擬したケース（床あり）では、無いケースよりも渦励振振幅が僅かに増大するが、いずれも風速 40m/s を超えてからであり、設計上は問題ないと考えられる。

#### (2) 発散振動

発散振動に関しては並列時の上流側橋梁でねじれ発散振動が生じるが、ねじれ発散振動照査風速(49.1m/s)を大きく上回る 70m/s 以上の風速域で生じるため、実橋での発現性は低く、問題はないと考えられる。

#### (3) 振動振幅量の照査

たわみ渦励振振幅値は実験ケースにもよるが数 cm（5cm 以下）である。これは道路橋耐風設計便覧で規定する渦励振許容振幅（2cm）を超えるが、これは使用性に関する許容値であり、発現風速域では交通止め状態が想定されることから、振動振幅は構造強度以下に収まっていれば耐風安定性は十分に確保されていると考えられる。構造強度上の許容値については、支間長 73.7m の径間ではたわみ量：147mm、ねじれ量：0.6° を許容振幅値として設定しており、渦励振による振幅量はいずれのケースにおいてもこれを下回る結果となった。

### 4. まとめ

支間長 70m 超の並列鋼少数主桁橋の適用について、耐風安定性検討によってその妥当性を検証した。単独橋に比べ並列橋の方が渦励振の振幅量が抑えられる傾向が得られた。

実験結果より、本橋は高風速域で若干の振動の発生が予想されるものの、いずれも照査風速以上での発現であり、また、架橋地点の過去 10 年間の最大風速を上回る風速域で生じるため、実橋での発現の可能性は低いと判断される。また、一部のケースにて照査風速以下の風速にて渦励振が確認されたが、その振幅量は構造強度上問題ない値であった。以上のことから、本橋は十分な耐風安定性が確保されていると判断される。

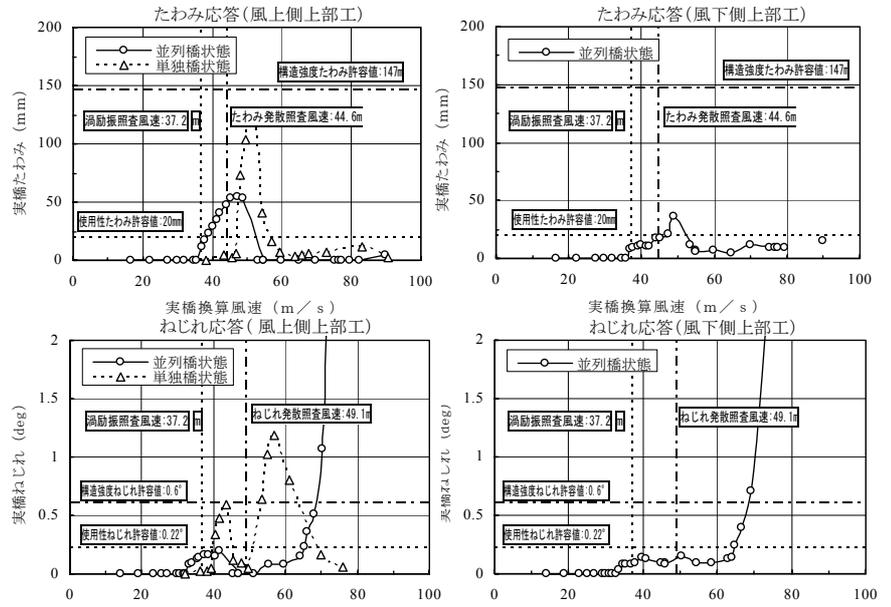


図-2 単独橋／並列橋の応答比較（迎角 0°、水面なし）

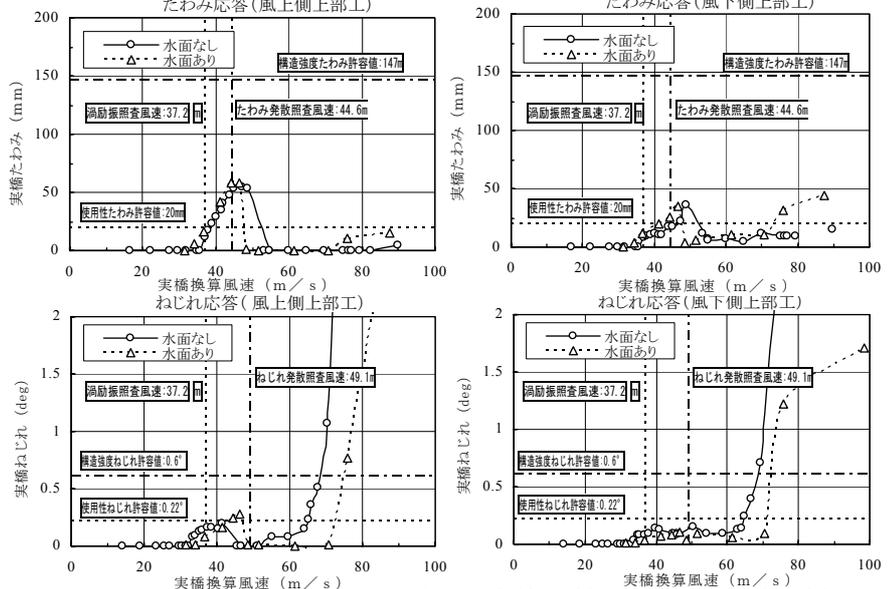


図-3 水面あり／なしモデルの応答比較（迎角 0°、並列橋）

<参考文献> 1) (社) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、平成 3 年 7 月