

矢田川橋梁（3径間連続鋼箱桁橋）の風洞試験

名古屋市 今井 健
 名古屋市 谷口敏明
 日本車輛 正会員 小澤一誠

○日本車輛 正会員 近藤真司
 日本車輛 王 慶雲

1. まえがき

本橋梁は、3径間連続非合成鋼箱桁橋（図-1）であり、一般の道路橋では動的耐風安定性の照査（風洞試験）を必要としない規模の橋梁であるが、新交通用（ガイドウェイバス路線）の橋梁である為、道路橋に比べ活荷重が小さく、鋼桁の剛度も通常の道路橋に比べ小さい。先行工区（最大支間長 110m）で風洞試験を行った結果、耐風対策が必要となった。本橋でも道路橋耐風設計便覧¹⁾（以下、『便覧』）に基づき照査を行った結果、風洞試験の必要は無いという結果が得られたものの、①本橋は便覧に規定されるB/dの適用範囲外（ $B/d < 2$ ）の橋梁であること。②矢田川下流側に既設橋が存在し風の縮流による影響が懸念されること。以上2つの理由から、風洞試験による照査の必要があると判断した。

2. 風洞試験の概要

風洞試験は、本橋が橋軸方向に桁高変化する変断面の為、3次元的な空力特性を考慮する必要があること、既設橋の影響を考慮する必要があること等から地形を考慮した縮尺 1/50 の全橋模型を用いた。本橋の基本条件を表-1に示す。尚、風洞は中華人民共和国 同済大学橋梁工程系の大型境界層風洞を使用した。模型は、事前にCFD解析による検討を行い、振動が発生した場合の制振対策として図-2の通り床版中央に開口部と主桁下フランジ外側にデフレクタを設けられる構造に変更出来るようにした。試験ケースを表-2に示す。本試験は、既設橋の存在に起因する風の縮流の影響についても明らかにするため、風向を $0^\circ, 180^\circ$ （既設橋側からの風向）の2通りとした。また、制振装置で渦励振を抑制する場合の制振条件を求める為、対数減衰率を変化させるケースについても試験を行った。

3. 試験結果と考察

許容振幅に対し最も大きい振幅となる中央径間について考察を行う。考察を行うにあたり、許容振幅の設定が重要となる。車両走行時（平均風速 $< 20\text{m/s}$ ）の許容振幅については、便覧に基づき式(1)の通り許容振幅を設定した。また、強風時（平均風速 $\geq 20\text{m/s}$ ）に対しては車両の走行が無いと考え、許容応力の割増（1.25）を考慮し、死+活荷重載荷時と振動時（死荷重のみ）の主桁応力比により式(2)の通り算出した。

表-1 基本条件

桁高度 (z)	18 m
B/d (d=4.4)	1.70
基本風速 (U_{10})	35.0 m/s
地表粗度区分	II
補正係数 (E_i)	1.09
設計基準風速 (U_d)	38.2
乱れ強さ (I_u)	0.17
一次たわみ振動数	0.98 Hz
一次対数減衰率	0.028
渦励振照査風速 (U_{vh})	38.2 m/s
ギャロッピング照査風速 (U_{rg})	45.8 m/s

表-2 試験ケース

試験区分	Case	気流	風向	地形の有無	対数減衰率	制振対策
現状確認	AF-1	一様流	0°	無	$\delta=0.025$	無対策断面
	AF-2	一様流	180°	無		
対策検討	AF-3	乱流	180°	有	$\delta=0.025$	床版中央部開口 (40%)
	AF-5	乱流	180°	有		
	AF-7	乱流	180°	有		
	AF-9	乱流	180°	有	$\delta=0.025$	デフレクタ取付
	AF-10	乱流	180°	有		
	AF-11	乱流	180°	有		
	AF-12	乱流	180°	有	$\delta=0.040$	床版中央部開口 (80%)
	AF-13	乱流	180°	有		
					$\delta=0.060$	デフレクタ取付

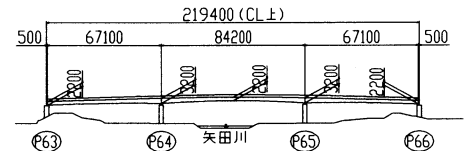


図-1 一般図

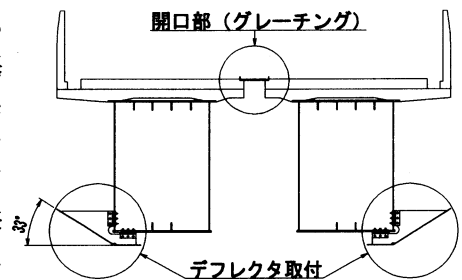


図-2 対策案

キーワード：耐風安定性, ギャロッピング, たわみ渦励振, 風向, 開口部, デフレクタ

連絡先：〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町 1-1 TEL:052-882-3314, FAX:052-882-3615

許容振幅 h_a の算出結果を表-3 に示す。

平均風速 $< 20 \text{ m/s}$: $h_a = 0.04 / f_h \times 1000 \text{ (mm)}$. . . (1)

平均風速 $\geq 20 \text{ m/s}$: $h_a = \delta_w / \alpha \text{ (mm)}$. . . (2)

ただし、 $h_a \leq L/500 \text{ (mm)}^2$

ここで、 f_h : たわみ1次振動数(Hz)、 δ_w : 振動時たわみ量(mm)、 α : 応力比。

$\alpha = (\sigma_s - \sigma_D) / \sigma_w$; σ_s : 割増を考慮した許容応力度 (kN/mm^2)、 σ_D : 死荷重による主桁応力度 (kN/mm^2)、 σ_w : 振動時による主桁応力度 (kN/mm^2)、 L : 支間長(m)。

一様流中での風向による応答の比較を行ったものが図-4 である。これにより、AF-2 (風向 180°) の方が AF-1 (風向 0°) に比し、応答振幅が大きいことが分かる。本橋と既設橋は、便覧に規定される並列橋梁の該当しない位置関係であるものの、風洞試験を進める上で既設橋及び風向をパラメータの一つとして考慮する必要があると判断できる。したがって、照査を行う風向を 180° と限定した。

一様流中において無対策断面はギャロッピング照査風速時の振幅が許容振幅を大きく超過する結果となった。

次に、乱流中における無対策断面と対策断面の応答の比較を行ったものが図-5 である。乱流中では、たわみ振動は風の乱れによってほぼ抑制されることが分かる。無対策断面(AF-3)においても乱流中では渦励振が発生せず、乱流中のガスト応答を伴ってギャロッピングと思われる振動が発生する。その振動振幅はギャロッピング照査風速時の振幅が許容振幅を満足する結果となった。対策案の内、床版中央部に開口を設置する対策(AF-5, AF-7)は、開口率の大小に関わらずたわみ振動の抑制をほとんど期待できないことが分かる。一方、デフレクタを取り付ける対策(AF-9)は、たわみ振動の抑制が十分期待できる。

構造減衰を増加させた場合の応答の比較を行ったものが、図-6 である。床版中央部に開口部を設ける対策断面の場合は、構造減衰を付加させることにより、高風速域でのたわみ振動の抑制を期待できることが分かる。一方、デフレクタを取り付ける対策案の場合、構造減衰の付加によるたわみ振動の抑制効果は小さい。

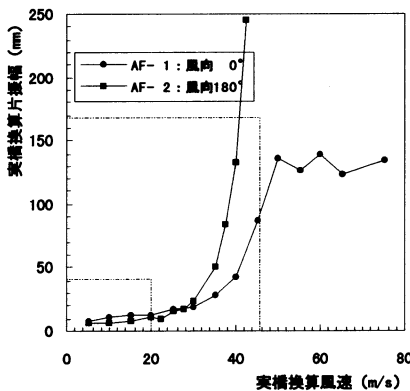


図-4 風向による応答の比較
(一様流中)

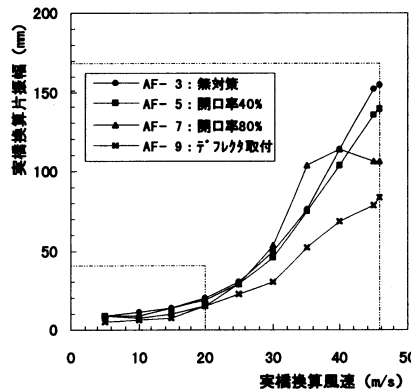


図-5 対策案による応答の比較
(乱流中)

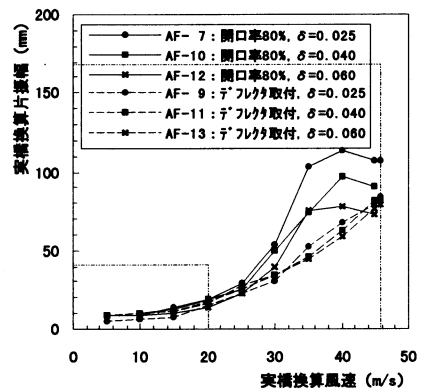


図-6 減衰率による応答の比較
(乱流中)

4. まとめ

- (1) 本橋斜め下に有る既設橋側が風上になった場合、縮流により風洞試験結果に大きな影響を与える。
- (2) 乱流中では、無対策断面においてもギャロッピング照査風速時の振幅が許容振幅を満足する。制振対策案の内、床版中央部に開口部を設置する対策は、本橋では開口率を大きく取ってもたわみ振動の抑制を殆ど期待できない。一方、デフレクタを下フランジに取り付ける対策は、たわみ振動を抑制することが出来る。
- (3) 構造減衰を付加させた場合、高風速域でのたわみ振動の抑制が期待できる。

謝辞 本試験を実施するに当たり、ご指導を頂いた伊藤学教授 (拓殖大学教授、東京大学名誉教授)、山田均教授 (横浜国立大学) の両先生、並びに中華人民共和国 同済大学風洞試験室の各位に深く感謝致します。

参考文献 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧 平成3年7月。2) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編，pp.104-105，平成8年12月。

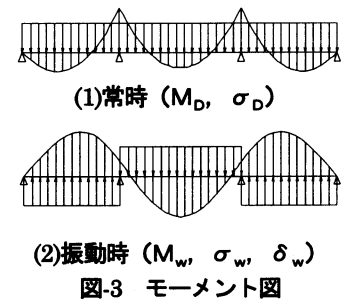


図-3 モーメント図

	h_a
平均風速 $< 20 \text{ m/s}$	41 mm
平均風速 $\geq 20 \text{ m/s}$	168 mm

表-3 許容振幅