

論文・報告

大型パネルで覆われたI桁橋の耐風特性

Aerodynamic Stability of I-beam Bridges Covered by Large Panels

畠中 真一*1
Shinichi HATAKENAKA

甲木 里沙*2
Lisa KATSUKI

越後 滋*3
Shigeru ECHIGO

橋梁は災害時でも被災を最小限に留め、迅速な道路啓開を行い、可能な限り継続して供用する必要性から、補強法や防護法には、発生し得る様々な損傷に対して効果の高い手法の選択が求められる。最大規模の橋梁火災は、タンクローリー事故に代表されるが、交通事故や近隣火災、放火などによる被災も頻繁に発生している。そこで、川田工業では「橋梁用耐火パネル」を開発し、主構造全体を大型パネルで覆う火災対策を提案した^{1,2)}。同様に大型パネルで覆うことにより、塩分などの飛来因子も防護できると期待される。大型パネルによる対策は、常設足場としても機能することから、こまめな点検や補修作業を容易にし、結果として構造物の延命化に果たす役割は大きい。

このような防護工は、断面形状が大幅に変化するが、対風挙動に及ぼす影響について検討された例がなかったため風洞試験により確認を行った。本論文は、これらの一連の耐風検討結果について報告するものである。

キーワード：耐火パネル、風洞試験、I桁橋、耐風安定性、常設足場

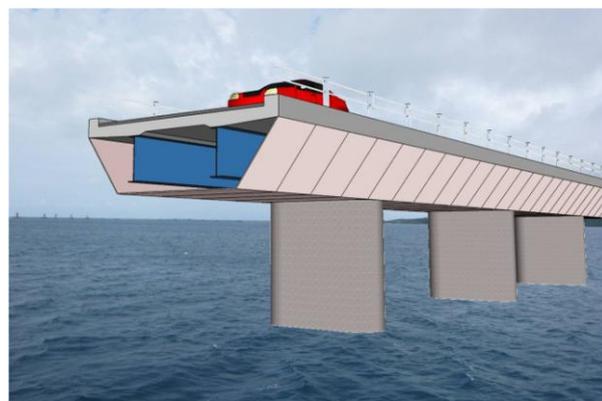
1. はじめに

1980年代以降、海外で頻発する構造物劣化事例の報告をきっかけに、国内でも橋梁の高齢化問題が大きく取り上げられるようになった。それから既に30年近くが経過するが、その間に維持管理体制や点検に関するルールが整備されつつも、対象とされる橋梁があまりに多く、腐食や疲労損傷が進行の発見が遅れがちになっているケースの存在が予想されている。時期を同じくして、数々の橋梁が震災や津波などによる想定外の外力や、交通事故や工事で発生した火災による高熱環境など、設計時には考慮されていなかった状況を経験してきた。

このような中、長寿命化や強靱化を目的に、各管理機関ではメンテナンス技術や評価技術の開発に力を入れており、機能維持のための点検の頻度や手法から、既設構造物の補強方法に至るまで、様々な分野からの新技術・新材料の提案を受けつつ、試験施工や評価が行われている。その一環として、主要な道路にかかる橋梁に関しては、桁下火災などの災害に対して影響を最小限に留め、迅速な道路啓開を行い、可能な限り継続して供用する必要があることから図1(a)のように、主桁を大型の耐火パネルで覆う対策が検討されている。また、腐食環境となる海浜部の橋梁に関しては、飛来塩分を防止して構造物の延命化を図る目的で、図1(b)のような主構造部分を耐



(a) 耐火パネルによる橋梁火災対策



(b) 耐食性パネルによる飛来塩分対策

図1 大型パネルによる対策イメージ

*1 川田テクノロジーズ㈱技術研究所 主幹

*2 川田テクノロジーズ㈱技術研究所

*3 川田テクノロジーズ㈱技術研究所 所長

食性のパネルで覆う構造が検討されている。パネルは常設足場としての機能も有するため、継続的なメンテナンスを実施する上でもメリットが大きい。ところが、既設橋を大型のパネルで覆うことは、構造形式上はI桁橋やトラス橋であっても、断面の外形は箱桁形状となるなど、橋梁の断面形状を大きく変化させるものであり、耐風性に関する再検討が必要と考えられる。

本研究では代表的な事例として、幅員 8m 程度と 21m 程度の 2 種類の I 桁橋を対象に大型パネルを設置した場合の耐風特性の変化について検討を行う。

ここで想定している耐火パネルは、文献 1)および 2) で検討された図 2 に示すような、セラミックファイバークラケット (CFB) と軽量気泡コンクリート板 (ALC=Autoclaved Lightweight aerated Concrete) のハイブリッド構造となっており、欧州の規格に従い 1100℃ の高温に 90 分以上暴露しても、覆われた橋梁部材は安全な状態が保たれる仕様となっている。

耐火パネルの設置にあたっては、管理用スペースの確保と断熱のための空気層厚さを保持する必要性から、主構造から 600mm 程度の間隔を保って設置するものとさ

れ、単位重量は支材を含めても 60kg/m²程度以下となるように軽量化されている。

2. 試験概要

対象橋梁の選定にあたっては、過去に実施された風洞試験から少数主桁橋の検討事例³⁾を参考にして幅員が 8m 程度で壁高欄を有する 2 主 I 桁 (高架ランプ橋) の諸元を決定した。また、断面の B/D (橋の総幅 B / 橋の総高 D) により、剥離流れの再付着などの状況が大きく変化することが予想されたことから比較のため、幅員が

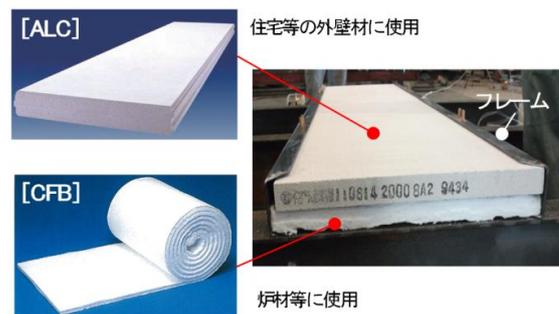


図 2 耐火パネルの積層構造

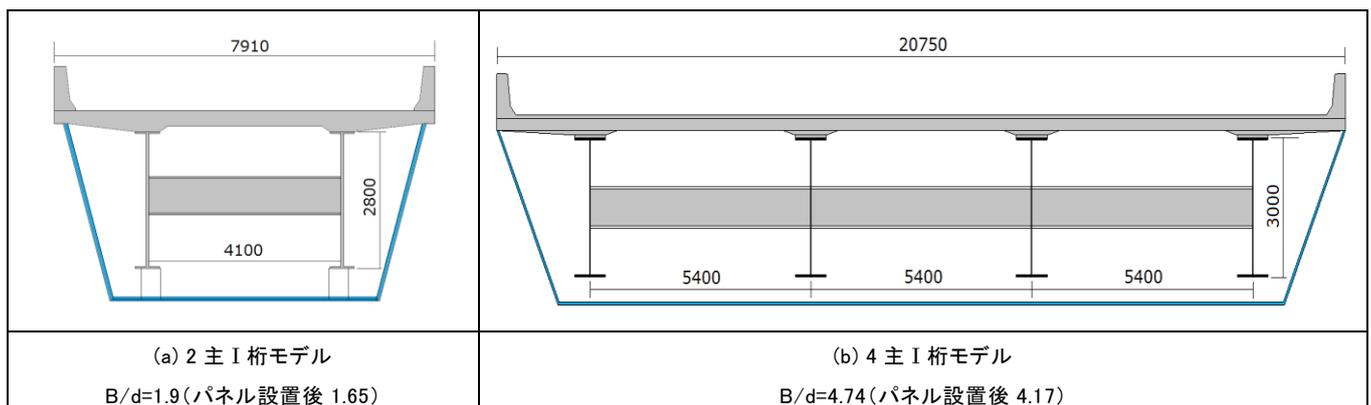


図 3 断面形状

表 1 実験諸元

項目		2 主 I 桁モデル		4 主 I 桁モデル		
		実橋値	実験値	実橋値	実験値	
縮尺	S	—	1/40	—	1/50	
幅員	B	7 910 mm	197.8 mm	20 750 mm	415 mm	
桁高	d	2 800 mm	70 mm	3 000 mm	60 mm	
想定実橋長	模型長	L	90 m	65 m	1 620 mm	
質量	M	11.72 / 10.83 t/m	11.72 / 10.76 kg/model	22.88 / 21.39 t/m	14.82 / 13.86 kg/model	
極慣性モーメント	I	86.3 / 79.7 t·m ² /m	0.0536/0.0501kg·m ² /model	901.5 / 780.1 t·m ² /m	0.2337/0.2024 kg·m ² /model	
振動数	たわみ	f_h	1.108 / 1.153 Hz	4.84 / 5.07 Hz	1.399 / 1.436 Hz	4.21 / 4.35 Hz
	ねじり	f_θ	1.459 / 1.518 Hz	6.15 / 6.59 Hz	1.501 / 1.564 Hz	5.44 / 5.66 Hz
振動数比			1.317 / 1.317	1.27 / 1.30	1.07 / 1.09	1.29 / 1.30
構造減衰	たわみ	δ_h	—	0.02	—	0.02
	ねじり	δ_θ	—	0.02	—	0.02
風速倍率	たわみ		—	9.17 / 8.9	—	16.6 / 16.5
	ねじり		—	9.49 / 8.9	—	13.8 / 13.8

(パネル設置後 / 設置前)

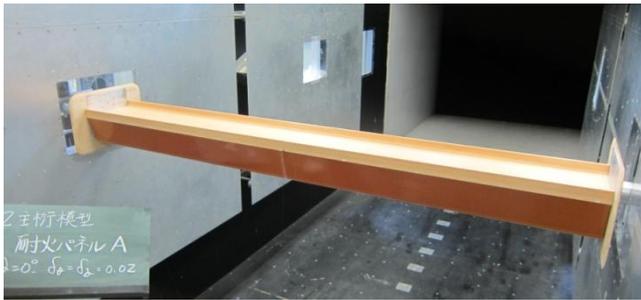


図4 2主I桁モデル(パネル付き)の風洞試験状況

21m程度の4主I桁(本線道路橋)も検討対象とした。

図3に示すように、2主I桁モデルでは $B/D=1.9$ 程度であるのに対し、4主I桁モデルでは $B/D=4.74$ 程度と、約2.5倍の断面比となっている。大型パネル(図中青ライン)は、桁から600mm以上の離隔を確保しつつ桁全体を覆う形状となるよう、台形の断面とした。本検討におけるパネル設置時の振動数の算定にあたっては、単位重量を 60kgf/m^2 と仮定した上で、重量増に伴う質量および極慣性の増分のみを考慮し、耐火パネルおよびフレーム支材の剛性は無視するものとした。文献4)などによれば、I桁橋の構造減衰(対数減衰率) δ は、支間長100mでも $\delta=0.03$ 以上見込めるとされるが、今回の試験では文献2)と同様に振動発生の有無を確認することを主な目的としたため、実橋で想定されるよりも小さい $\delta=0.02$ と設定し、パネル設置前後の振動応答の変化および、三分力係数の変化を確認した。試験に使用した風洞は、川田工業(株)所有の水平回流式ゲッチングン型風洞(閉鎖型測定洞:幅 $2.0\text{m}\times$ 高さ $2.5\text{m}\times$ 全長 15.0m)である。

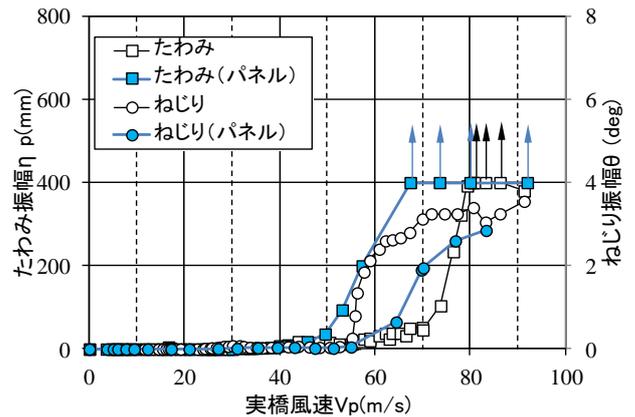
3. 試験結果と考察

(1) 幅員8m級 2主I桁橋

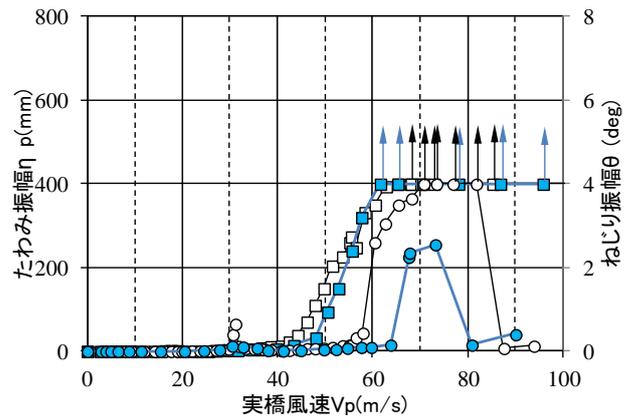
2主I桁モデル(パネル付)の風洞試験状況を、図4に示す。図5には、幅員8m級の2主I桁橋におけるパネル設置前後の応答振幅の比較を示す。

まず、迎角 $\alpha=0^\circ$ の場合には図5(b)に示すようにパネル設置の前後共に、たわみ応答(図中□および■)が実橋風速 $V_p=45\text{m/s}$ 程度から増大した後にギャロッピングに転じており、また、ねじり応答(図中○および●)についても $V_p=60\text{m/s}$ 程度から振幅が増大し、 70m/s 前後でピークを迎えた後 80m/s 以上では減少するなど、極めて似通った挙動を示すことが確認された。

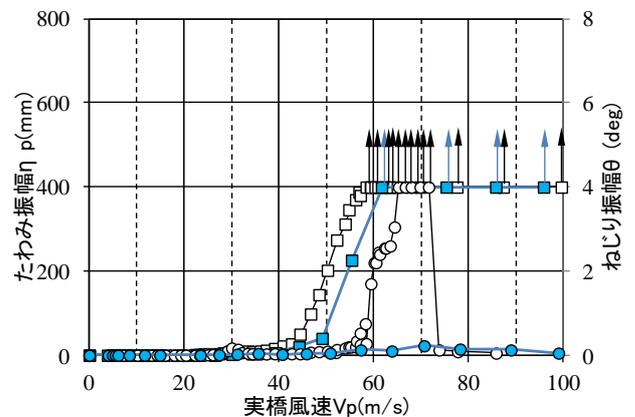
一方、迎角 $\alpha=+3^\circ$ では図5(c)のように、ねじり応答においてパネル設置後(図中●)はフラッターが消滅しており、主桁間をパネルで覆った影響により吹き上げ風が直接I桁の凹凸に与える励振力が、パネルにより緩和されるものと思われる。反対に迎角 $\alpha=-3^\circ$ では、図5(a)



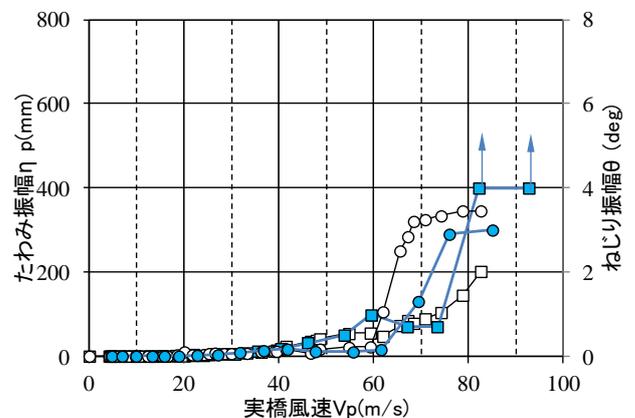
(a) $\alpha = -3^\circ$ (一様流)



(b) $\alpha = 0^\circ$ (一様流)



(c) $\alpha = +3^\circ$ (一様流)



(d) $\alpha = 0^\circ$ (乱流)

図5 パネル設置による応答振幅の変化

のようにパネル設置後のたわみ応答の発現風速が低下(□→■)する結果となっている。

図 5(d)は、乱流による応答の変化を観察するために、乱れ強度 I_u が $I_u=5\sim7\%$ となる格子乱流の作用下での振動応答である。迎角 $\alpha=0^\circ$ の図 5(b)と比較すると乱流の効果により、たわみ振動の発現風速が高くなり、風速の上昇ともなう振幅の増加も緩やかになることが確認できる。また、ねじり渦励振についても消滅していることが確認できる。しかしながら、 $V_p=60\text{m/s}$ 程度を越える風速域では、急速にねじり振幅が増大する傾向が乱流中でも観察されることから、設計上留意すべき点であると言える。

図 6 は、パネル設置前後での迎角 $\alpha=-10^\circ\sim+10^\circ$ の範囲における三分力係数の変化である。抗力・揚力や空力モーメントのいずれの値(絶対値)も、パネル設置後は減少していることが判る。対象とした橋梁の B/D が 1.9 程度と比較的小さなことから、迎角の変化に対する三分力係数の変動はさほど敏感でない上、パネル付き断面の場合の B/D は、1.65 程度とさらに小さくなり、桁間がパネルに覆われて箱形となった効果も重なったことで、値が減少したものと考えられる。なお、図 6 に示した測定結果は風洞風速 $V_m=10\text{m/s}$ のものであるが、 $V_m=5\text{m/s}$ でも同様の傾向であった。

(2) 幅員 21m 級 4 主 I 桁橋

幅員 21m 級の 4 主 I 桁モデルの風洞試験状況を図 7 に示す。図 8(a)~(d)は、4 主 I 桁橋におけるパネル設置前後の応答振幅を比較したものである。

図 8(a)~(c)から判るように、一様流中ではいずれの迎

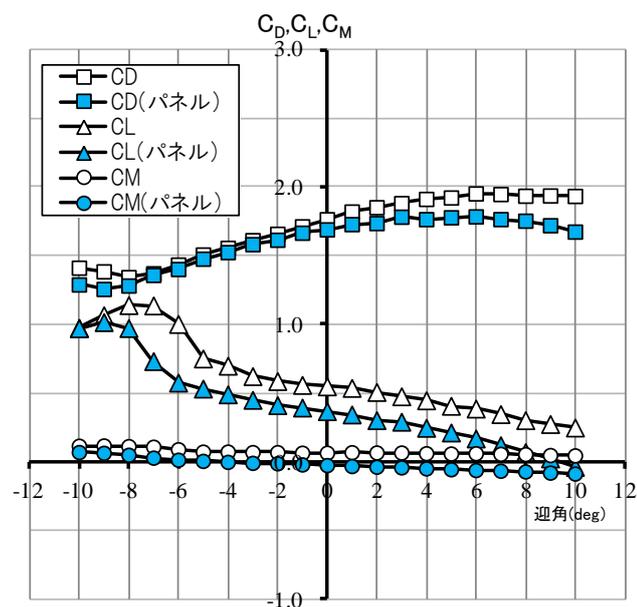


図 6 パネル設置による三分力係数の変化

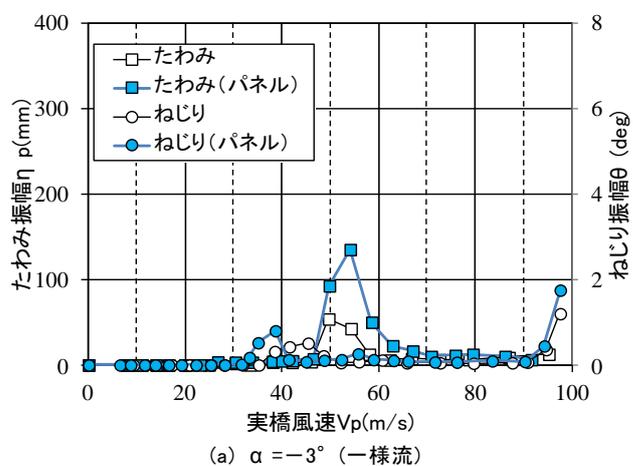


(a) 4 主 I 桁外観

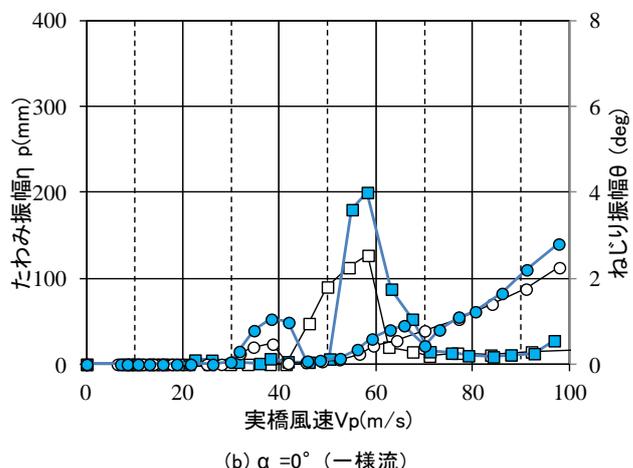


(b) パネル形状

図 7 4 主 I 桁モデルの風洞試験状況



(a) $\alpha = -3^\circ$ (一様流)



(b) $\alpha = 0^\circ$ (一様流)

図 8 パネル設置による応答振幅の変化(1)

角でも、実橋風速 $V_p=50\sim 60\text{m/s}$ の風速域を中心としてたわみ振動の発現が認められた(図中口■)。迎角毎の発現風速を比較すると、図 8(b)に示す迎角 $\alpha=0^\circ$ においては、パネル設置前は $V_p=42\text{m/s}$ であった発振風速がパネルを設置することで 50m/s 程度へと上昇させる効果を示している。しかし、 $\alpha=-3^\circ, +3^\circ$ におけるパネル設置前後の発振風速は、ほとんど変化しておらず、発振風速への影響は一定していない。

ねじり応答(図中○●)に着目すると、迎角 $\alpha=-3^\circ, 0^\circ$ (図 8(a)(b))では、 $V_p=30\sim 40\text{m/s}$ の風速範囲でねじり渦励振が発現しており、 $\alpha=0^\circ, +3^\circ$ では、 $V_p=50\text{m/s}$ を超える風速域で比較的大きな振幅のねじり振動が発生することが判る。これらの特性はパネルの有無によらず共通しており、発現する可能性のある振動現象と風速の関係は、パネルを設置してもさほど変化しないことが判った。ところが、振幅に着目すると、たわみ・ねじりともにパネル設置後には振幅が大きくなる傾向が確認できる。例えば図 8(a)に示す迎角 $\alpha=-3^\circ$ におけるたわみ振幅の最大値を比較すると、パネル設置前の振幅(図中口)が 60mm 程度であるが、設置後(図中■)には 130mm 程度となり、最大 2 倍以上の振幅が観察されている。

このような事例があることから、スパンが長く、ゴム支承で支持されるなど、減衰が小さくなる条件の重なる橋梁に大型パネルを設置する場合には、慎重に検討する必要があると言える。

図 8(d)は、乱れ強度 I_u が $I_u=5\sim 7\%$ となる格子乱流の作用下での応答であるが、一様流中と異なり一転して振幅が低減しており、先述の 2 主桁 (図 5(d)) での乱流中での応答と比較しても、広幅員を有する I 桁橋は、乱流中においては有害な振動現象が発生しにくい結果となっている。

図 9 には、パネル設置による三分力係数の変化を示す。抗力係数 C_D (図中口■)は、パネル設置後には、負の迎角範囲での C_D 値が 10%程度低下している。4 本の主桁による下面の凹凸が、パネルを設置したことにより平滑化され、下面を上流に向ける姿勢となる負の迎角範囲で、抗力が低減したものと予想される。

揚力係数 C_L (図中▲)は、 $\alpha=-6^\circ$ から正の迎角にかけて増減の傾向が変化しており、中でもパネル設置後(図中▲)の $\alpha=2^\circ\sim +4^\circ$ の範囲で C_L 値の傾きが増大し、傾斜が急になっている。一般的にも揚力係数の傾斜と、たわみ振動の発現には関連性があると言われており、迎角 $\alpha=0^\circ$ におけるたわみ振動の発振風速が、パネル設置後は高くなっていることと符合している。なお図 9 には、

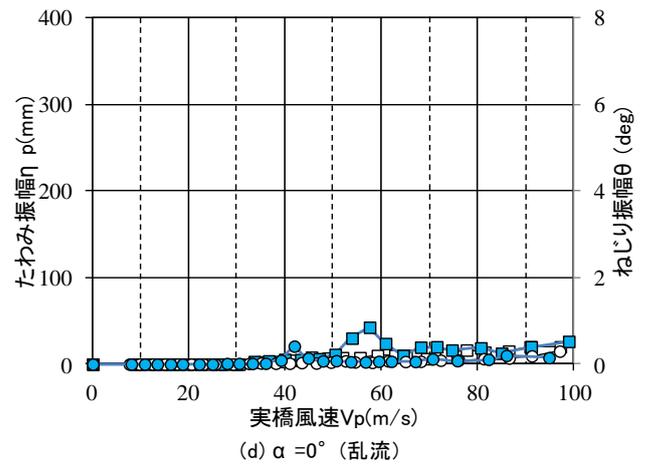
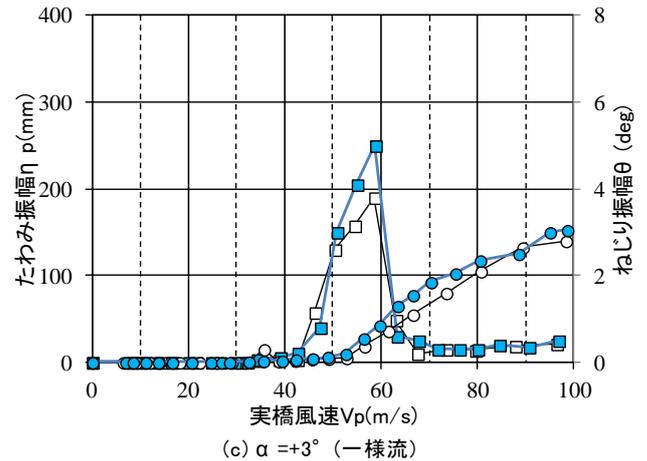


図 8 パネル設置による応答振幅の変化(2)

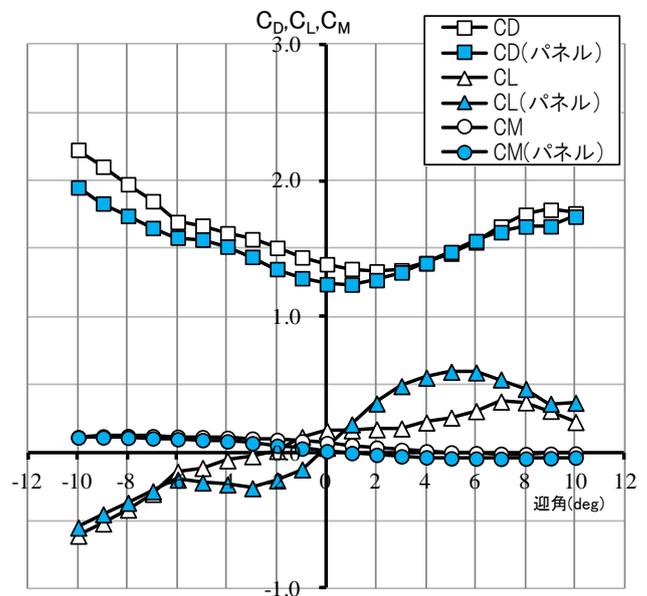


図 9 パネル設置による三分力係数の変化

風洞風速 $V_m=8\text{m/s}$ での測定値を示したが、 $V_m=4\text{m/s}$ での結果も同様であった。

(3) 考察

B/Dが4.7程度以下のI桁橋の下面を大型パネルで覆った場合、橋梁全体の振動挙動としての耐風性に悪影響を与える要因は極めて小さいことが確認された。

風荷重については、パネルの設置による抗力の変化は、減少する傾向にあることが確認された。

ただし、乱れの少ない風環境下では、振幅が増大する可能性が示唆されたため、開けた平地や海に面した立地に架設された桁高度の高いI桁橋などでは、注意を要するものと考えられる。

たわみ振動数に対するねじり振動数の比率(f_{θ}/f_{η})を振動数比と呼び、平均的な振動数比は、閉断面箱桁の場合には $f_{\theta}/f_{\eta}=3$ 程度、トラス桁では $f_{\theta}/f_{\eta}=2$ 程度であることが知られている⁴⁾。これに対して、本検討で対象とした振動諸元はいずれの橋梁も、表1に示すように $f_{\theta}/f_{\eta}=1.3$ 程度であり、文献4)でも少数主桁橋の振動数比は、 $f_{\theta}/f_{\eta}=1.1$ 程度と記載されているなど、I桁橋は他の構造形式に比べてねじり振動数が低くなる傾向にある。

一方、橋長や支間長を大きくすることは、振動現象の発現風速を低下させ、同時に構造減衰の低減をもたらすことから、長支間のI桁橋では、ねじれ剛性を補強する検討がしばしば行われている。

ねじれ剛性の補強方法としては、支点近傍に下横構(ラテラル)を追加して、断面を擬似的に箱桁様に改変する方法や、対傾構を追加して断面形状を保持するといった手法が採られるものの、これらは架設時の過渡的な支持形態を補強する手段である事が多く、完成後には補強部材を撤去する例が多い。これは、設計計算上、完成後は不要となる部材となることも然ることながら、飛来塩分など劣化促進成分が蓄積されやすく、メンテナンスを行う上で、手の届きにくい部材配置となってしまうことが撤去する大きな理由である。

仮に、今回検討したような大型パネルによって、主桁部分全体が覆われる構造を前提とするなら、パネルを支持するフレームが全面足場の役割となり、且つ、風で運ばれてくる塩分などの有害因子を遮断できるため、補強部材を残してねじれに対する剛性を高く保っておくという選択肢が可能となると考えられる。

4. おわりに

この度の一連の検討により、I桁橋の主構造部分を大型パネルで覆う影響は、耐風上さほど問題とならないことが確認された。

既設構造物に追加して設置される外装材は、軽量であることが求められるが、軽量が故に生じる部材振動の発

生の有無や固定方法についても検討を行い、今後、パネル設置への信頼性を向上してゆきたい。

国内橋梁の老朽化が問題視される中、構造物の延命化や床版コンクリートの剥落事故防止、都市景観の改善等を目的とした大型パネル設置の件数は、今後増加してゆくものと考えられる。本研究では、耐火パネルを想定した諸元で風洞試験を実施したが、パネルの重量は橋体重量に比較して微少であることから、化粧パネルや飛来塩分防止パネルを設置する場合も、同様の結果が得られるものと推定される。本検討により得られた知見が、今後の対策を考える上で参考となることを心より願う次第である。

謝辞 本検討を進めるにあたっては、近畿大学理工学部社会環境工学科 米田昌弘教授のご助言をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1)柳澤, 越後, 長谷, 大山, 栗田: 橋梁用耐火パネルの性能評価, 構造工学論文集 Vol.58A,2012.3.
- 2)柳澤, 野呂, 越後, 大山, 栗田: 橋梁用耐火パネルの開発～挑戦:橋を火から守る～, 川田技報 Vol.32, 2013.1.
- 3)村越, 麓, 畠中, 清田, 武田, 宮崎: 鋼少数主桁橋の耐風特性について, 土木学会第 58 回年次学術講演会概要集, I-113,2003.9.
- 4)日本道路協会:道路橋耐風設計便覧(平成 19 年改訂版), 平成 19 年 12 月.
- 5)畠中, 甲木, 越後: 大型パネルで覆われた I 桁橋の耐風特性: 土木学会第 69 回年次学術講演会概要集,I-239,2014.9.
- 6)井口, 中東, 大島, 鈴木, 下里, 利光: 橋梁の長寿命化と LCC 低減を目的とするアルミニウム製桁下カバーの性能評価, 土木学会第 68 回年次学術講演会概要集,I-393,2013.9.
- 7)山下, 久保, 下里, 田井, 有住, 矢吹: FRP 防護板における点検用通路としての性能確認試験, 土木学会第 68 回年次学術講演会概要集,I-389,2013.9.