

# 新港・灘浜航路部に架かる連続斜張橋の主桁耐風性検討

阪神高速道路(株)建設事業本部神戸建設部湾岸西伸第一建設事業所

高田 耕庸

(一財)阪神高速先進技術研究所調査研究部橋梁・構造研究室

杉山 裕樹

阪神高速道路(株)計画部計画調整課

川田 歩美

阪神高速道路(株)管理本部大阪保全部保全部管理課

安積 恭子

前 阪神高速道路(株)建設事業本部神戸建設部湾岸西伸第一建設事業所

平山 靖之

## 要 旨

大阪湾岸道路西伸部（六甲アイランド北～駒栄）は、国土交通省との合併施行方式として事業化された延長 14.5 km の路線である。その内、新港・灘浜航路部に架かる 7 径間連続 4 主塔鋼斜張橋は、橋梁全体の剛性改善を目的に主塔を橋軸方向に A 型形状としているため、主桁は分離二箱桁である。分離二箱桁を有する長大斜張橋の事例は、海外に数橋があるのみであり、耐風検討の知見は少ない。また、一般的に 4 主塔斜張橋は 2 主塔斜張橋に比べ主桁のたわみ振動数が低く、耐風安定性の確保がより大きな課題となる。

本稿では、新港・灘浜航路部に架かる斜張橋の分離二箱桁に対して、風洞試験により耐風安定性を検討した結果について報告する。検討においては、部分模型を用いたバネ支持試験、定常空気力試験、非定常空気力試験を実施し渦励振に対する耐風性や空力的特性を確認した。また、3次元フラッター解析を行うことで発散振動に対する耐風性についても確認した。

キーワード: 連続斜張橋, 分離二箱桁, 渦励振, 空気力, フラッター, 耐風性

## はじめに

大阪湾岸道路西伸部（六甲アイランド北～駒栄）は、大阪湾岸道路の一部を構成する道路であり、国土交通省との合併施行方式として事業化された

神戸市東灘区から長田区に至る延長 14.5 km の路線である。本路線には、図-1 に示すように新港・灘浜航路部において、支間長 653 m を 3 径間有する 7 径間連続 4 主塔鋼斜張橋が基本構造として公表されている。本橋は、橋梁の剛性改善を目的に主塔が橋軸方向に A 型形状となっており、

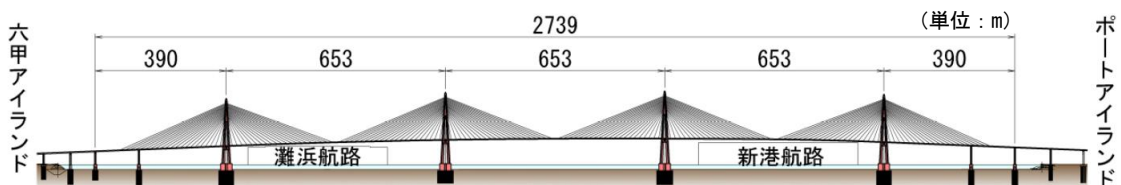


図-1 対象橋梁一般図

主桁は分離二箱桁である。分離二箱桁を有する長大斜張橋の事例は、国内にはなく、海外において、Stonecutters Bridge (2 主塔斜張橋, 最大支間長 1018 m, 香港), 上海長江大橋 (2 主塔斜張橋, 最大支間長 730 m, 中国), 嘉紹大橋 (6 主塔斜張橋, 最大支間長 428 m, 中国) 等の数橋があるのみで知見が少ない。

我が国での分離二箱桁に対する検討は、長大吊橋や斜張橋に対するフラッター性能に着目し、各種耐風付加物によってそれが改善されること<sup>2)</sup>や、台形フェアリングとフラップ等の耐風付加物の組合せによりねじれ振動に対して耐風性が改善されることが示されている<sup>3)</sup>。一方、海外の近年の検討事例では、分離二箱桁はフラッター性能に優れ、二箱桁間の開口部幅が大きいほど、また、分離二箱桁の中心側のウェブと下フランジ接合部の面取り形状が大きいほどフラッター発現風速が高くなること<sup>4)</sup>や、渦励振が課題となる恐れがあり、その発生メカニズムとして二箱桁のうち風上側主桁後方の渦の形成に影響を受けること<sup>5)</sup>が示されている。また、4 主塔斜張橋は 2 主塔斜張橋に比べ、一般的に主桁のたわみ振動数が低いため、渦励振に対する照査では対象となる振動モードが多く、振動数の 2 乗に逆比例する許容振幅が高次モードほど小さくなり、耐風安定性の確保がより大きな課題となる。これらより、本橋では図-2 に示すフローに基づいて耐風検討を実施している。本稿では、フローに基づいて実施した主桁の耐風検討について述べるとともに、検討によって決定した耐風対策方針についてもあわせて報告する。

## 1. 目標とする耐風性能

本稿で対象とする新港・灘浜航路部にかかる 7 径間連続 4 主塔鋼斜張橋では、動的耐風設計として、渦励振および発散振動に対して耐風性能を設定した。なお、耐風性能の確認は図-3 に示す現地風観測結果に基づいて、既往の検討<sup>6)</sup>より設定した設計迎角を用いて実施した。

渦励振に対する照査では、道路橋耐風設計便覧

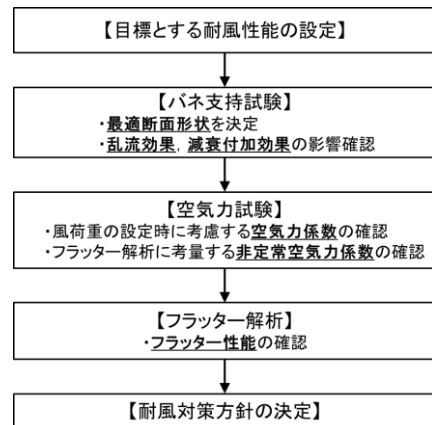


図-2 検討フロー

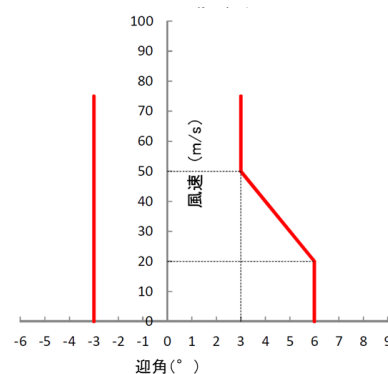


図-3 耐風設計に考慮する迎角

7) (以下、耐風便覧という) および本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001)・同解説<sup>8)</sup> (以下、本四基準という) を参考に使用性、構造安全性、疲労耐久性の中から最も支配的となる使用性を対象として耐風性能を設定した。使用性の観点での耐風性能は耐風便覧において対処の必要性のある目安とされている鉛直方向の加速度 100 gal を参考とし、渦励振発生時に走行車線中心において加速度換算で 100 gal 以下とした。なお、本橋が位置する阪神高速道路の湾岸線では、10 分間の平均風速が 20 m/s 以上となる場合には通行規制を行うため、渦励振に対する使用性の照査は風速 20 m/s 以下で生じるモードを対象とした。

発散振動に対しては、ギャロッピングとフラッターの発生風速が耐風便覧の算出式に基づいて求める照査風速以下であることを確認しており、ギャロッピングに対しては照査風速 77.7 m/s、フラッターに対しては照査風速 85.5 m/s とした。

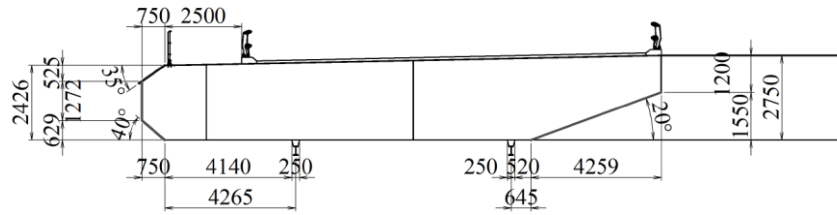


図-4 選定断面

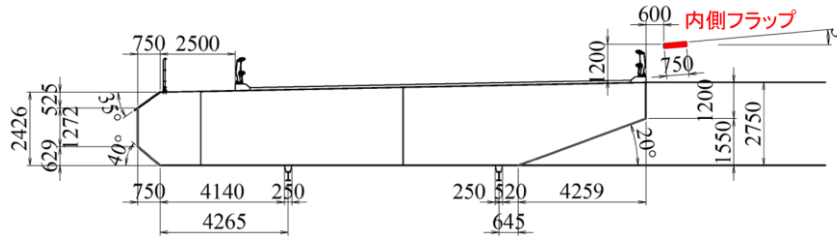


図-5 対策断面

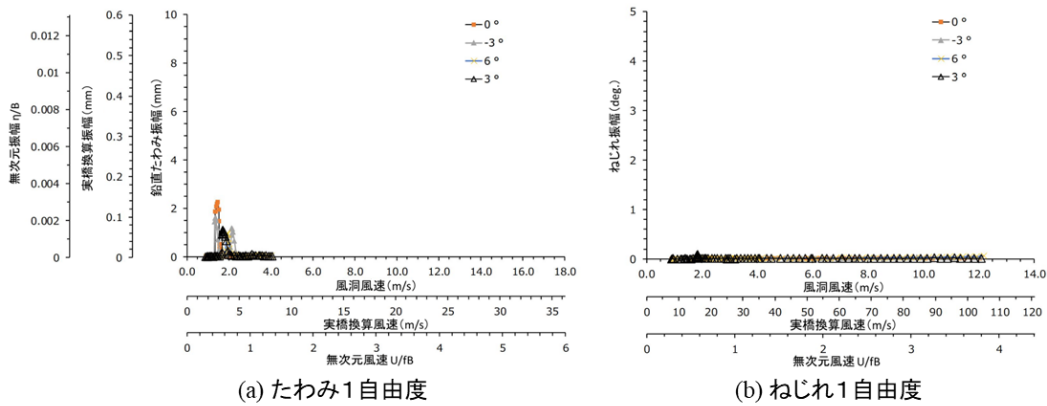


図-6 バネ支持試験結果（選定断面）

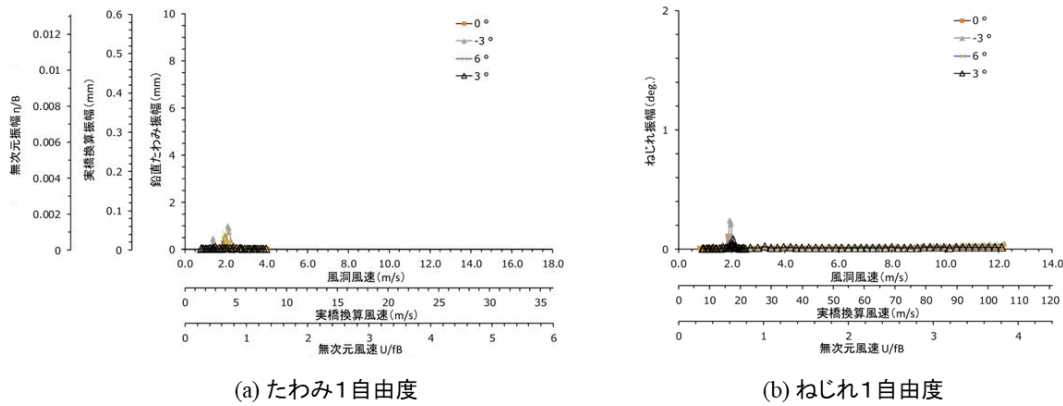


図-7 バネ支持試験結果（対策断面）

## 2. バネ支持試験

### 2-1 既往検討における最適断面形状

本章では既往検討<sup>9)</sup>で確認した最も耐風安定性の高い断面について報告する。バネ支持試験による断面形状および付加物に対する詳細な検討結果については既往検討<sup>9)</sup>を参照されたい。既往検討<sup>9)</sup>で確認した最も耐風性の高い断面（以下、選定

断面という）を図-4 に、たわみ渦励振の更なる低減のために検討した内側フラップを設置した断面（以下、対策断面という）を図-5 に示す。各断面に対しては鉛直たわみ方向もしくはねじれ方向以外の自由度を固定する1自由度試験を実施している。たわみ1自由度およびねじれ1自由度のバネ支持試験結果をそれぞれ図-6, 7 に示す。たわみ1自由度試験においては、選定断面では、す

表-1 渦励振照査結果（選定断面）

迎角	たわみ渦励振				ねじれ渦励振			
	対象モード	振動数 (Hz)	突橋風速 (m/s)	振動加速度 (gal)	対象モード	振動数 (Hz)	突橋風速 (m/s)	振動加速度 (gal)
-3°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	2.8	8.5	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	-	-
	20m/s以下の最大風速時のモード (鉛直対称13次)	0.900	19.4	418.0	20m/s以下の最大風速時のモード (ねじれ対称3次)	-	-	-
0°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	3.0	12.3	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	-	-
	20m/s以下の最大風速時のモード (鉛直対称9次)	0.665	19.6	542.0	20m/s以下の最大風速時のモード (ねじれ対称3次)	-	-	-
3°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	3.4	5.9	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	15.7	45.6
	20m/s以下の最大風速時のモード	0.710	18.6	171.1	20m/s以下の最大風速時のモード (ねじれ対称3次)	0.636	16.7	32.1
6°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	3.8	5.3	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	-	-
	20m/s以下の最大風速時のモード (鉛直逆対称7次)	0.665	19.4	139.7	20m/s以下の最大風速時のモード	-	-	-

※ - : 渦励振が未発生

表-2 渦励振照査結果（対策断面）

迎角	たわみ渦励振				ねじれ渦励振			
	対象モード	振動数 (Hz)	突橋風速 (m/s)	振動加速度 (gal)	対象モード	振動数 (Hz)	突橋風速 (m/s)	振動加速度 (gal)
-3°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	2.8	2.7	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	15.7	116.6
	20m/s以下の最大風速時のモード (鉛直対称13次)	0.900	19.4	130.6	20m/s以下の最大風速時のモード (ねじれ対称3次)	0.636	16.7	82.0
0°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	3.8	1.6	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	16.6	55.8
	20m/s以下の最大風速時のモード (鉛直対称9次)	0.665	19.4	41.9	20m/s以下の最大風速時のモード (ねじれ対称3次)	0.636	17.7	39.2
3°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	-	-	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	17.4	40.5
	20m/s以下の最大風速時のモード	-	-	-	20m/s以下の最大風速時のモード (ねじれ対称3次)	0.636	18.6	28.5
6°	最低次モード (鉛直対称1次)	0.132	4.1	3.7	最低次モード (ねじれ対称1次)	0.597	-	-
	20m/s以下の最大風速時のモード (鉛直逆対称7次)	0.605	18.6	82.9	20m/s以下の最大風速時のモード	-	-	-

※ - : 渦励振が未発生

すべての迎角において一定の風速で振幅が発現する、渦励振の特徴が確認されているのに対し、対策断面では渦励振が確認されたものの、その振動振幅は選定断面の結果に比べ小さくなっていることが確認できた。一方で、ねじれ1自由度試験においては、選定断面では渦励振が発生していなかったが、対策断面において渦励振が確認された。たわみ、ねじれ1自由度の試験結果について、使用性の照査の閾値である風速 20 m/s 以下で発生するモードに対して照査を実施するために、20 m/s 以下で発生するモードの固有振動数による補正を行い、対象モードの振動加速度を照査した結果を表-1、2 に示す。これより、選定断面においては、ねじれ渦励振に対する照査は満足しているのに対し、たわみ渦励振の照査ではすべての迎角において 20 m/s 以下で発生する振動モードで閾値である 100 gal を超過する結果となった。対策断面においては、迎角-3°のたわみ渦励振とねじれ渦励振において閾値である 100 gal をわずかに超過する結果となった。選定断面および対策断面のどちらにおいても渦励振の照査を満足しなかった。

## 2-2 乱流効果および減衰付加効果の検証

架橋地点では風洞試験とは異なり、風の乱れを含んだ乱流が吹いていることから、その影響を確認するために乱流効果の検証を行った。また、一様流および乱流において、構造減衰が渦励振の発生に与える影響を確認するために、減衰付加効果および乱流効果の検証を実施した。乱流効果の検証においては、風洞に格子を設置することで乱流を発生させる格子乱流試験によって、乱流が渦励振へ与える影響を確認した。図-8 に示す架橋位置付近での風観測結果において水平方向の乱れ強さの最小値が 0.055 程度であることから格子乱流試験における乱れ強さは安全側に 0.05 に設定している。また、乱流格子 ( $I_u \approx 0.05$ ) を用いた気流 ( $U \approx 2$  m/s) を確認した結果、鉛直方向の変動分として、 $\pm 3^\circ$  程度の変動傾斜角が含まれていることから対象迎角は設計迎角を包含するように  $0^\circ$  と  $3^\circ$  を対象とした。減衰付加効果の検証では、本四基準に準じて設定した対数減衰率 0.02 に対して、バネを変更することで対数減衰率を変化させ、振動加速度が 100 gal を満足するために必要な付加減衰を確認した。

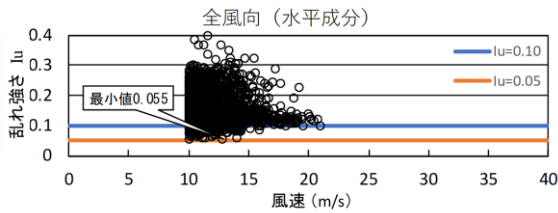


図-8 架橋位置付近の風観測結果(乱れ強さ)

表-3 一様流および乱流中での必要減衰

		迎角 $\alpha$					
			-3°	0°	+3°	+6°	
対数減衰率 $\delta$	選定断面	一様流	たわみ渦励振	0.049	0.052	0.027	0.023
		ねじれ渦励振	0.020	0.020	0.020	0.020	
	乱流 ( $lu=0.05$ )	たわみ渦励振		0.036	0.032		
		ねじれ渦励振		0.020	0.020		
対策断面	一様流	たわみ渦励振	0.021	0.020	0.020	0.020	
		ねじれ渦励振	0.020	0.020	0.020	0.020	
	乱流 ( $lu=0.05$ )	たわみ渦励振		0.020	0.020		
		ねじれ渦励振		0.020	0.020		

表-4 単位長さ当たりの有効投影面積

項目	単位	投影面積			
		模型	模型×60	実橋	
路肩側防護柵	上棧橋	mm <sup>2</sup> /m	1.8	108	112
	下棧橋	mm <sup>2</sup> /m	1.4	84	91
	支柱	mm <sup>2</sup> /m	0.9	55	57
地覆	mm <sup>2</sup> /m	3.5	210	210	
主桁	mm <sup>2</sup> /m	41.4	2481	2491	
検査車レール	レール	mm <sup>2</sup> /m	5.0	300	300
	架台	mm <sup>2</sup> /m	0.3	20	20
合計	mm <sup>2</sup> /m	54.3	3258	3280	

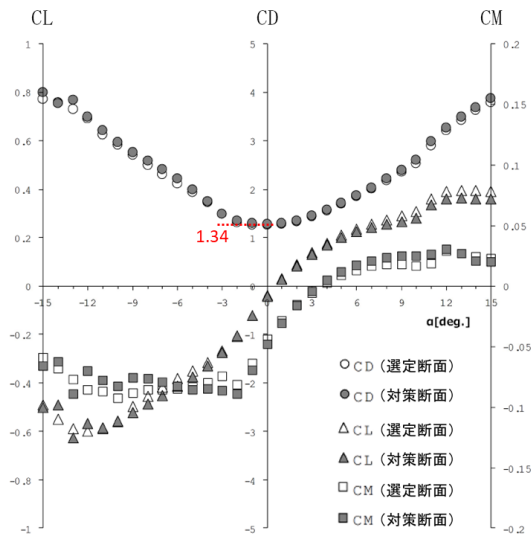


図-9 定常空気力係数の測定結果

各断面に対して一様流および乱流中での必要減衰を確認した結果を表-3 に示す。これより、一様流中においては選定断面で対数減衰率 0.052、対策断面で対数減衰率 0.021 とすることですべての迎角で渦励振の照査を満足しており、乱流中においては選定断面で対数減衰率 0.036 とすることですべての迎角で渦励振の照査を満足する結果となった。また、乱流中の対策断面については微小な渦励振しか発生しておらず、本四基準に準じて

設定した対数減衰率0.02で渦励振の照査を満足した。これらより、一様流の結果に比べて乱流中では、小さい対数減衰率で渦励振の照査を満足しており、乱流効果によって耐風性が向上することを確認した。

また、減衰付加効果についても、使用性の照査で最も厳しい結果であった選定断面の迎角 0°の結果においても、対数減衰率を 0.052 とすることで照査を満足する結果となっている。本橋の実際の構造減衰については架橋後の振動実験において確認することを予定している。既往検討<sup>10)</sup>において鉛直摩擦支承やケーブル制振装置から散逸される減衰エネルギーが極めて大きいことが示されており、本橋においても鉛直摩擦支承の設置を予定していることから、対数減衰率はバネ支持試験で設定した0.02に比べ大きくなることが期待される。また、架橋後に渦励振が発生した場合の対策としてケーブル制振装置の設置についてもあわせて検討を実施している。

### 3. 空気力試験

#### 3-1 定常空気力試験

選定断面と対策断面に対して、風荷重の設定時に考慮する空気力係数(抗力係数  $C_D$ 、揚力係数  $C_L$ 、空力モーメント係数  $C_M$ )を計測した。計測は本四基準を参考として風速は 10 m/s と 20 m/s、対象迎角は-15°から 15°までとしており、模型の有効投影面積を用いて算出した。抗力係数の算定に考慮する単位長さ当たりの有効投影面積を表-4 に、定常空気力係数の測定結果を図-9 に示す。これより、選定断面と対策断面では空気力係数の傾向に差はなく、内側フラップによる影響はほとんどないことを確認した。また、どちらの断面においても揚力係数が正の勾配を持ち、デン・ハルトークの判別式を満足しないことから、ギャロッピングが発生しない断面であることを確認した。風荷重の算出に用いる抗力係数の設定は風荷重の算出で考慮する高風速の設計迎角である-3°から 3°の最大値である 1.34 とした。既設橋梁にお

いても同様の設定方法を用いている事例は多く、東神戸大橋では1.60と本橋に比べ大きく、気仙沼湾横断橋では1.137と本橋に比べ小さい。これは、桁の形状による差が考えられ、東神戸大橋では桁にトラス構造を用いているため有効投影面積が大きくなり抗力係数が大きくなったと推察され、気仙沼湾横断橋では本橋に比べ桁高が低く、有効投影面積が小さいためと推察される。

### 3-2 非定常空気力試験

フラッター解析に必要な非定常空気力係数の計測を行った。試験は一樣流で実施し、模型を強制加振した状態で、風速 2.0~19 m/s, 迎角-5 から +8° の条件で計測を行った。強制加振はたわみ 1 自由度とねじれ 1 自由度でそれぞれ B/100, 1° の一定振幅としている。一例として、選定断面の非定常空気力係数を換算振動数 (fB/U) でまとめた結果を図-10 に示す。これより、-3°, -5°の迎角において、ねじれフラッターの発生有無に影響を与える  $C_{M\theta l}$  の値が負から正に転じており、フラッターが発生する懸念が確認された。この傾向は対策断面においても同様の傾向であり、内側フ

ラップの有無については定常空気力試験と同様に影響が小さいことを確認した。

### 4. フラッター解析

非定常空気力試験で計測した非定常空気力係数を用いて、バネ支持試験では確認できないたわみ、ねじれ連成フラッターの発生有無を確認した。フラッター解析には図-11 に示す 3 次元骨組みモデルを用いて、図-12 に示すフローに従って実施した。解析はモード重ね合わせ法で実施し、非定常空気力試験から得られた非定常空気力係数を用いて風速 120 m/s まで確認を行った。各断面において非定常空気力試験でフラッターの発生が懸念された迎角-5°の結果を図-13 に示す。これより、どちらの断面においてもたわみ、ねじれのどちらの対数減衰率も単純増加している傾向であり、風速に応じて対数減衰率も増加することから、フラッター照査風速以上の 120 m/s までフラッターは発生しないと考えられる。この傾向は検討の対象迎角である-5° から+8° までの迎角において同様の傾向であり、選定断面、対策断面どちらの断面に

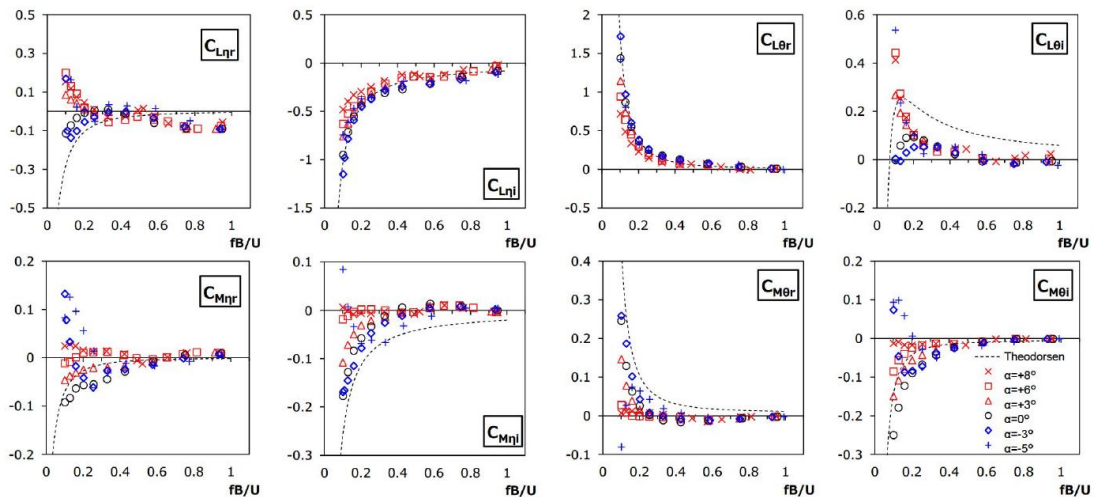


図-10 非定常空気力係数の測定結果

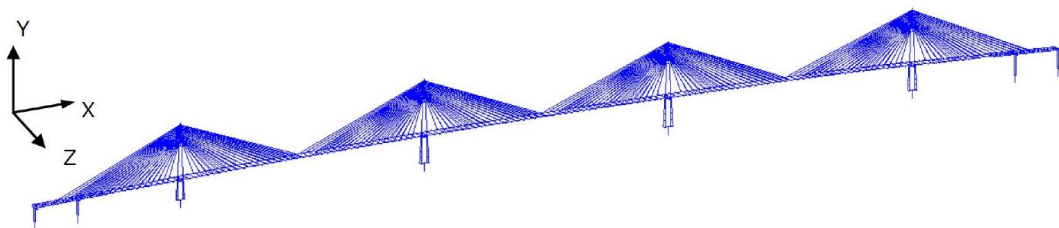


図-11 3次元骨組みモデル

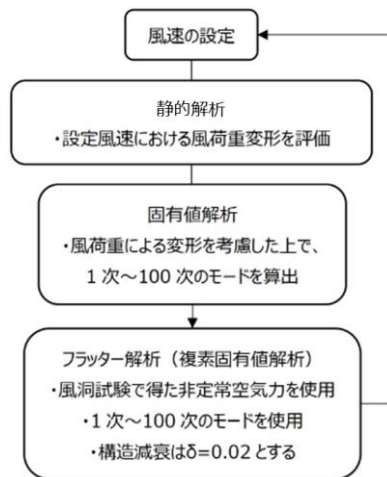


図-12 フラッター解析の検討フロー

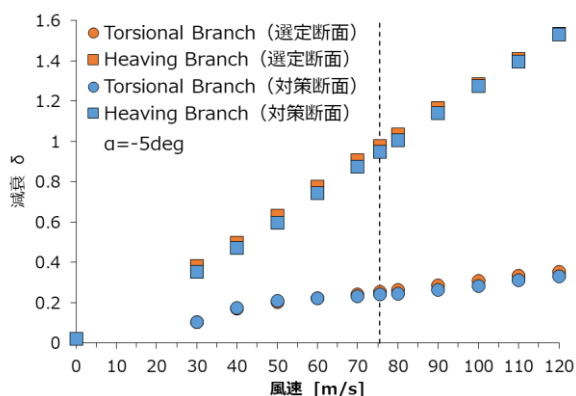


図-13 フラッター解析結果

においてもフラッターに対して安全な断面形状であることを確認した。

## 5. 耐風対策方針

ここまでの検討より、選定断面においては一様流および乱流中のどちらにおいても 20 m/s 以下で発生する振動モードでは照査を満足しないたわみ渦励振が発生する可能性があり、対策断面においては乱流効果を見込むことで渦励振の照査を満足することを確認した。また、実橋の対数減衰率については既設橋梁の傾向からバネ支持試験に比べ高い値となる傾向が期待でき、発散振動についてはどちらの断面においても発生しないことを確認した。一方で、対策断面で設置予定の内側フラップについては腐食等の発生による維持管理性の悪化や橋面上からの眺望を阻害することによる景観性の悪化の懸念がある。そのため、本橋においては内側フラップを設置しない選定断面で検討を進

めることを基本とし、橋梁の架設時に振動実験およびモニタリングを行い、照査を満足しない渦励振が生じると判断された場合には供用までに内側フラップを設置し対策断面へ変更する方針とした。

## 6. まとめ

本稿では、新港・灘浜航路部で計画される 7 径間連続 4 主塔鋼斜張橋の主桁を対象とした部分模型を用いたバネ支持試験結果について報告した。また、選定した断面に対して実施した空気力試験およびフラッター解析結果についても報告しており、以上の検討より決定した耐風対策方針についても述べている。

得られた知見および耐風対策方針を以下にまとめる。

- ・選定断面では、ねじれ渦励振は発生しなかったが、全迎角においてたわみ渦励振の照査を満足しなかった。一様流中においては対数減衰率 0.052、乱れ強さ 0.05 の乱流中においては 0.036 以上の減衰により渦励振の照査を満足した。
- ・対策断面では、迎角-3° のたわみ渦励振とねじれ渦励振において閾値である 100 gal をわずかに超過した。乱流中では渦励振の照査を満足しており、一様流中では対数減衰率 0.021 以上の減衰により渦励振の照査を満足した。
- ・選定断面、対策断面はどちらも定常空気力試験、非定常空気力試験の傾向は変わらず、内側フラップの影響は小さい。
- ・フラッター解析の結果、選定断面、対策断面はどちらも対数減衰率が単純増加する傾向であり、フラッターは発生しない。
- ・内側フラップでは腐食等の発生による維持管理性の悪化や橋面上からの眺望を阻害することによる景観性の悪化の懸念があるため、内側フラップを設置しない選定断面で検討を進めることを基本とし、橋梁の架設時に振動実験およびモニタリングを行い、照査を満足しない渦励振が生じると判断された場合には供用までに内側フラップを設置する方針とした。

本検討は概略設計時点の結果であり、本検討で得られた選定断面を用いて詳細設計において引き続き検討を続けていく予定である。

**謝辞：**本検討にあたっては、大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会（委員長：城西大学藤野陽三学長）の委員の方々、並びに共同事業者である国土交通省の方々に貴重なご意見をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

#### 参考文献

- 1) 杉山裕樹, 岡上政史, 佐藤彰紀, 中村正人, 松浦雅史, 吉岡勉: 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の剛性改善に関する検討, 土木学会第76回年次学術講演会, CS3-32,2021.
- 2) 小川一志, 下土居秀樹, 野上千秋: 2500m 級超長大橋吊橋への適用を想定した2箱桁断面の空力特性, 第15回風工学シンポジウム論文集, pp.431-436,1998.
- 3) 麓興一郎, 村越潤, 秦健作, 須澤雅人, 白井秀治, 斉藤善昭, 下土居秀樹: 新形式長大橋(斜張吊橋)の耐風性に着目した研究, 第18回風工学シンポジウム論文集, pp.485-490, 2004.
- 4) Yao-Jun Ge : Aerodynamic challenge and limitation in long-span cable-supported bridges, The 2016 World Congress on Advance in Civil, Environmental, and Materials Research (ACEM16), 2016.
- 5) C. M. Ma, J. X. Wang, Q. S. Li, M. ASCE, H. Qin, H. L. Liao : Vortex-Induced Vibration Performance and Suppression Mechanism for a Long Suspension Bridge with Wide Twin-Box Girder, J. Struct. Eng. 144 (11), pp.04018202-1-14, 2018.
- 6) 杉山裕樹, 川崎雅和, 坂井紀之, 内田良始, 宮下康一, 勝地弘, 金恵英, 八木知己: 長大斜張橋主桁の耐風設計に係る気流傾斜角の検討, 風工学研究論文集, 第26巻, pp.185-194, 2020.
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧(平成19年改訂版), 2007.
- 8) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説, 2001.
- 9) 杉山裕樹, 安積恭子, 川田歩美, 中村正人, 吉岡勉, 平山博, 八木知己: 多径間連続斜張橋における分離二箱桁断面の耐風性検討, 風工学論文集, No.27, pp.173-182, 2022.
- 10) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543, pp.217-227, 1996.

## STUDY ON AERODYNAMIC RESISTANCE OF MAIN GIRDER IN A CABLE-STAYED BRIDGE AT SHINKO AND NADAHAMA PASSAGE

Koyo TAKATA, Hiroki SUGIYAMA, Ayumi KAWADA, Kyoko AZUMI and  
Yasuyuki HIRAYAMA

The West Extension of Osaka Bayside Highway is a 14.5 km route that was developed by a joint construction project with the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. The main girders of a multi-span cable-stayed bridge have a low deflection frequency, which makes wind resistance to vortex-induced vibration an issue. This issue is further serious with this bridge because the main girders have a separated two-box girder cross section. This paper reports the results of study on the wind stability of the box girders of the cable-stayed bridge based on a wind tunnel test. In the study, spring support test, steady aerodynamic force test and unsteady aerodynamic force test were conducted using partial models to determine the wind stability and aerodynamic characteristics. Furthermore, the wind resistance against divergent vibration was investigated by 3D flutter analysis.

高田 耕庸



阪神高速道路株式会社  
建設事業本部 神戸建設部 湾岸西伸第一建設事業所  
Koyo TAKATA

杉山 裕樹



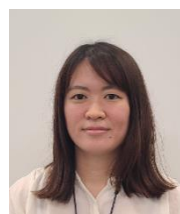
(一財)阪神高速先進技術研究所  
調査研究部 橋梁・構造研究室  
Hiroki SUGIYAMA

川田 歩美



阪神高速道路株式会社  
計画部 計画調整課  
Ayumi KAWADA

安積 恭子



阪神高速道路株式会社  
管理本部 大阪保全部 保全管理課  
Kyoko AZUMI

平山 靖之



前 阪神高速道路株式会社  
建設事業本部 神戸建設部 湾岸西伸第一建設事業所  
Yasuyuki HIRAYAMA