特集

橋梁の維持管理分野における耐風工学の貢献

耐風安定化部材の経済的な維持管理のための耐風性再評価 Re-evaluation of Aerodynamic Measures for Economical Maintenance

楠原栄樹*
Shigeki KUSUHARA

1. まえがき

1940年のタコマ橋の落橋事故を契機として、橋梁の耐風安定性確保に関する様々な検討が実施され、明石海峡大橋に対して実施された気流と構造の三次元性を考慮した耐風安定性照査が、現時点における世界の標準的な照査手法となっていると考えられる。しかしながら、耐風性照査手法は段階的に高度化しているため、古い時代に建設された橋梁に最新の知見を適用すれば、当時とは異なる照査結果となる可能性がある。一方、橋梁を長期間にわたり健全な状態を確保するためには、耐風安定化対策に対しても万全な維持管理を実施する必要があるが、コスト削減の観点からは必要最小限の範囲に対する対応が望ましいことは言うまでも無い。そこで本州四国連絡高速道路株式会社では、最新の知見に基づく耐風安定性の再

照査を実施し、維持管理コストの低減を図っている。

本稿では、門崎高架橋を対象として実施した耐風性の再検証に関する検討事例について紹介する。

2. 門崎高架橋の概要

門崎高架橋(図1)は、大鳴門橋に接続する淡路島側の高架橋であり、大鳴門橋と同等の基本風速($V_{10}=50\text{m/s}$)で設計されるほか、急峻な地形を有する岬に並行して建設される比較的長支間の箱桁橋であることから、道路橋示方書の適用範囲の橋梁であるにもかかわらず、建設当初よりその耐風安定性に関する詳細な検討が実施された。

建設段階における耐風性の検討は、主に支間が長く変断面である4径間部を対象に、2次元パネ支持試験により基本的な断面を決定した後、地形を考慮した単径間弾

図1 門崎高架橋一般図

* 本州四国連絡高速道路株式会社 しまなみ今治管理センター 所長
General Manager of Shimanami-Imabari Operation Center, Honshu Shikoku Bridge Expressway Co., Ltd.

性模型および全橋模型による風洞試験が実施されている。その結果、ギャロッピングおよび渦励振対策として、下部スカートとダブルフラップが必要と判断され、実橋に設置されている。

一方、3 径間部については、支間長も短く等断面の箱桁を採用していることから、4 径間に対する検討結果を参考に、2 次元バネ支持試験が実施され、渦励振対策としてダブルフラップのみが設置されている(図2)。なお、これらの耐風安定化部材は、鋼箱桁橋の代表的な対策事例として、道路橋耐風設計便覧¹⁾ 等でも紹介されているものである。

図2 門崎高架橋の耐風安定化対策

門崎高架橋の建設後20年程度が経過した段階において、これら耐風安定化部材の腐食が進行(写真1)していることを確認した。腐食状況を調査した結果、一部の部材は補修だけでは対応できないため、交換の必要があることが明らかとなった。そこで、耐風安定性に影響を及ぼさない耐風安定化部材は補修・交換しないことによる維持管理費縮減の可能性が考えられたため、耐風安定化部材の設置範囲に着目した風洞試験による耐風安定性の再評価を実施した。検討の実施に当たっては、次章で紹介する建設段階では仮定をもとに検討を行ったものの、その後に明らかとなっていなかった事象を考慮することにした。

写真1 ダブルフラップの腐食状況

3. 建設後に得られた知見

3. 1 構造減衰

門崎高架橋では、上部工の架設完了時に振動試験が実施²⁾ されている(表1)。渦励振の対象となる低次モード(1次, 2次)に対する構造減衰は、本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)に規定される値($\delta=0.02$)よりも大きな値($\delta=0.05$ 程度以上)となっていることが確認されている。なお、この値は道路橋耐風設計便覧に示される推定式(1)で支間長(L)より計算される値と一致している。

$$\delta = 0.75 / \sqrt{L} \quad (1)$$

表1 実橋振動試験結果 (門崎高架橋)

	3 径間部		4 径間部	
	常時微動	起振実験	常時微動	起振実験
1 次	0.05 - 0.10	0.08	0.06 - 0.11	0.06 - 0.10
2 次	0.03 - 0.09	0.05	0.04 - 0.10	0.04 - 0.07
3 次	0.02 - 0.06	0.04	0.03 - 0.06	0.03 - 0.06
4 次	0.02 - 0.04	—	0.03 - 0.05	0.03 - 0.05

表中の値は対数減衰率である

3. 2 現地気流特性

門崎高架橋は、急峻な岬に平行して建設されることから、建設時(昭和 56 年 11 月～昭和 57 年 10 月)に現地風観測が実施されている。海側(南東側)からの強風データを整理した結果を図 3 に示す。

この図から、強風時において、気流傾斜角が 20deg.以上の吹き上げとなっていることがわかる。また、乱れ強さに着目すると、5%を下回るケースも見受けられており、比較的乱れの小さな風が吹く可能性があることも確認された。

図 3 現地気流観測結果(海側からの風を対象に整理)

一方、図 4 に示す鳴門海峡における風観測結果(昭和 46 年～昭和 59 年)をみると、通年では門崎高架橋の橋軸直角方向の風が卓越しており、岬側からの風は主に冬季の季節風が卓越していることが確認できる。このことから、岬側からの強風の可能性は低いことが推測される。

図 4 鳴門海峡における風観測結果(S46～S59)

4. 耐風性再評価

前述の耐風性検討後に得られた知見の適用により、耐風安定化部材一部撤去の可能性が見出されたことから、再度風洞試験を実施し耐風安定性の再評価を実施した。

4. 1 バネ支持風洞試験(3 径間部)³⁾

建設時の風洞試験は、迎角 0,+3,+5,+7,+10deg.に対して実施されており、現地観測結果である+20deg.に対する照査が実施されていない。また、建設時における検討では、海側と岬側の区別を行なっていない。さらに、前述の通り実橋の構造減衰が試験時の想定より大きいことが明らかとなっている。そこで今回は、以下の点に着目して風洞試験を実施した。

- ・迎角+20deg.の耐風安定性
- ・風下側ダブルフラップの影響
- ・構造減衰の変更 ($\delta = 0.02 \rightarrow \delta = 0.05$)

風洞試験条件については、構造減衰以外は大きな変更がないことから、表 2 に示す諸元により試験を実施した。なお、大迎角での試験を実施するため、風洞閉塞率を考慮して模型縮尺を 1/35 から 1/48 に変更した。

表 2 バネ支持試験条件(縮尺 1/48)

	実橋値	要求値	試験値
重 量	12.505 tf/m	8.63 kgf/model	8.56 kgf/model
振 動 数	0.8724 Hz	-	3.592Hz
構造減衰	0.05	0.05	0.05
風速倍率		12	11.7

一様流中における渦励振に着目した試験結果を図 5 に示す。現断面(○, ●)は、構造減衰 $\delta = 0.05$ を考慮すると、建設された桁断面は、どの迎角においても渦励振はほとんど発生していないのに対し、両側のダブルフラップを撤去した断面(△, ▲)では、構造減衰 $\delta = 0.05$ を考慮しても、迎角 15deg.において 1m を越える渦励振が発生することを確認した。

一方、海側のダブルフラップは存置し岬側のダブルフラップのみを撤去した断面(□, ■)では、構造減衰 $\delta = 0.05$ を考慮すると現断面とほぼ同じ応答を示している。

一様流中において大きな渦励振振幅が発生する両側のダブルフラップを撤去したケースについて、現地風特性を考慮した乱れ強さ 5%の格子乱流においても、迎角 15deg.で 60cm 程度の渦励振が発生するため、耐風安定性は改善しないことを確認した。

次に、発散振動であるギャロッピングの発生状況を迎角毎に整理した結果を図7に示す。図中に示す実線は耐風設計基準(1976)に示される発散振動の照査範囲である。峠側ダブルフラップを撤去した断面は、現状の断面とほぼ同等の耐風性能を有しており、ギャロッピングに対しても問題はないものと考えられる。なお参考として、現地観測結果を基に実線を迎角 20deg.が中心となるように上述の照査範囲をシフトさせて、図中の赤い波線で示した。

また、道路橋耐風設計便覧では、本橋のような桁断面は

乱流中においてギャロッピングの発生が生じにくくなることから乱流の補正係数を乗じていない。これにならない本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)で定める μ_F を1.0とすれば照査風速は約 70m/s となり、いずれの迎角においてもギャロッピング照査風速は満足すると判断できる。

以上のような考え方を適用することにより、3 径間部においてはダブルフラップの有無に関係なく、いずれの迎角においてもギャロッピングに対する安全性は確保されていることが確認できた。

図5 渦励振の発生状況 (一様流)

図6 渦励振の発生状況 (5%格子乱流, 両側ダブルフラップ撤去断面)

図7 ギャロッピングの発生状況

4. 2 全橋模型風洞試験(4 径間部)⁴⁾

3 径間部に対するバネ支持風洞試験の結果、主に風下側となる岬側のダブルフラップは耐風安定性に影響を及ぼしておらず、撤去可能であることが明らかとなったことから、4 径間部についてもダブルフラップ一部撤去の可能性が見いだされた。しかしながら、4 径間部は、変断面箱桁であること、曲線橋であること、3 径間部よりも縦断が高く岬との位置関係が異なること等を考慮する必要がある。そこで、建設時の試験では考慮されていない以下の点に着目した縮尺 1/100 の全橋模型試験(写真 2)を実施した。

- ・耐風安定化部材の設置範囲
- ・風向の影響
- ・構造減衰の影響

写真 2 完成した全橋模型

(1) 風洞試験結果(海側からの風向)

海側からの風向(0deg.)に対し、

ケース 1：現状断面(構造減衰 $\delta=0.02$)

ケース 2：現状断面

ケース 3：岬側下部スカート撤去

ケース 4：ケース 3+岬側ダブルフラップ撤去

ケース 5：ケース 4+海側下部スカート撤去

ケース 6：ケース 4+海側ダブルフラップ撤去

の 6 ケースの試験を実施し、断面の基本的な耐風特性を調査した。なお、構造減衰はケース 1 を除き、実橋観測結果より $\delta=0.05$ とした。

現状断面に対する試験結果を図 8 に示す。図には建設当時の昭和 56 年に実施した全橋模型試験結果もプロットした。この図より、構造減衰として $\delta=0.05$ を見込むことにより、渦励振の発生が抑制されていることが確認され、実橋においてもこれまで振動の発生を確認していないことが裏付けられた。

また、岬側の下部スカートとダブルフラップを撤去したケース 3 およびケース 4 の試験結果はケース 2 とほぼ一致する結果となった。この結果より、風下側に位置する耐風安定化部材は制振効果に寄与していないものと判断できる。

さらに、海側の耐風安定化部材を撤去したケース 5 及びケース 6 の試験結果を図 9 と図 10 にそれぞれ示す。これらの図より、海側の下部スカートを撤去するとギャロッピングが発生し、海側のダブルフラップを撤去すると低風速で大振幅の渦励振が発生した。すなわち、風上側の耐風安定化部材は本橋の耐風安定性を確保する上で必要な部材であることが再確認された。

図 8 風洞試験結果(現状断面)

図 9 風洞試験結果(ケース 5)

図 10 風洞試験結果(ケース 6)

(2) 風洞試験結果(岬側からの風向)

岬側が風上側となるケースの風洞試験を実施した結果、風速の増加に伴う応答振幅も増加する傾向が確認された(図 11)。この振幅は、前述の海側からの風向の試験結果に対して最大で 3 倍程度の振幅となっているが、いずれも許容振幅を超過するほどの振幅では無いことを確認した。また、振動波形は図 12 に示す様なランダムな波形となっていることから、岬を越えて乱された気流によるガスト応答であると判断できる。なおガスト応答は、現状の断面でも発生していると考えられることから、岬側の耐風安定化部材の撤去は設計上の問題はないものと考えられる。

ここで、岬側からの風向の場合に気流の可視化を行った結果を写真 3 および図 13 に示す。これらより、岬で吹き上げられた気流は橋桁を飛び越え、橋桁位置では大きく乱れた気流となっている状況を確認できる。

図 11 風洞試験結果(岬側からの風向)

図 12 応答波形の例

写真 3 気流の可視化(岬側からの風向)

図 13 写真 3 の PIV 処理結果

5. 実橋観測による試験結果の検証⁵⁾

供用後に得られた新たな知見に基づく再検討の結果、門崎高架橋の耐風安定化部材のうち岬側に位置する約半分の部材は撤去可能であることが明らかとなった。しかしながら、これらの部材を撤去することに伴い、橋梁の振動特性が変化することが懸念されたため、耐風安定化部材撤去前後における実橋振動観測を実施し、橋梁の振動性状の把握を実施した。

門崎高架橋の振動特性を把握するため、3 径間部は T2P と T3P の径間の中央部、4 径間部は T6P と T7P の径間の中央部に加速度計を、風況を記録するため T3P および T7P 付近の道路照明柱に超音波風速計を設置した。それぞれの計測器で得られるデータは、桁内に設置したパソコンにより、いずれかの風速計の 10 分間平均風速が 5m/s を超えた場合に時系列データを保存するシステムにより自動計測を実施した。

4 径間部における部材撤去前後の 10 分間平均風速と応答加速度の標準偏差の関係を図 14 に示す。いずれのプロットも風速の増加に伴い加速度の標準偏差は二次曲線的な増加傾向を示しており、耐風安定化部材の有無による対風応答特性の変化は確認されなかった。

次に、橋軸直角方向からの風向のデータを抽出し、観測された加速度波形を変位に変換して全橋模型試験結果と比較した。その結果、観測結果は概ね風洞試験結果と一致することを確認した(図 15)。

さらに、観測された振動波形を RD 法⁶⁾により処理し、耐風安定化部材撤去前後の構造減衰の変化を調査した。RD 法の適用に先立ち、観測された時系列データを次のフローに従い処理した。

- ① 橋軸直角方向±5deg.の範囲内のデータを抽出
- ② 1次振動数±0.05Hz 程度のバンドパスフィルタを適用した波形を生成
- ③ 生成波形より、振幅の標準偏差を超える極大値の時間から10波分の波形を抽出

重ね合わせ回数は、観測されたデータが10分(600秒)単位で記録されているため、4径間部で30回程度であったが、比較的安定した減衰波形を得ることができ、その波形から同定される構造減衰は図16に示すとおりとなり、いずれのケースも風洞試験で想定した $\delta=0.05$ を上回っていることを確認した。

図14 風速と発生加速度の関係(4径間部)

図15 風速と応答振幅の関係(4径間部)

図16 風速と構造減衰の関係(4径間部)

6. コスト削減効果

耐風安定化部材の再評価を実施するまでは、全ての耐風安定化部材の維持管理が必要となり、耐風安定化部材の数量は、ダブルフラップ218パネル、下部スカート64枚である。上述の耐風安定化部材の再評価を行うことにより、岬側のダブルフラップおよび下部スカートの一部は撤去可能となったことから、維持管理費の削減効果について試算を実施した。

3径間部と4径間部の両方とも岬側ダブルフラップを撤去した場合の節減効果は、1回目で約1億円、供用後100年間のLCCで約5億円と試算される。(図17)

図17 ダブルフラップ補修費のLCC比較

7. 東京湾アクアライン連絡橋との比較

東京湾アクアライン連絡橋は、門崎高架橋と同様に耐風安定化対策について様々な検討が実施された橋梁である⁷⁾。東京湾アクアライン連絡橋においても、完成後の実橋振動試験の結果、構造減衰は $\delta=0.03$ と風洞試験条件($\delta=0.02$)よりは若干高め値であるが、渦励振の発生が確認されたため、門崎高架橋の例とは逆に箱桁内に制振装置(TMD)を設置している。ここで、門崎高架橋との違いを整理すると表3に示すとおりとなり、固有振動数は、最大支間長の短い門崎高架橋の方が高く、渦励振の発現風速も高くなる傾向にある。また、構造減衰や接近流の乱れ強さが門崎高架橋の方が渦励振に対して有利な条件となっていることが判る。なお、構造減衰の違いについては、

- ① 門崎高架橋はコンクリート製の比較的剛な橋脚であるのに対して、東京湾アクアライン連絡橋はコンクリートに比べると剛性が低い鋼製橋脚を採用
- ② 門崎高架橋は5支承のうちTSPが固定支承(ヒンジ)、その他の4支承は可動支承なのに対して、東京湾アクアライン連絡橋は11の支承のうち可動支承は3支承(P3,P12,P13)のみ
- ③ 門崎高架橋は、ダブルフラップ等の耐風安定化部材のボルト接合により付加減衰効果を期待

などの違いにより、振動時における支承摩擦条件が影響していると考えられる。

表3 門崎高架橋と東京湾アクアライン連絡橋の比較

		門崎高架橋 (4 径間部)	東京湾アクアライン 連絡橋
橋梁形式		4 径間連続鋼箱桁橋	10 径間連続鋼箱桁橋
最大支間長		190.4m	240m
完成時期		1985	1997
振動特性	1 振動数	0.93	0.329
	次構造減衰	0.08	0.03
	2 振動数	1.16	0.471
	次構造減衰	0.05	0.03
	3 振動数	1.62	0.613
	次構造減衰	0.04	0.04
	4 振動数	3.26	0.654
	次構造減衰	0.04	0.04
接近流の乱れ強さ		5~10% (桁上面)	2~10% (桁上面)

8. まとめ

完成後 20 年以上が経過した門崎高架橋について、建設後に得られた知見をもとに耐風安定化部材の必要範囲について風洞試験および現地観測を実施し、耐風安定性の再評価を実施した。その結果、以下に示す事項が明らかとなり、将来の耐風安定化部材に対する維持管理費用を大幅に削減することが可能となった。

- ① 4 径間部, 3 径間部ともに、岬側の耐風安定化部材を撤去しても現状断面とほぼ同等の耐風性を有する
- ② 風上側の耐風安定化部材は、耐風安定性の確保に不可欠であり、海側の耐風安定化部材の撤去は困難
- ③ なお、海側の下部スカートのうち、第 1 径間および第 4 径間に設置されているものは撤去可能
- ④ 耐風安定化部材の有無にかかわらず、岬側風により大きなガスト応答を示すが、その応答振幅は許容振幅の範囲内であり、設計上は問題ない
- ⑤ 撤去可能と判断された耐風安定化部材は、補修せず順次撤去可能

- ⑦ 耐風安定化部材撤去前後における強風時の橋体挙動は変化しない

建設時においては、時間的な制約、不十分な情報の下で検討を実施する必要があったため、必ずしも経済的で有効な対策となっていないことは、やむを得ないと考えられる。しかしながら、橋梁の耐用年数は長期にわたることから、効率的な維持管理を実施するためには、必要に応じて見直しを行うことも有効であると考えられる。

今回の門崎高架橋は、急峻な地形に近接しているため、一方向からの風向が卓越するという特殊な環境であることも、再評価する上での大きな要因となっているが、今後は様々な視点での検討により、建設時の想定を見直すことが可能となると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会，道路橋耐風設計便覧，(2007.12)
- 2) 吉田 修，門崎高架橋の振動実験および風による振動計測，本四技報，No.36，pp.61-66，(1985.12)
- 3) 楠原 栄樹，門崎高架橋(3 径間部)の耐風安定性の再評価，本四技報，Vol.26，No.99，pp.13-17，(2002.9)
- 4) 楠原 栄樹，遠山 直樹，門崎高架橋(4 径間部)の耐風安定性の再評価，本四技報，Vol.27，No.101，pp.2-7，(2003.9)
- 5) 楠原 栄樹，福永 勲，遠山 直樹，門崎高架橋耐風安定性の再検証，構造工学論文集，Vol.56A，pp.608-615，(2010.3)
- 6) 田村 幸雄，佐々木 淳，塚越 治夫，RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文報告集，第 454 号，pp.29-38，(1993.12)
- 7) 吉田 好孝，藤野 陽三，時田 秀往，本田 明弘，東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁に発現した渦励振とその特性，土木学会論文集，No.633／I-49，pp.103-117，(1999.10)