特集

高さへの挑戦

橋梁タワーの耐風対策（明石海峡大橋、多々羅大橋）

Vibration Control of Bridge Tower (Akashi-Kaikyo Bridge and Tatara Bridge)

竹口昌弘^{*1} 花井 拓^{*2} 森下尊久^{*3}

Masahiro TAKEGUCHI, Taku HANAI, Takahisa MORISHITA

1. まえがき¹⁾

吊橋や斜張橋の塔は、辺長比が比較的小さい矩形断面で構成されていることが多く、ギャロッピングや渦励振のような空力振動が発生し易い構造である。特に、橋梁の架設時における塔独立時では、これらの風による振動現象がしばしば問題となり、制振装置による減衰付加などの対策が実施される場合が多い。これに対して、橋梁完成系では、塔がケーブルで拘束されることなどにより、一般に従来規模の塔では、1本柱形式の斜張橋の塔を除き、これらの空力振動が問題となることはほとんどないと考えられてきた。

しかしながら、近年では橋梁の長スパン化にともない塔の高さが高くなり、塔の固有振動数は比較的低くなることから、橋梁完成系の塔においても耐風性が問題となる場合があることが報告されている。

本稿では、本四連絡橋の明石海峡大橋と多々羅大橋の鋼製塔を対象に、橋梁における塔の大型化に伴う耐風性の問題とその対策事例を紹介する。

2. 明石海峡大橋塔の耐風対策^{2), 3)}

2. 1 塔の耐風性と制振対策の概要

明石海峡大橋は、1998年に完成した橋長3,911m、中央支間長1,991mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である(図1)。その塔は、鋼製で高さが海面上約300mにも達することから、塔の固有振動数は比較的低く、従来の吊橋の塔では問題とならなかった吊橋完成後においても、塔の設計風速66.7m/s以下で、風による有害な振動が発生する可能性のあることが設計段階で判明した。

その振動の抑制には、塔柱の断面形状の変更や減衰の付加が考えられた。そこで、大型模型を用いた風洞試験により種々の断面が検討された。その結果、鋼重の増加がなく、塔の面外（以下、塔の面外（橋軸方向）を「面外」という。）方向の曲げの渦励振振幅を低減することができ、かつ発散的な振動を抑制することができるテーパ一隅切断面（基部から頂部に向けて隅切り寸法が漸減）が採用された。さらに、断面形状の工夫による空力的な対応のみでは渦励振の振幅を許容振幅以下に抑制することができないため、制振装置を用いた機械的な対策を併用する必要があった。そこで、本橋の社会的重要性等を踏まえて確実に制振するために、経済性と信頼性から塔内のTMD（Tuned Mass Damper/質量同調式ダンパー：20基/塔）に加えて、塔の下部水平材と補剛桁との間にオ

*1 本州四国連絡高速道路（株） 長大橋技術センター 耐風・耐震グループ サブリーダー
Manager, Long-span Bridge Engineering Center, Honshu-Shikoku Bridge Expressway Co., Ltd.

*2 本州四国連絡高速道路（株） 長大橋技術センター 総括・防食グループ サブリーダー
Manager, Long-span Bridge Engineering Center, Honshu-Shikoku Bridge Expressway Co., Ltd..

*3 本州四国連絡高速道路（株） 神戸管理センター 橋梁維持課長
Manager of Bridge Maintenance Section, Kobe Operation Center, Honshu-Shikoku Bridge Expressway Co., Ltd..

イルダンパー（4基／塔）を設置し、それぞれ単独でも制振可能となるよう二重の安全対策がとられている（図2）。

2. 2 塔の制振対策

（1）風洞試験

縮尺 1/86 の大型弾性模型を用いた風洞試験を実施し、塔の応答特性を調査するとともに、付加減衰の効果を確認した。試験結果の一例として、吊橋完成系の面外曲げ 1 次振動の風速 V と応答振幅 A の関係（ $V-A$ 図）、質量・減衰パラメータ Sc （スクルートン数）と応答振幅 A の関係（ $Sc-A$ 図）を図3に示す。

風洞試験は一樣流を基本としたが、塔独立時と吊橋完成時について乱流（境界層乱流，ベキ指数：1/8，主流方向の乱れ強さ：9%）でも試験を行い、一樣流での応答振幅を上回らないことを確認した。

図1 明石海峡大橋概要図

図2 明石海峡大橋主塔 制振装置配置図（吊橋完成系）

（2）制振条件と制振許容振幅

塔の制振許容振幅は、吊橋完成系，および塔独立時から吊橋完成時までの架設ステップの各振動モードに対して，塔本体の発生応力度が許容応力度を上回らない振幅とした。また，塔基部の浮き上がりについても照査した。

① 吊橋完成系の制振条件

吊橋完成系の制振条件を表1に示す。

面外曲げ 1 次振動は，共振開始風速が 26.5m/s（橋面上では，通行禁止基準の概ね風速 25m/s に相当）と比較的に低く車両が通行している可能性があるため，活荷重載荷時の荷重の組合せを考慮して，許容応力度の割増係数 1.35 を採用した。この条件で塔の強度上において許容される最大振幅は約 40cm となったが，この風速レベルの風の発生頻度が比較的高いことを考慮して安全側に制振許

図3 明石海峡大橋主塔 風洞試験結果（吊橋完成系の面外曲げ 1 次振動，一樣流）

容振幅を30cmとした。

ねじれ1次振動は、設計風速付近の高風速で発生する振動で発生頻度も低く、さらに応力度の計算では、渦励振とガスト応答（静的風荷重で考慮）の影響を重ね合わせて考慮したため、許容応力度の割増係数は1.70とした。この条件において、制振許容振幅は15cmとなった。

なお、疲労に対しては、発生応力度に対する繰返し回数が少ないため、考慮する必要はないと判断した。

② 架設系の制振条件

架設系の制振条件を表2に示すとおり、塔の応力度からの制振対象は、共振開始風速が設計風速以下となる振動モードとし、塔の加速度からの制振対象は、共振風速が作業限界風速16.0m/s以下となる振動モードとした。

（3）設計減衰

塔の設計減衰は、風洞試験で得られたSc-A曲線における許容振幅に対する減衰を必要減衰とし、これに固有振動解析や風洞試験の誤差等に対する余裕を20%付加した値とした。なお、吊橋完成系の設計減衰は、曲げ振動

表1 制振条件（吊橋完成系）

	荷重の組み合わせ	許容応力度の割増係数	最大振幅 応力照査位置	許容振幅 Aa
曲げ1次振動	D+Lw+Wr(26.5m/s)+ T(±30℃)+SD+E+V	1.35	40.7cm 塔柱22段	30cm
	D+Wr(36.0m/s)+ T(+15℃)+SD+E+V	1.35	42.4cm 塔柱基部	
ねじれ1次振動	D+Wr(66.7m/s)+ T(+15℃)+SD+E+V	1.70	15.1cm 上部水平材	15cm

D: 死荷重
Lw: 風荷重載荷時の活荷重
Wr: 風荷重(カッコ内の風荷重算定用風速は、塔高の65%高での風速)
T: 温度変化の影響
SD: 支点沈下の影響
E: 製作および架設誤差の影響
V: 振動の変形による付加応力

表2 制振条件（吊橋架設系）

共振風速 V1, V2 (m/s)	塔の応力度		架設作業時 許容加速度
	荷重の組み合わせ	許容応力度の割増係数	
V1 < 16	D+Wr+T(±30℃)+V	1.50	50 gal
V2 < V0	D+Wr+T(+15℃)+V	1.70	—

D: 死荷重(塔架設時のクレーン荷重を含む)
Wr: 風荷重
T: 温度変化の影響
V: 振動の変形による付加応力
V1: 共振ピーク風速(吊橋完成時塔頂高での風速に高度補正した値)
V2: 共振開始風速(塔高の65%高での風速に高度補正した値)
V0: 設計風速(塔高の65%高での風速、塔独立時以後は53.7m/s)

表3 吊橋架設系および完成系のTMD

吊橋架設系		吊橋完成系	
振動領域	制振装置	振動モード	制振装置
0.6~1.3Hz	TMD-2 (塔内) 114 t	ねじれ1次 (0.75Hz)	TMD-2 (塔内) 114 t
0.3~0.6Hz	TMD-1,3 (塔内・塔外21t)	主び1次 (0.44Hz)	TMD-1 (塔内) 84 t
~0.3Hz	セミアクティブ (塔外) 56 t		

で0.0613（許容振幅30cm, 必要減衰0.0511）、ねじれ振動で0.0850（許容振幅15cm, 必要減衰0.0708）である。

（4）制振装置の設計

TMDの設計は、塔の制振対象モードを主振動体、TMDを副振動体とする2質点系の振動モデルにより、空気力を正弦外力とする強制振動解析により行った。TMDの設計フローを図4に示す。

TMDは、塔独立時から吊橋完成系までを通して表3に示すとおり設置され、吊橋完成系の塔内の制振装置（TMD-1, 2）を極力利用することとし、それらを架設段階に応じた振動数と減衰に調整して使用した。なお、TMD-1,2 だけでは制振困難な架設ステップが存在したため、塔頂部の塔外に制振装置（TMD-3, セミアクティブ型）を追加して制振することとした（図5）。

2. 3 塔完成時（塔独立時）の振動実験

塔が完成した状態（塔独立時）で、塔の振動性状および制振装置の制振効果を確認するために、塔頂部に設置したセミアクティブダンパーを起振機として使用し、各

図4 TMD設計フロー

図5 塔頂部の制振装置（吊橋架設系）

制振装置の作動状況をパラメータに塔の実橋振動実験を実施した。表4に振動実験結果を計算値と比較して示す。

固有振動数については、いずれも振動モードにおいても実測値と設計値は良く一致しており、設計値の妥当性が確認されている。

減衰については、制振装置非作動時のケースでは、塔曲げ1次振動の対数減衰率 δ は0.0067で、設計基準値 $\delta=0.01$ より小さい値であったが、曲げ2次およびねじれ1次振動の δ は、設計基準値より十分に大きい。また、制振装置作動時の各ケースでは、対数減衰率の実測値は計算値より大きく、所要の減衰性能が得られることを確認した。

2. 4 供用後の動態観測結果

明石海峡大橋では、設計の妥当性検証のほか設計法の合理化、橋体の健全度評価の支援を目的として、供用当初から数多くのセンサーを橋体各部に配置し動態観測を実施している。1998年4月の供用後に、塔に曲げ渦励振が発生すると想定される条件（風向：橋軸直角 $\pm 20^\circ$ 程度以内、風速：25m/s程度以上）のデータが観測されたのは、1998年9月22日の台風7号襲来時のみである。この時の時刻歴データを図6に示す。この図から、風向が橋軸直角 $\pm 20^\circ$ 程度以内でかつ風速30m/s程度で面外曲げ渦励振が発生しており、それと制振装置の制振装置作動時刻が良く一致しているのがわかる。これらのデータから、渦励振の振動振幅は最大30mm程度（モード腹部）と小さいが、設計で想定している条件で渦励振が発生し、それを抑制するための制振装置が正常に作動しているものと判断できる。また、振動振幅30mmが発生した塔（制振装置を含む）の構造減衰を風洞試験での振幅と減衰の関係を用いて推定した結果、設計で期待している値以上であることを確認した。

3. 多々羅大橋塔の耐風対策^{4), 5)}

3. 1 塔の耐風性と制振対策の概要

多々羅大橋は、1999年に完成した中央支間長890m、橋長1,480mの3径間連続複合斜張橋であり、その塔は鋼製で高さは220mとそれまでの斜張橋の塔高を大きく上回る（図7）。当初計画の塔構造に対する風洞試験では、塔独立時のみならず斜張橋完成時においても風速40m/s付近より発散的な面外のギャロッピング振動が発生するなど、設計風速以下（54.4m/s）で風による有害な振動の発生が確認された。そのため、塔の耐風安定性の確保が設計上の重要な課題の一つとなった。また、斜張橋の塔は吊橋のそれに比べ形状の自由度が高く、景観面でも橋

表4 塔独立時の振動実験結果

モード	ケース	セミアクティブ型	TMD			振動数 (Hz)		対数減衰率 δ	
			1	2	3	実測値	計算値	実測値	計算値
曲げ1次	1	×	×	×	×	0.126	0.127	0.0067	0.0100
	2	P	×	×	×	0.126		0.028	0.0244
	3	A	×	×	×	0.125		0.105	0.0752
	4	P	○	○	○	0.126		0.036	0.0244
	5	A	○	○	○	0.125		0.111	0.0752
曲げ2次	6	×	×	×	×	0.673	0.677	0.038	0.0100
	7	×	×	×	×	0.672		0.080	0.0454
	8	P	○	○	○	0.673		0.096	0.0454
ねじれ1次	9	×	×	×	×	0.470	0.473	0.028	0.0100
	10	×	×	×	×	0.470		0.075	0.0418
	11	P	○	○	○	0.472		0.075	0.0418

注) ○: 制振装置作動, ×: 制振装置非作動, P: パッシブ状態作動, A: アクティブ状態作動

図6 明石海峡大橋供用後の動態観測結果

図7 多々羅大橋 概要図

梁全体系の美観を左右する重要な構造要素である。特に本橋のように塔高が高い場合は景観面に占める塔のウェイトも大きくなる。このため、多々羅大橋でも塔の耐風性検討は、塔形状選定の前提条件として、景観上の検討と平行して進めていった。

斜張橋完成系では、種々の風洞試験で検討した結果、空力的に優れた隅切断面を有する逆 Y 型塔を採用することで耐風性と景観性の両立を図った。また、塔架設時においても、塔架設用クレーンやケーブル定着用足場等の架設機材が制振に寄与することで、架設時でも制振装置を設置するなどの対策は不要であった。

3. 2 塔の耐風性検討

(1) 基本的な耐風性状

塔の耐風性を調査するため、塔形状は A 型、塔柱断面形状は矩形断面を対象にした縮尺 1/100 の弾性模型による風洞試験を実施した。その結果、塔独立時のみならず斜張橋完成時においても、風速 40m/s 付近より発散的な面外のギャロッピング振動が発生することが判明した(図 8)。このため、橋梁完成系の面外振動に対する耐風安定性の確保が重要課題であった。

(2) 塔の断面と上部形状の検討

A 型塔に対して空力的に安定した断面形状を見出すために、種々の断面形状を対象にした風洞試験が実施された。その結果、A 型塔では、隅切断面とすることで橋梁完成系で問題となっていた面外方向のギャロッピングは制振できることが確認された。

一方、塔形状は、本橋の景観委員会における主要なテーマの一つとして審議された。塔形状は、ケーブルを 2 面吊りすることを前提に、塔面内の剛性、ケーブルによる桁のねじり剛性への寄与等を考慮し、図 9 示す A 型、

逆 Y 型およびそれに近い門型を比較案として耐風性が調査された。その結果、面外振動については、各案とも同等な耐風性が得られた。面内振動については、第 2 案は第 1 案の A 型塔と同等の耐風性を示したが、第 5 案は乱流中でのバフェティング振動が A 型塔に比べやや大きか

図 8 多々羅大橋塔 風洞試験結果
(斜張橋完成時、A 型塔、矩形断面)

タイプ	第1案	第2案	第3案	第4案	第5案
形状					
特徴	・A型塔。	・塔頂部からケーブル段数10段目までの塔柱を1本柱とした案。	・ケーブル定着部の塔柱を1本柱とした案。	・ケーブル定着部の塔柱間隔を8mで鉛直とした案。	・ケーブル定着部の塔柱間隔を12mで鉛直とした案

図 9 多々羅大橋 塔上部形状検討案

った。第3案、4案については一様流中で大振幅の面内振動が発生した。しかしながら、第4案は、景観面での評価が比較的高かったため、最適な隅切り形状が検討された。その結果、塔柱の一般部とケーブル定着部の隅切り寸法の最適化を図ることにより、所要の耐風安定性が確保された。

(3) 塔架設時の耐風性

塔架設時は、ケーブルによる拘束効果が期待できないうえ、架設機材が配置されていること、さらに各架設ステップで振動性状が変化するため、風による応答も橋梁完成系とは異なることが想定された。そこで、塔の架設ステップのうち、構造的・空力的に大きく変化すると考えられた図10に示す架設状態を対象に、縮尺1/70の風洞試験で耐風性状が調査された。主な試験結果は以下のとおりである。

① ステップⅠ（中間水平材閉合前）

架設機材を考慮することで、風による有害な振動現象は発生しない。これは、面外振動に対しては架設用クレーンの質量効果、面内振動に対しては塔柱間隔調整材の振動モードへの影響が制振に寄与しているものと考えられる。

② ステップⅡ（塔架設完了時）

面外曲げ1次の渦励振が発生するが、最大振幅は0.042mと微小であり、乱流中（境界層乱流、ベキ指数：1/7、主流方向の乱れ強さ：10%）では明瞭なピークはみられない。

③ ステップⅢ（塔独立時）

橋梁完成系の耐風安定性を確保するため、塔形状や塔柱断面形状が制約され、対風応答に敏感な塔であることから、塔独立時に有害な振動の発生が予測された。しかし、面外曲げ1次の渦励振が発生するものの、その振幅は応力や作業性から求められる許容振幅以下である。塔独立時の耐風性について、塔中間部の作業足場は、低風速域での渦励振抑制効果があり、塔上部の足場は高風速域でのギャロッピング抑制に効果があることが確認された。

以上のように多々羅大橋塔の架設時の耐風性には、架設機材の配置が大きく寄与しており、作業足場をはじめとする架設機材の設計に配慮が必要となったため、架設計画にこれらの知見が反映された。

4. あとがき

明石海峡大橋と多々羅大橋の塔では、その大型化により、従来規模の吊橋や斜張橋では問題とならなかった橋

	ステップⅠ (中間水平材閉合前)	ステップⅡ (塔架設完了時)	ステップⅢ (塔独立時)
対 象 モ デ ル
着 目 理 由	・中間水平材の閉合直前で、一般部塔柱が単独として最も長くせり上がった架設系。 ・面外、面内ともに不安定な架設系と想定。	・塔柱の架設完了時で架設用クレーン有りの架設系。 ・最も固有振動数が低い。	・塔独立時で、ケーブル引き込み前の系。 ・架設用クレーン無しで、風を遮るものがない。 ・架設用クレーンせり下げからケーブル引き込みまで約3ヵ月で、架設系として最も長い。

図10 多々羅大橋塔の風洞試験対象架設ステップ

梁完成系においても風による有害な振動への対策が必要となった。そこで、風洞試験を含め種々の検討を行った結果、いずれの塔においても空力的に安定な隅切断面が採用された。さらに、明石海峡大橋では、振動振幅を許容値内に抑えるために制振装置により減衰を付加する対策が併用された。一方、多々羅大橋では、塔の断面形状の工夫や架設機材による制振効果により、制振装置を併用することなく耐風性と景観性の両立が図られた。

なお、明石海峡大橋のように橋梁完成系の塔に対して、TMDなどの制振装置により耐風安定性を確保する場合、その性能を維持するために定期的な分解整備が必要となり、維持管理上の負担となる。そのため、明石海峡大橋では、これまでに得られた塔の動態観測データやTMDの制振性能の経年変化状況を分析することにより、制振装置の分解整備サイクルを長期化するなどの維持管理の合理化を進めている。

参考文献

- 1) 社団法人日本鋼構造協会、「構造物の耐風工学」、東京電機大学出版局, pp. 242 - 244, (1997)
- 2) 岡野 哲, 栗野 純孝, 森下 尊久, 「明石海峡大橋主塔の耐風性（主塔断面形状の選定）」, 本四技報, Vol. 14, No. 54, pp. 11 - 24, (1990)
- 3) 秦 健作, 辰巳 正明, 大倉 幸三, 大西 悦郎, 「明石海峡大橋主塔の制振対策」, 土木学会論文集, No. 507 / I-30, pp. 279 - 289, (1995)
- 4) 藤原 亨, 森山 彰, 「多々羅大橋塔完成時の耐風性」, 本四技報, Vol. 19, No. 74, pp. 24 - 37, (1995)
- 5) 平原 伸幸, 森山 彰, 「多々羅大橋主塔架設系の風洞試験」, 本四技報, Vol. 21, No. 81, pp. 32 - 39, (1997)