

東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁橋に 発現した渦励振の振動制御

吉田好孝¹・藤野陽三²・佐藤弘史³・時田秀往⁴・三浦章三郎⁵

¹正会員 本州四国連絡橋公団向島管理事務所所長 (〒722-0073 広島県御調郡向島町6904)
(元東京湾横断道路(株)技術部技術第二課長)

²正会員 Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

³正会員 工博 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室長 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1)

⁴正会員 工修 清水建設(株)設計第2部 (〒105-0023 東京都港区芝浦1-2-3)
(元東京湾横断道路(株)技術部技術第二課係長)

⁵正会員 三菱重工業(株)横浜製作所鉄構技術部長 (〒231-0812 横浜市中区錦町12)

東京湾アクアライン橋梁部の最大支間長240mを含む10径間連続鋼箱桁橋では、桁架設後に、風速16m/sec前後で振幅が50cmを越える1次モードの鉛直たわみ渦励振が生じた。1次、2次モードを対象として本橋のために新たに開発した制振装置(TMD)計16基を桁内に設置し、それにより振動を制御し、その効果を動態観測で確認した。TMD設置前の観測事例で、1次鉛直たわみ振動の振幅が $\eta = 40.7\text{cm}$ となったケースに対し、TMD設置後に類似の特性を有する風の条件下では $\eta = 5.4\text{cm}$ となり、渦励振による振動が十分に抑制されたことが明らかとなった。3次以上の高次振動については、風洞試験に基づき、桁上の鉛直板により空力的制御を行うこととした。

Key Words : aerodynamic vibration control, fatigue damage, field measurement, long span steel box girder, serviceability, tuned mass damper(TMD), vortex-induced oscillation

1. まえがき

東京湾アクアライン橋梁部の最大支間長240m 2径間を含む10径間連続鋼床版箱桁橋¹⁾(全長1.630m)において、動態観測の結果、渦励振による鉛直撓み振動が認められた。すなわち渦励振による限定振動は1次撓み振動に対し風速 $V \approx 16 \sim 17\text{m/sec}$ の風でピークを示し、最大振幅が50cmを越える振動も見られた。このときの風の特性と桁の挙動に関しては、文献2)で示しており、特に全体模型風洞試験(迎角 0°)の結果と整合的であった。

この振動振幅は設計活荷重によるたわみの許容値($L/500 = 48\text{cm}$, 道路橋示方書による)をやや越えており、1次振動の共振風速である風速16~17m/sec付近は車両通行下であり、桁の振動が車両走行性に影響を与える可能性があると考えられた。また1次及び2次振動に伴う疲労損傷度の累積や、平均風速30m/secを越える高風速作用時に生じる3次以上の高次振動を抑制する必要があるため、制振

対策を行うこととした。

桁の振動制御あるいは制振対策としては、フラップその他の整流板などを用いて桁外周の空気の流れをコントロールする空力的対策と、ダンパーを桁に設置して振動を制御する構造的対策がある。本橋では設計検討時及び渦励振観測後に、部分模型あるいは全体模型による風洞試験(一様流及び乱流、迎角 0° , $\pm 3^\circ$)を実施し、各種の空力的対策案を試みたが、いずれも渦励振が残ることとなった。そのため1次及び2次の低次振動に対しては同調質量減衰器(TMD, Tuned Mass Damper)16基を桁内に設置し、桁の振動を制御する方針とした。

本橋で用いたTMDは、スペースの限られている箱桁内で、桁の鉛直振動を制御するために新たに開発されたものである。また3次以上の高次振動に対しては、桁上の鉛直板により空力的に制御することとした。

我が国の大規模な連続箱桁橋における渦励振対策の既往例を表-1に示す。これらの橋梁の中には、

表-1 主な鋼連続箱桁橋と渦励振対策

No	橋名	最大支間長 (m)	連続径間数	渦励振対策 (完成系)
1.	海田大橋 ⁹⁾	250	3	無し (DF設置可)
2.	なみはや大橋 ⁴⁾	250	3	TMD (片持式)
3.	東京湾アクアライン 沖合部10径間 ⁵⁾	240	10	TMD (フレーム式) 及び鉛直板
4.	有明西運河橋 ⁶⁾	230	4	無し
5.	門崎高架橋 ⁷⁾	190	4	DF
6.	泊大橋 ⁹⁾	170	3	無し (DF設置可)
7.	琵琶湖大橋 ^{9), 10)}	140	3	制振プレート
8.	関西国際空港 連絡橋 ^{11), 12)}	109	3+2	TMD (片持式)

注) DF: ダブルフラップ TMD: Tuned Mass Damper

渦励振対策の他に発散振動に対する対策も併せて実施している例があるが、表では渦励振に対する対策のみを表示した。

なお本橋の部分模型風洞試験 (一様流および乱流、迎角 0°) で発現していたギャロッピングについては、全体模型風洞試験の結果、設計風速 ($V_d=67.7\text{m/sec}$) の範囲内では発生しないことが明らかとなったため¹³⁾、制振対策は不要と判断した。

表中の橋梁で4車線構造はNo. 3, 4, 5, 6であり、それ以外の橋梁は2車線構造である。制振対策を行わないがダブルフラップ設置可能としている箱桁 (No. 1, No. 6) は、風洞試験で渦励振が発現しているが、実橋で確認後、必要があれば振動制御を実施すると判断したもので、本橋とほぼ同様の対応方針と考えられる。

TMDを設置した橋梁は本橋も含めて3橋あるが、各々の完成年はNo. 8が1994年、No. 2が1995年、No. 3 (本橋) が1997年と、いずれも最近である。

本論文においては、長大径間を含む多径間連続鋼床版箱桁橋における振動制御の設計方針、TMDの特性、渦励振による振動時の桁の挙動と風の観測記録、およびそれらの解析結果を示し、本橋におけるTMDの制振効果について述べる。

2. 桁の振動制御の方針と検討

本橋の振動制御方法を具体的に決定するために

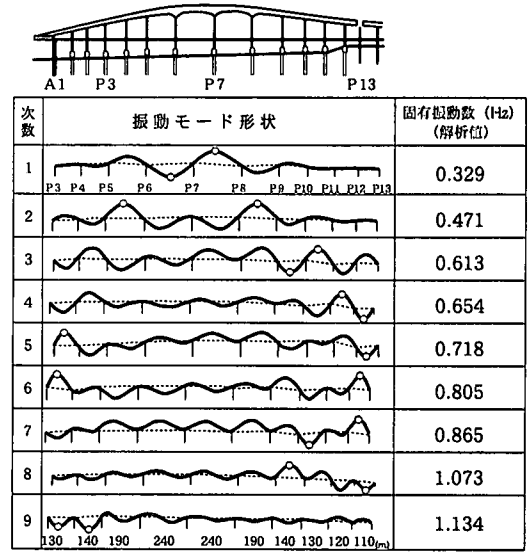


図-1 桁の鉛直撓み振動モード図

は、発生振幅の予測、許容振幅の設定と振動制御手法の選択が重要な要因となる。渦励振に関する許容振幅の設定においては、使用性、疲労破壊および初通過破壊の3条件から決定する必要がある¹⁴⁾。

(1) 使用性に基づく振動制御方針

一般に自動車専用道路の橋梁部では、平均風速 $V_m=20\sim 25\text{m/sec}$ 程度になると通行止めとすることが多く、本橋も同様である。そのため渦励振の共振風速がこの風速以下であれば、使用性の観点から渦励振による振動が一般車両に与える影響の検討を行う必要が生じる。

本橋では各種の風洞試験より、風速 $V \approx 16\sim 17\text{m/sec}$ という低風速で、渦励振による鉛直たわみ振動が最大となると予測されており (図-1, 表-2), 1次振動については使用性を第一に配慮して振動振幅を制御することとした。使用性から定められる許容振幅としては、特に一般的な規定は無い。これまでに公表されている例としては、スパン200mよりわずかに短い橋梁について、加速度100gal程度の振動に相当する速度0.25m/sec程度を、桁の中央で許してよいとするものがある¹⁴⁾。また文献15)では、データが十分とは言い難いと断った上で、低風速域における許容振幅を加速度50~100gal程度に定めることができると述べられている。

本橋において、文献14)に基づいて1次モードの振動振幅の許容値 η_a を求めると、 $\eta_a=11.6\text{cm}$ とな

表-2 桁の鉛直たわみ振動モード次数と共振風速

振動モード 次数	共振風速 (実橋換算)(m/sec)	振動振幅 ^{注1)} (無対策時)(cm)	制御理由	予想頻度 (回/年)
1	16.8	68	使用性	55,400
2	23.5	63	疲労破壊	6,230
3	29.8	59	初通過破壊	438
4	32.8	62	同上	94
5	36.3	73	同上	12
6	43.2	69	同上	0.02
7	43.6	63	同上	0.16
8	52.4	— ^{注2)}	同上	—
9	55.7	41	同上	4.2×10^{-5}

注1) 振動振幅は全体模型風洞試験における一様流、迎角 $+3^\circ$ のケースである。減衰率は実橋の起振実験において、各モード毎に計測された値(幅がある)の、それぞれほぼ下限値を用いた(表-3参照)。

注2) 風洞試験では8次振動の発現風速が9次振動と近接しており、ピーク値が明確でなかった。

注3) 実験における振動数比は、たわみと振れの連成する可能性が少ないため、相似条件からは除外した。

る。更に交通量及び風速頻度などを考慮した上で、使用性に関する許容振幅として10cm程度(支間長の1/2400)、及び振動加速度50gal程度を振動制御の目標値とした。上記目標値を満足させるため、1次振動モードに対し240m2径間の支間中央に4基ずつ、計8基の制振装置(TMD)を設置することとした。

(2) 疲労破壊に対する振動制御方針

2次振動は風速 $V \approx 23.5$ m/secで共振し、予想発生頻度は1次振動に次いで多い。本橋においてこの共振風速下では交通規制が行われ、一般車両の通行はほとんど無いと考えられる。したがって使用性よりは桁の疲労限界に対する影響が大きいため、主に疲労限界を考慮してTMDによる制振を行うこととした。

疲労破壊に対する照査では、桁の応力振幅、振動を生じさせる風の発生頻度、及び供用期間などが主たる決定要因となる。疲労限界の許容値は、供用期間中に生じると想定される振動により発生する桁の応力度に対し、累積疲労損傷度を求めて設定している。本橋のような長大径間を含む多径間連続箱桁橋では、設計風速までの風速範囲において多くの振動モードが現れることがあるため、各モードの振動全てを加算して疲労損傷度を算出しなければならない。

本橋では風の主流方向乱れ強さ I_u がほぼ10%以内、風の傾斜角 α は $0^\circ \sim +3^\circ$ (吹上げ)の範囲に集中していることが、現地観測の結果明らかとなった²⁾。本橋の疲労限界の計算では、安全側の措置と

して振幅が大となる一様流、傾斜角 $\alpha = +3^\circ$ の風洞試験値を採用している。

累積疲労損傷度に基づく設計は、橋梁の耐用年数以内でマイナー線形則による累積疲労損傷度が1.0以下となるように行った。本橋では以下の理由により、完成後に構造系が大きく変化する。従ってそれを反映した疲労損傷度の計算を実施した。すなわち、

- 1) 桁完成後に死荷重の大幅な変化がある。すなわち大質量の電力ケーブル($w=1.17$ t/m)が供用開始後、段階的に載荷される。
- 2) 通行車両の増加に伴い、将来、車線数(幅員)を4車線から6車線に拡幅する。
- 3) 桁完成後に設置したTMDにより、1次及び2次振動の振幅が大きく低減される。TMDの設置は、1次用が桁完成から約1年4ヶ月後、2次用が更に約7ヶ月後である。

本橋の供用年数は100年を想定している。6車線拡幅時期は今後の交通量増加の程度によって決定されることになるが、疲労損傷度の計算では完成から40年後と想定した。本橋の6車線化は早ければ20年後という予測⁶⁾もあり、4車線の方が振動振幅が大きいため、この想定は安全側となる。

6車線拡幅構造の場合、ブラケットによる張り出しが長くなるため、耐風安定性が改善され、振動振幅は4車線構造に比べて低減することが風洞試験の結果より明らかとなっている¹³⁾。そのため厳密にはこの振幅の改良効果も、疲労損傷度の推定に反映させてよい。ただし本橋では6車線化による死荷重増分は解析に反映させているが、振動振幅の減少分は、設計上の安全側の措置として疲労損傷度の推定

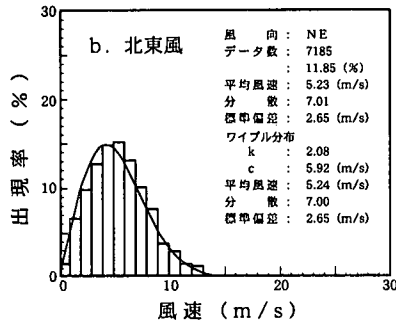
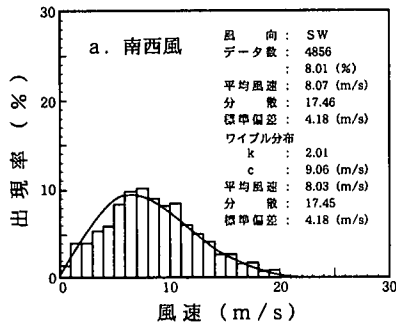


図-2 疲労照査に用いた風のWeibull分布

には考慮していない。

橋軸直角方向となる南西風及び北東風が作用すると想定した時間においては、桁が振幅最大を保持して振動を継続するとみなしている。しかし実際に桁が最大振幅に達するまでには、そのときの風の特性的にもよるが、概ね100～150秒程度の過渡的な振動を要している。また風によっては、10分間の間に風速の強弱があり、それに伴い本橋の応答振幅が変化するというケースもみられた。そのためこの最大振幅状態が継続するという想定も、疲労計算上は安全側の措置となる。

本橋における疲労損傷度の計算では、桁全長にわたり1次～9次までの鉛直たわみ振動モードについて求めた。なお桁の振れ渦励振は、全体模型風洞試験の結果、設計風速 ($V_d=67.7\text{m/sec}$) を超える風速 (約70m/sec以上) で初めて発生するため、設計には考慮しないこととした。

各振動モードの振幅は、風洞試験時の構造減衰0.02での振幅量に対し、起振実験により実測した各振動モード毎の構造減衰^{17), 18)} の逆比例として算出した。この時の風洞試験は全体模型を用い、風の条件は一様流、迎角+3°である。

各風速毎の風の出現頻度はWeibull分布に従うと仮定した。本橋の耐風設計に関する基礎的データをを得ることを目的として、調査期間中の12年間(1976-1987)にわたり風観測を実施した。計測位

表-3 各振動モード毎の対数減衰率

振動モード次数	疲労損傷度計算時の対数減衰率	
	TMD設置前	TMD設置後
1次	0.03	0.22
2次	0.03	0.14
3次	0.04	0.04
4次	0.04	0.04
5次	0.05	0.05
6次	0.04	0.04
7次	0.06	0.06
8次	0.06	0.06
9次	0.06	0.06

注1) TMD設置前の対数減衰率は、起振実験の結果(各モード毎に幅がある)の、それぞれほぼ下限値を用いた。

注2) TMD設置後の対数減衰率の内、1次および2次振動については、工場で計測した1次および2次振動用TMD単独の減衰値と、桁の減衰値を合成して求めた解析値であり、相互に干渉しないと仮定した。

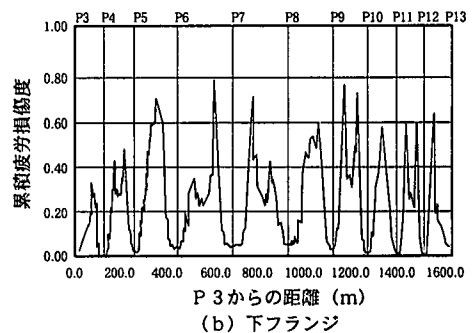
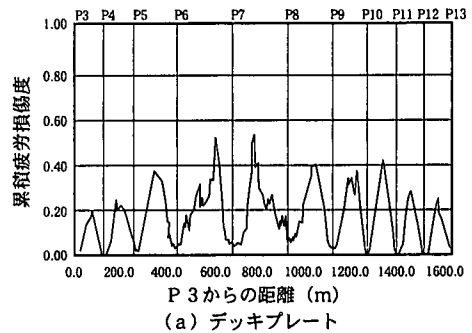
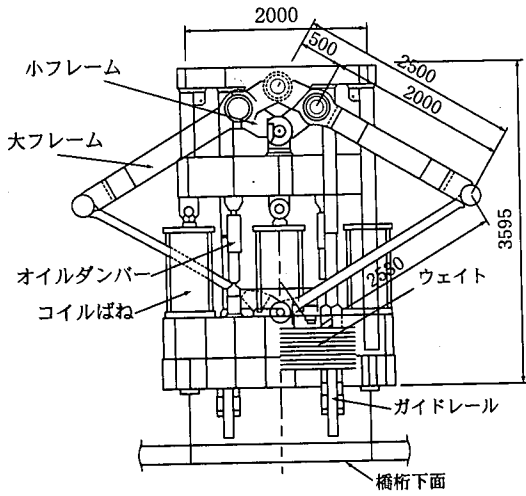
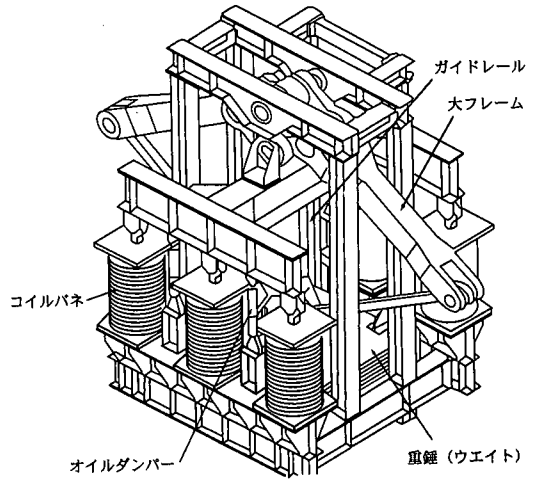


図-3 100年後の累積疲労損傷度予測

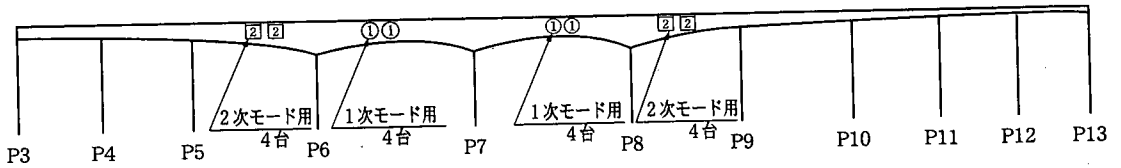
置は架橋地点より8kmほど北東の海上(京葉シーバース)で、計測は毎正時に行い、データは16方位に分類した。得られた全データ数は60,609個、平



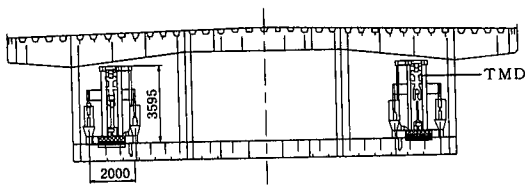
a. TMD側面図



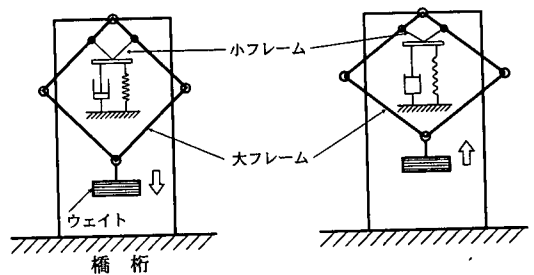
b. TMD鳥瞰図



c. TMD配置図 (側面)



d. TMD配置図 (断面)



e. TMDの機構

図-4 TMD構造と設置位置

表-4 高次振動モードの振幅と許容応力度等

振動モード 次数	発生振幅 (cm)		許容振幅 (cm)	許容応力度 (MPa)	発生位置
	無 対 策	鉛直板設置後			
3	59	47	47.4	235.3	P 9~P 10
4	62	43	44.3	-135.6	P 11~P 12
5	73	43	52.8	-213.7	P 4~P 5

- 注 1) 発生振幅推定時の風洞試験条件は、一様流、迎角+3°、減衰率は起振実験結果のほぼ下限値を用いた。
 注 2) 許容応力度は引張応力度を正、圧縮応力度を負としている。
 注 3) 圧縮許容応力度は座屈による許容応力度の低減を考慮している。
 注 4) 断面は全て下フランジ下面の応力度で決定される。

均風速は5.74m/secである。この中からほぼ橋軸直角方向の風である南西風(SW)および北東風(NE)に関するWeibull分布を、図-2に示す。

疲労損傷度の推定については、モード解析と風洞試験の結果より、渦励振による各モードの最大たわみ時の桁各部の応力度を求めた。一方で既往の文献⁹⁾による線形マイナー則を用いた各鋼種毎の疲労限界曲線を本橋に適用することにより、桁各部の疲労限界値を求めた。

桁全長にわたる疲労損傷度の予測計算値を図-3に示す。この計算は前述の構造系の変化1)~3)を考慮したものである。図-3によれば10径間連続桁全長の中では長大径間部の疲労損傷度が高いが、その理由は振動振幅が大きく、かつ頻度も高いためである。表-3には疲労損傷度の計算に使用した対数減衰率を示す。この対数減衰率は、起振実験で得られた各次モードの対数減衰率のほぼ下限値を採用している。全体模型による風洞試験にこの減衰率を適用して、各次振動モードの振幅量を算出した。

(3) 初通過破壊に対する振動制御方針

本橋の3次以上の高次モード振動では、渦励振による振動の発生頻度が少ないため、疲労限界に対する影響は小さい。ただし振動発生時には応答振幅が比較的大きく、桁各部に関する初通過破壊の照査が必要となる。この初通過破壊の応力度照査は次式によった。

$$\sigma_y / \gamma_w \geq \sigma_d \pm \sigma_w \pm \sigma_{ww} \quad (1)$$

ここに

- σ_y : 部材の降伏応力度 (MPa)
- σ_d : 死荷重による応力度 (MPa)
- σ_w : 横風による静的な応力度 (MPa)
- σ_{ww} : 渦励振による応力度 (MPa)
- γ_w : 安全率 (=1.2)²⁰⁾

高次モード振動の場合、振幅が卓越する箇所は、

P3~P5あるいはP9~P13の短径間(側径間)部である。各種の風洞試験の結果、これら高次モード振動に対しては、橋面上に設けた鉛直板による空力的な制御が可能であることが分かった。したがって3次モード以上の高次振動に対しては、鉛直板により発生振幅を低減する方針とした。鉛直板設置前後における高次振動モードの振幅(風洞試験値)と許容応力度等を表-4に示す。

3. TMDの設計

(1) TMDの構造

箱桁の鉛直たわみ振動を制御するためには、TMDの重錘を鉛直方向に振動させる必要がある。既存の橋梁では片持ち式TMDを鋼箱桁内に設置して、鉛直たわみ振動を制御している例がある(表-1)²¹⁾。しかし本橋では桁の渦励振振幅と振動質量が大きいため、片持ち式TMDを採用した場合、その寸法、特に片持ち梁の長さ、振幅等が大きくなり、本橋の桁内空間は片持ち式TMDを設置するのに十分ではない。そのため本橋の桁内に設置可能なTMDを新たに開発した。その構造及び配置を図-4に、仕様を表-5に示す。

本橋で採用したTMDの可動部分は、パンタグラフ状の大小のフレームを組み合わせた構造である。TMDの重錘は大フレームの下端に取り付けられ、桁の振動に伴い上下するが、パネとオイルダンパーは小フレームの伸縮に対して作動する。そのためパネとオイルダンパーの可動範囲が小さくなり、それらの小型化が可能になった。

ただし大フレーム部材の上側中間部に、小フレームからの反力が作用するため、大フレーム部材が応力的に厳しくなる。これに対しては大フレームの上側部材に厚さ200mm、幅280mmの鍛造厚板を用いて、発生応力度の増大に対応した。大フレームと小フレ

表-5 制振装置 (TMD) の仕様

(TMD 1基当たり)

項 目	単 位	1 次 振 動 用	2 次 振 動 用	備 考
TMD全体質量	(t)	約25	約25	フレーム、架台等を含む
重錘の最大質量	(t)	約12 ^{注1)}	約12 ^{注1)}	内訳：固定9t+付加3t
チューニング振動数 ^{注2)}	(Hz)	0.329±5%	0.471±5%	
バネ定数	(N/mm)	179.5×6本	364.8×6本	
オイルダンパー数	(本)	4	8	
装置減衰率 ^{注3)}	-	0.7±15%	0.7±15%	
可動ストローク	(mm)	±600	±800	
装置寸法	平面	(mm)	2600×2600	2600×2600
	高さ	(mm)	3595	3665
	フルム長	(mm)	2500	2500

注1) 供用開始時の重錘質量は、固定質量9tと付加質量1tの計10tで調整済み。

注2) 桁の固有振動数からやや低めに同調させた。

注3) オイルダンパーの減衰率に制振装置の摩擦減衰などを加えた値。

表-6 桁-TMD系の設計概要

項 目	単 位	1 次 モード	2 次 モード	備 考
振動数	(Hz)	0.329	0.471	連続桁の固有値解析値
桁の有効質量	(t)	6917	8395	
TMD設置数	(基)	8	8	注1)
TMD可動質量	(t)	80	80	10t/基×8基=80t
有効質量比	(%)	1.16	0.95	TMD可動質量/桁の有効質量
制御桁振幅	(cm)	±10	±15	TMD作動時の桁の予測最大振幅
桁加速度	(gal)	38	130	TMD作動時の桁の予測最大加速度

注1) 1次モード用TMDは240m径間部に、2次モード用TMDは190m径間部に配置。

ームのアーム長比は5:1である。

TMDの振動数は基本的にはバネで調整するが、桁内へ設置後は、TMD重錘の質量(鋼板)を加減することにより、微調整が可能である。TMDの設計は、以下の条件のもとで実施した。

- 1) TMD設置空間は、桁高が低い上に縦横リブ、ダイヤフラム、管理用施設等が存在するため、有効空間としては幅2.0m、高さ3.7m、長さ4.0m程度である。
- 2) 公共添架物(高圧電力ケーブル)が桁断面中央(中セル)に配置されるため、TMDは断面端部(左右の外セル)に設置する。そのため桁に振れが生じないように設置位置と設置数は、断面内で左右対称とする(図-4)。
- 3) 桁の固有振動数の変動は、完成直後から耐用年数間で±3%程度と仮定する。
- 4) 実橋の有効質量の変動は、計算値から最大+

10%以内、桁とTMD重錘との質量比の変動は±15%以内と仮定する。

上記3)、4)の仮定は、長期にわたる期間を念頭に置いて、各部の最悪状態を想定したもので、特に具体的な数値的根拠に基づくものではない。

(2) TMDの特性

TMDの特性を示す試験結果を図-5、6に示す。図-5はTMDの重錘質量とTMDの固有振動数との関係を、TMDの自由振動試験により求めたものである。これより1次振動用のTMDにおいては、重錘質量が1.0t程度変化すると、固有振動数が約0.01Hz変化することが分かる。

TMD稼働後に、桁とTMDの固有振動数比が変化する要因としては、制振装置のバネの経年劣化や橋梁の死荷重変化、幅員の変化などが考えられる。桁-TMD系の維持管理上からは、制振装置の調整

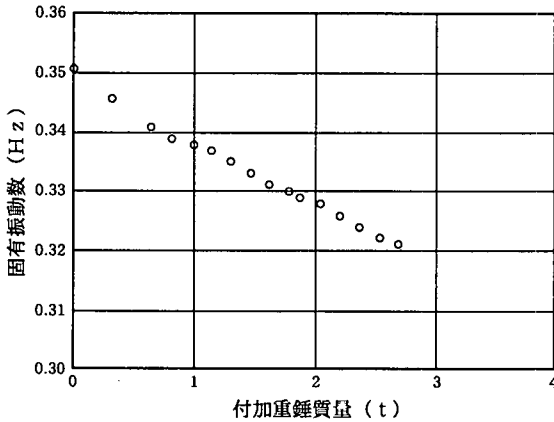


図-5 TMDの付加重錘質量-固有振動数 (実測値)

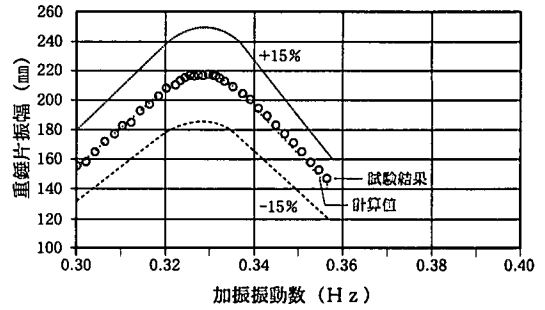


図-6 加振振動数-TMD重錘の片振幅 (1次振動モード用)

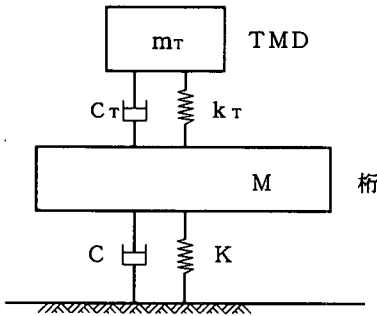


図-7 連続桁-TMD系の解析モデル

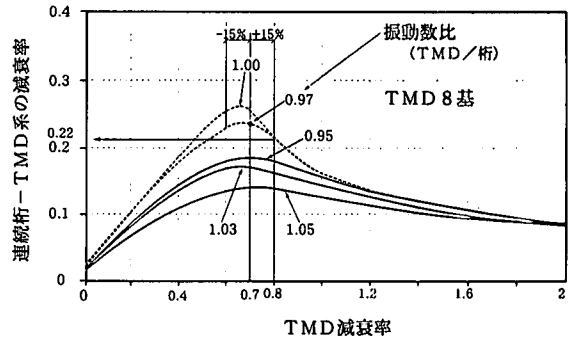


図-8 TMD減衰率と連続桁-TMD系減衰率の関係 (1次振動モード用)

可能領域はできるだけ広い方が都合がよい。

図-6にはTMD製作完了後の確認試験において、TMDの重錘に対する強制加振振動数を徐々に変化させて重錘の応答振幅を計測した結果を示す。ここで応答振幅の精度は、計算値の±15%以内と定めており、試験結果は広範囲の振動数に対し十分に許容値以内に納まっている。なお図-5, 6はいずれもTMDを桁へ設置する前に、TMD単独で性能試験を行った結果である。

(3) 連続桁-TMD系の減衰率

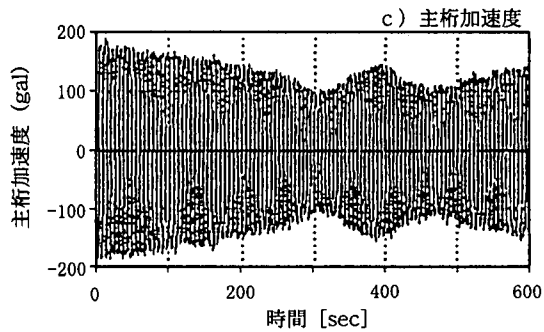
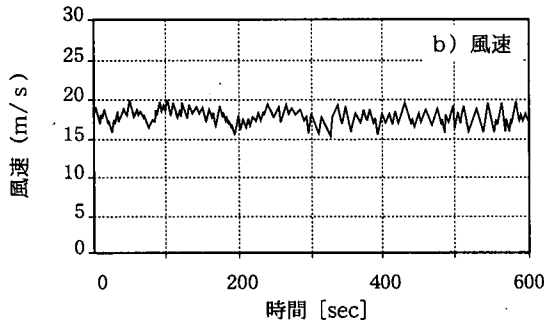
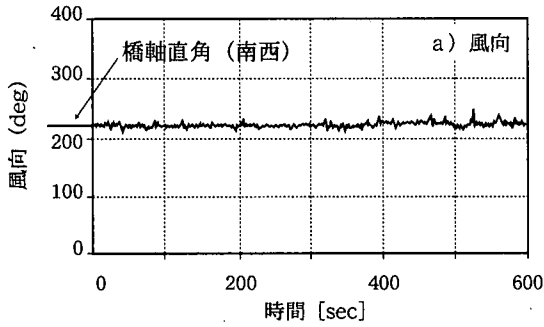
連続桁の構造減衰率としては、起振実験で得られた各次振動モードの減衰を採用した^{17), 18)}。起振実験によれば、1次振動モードの対数減衰率は $\delta = 0.028 \sim 0.044$ 、2次振動モードで $\delta = 0.031 \sim 0.047$ であった^{17), 18)}。これより桁の対数減衰率を $\delta = 0.03$ として連続桁-TMD系の制振検討を行った。

連続桁-TMD系の解析モデルを図-7に示す。系のモデル化に際しては2自由度系と仮定した。この系について振動方程式をたて、制振装置の効果を見ることになる。解析はTMDの設置位置を考慮した2質点系複素固有値解析によった。

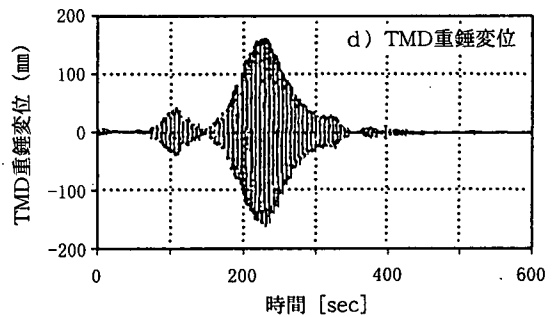
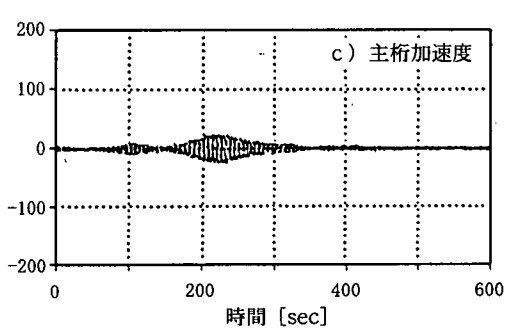
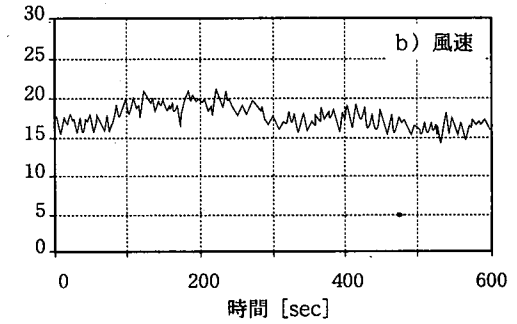
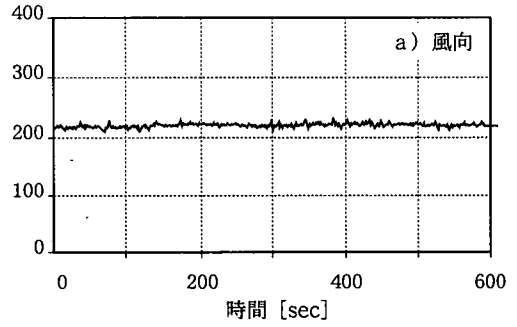
TMDは渦励振による桁の定常調和振動に同調し、かつ付加質量(重錘)が適度に振動しなければならぬ。従ってTMDの有すべき減衰率には、モード次数及び取付け位置によって最適値が存在する²⁰⁾。

本橋のTMDを組み込んだ解析モデルを数値的に解いて、TMDの減衰率と、連続桁-TMD系の減衰率との関係を示すと、図-8が得られる。ここでパラメータは、TMDの固有振動数 q_t と桁の固有振動数 q_g との比 q_t/q_g である。図よりTMDの減衰を適当に選択すると、桁-TMD系の減衰を最大にできること、また桁とTMDの振動数が一致したとき、すなわちパラメータ q_t/q_g が1.00の時に桁-TMD系の減衰率が最大となることが分かる。

(1) TMD設置前
1995年11月1日 (13:50~14:00)



(2) TMD設置後
(1次振動モード用TMDのみ設置時)
1996年3月11日 (19:02~19:12)



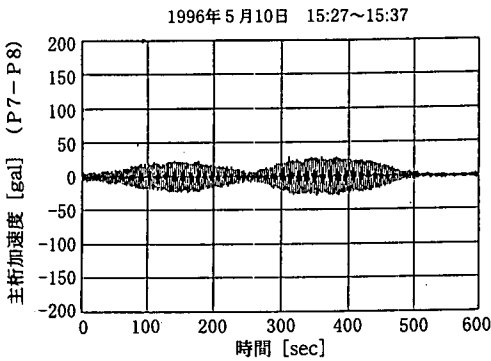
	H7.11/1 (13:50~14:00)	H8.3/1 (19:02~19:12)
平均風速	17.8m/s	17.5m/s
平均風向	221°	220°
乱れ強さ	5.5%	7.7%
主桁最大加速度	191gal	25.4gal
TMD最大片振幅		164mm

図-9 TMDの制振効果 (1次振動モード)

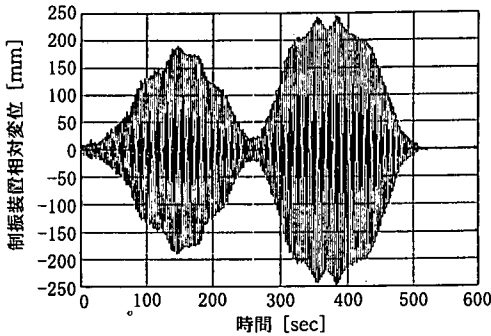
表-7 TMD作動時の風観測記録

観測年月:1996年5月10日

時間 (時分)	平均 風速 (m/s)	平均 風向 (°)	桁の最大 加速度 (gal)	桁の最 大振幅 (cm)	TMD重錘 最大振幅 (cm)
15:27 ~37	13.5	225	29.0	6.4	24.7



(a) 桁の振動



(b) TMD重錘の振動

図-10 桁の振動とTMD重錘振動の対比 (実測値)

実際のTMD設計においては、将来TMDの性能が最適値から変移する可能性も考慮して、TMDの減衰率 ($\delta_T=0.7$) が $\pm 15\%$ 程度変化した場合を想定した。したがってTMDの減衰率 δ_T は約0.6または約0.8となり、1次振動モードにおける桁-TMD系の減衰率は、 $\delta_T=0.8$ より $\delta_C=0.22$ となる(図-8)。

4. TMDの効果

1次振動モード用TMDは1996年1月下旬以降、2次振動モード用TMDは同年7月下旬以降稼働している。この理由は稼働頻度の高い1次振動モード用TMDの設置を優先させたためである。

TMDの制振効果を示す例として、1次振動モード用TMDの設置前後における動態観測の比較を図-9に示す。図中、TMD設置前のデータは1995年11月1日13:50~14:00、設置後のデータは1996年3月11日19:02~19:12で、それぞれ10分間の計測記録において、風速、風向などの風特性値が類似のケースを取り上げた。

1995年11月1日の風(TMD設置前)は南西風

で、ほぼ橋軸直角方向から吹き、風速は $V=15\sim 20\text{m/sec}$ の範囲で変化している。1996年3月11日の風(TMD設置後)の特性は、1995年11月1日の風とほぼ同様である。ただし風の乱れ強さについては、1995年11月1日の値が5.5%に対し、1996年3月11日では7.7%であり、TMD設置前の風の方が乱れが少ない。しかし全体模型による風洞試験結果では、1次振動の場合には $U=4\%$ と 8% で発生振幅にほとんど差がなかった。このため自然風における2%程度の乱れの差が、本橋の振動振幅に与える影響は少ないと考えられる。

したがってもし制振装置が設置されていないければ、1996年3月11日においても同様の振動性状を示したと推測される。なお鉛直板は1995年11月で既に設置完了している。

この2ケースを比較すると、TMD設置前の桁振動加速度は191gal、桁最大振幅にして $\eta=40.7\text{cm}$ (1次振動モード換算)であるが、設置後は25.4gal、 $\eta=5.4\text{cm}$ とほぼ1/7.5に減少している。なおTMDの重錘の振動振幅は片振幅で164mmであった。

図-10と表-7には、TMDの制振効果に関する別の観測例(1996年5月10日、10分間)を示す。ここでは桁の1次振動加速度すなわち振動振幅が成長するに伴い、TMDが作動し、それが周期的に推移している。

図-11には図-10における200秒目から45秒間の拡大記録を示す。この記録範囲から、桁の振動とTMD重錘振動の位相差が 90° であり、TMDが桁の振動を抑制していることが分かる。

1次振動用TMDのみが設置されている状態における、桁とTMD重錘の振幅の関係を図-12に示す。ここで2次振動用TMDは未設置である。図-12から以下のことが分かる。

1) 桁が1次振動モードで振動した場合、P7~P8の振動振幅(図中の●印)が大きく、P8~P9(支間長190m)の振動振幅(図中の○印)は、P7~P8間の振幅の6~8割程度である。

2) 重錘変位が275mmおよび298mmの4点では、

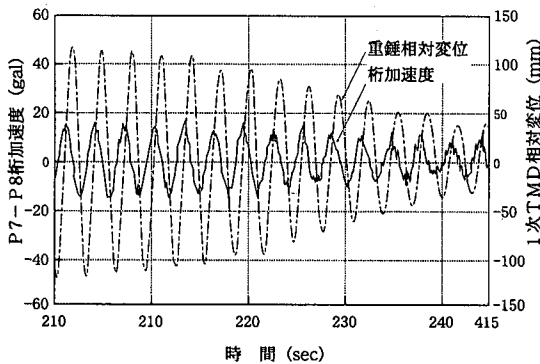


図-11 TMD作動時の桁の振動 (実測値)

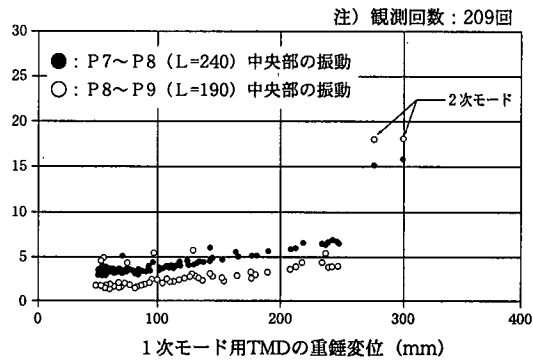
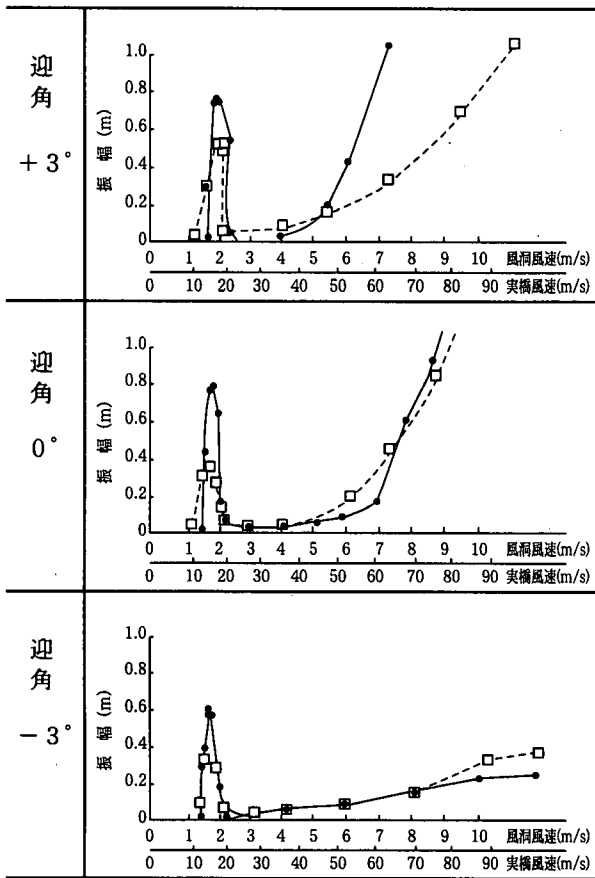
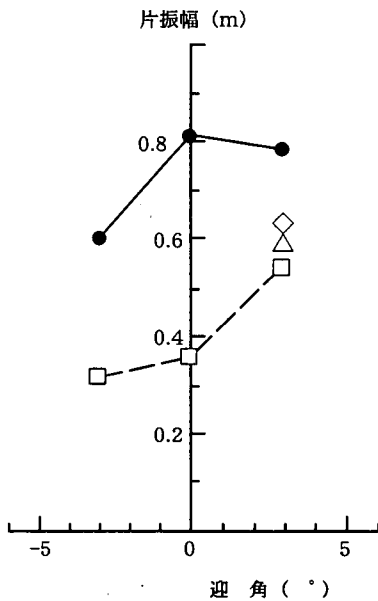


図-12 TMD重錘の変位と桁振幅



$\delta = 0.02$
一様流



- : 原型 (対策なし)
- : 鉛直板 (h=0.44m)
- ◇: 鉛直板 (h=0.70m)
- △: 鉛直板 (h=0.20m)

図-13 二次元模型による風洞実験での鉛直板の制振効果

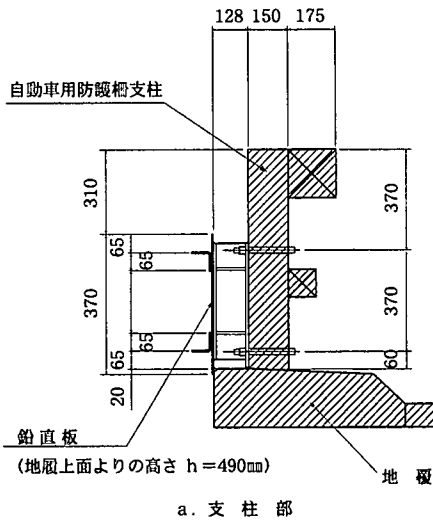


図-14 実橋の鉛直板（鋼製）

桁が大きな応答を示している。これは高風速（ $V_m=23\sim 24\text{m/sec}$ ）の風により桁に2次振動が生じたためであり、P8～P9（支間長190m）の桁振幅の方が、P7～P8（支間長240m）より大となっている。なおこの時点では2次振動用TMDは未設置である。

- 3) 1次と2次の固有振動数比は $f_1/f_2 \approx 0.7$ と比較的離れている。そのため1次振動用TMDは2次振動に対してほとんど制振効果がないことが確認された。

5. 鉛直板による空力振動制御

(1) 低次振動に対する応急対策

桁完成以降TMDを桁内に設置するまでの間、主に1次、2次の低次振動の制御を目的として、応急的な制振対策を実施した。その理由は、これら低次振動の発生頻度が比較的高いと考えられ、疲労損傷度が増加することを懸念したためである。

応急的な対策としては、次の方法を風洞試験や解

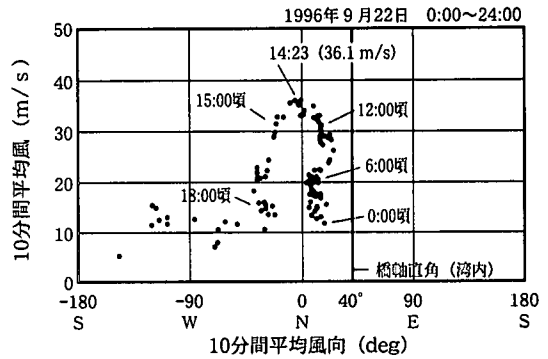


図-15 9617号台風通過時の風向風速の推移

析により検討した。

- a. 空力的に制御する案。例えば橋面上に矩形断面あるいは三角形断面の物体を、連続的あるいは断続的に設置することにより、渦の発生と気流の路面への再付着などを制御する。
- b. 減衰を付加する案。例えば橋面上に水槽ダンパーを設置する方法、あるいは桁より鋼棒を吊り下げ、海中ダンパーとする方法などにより、桁の振動を抑制する。

しかしいずれも効果が不十分であったり、十分な効果を得ようとすれば余りにも巨大な設備になる、または橋梁本体への応力的影響が過大となる、あるいは航行船舶への影響が大きいなどの理由で、現実的な対策にはならなかった。その理由は、長大な径間を含む多径間連続橋梁では振動時の質量が大きな値となるため、通常行い得る振動制御を困難にしているからと考えられる。

本橋において種々の対策を検討した中で、橋梁路面の側端部に高さ $h=49\text{cm}$ の鉛直板を設置して、空力的に渦の発生を制御する方法が最も現実的なものと判断された。鉛直板を設置した部分模型による二次元風洞試験では、1次の渦励振振動に対し、振幅を $1/3\sim 1/2$ 低減させる効果を示した（図-13）。これはダブルフラップを設置した場合とほぼ同程度の制振効果であった。更にこの制振方法は、他の制振対策に比べ製作施工が容易であった。

応急対策用の鉛直板の構造としては、短期間で調達が容易な木製板を使用し、金具により自動車防護柵の支柱に緊結した。鉛直板の設置開始は1995年7月初旬、設置完了は同年11月初旬である。

鉛直板未設置の期間における実橋の桁の最大振幅は、1次振動で $\eta \approx 54\text{cm}$ であり、鉛直板設置完了からTMD（1次振動用）設置までの期間における最大振幅は $\eta \approx 46\text{cm}$ （ $\eta \approx 54\text{cm}$ の約85%）であった。この結果では鉛直板の効果は前述の二次元風洞

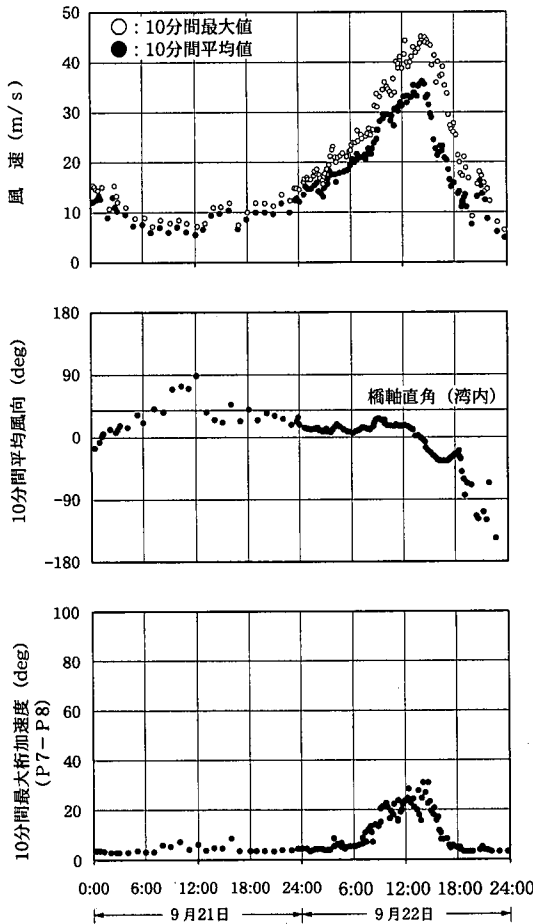


図-16 台風通過時の風向風速と最大加速度

試験より低いことになる。この理由は、二次元部分モデルでは桁高の最も低い $h=6.0$ を対象としているのに対し、実橋では $h=6.0\text{m}\sim 10.5\text{m}$ という変断面のため、鉛直板の影響度が小さくなったと考えられる。しかし最大応答振幅の頻度を比較すると、鉛直板未設置の期間ではおおむね振幅 40cm 台の記録が多く、鉛直板完成後は 30cm 台の記録が多いという明確な効果が見られ、鉛直板設置後に最大応答振幅が 40cm を越えた回数は非常に少なかった。ただし鉛直板設置前後では、風の季節的な差異がある。動態観測結果では鉛直板設置後に振動振幅の低減傾向が認められるが、自然風の季節的な変化がどの程度影響しているかは明らかではない。

(2) 高次振動に対する恒久対策

3次以上の高次振動に対する制振対策は、空力的対策によることを目的として各種の風洞試験を実施した。応急対策で使用した鉛直板案の他には、ダブルフラップ案、桁の外端部に設置したスカート案な

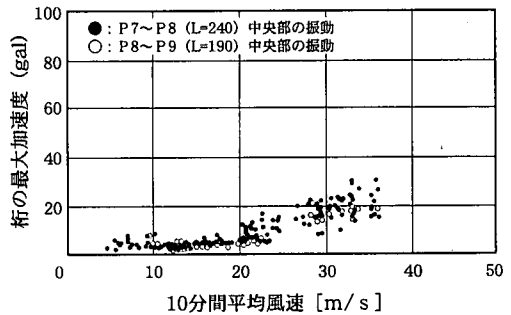


図-17 台風通過時の桁加速度

表-8 鉛直板の有無による抗力係数と風荷重の変化 (推定値)

部 位	鉛直板の有無	桁 の 抗力係数	単位面積当り風荷重 (V=29.8m/sec) (Pa)
支間中央部 (H=6.0m)	鉛直板無し	1.72	898
	鉛直板有り	1.75	914
支 点 上 (H=10.5m)	鉛直板無し	1.88	983
	鉛直板有り	1.89	988

注：風荷重算出時の風速は3次振動の共振風速とした

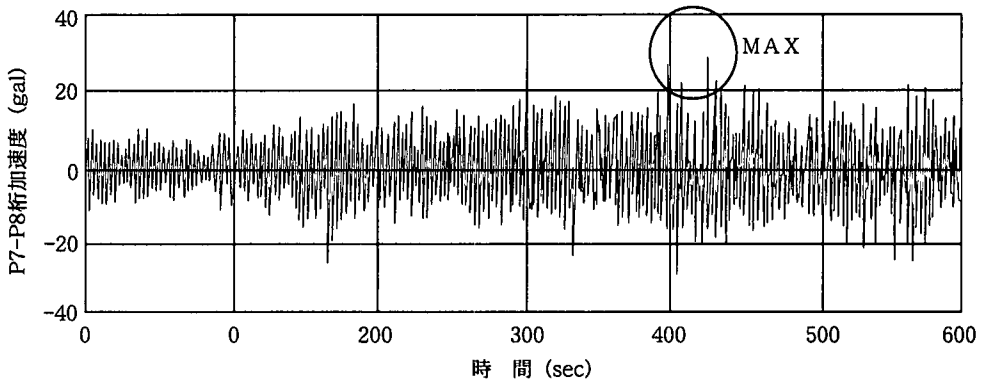
どが、高次の渦励振に対し良い制振効果を示した。

鉛直板案については全体模型の風洞試験により、高次振動に対しても制振効果があることを確認した。例えば鉛直板を設置した場合の振動振幅は、鉛直板を設置しないケースに比べ、3次モードで約80%、4次モードで約69%に減少した（一様流中、 $\alpha=+3^\circ$ ）。全体模型での鉛直板の効果が二次元部型の場合より低下する理由は、実橋との比較と同様に、変断面桁のために鉛直板の影響が小さくなったと考えられる。

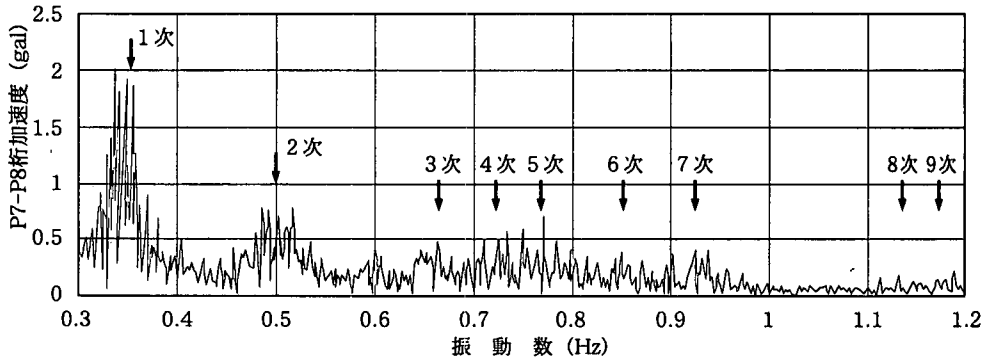
鉛直板の設置範囲は、振動の卓越する径間部のみならず、全橋にわたり設置するほど高い制振効果が得られた。そのため本橋では高次振動に対する恒久対策として、10径間全体（ $L=1.630\text{m}$ ）にわたり鉛直板を設置することとした。なお連続箱桁が6次及び7次振動において局部的に高い応力度となる箇所があり、若干の桁断面補強策を併用した。

鉛直板の有無による設計上の抗力係数及び風向重の変化は表-8のとおりである。一般に鋼箱橋では、静的風荷重（横荷重）に対して十分な応力的余裕があり、桁断面が静的風荷重で決定されることはない。したがって風洞試験において、鉛直板設置に関する抗力係数の変化は計測していない。

高次振動を考慮した恒久対策用鉛直板は、全てのTMD（16基）が設置された後、応急対策用鉛直



a) 桁加速度最大時の波形 (1996年9月22日12:22~32)



b) 周波数分析結果

図-18 桁加速度最大時の波形と周波数分析結果

板(木製)を撤去しつつ、鋼板により施工した。鉛直板は地覆の外端面に沿わせて設置することとし、自動車用防護柵支柱とは125mmの水平間隔を有している。図-14に恒久対策としての鋼製鉛直板の設置状況を示す。

6. 9617号台風接近時の応答観測

1996年9月21日から22日にかけて台風17号が房総沖を通過した。この時点では1次および2次振動用の全てのTMDが設置済みで、かつ鋼製鉛直板(恒久対策)の90%以上が完了していた。図-15はその時の10分間平均風向と風速の関係で、観測時間は22日の24時間、観測データ数は114点、風向風速の観測位置はこれまでの動態観測と同じ橋梁上(P7上)²⁾である。

風向は北東から次第に南西に推移しており、10分間平均風速は橋面上で最大36.1m/sec、最大風速は約43m/secに達した。一方桁の共振風速は5次モードが $V=36.3\text{m/sec}$ 、6次モード

が $V=43.2\text{m/sec}$ である(表-2)。

図-16に風速、風向およびP7~P8間の桁の加速度の時間的変化を示す。ここで図-16aは風速の10分間平均値とその時の最大値を示しており、22日1時~3時頃には1次振動の共振風速である $V=16\sim 17\text{m/sec}$ の風が作用している。その風向はおおむね北風で、橋軸直角方向から $-20\sim -40^\circ$ の範囲であり(図-16b)、本橋が振動を生じる土 20° 以内にはない。

10分間平均風速と最大風速の差は、風速が高くなるにつれて大きくなり、ピーク時における風速最大値は平均値の約1.25倍となっている。

桁の加速度も風速の上昇に伴い大きくなっているが、橋軸直角方向の風の作用下で桁に大きな応答はみられず、22日に最大応答約30gal($\eta=6\text{cm}$)を記録している程度である(図-16c)。

図-17は21日から22日にかけての桁の最大加速度データ146点を、10分間平均風速について整理したグラフである。風向は図-16bに示すように、ほぼ $0\sim 90^\circ$ の間に分布している。1次振動の共振

風速である風速 $V = 16 \sim 17 \text{m/sec}$ 付近では、桁に大きな振動は見られない。さらに高風速の領域においては、風速の上昇に伴う加速度応答の上昇傾向はあるものの、特に桁が共振している現象は見られず、P8～P9の応答が大きくなる2次振動も現れていない。

桁が3次以上の高次振動を生じていないかどうかを確認するために、周波数分析を実施した。分析した振動数範囲は0.3～1.3Hzであり、これは予想される全ての渦励振に相当する固有振動数1次～9次までを包含している。最大風速時の近傍10分間における分析結果を図-18に示す(図-18では0.3～1.2Hzの範囲を示している)。この結果より、1次固有振動数が卓越していることが分かるが、その値は約2galであり、また高次振動については共振現象は現れていない。これらの結果より、台風下のような強風速時であっても、風向などの発振条件が合致しなければ、1次振動と同様に桁に高次の渦励振が生じないことが分かった。

7. まとめ

東京湾アクアライン橋梁部では、大規模な連続鋼箱桁における鉛直たわみ振動の制御を目的として、新形式のTMDを開発した。また鉛直板による振動制御をあわせて実施した。本橋の桁-TMD系の設計とその制振効果、および鉛直板による渦励振の振動制御を動態観測に基づいてまとめると以下のようである。

- 1) 本橋は長大支間を含む多径間連続鋼箱桁橋であり、比較的低風速領域から渦励振が連続的に発生する。その振動制御は、使用性、疲労限界および初通過破壊に対して行った。
- 2) 1次振動に対しては共振風速 $V = 16 \sim 17 \text{m/sec}$ であるため、使用性の観点から最大振幅10cm以内、発生加速度50gal以内を目標とした。2次振動は疲労損傷度を考慮して、振動振幅15cm以内に制御することとし、3次以上の高次振動に関しては、降伏応力度以下(安全率1.2)となるように制御した。
- 3) 本橋の鉛直たわみの制御のために開発されたTMDは、十分な制振効果を示した。すなわちTMDが設置されていない場合に、桁の振動振幅が40cmを越えると予想される風の条件下において、TMDにより桁の振幅は5～6cm程度に制御できることが明らかとなった。
- 4) 橋面上に高さ49cmの鉛直板を設置すると、渦励振の振幅を50%以下に低減できることが、二次元風洞試験により明らかとなった(風の傾

斜角 0° の場合)。したがってTMD設置前には、主に1次振動に対する応急的な制振対策として、またTMD設置後には、3次以上の高次振動に対する恒久的な制振対策として鉛直板を用いた。

- 5) 疲労損傷度の検討を行う場合は、桁が振動する風向の範囲を確認し、その風の発生頻度を疲労損傷度の計算に反映する。本橋では橋軸直角方向に対してほぼ $\pm 20^\circ$ であった。

本橋のために新たに開発したTMDを鋼箱桁に設置し、その効果を自然風の中で確認する機会を得た。TMDは計画通りに作動し、その効果を確認できた。また橋面上に設置した鉛直板により、初めて渦励振による振動振幅の制御を行った。

長大な径間を含む大規模な多径間鋼箱桁橋では、振動時の有効質量が大きく、かつ制振すべき箇所が多数にわたるため、その制振対策には困難が伴うことがある。従ってそのような可能性が考えられる場合には、本橋で用いたTMDおよび鉛直板による対策は、振動制御の有効な手段の一つであると考えられる。

謝辞: 東京湾アクアライン橋梁部の耐風検討会において終始ご指導頂いた岡内功氏(当時中央大学教授)、成田信之氏(当時東京都立大学教授)、茨城大学の横山功一教授(当時土木研究所耐震技術研究センター長)、貴重な助言を頂いた東京大学の木村吉郎助教授、内田恵之助氏(当時東京湾横断道路(株)専務取締役)、八戸工業大学の塩井幸武教授に厚く御礼申し上げます。また鉛直板の採用に当たって部分模型風洞試験により貴重な検討をされた本四公団の荻原勝也氏(当時土木研究所構造橋梁部構造研究室主任研究員)、データ作成に協力頂いた三菱重工(株)の渡辺則良氏に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 飯田裕, 吉田好孝, 佐賀弘一: 東京湾横断道路・多径間連続鋼床版箱桁橋上部工の設計施工(上, 下), 橋梁と基礎, Vol.29, No.3,4, pp.2～9, pp.27～34, 1995年3,4月。
- 2) 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橋に発現した渦励振とその特性, 土木学会論文集, No.633/1-49, 1999年。
- 3) 海田大橋工事誌, 広島県, 1992年3月。
- 4) 石岡英男, 芦原栄治, 長井義則: 長大橋の耐風対策について—なみはや大橋の設計—, 第21回日本道路会議論文集, pp.888～889, 1989年。
- 5) Japan Society of Civil Engineers, Japan

- Highway Public Corporation, Trans-Tokyo Bay Highway Corporation : Trans-Tokyo Bay Highway Project, pp.78-92, 1996.
- 6) 山崎和夫, 葛西俊二, 半野久光: 有明西運河橋の耐風安定性に関する検討, 橋梁と基礎, Vol.31, No.6, pp.37-41, 1997年6月.
- 7) 宮下力, 大橋治一, 樋上 瑋一, 藤沢伸光, 宇野裕恵: 門高崎架橋の耐風安定性, 橋梁と基礎, Vol.18, No.2, pp.35-42, 1984年2月.
- 8) 阪本浩, 永井康平, 坂田弘, 江草拓: 泊大橋設工事の概要と風に対する検討, 土木学会論文集, 第373号/VI-5, pp.93-102, 1986年9月.
- 9) 大西日出夫, 武内隆文, 宝角正明, 齊藤善昭: 琵琶湖大橋(並列橋)の耐風安定性(その1: 制振対策の検討), 土木学会第49回年次学術講演会, I-部門, pp.1046~1047, 1994年9月.
- 10) 西村貞雄, 齊藤善昭, 中村幸, 武内隆文: 琵琶湖大橋(並列橋)の耐風安定性(その2: 乱流と減衰の影響), 土木学会第49回年次学術講演会, I-部門, pp.1048~1049, 1994年9月.
- 11) 関西国際空港連絡橋工事誌, 関西国際空港(株), 1994年6月.
- 12) 本田明弘, 久保康文, 佐々木伸幸: 橋は揺れているか-予測と現実-(15) 関西国際空港連絡橋, 土木学会構造工学委員会・風洞実験相似則検討小委員会報告書, pp.62~65, 1996年7月.
- 13) Hirai,S.,Honda,A.,Kato,H.,Yoshida,O.and Okauchi,I.: Aerodynamic Stability of Trans-Tokyo Bay High-way Bridge, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 49, pp.487-496, 1993.
- 14) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 丸善, 1991年7月.
- 15) 横山功一, 中神陽一: 長大箱桁橋の耐風設計, 土木技術資料, 28-7, pp.32-37, 1986.
- 16) 藤井寿明: 東京湾横断道路の計画と現況, 基礎工, Vol.21, No.1, pp.2-7, 1993年1月.
- 17) 時田秀往, 吉田好孝, 勝浦啓: 10径間連続鋼床版箱桁橋の起振実験, 土木学会第51回年次学術講演会, I-部門, pp.128-129, 1996年9月.
- 18) 吉田好孝, 時田秀往, 藤野陽三, 勝浦啓: 多径間連続鋼床版箱桁橋の起振実験とその動的特性, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.725-736, 土木学会, 1997年3月.
- 19) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, 1993年4月.
- 20) 横山功一, 日下部毅明: 連続箱桁橋の耐風性, 土木研究所報告, 東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究, 1992年3月.
- 21) Wallace,A.A.C.: Wind influence on Kessock bridge, Eng.Struct., Vol.7, pp.18-22, 1985.1.
- 22) 藤野陽三: 構造物の制振対策(土木分野), 日本風工学会誌, 第44号, pp.53-68, 1990年7月.

(1998.10.15受付)

CONTROL OF VORTEX-INDUCED VIBRATION OF A CONTINUOUS STEEL BOX GIRDER IN TRANS-TOKYO BAY HIGHWAY

Yoshitaka YOSHIDA, Yozo FUJINO, Hiroshi SATO, Hideyuki TOKITA and Syozaburo MIURA

In the 10-spans continuous steel box girders (max.span:240m) of the Trans-Tokyo Bay Highway vortex-induced vertical vibration of the girder at wind velocities around 16m/sec was observed. New type of TMD was developed and 16 TMDs were installed to suppress the first and second mode vibrations of the bridge. The amplitude 40.7 cm of the first mode vibration of the girder was reduced to only 5.4 cm after the installation. Vibrations of higher modes of the bridge were controlled by vertical plates installed on the bridge guard rail.