

I-55

十勝大橋の耐風設計について

北海道開発コンサルタント(株) 正会員 東 泰宏
 北海道開発局帯広開発建設部 正会員 岳本 秀人
 北海道開発局帯広開発建設部 中村 浩
 北海道開発コンサルタント(株) 正会員 勝俣 征也

1. はじめに

十勝大橋は、一般国道 241号の十勝川をわたる全長 501m、中央径間 251mを有する国内最大級の3径間連続PC斜張橋である。(図-1 参照)

一般に、PC斜張橋は吊橋や鋼斜張橋に比較して質量、剛性および構造減衰が大きいことから、耐風安定性は良好であるとされてきたが、最近では長大化が進み可撓性に富むものも計画され、耐風安定性の照査が行なわれるようになってきた。本橋も、長大支間で偏平な箱桁断面の可撓性に富む構造であり、かつ国内で実績の少ない1本独立主塔を有した1面吊り構造という特徴を有していることから、空力的弾性挙動を把握し耐風安定性を確認する目的で二次元剛体模型による風洞試験を行った。

本文では、主として主桁完成時、主桁架設時および堆雪による高欄閉塞時の3ケースを対象とした風洞試験の概要を報告する。本橋における耐風設計のフローを図-2に示す。

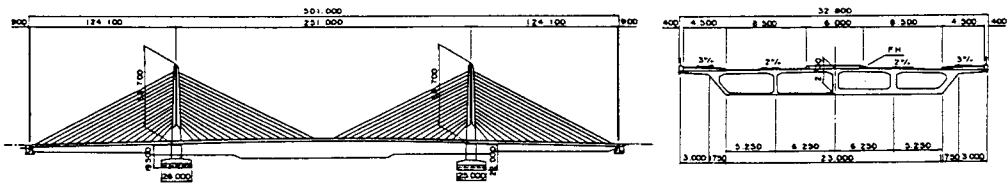


図-1 十勝大橋側面図および断面図

2. 基本風速、設計風速の設定

風に関する観測データは、架橋地点から南東約2km地点の帯広測候所でのデータを用いた。風向については、図-3の年間風配図に示すように橋軸直角方向(WNW方向)の風が吹く頻度が高く、その出現率は全体の約13%を占めている。

基本風速 V_{10} は高度10mにおける10分間平均風速として定義し、 $V_{10}=24\text{m/sec}$ とした。これは、表-1に示す1953~1988年の36年間分の年最大風速を用いGringortenの方法により100年再現期待値を推計した。

設計風速 V_D は次式¹⁾より $V_D=29\text{m/sec}$ とした。

$$V_D = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot V_{10}$$

ν_1 : 高度補正係数 (基準高度 $Z=10\text{m}$ より $\nu_1=1.00$)

ν_2 : 水平長さによる補正係数 (最大支間長 $L=251\text{m}$ より $\nu_2=1.20$)

V_{10} : 基本風速 ($V_{10}=24\text{m/sec}$)

なお、架設時の設計風速は $V_D \times 1/\sqrt{2}$ より 21m/sec とした。

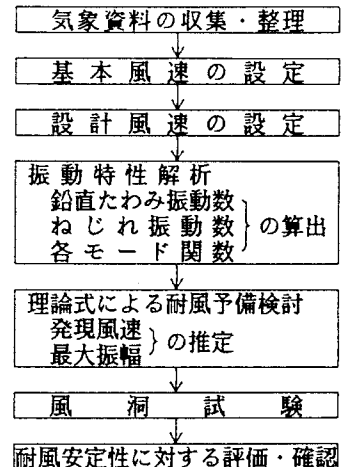


図-2 耐風設計フロー

Wind Resistant Design of Tokachi Ohashi

by Yasuhiro AZUMA, Hideto TAKEMOTO, Hiroshi NAKAMURA and Seiya KATSUMATA

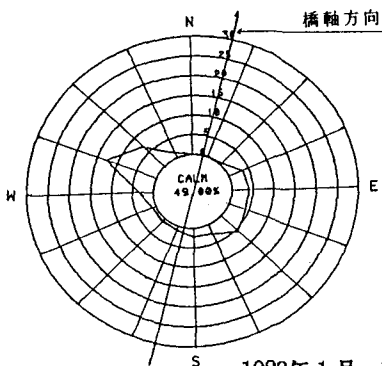


図-3 年間風配図
・1988年1月～12月の1時間ごとデータ
・1.0m/sec以下は静穏とし除外した。

表-1 帯広測候所における年最大風速

年	月・日	風向	風速(m/s)	年	月・日	風向	風速(m/s)
1953	1. 11	WNW	19.0	1971	12. 4	WNW	13.8
1954	5. 10	W	20.2	1972	11. 7	NW	12.2
1955	3. 18	NM	15.5	1973	4. 23	WNW	13.3
1956	5. 8	WNW	18.0	1974	4. 30	NW	12.5
1957	4. 15	WNW	18.0	1975	1. 17	WNW	11.2
1958	1. 10	WNW	18.4	1976	4. 7	WNW	11.2
1959	4. 6	NW	16.6	1977	12. 30	WNW	12.2
1960	3. 27	NW	16.9	1978	3. 1	WNW	11.0
1961	9. 17	NW	14.2	1979	10. 20	WNW	12.9
1962	2. 11	WNW	14.3	1980	1. 1	WNW	13.0
1963	5. 26	WNW	13.3	1981	3. 16	WNW	12.0
1964	4. 26	SW	14.7	1982	6. 13	WNW	10.6
1965	9. 18	WNW	14.5	1983	1. 27	NW	13.2
1966	3. 5	WNW	18.0	1984	10. 28	WNW	12.8
1967	4. 6	WNW	14.2	1985	2. 12	WNW	13.2
1968	10. 10	NW	13.3	1986	11. 26	WNW	11.2
1969	5. 6	W	12.7	1987	9. 1	WNW	11.8
1970	10. 26	NW	11.7	1988	5. 14	WNW	12.0

3. 振動特性解析

主桁の耐風安定性を検討する際には、鉛直方向とねじれの振動性状が必要となる。本橋では、解析モデルを図-4に示すフィッシュ・ボーンタイプの骨組構造にモデル化し、完成系、および架設系の実橋立体固有値解析を行なった。その結果を表-2に示す。また、風洞試験は主桁の部分模型のため、モード関数より主桁の等価質量および等価極慣性モーメントを算出し、主塔およびケーブルの影響を部分模型に反映させた。

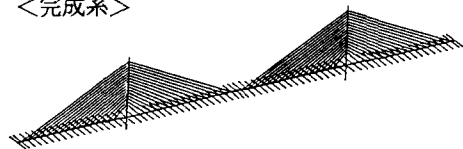
架設系モデルは主桁の張出し架設時においてもとも桁が張出した状態を想定し、ケーブル15段（完成時16段）まで架設した状態とし、桁端の架設機材の重量も考慮した。

表-2 実橋固有値解析結果

			完成系	架設系
振動数	鉛直たわみ振動	対称1次	② 0.372Hz	② 0.519Hz
		逆対称1次	④ 0.826Hz	⑤ 0.915Hz
	ねじれ振動	対称1次	⑦ 0.812Hz	⑥ 0.920Hz
		逆対称1次	⑧ 1.617Hz	—
振動数比		対称1次	2.183	1.773
		逆対称1次	1.991	—
等価質量		対称1次	74.4tf/m	64.9tf/m
		逆対称1次	73.8tf/m	68.1tf/m
等価極慣性モーメント		対称1次	561.5tms ² /m	451.3tms ² /m
		逆対称1次	560.2tms ² /m	—
桁幅			32.8m	32.5m
桁高			3.0m	2.73m
桁重量			71.4tf/m	60.4tf/m
桁極慣性モーメント			557.1tms ² /m	431.7tms ² /m

○内はモード次数

＜完成系＞



＜架設系＞

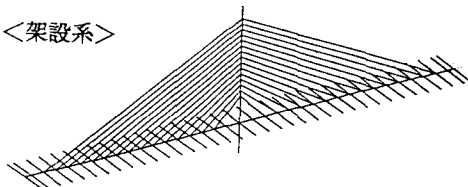


図-4 解析モデル図

4. 理論式による耐風予備検討

風洞試験に先立ち、理論式により動的応答挙動を検討した結果、表-3に示すように低風速で渦励振の発生が予想された。なお、自励振動については100m/secを超えたため表-3では省略した。

表-3 理論式による耐風予備検討結果

適用		阪神高速道路公団風荷重分科会報告		Bridge Aerodynamics	
		発現風速 (m/sec) (最大振幅時風速)	最大振幅	限界風速 (m/sec)	最大振幅
完成系	鉛直たわみ	$V_{v1}=4.6$ ($V_{v2}=5.5$)	$y_{max}=42\text{mm}$ ($a_{max}=0.229\text{m/sec}^2$)	$V_{cr}=11.1$	$y_{max}=10\text{mm}$ ($a_{max}=0.055\text{m/sec}^2$)
	ねじれ	$V_{r1}=10.0$ ($V_{r2}=12.0$)	$\theta_{max}=2 \times 10^{-3}\text{rad}$ ($a_{max}=0.651\text{m/sec}^2$)	$V_{cr}=24.3$	$y_{max}=6\text{mm}$ ($a_{max}=0.128\text{m/sec}^2$)
架設系	鉛直たわみ	$V_{v1}=6.4$ ($V_{v2}=7.7$)	$y_{max}=49\text{mm}$ ($a_{max}=0.521\text{m/sec}^2$)	$V_{cr}=15.5$	$y_{max}=12\text{mm}$ ($a_{max}=0.156\text{m/sec}^2$)
	ねじれ	$V_{r1}=11.3$ ($V_{r2}=13.6$)	$\theta_{max}=2 \times 10^{-3}\text{rad}$ ($a_{max}=1.036\text{m/sec}^2$)	$V_{cr}=27.6$	$y_{max}=8\text{mm}$ ($a_{max}=0.267\text{m/sec}^2$)

5. 風洞試験

5-1 試験方法

風洞試験は建設省土木研究所の非定常空力風洞（測定洞諸元：幅1m、高さ2m、長さ3m）を用いて、模型に発生する振動振幅と風速を測定した。

模型は図-5に示すように風洞内に6本のバネで支持された二次元剛体部分模型であり、使用風洞の制約条件²⁾より縮尺を1/70とした。

重量の特に大きい橋梁の風洞試験では、振幅の小さい振動や発現風速域の狭い振動現象を検知できない可能性があると言われている。このため本橋の部分模型試験では、空力振動特性をより正確に計測するため、軽量模型を用いて本橋の主桁断面形状で起こり得る振動現象を確認し、その結果をふまえて所要重量の模型（以下、重量模型と称す）による試験を行なった。

軽量模型と重量模型は同一形状とし、重量模型は模型支持具に付加重垂を取り付けた。なお、軽量模型は所要重量の1/2.5、所要極慣性モーメントの1/3とした。模型の高欄・地覆・中央分離帯・歩道部・舗装部は着脱可能なものとし、架設系ではこれらを取り外して別途架設用高欄を取り付けた。

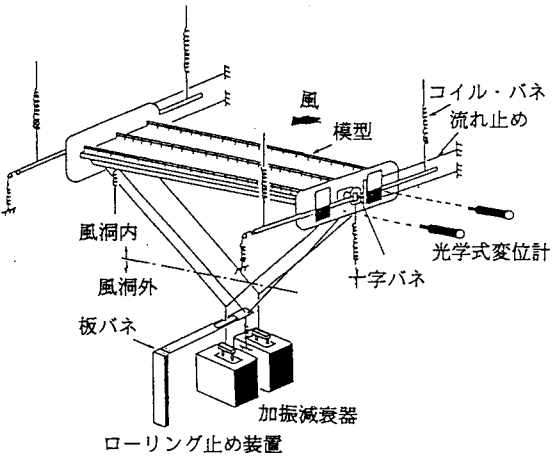


図-5 試験装置概念図

5-2 試験ケース

試験ケース設定方針を以下に述べる。なお、試験ケースを表-4に示す。

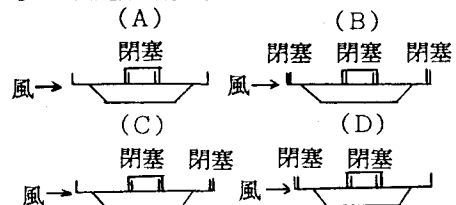
- ・迎角は、架橋地点の地形がほぼ平坦なため $-3^{\circ} \sim +3^{\circ}$ を基本とし、余裕を見込んで $-5^{\circ} \sim +5^{\circ}$ の範囲とした。
- ・構造減衰は、P C斜張橋の場合確定的なものがないのが現状である。対数減衰率の設定では実績を考慮して、 $\delta=0.02, 0.03, 0.04$ で試験を行なった。
- ・堆雪時の試験の模型は、堆雪形状を特定することが困難なため、堆雪が高欄を閉塞した状態を近似するケースとして、高欄上段までを単純に壁状に閉塞した状態で試験を行なうものとし、歩道部と中央分離帯の高欄閉塞状態の組合せを右図の4ケース設定した。
- ・鉛直たわみとねじれの連成振動に関する試験を振動現象の確認が容易である軽量模型で設定した。

表-4 試験ケース一覧表

	迎角 α	5°	4°	3°	2°	1°	0°	-3°	-5°
対数減衰率 δ									
軽量模型 (完成系)	0.02	○◎		○	◎	◎	◎	◎	不要
	0.03	○◎		○	◎		◎	◎	不要
	0.04	○		○	◎		◎	◎	◎
軽量模型 (架設系)	0.02	○		○	◎		◎	◎	◎
	0.03	○		○			不要	不要	不要
	0.04	○		○			不要	不要	不要
重量模型 (完成系)	0.02	○	◎	◎			◎	◎	◎
	0.03	○		不要			不要	不要	不要
	0.04	○		不要			不要	不要	不要
重量模型 (高欄閉塞時)	0.02			(A)◎ (C)◎					
	0.03			(A)◎					
	0.04		◎						

風向：橋軸直角方向。風洞気流：一様流 は全ケース共通

- : 試験を実施し振動が発生したもの
- ◎ : 試験を実施し振動が発生しなかったもの
- 不要 : 当初、試験を計画していたが試験不要になったもの
- ◎ : 連成振動の確認試験
- ◎ : 発振迎角の確認試験



5-3 試験結果

重量模型試験に関する試験結果一覧表を表-5に、完成系の発振風速と迎角の関係図および風速-振幅曲線を図-6～8に、高欄閉塞時の発振風速図と風速-振幅曲線を図-9～11に示す。

表-5 重量模型試験結果一覧表

	番 号	対 数 減 衰 率	迎 角 (°)	渦 励 振				自励振動 (実橋 m/s)
				たわみ振動		ねじれ振動		
				発 現 領 域 (実橋 m/s)	最大振幅 (実橋mm)	発 現 領 域 (実橋 m/s)	最大振幅 (実橋deg)	
完 成 系	1	0.02	-5	発 現 せ ず		発 現 せ ず		発 現 せ ず
	2		発 現 せ ず		発 現 せ ず		発 現 せ ず	
	3		発 現 せ ず		発 現 せ ず		発 現 せ ず	
	4		発 現 せ ず		30.1~38.7	0.21	発 現 せ ず	
	5		19.9~27.9	79	27.9~40.0	0.36	発 現 せ ず	
	6		10.7~13.4 17.6~30.0	63 294	28.6~45.4	0.56	発 現 せ ず	
	7	0.03	3	21.3~26.1	47	29.8~40.6	0.28	発 現 せ ず
	8		10.6~13.3 18.0~28.1	42 221	28.1~44.2	0.45	発 現 せ ず	
	9	0.04	3	発 現 せ ず		29.5~40.4	0.20	発 現 せ ず
	10		18.4~27.2	189	29.5~44.5	0.39	発 現 せ ず	
架 設 系	11	0.02	-5	発 現 せ ず		発 現 せ ず		発 現 せ ず
	12		発 現 せ ず		発 現 せ ず		発 現 せ ず	
	13		発 現 せ ず		発 現 せ ず		発 現 せ ず	
	14	0.02	3	発 現 せ ず		発 現 せ ず		発 現 せ ず
	15		14.8~18.1 32.6~35.0	32 42	33.1~47.4	0.29	発 現 せ ず	
	16		13.8~19.6 26.7~39.8	42 179	20.8~23.2 34.8~50.1	0.03 0.36	発 現 せ ず	
	17	0.03	5	13.8~18.1 26.7~38.4	32 142	34.8~49.0	0.31	発 現 せ ず
	18	0.04	5	14.8~17.4 27.2~39.5	21 126	35.6~49.0	0.25	発 現 せ ず
完 成 系 (高欄閉塞時)	19 (A)	0.02	3	発 現 せ ず		27.8~39.9	0.34	発 現 せ ず
	20 (B)		3	20.4~30.5	215	28.6~42.9	0.56	90.8
	21 (C)		3	発 現 せ ず		31.7~42.3	0.54	発 現 せ ず
	22 (D)		3	19.6~30.6	215	28.6~43.4	0.43	93.5
	23 (A)	0.03	3	発 現 せ ず		29.4~38.2	0.26	発 現 せ ず
	24 (B)		3	21.8~30.6	179	28.4~41.9	0.39	発 現 せ ず
	25 (B)	0.04	5	19.4~28.2	158	28.2~38.5	0.09	76.3

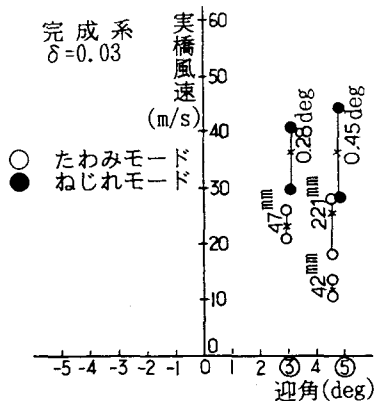


図-6 発振風速-迎角図

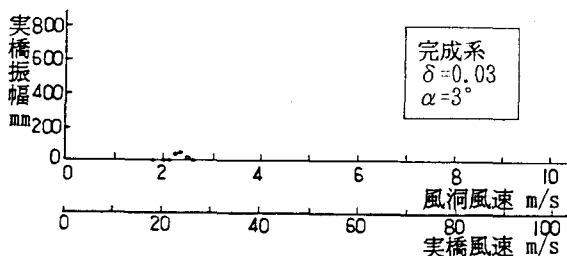


図-7 風速-振幅曲線 (たわみ振動)

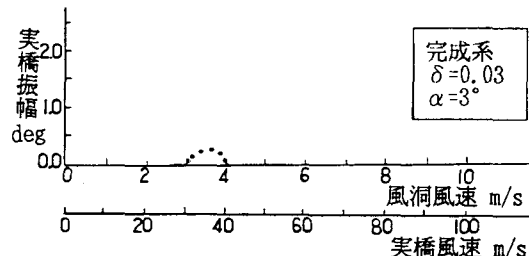


図-8 風速-振幅曲線 (ねじれ振動)

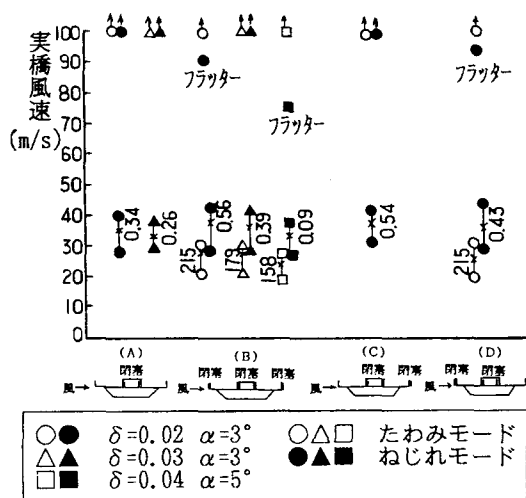


図-9 発振風速図 (高欄閉塞時)

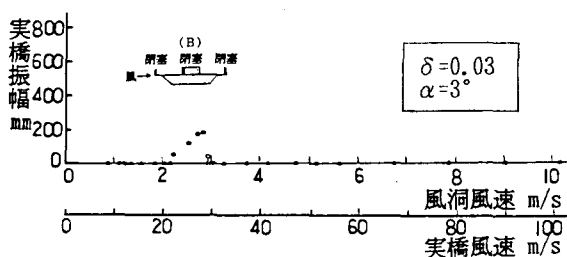


図-10 風速-振幅曲線 (たわみ振動)

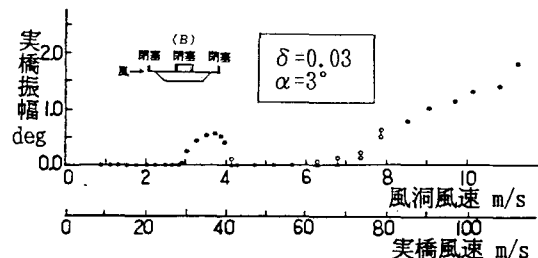


図-11 風速-振幅曲線 (ねじれ振動)

6. 耐風安定性の評価

風に対する橋梁の応答には何種類かあるが、動的挙動としては自励振動と限定振動に分類される。本橋では、これらの振動について考察し、以下のように耐風安定性を評価した。

6-1 自励振動 (フラッター)

フラッターは、急激に振幅が増大する発散振動であり、直ちに構造物の破壊につながる可能性が大きい振動現象である。本橋では、フラッターに対する照査風速を設計風速の 1.2 倍とし、完成系 $V=35\text{m/s}$ 、架設系 $V=26\text{m/s}$ と定めた。

本試験での完成系、架設系ではフラッターは観測されず、堆雪時を考慮して高欄を閉塞した場合にのみ観測された。この時得られたフラッター発振風速は 76m/s 以上であり、照査風速よりも高風速であったため、本橋はフラッターに対して安定性が確保されていると考えられる。

6-2 限定振動（渦励振）

渦励振の構造物に対する影響について、1) 供用時の振動加速度、2) 初通過破壊、3) 部材の疲労の3点から評価する。

渦励振には、たわみ振動とねじれ振動があるが、本橋の場合ねじれ振動は設計風速以内ではほとんど発生していない。設計風速以下で発生する渦励振の振幅と鉛直加速度を表-6に示す。なお、迎角 5° については、本橋の桁下空間が小さいこと、および渦励振の発生風速が 20m/s 程度と高風速のため、気流傾斜角がレベルに近づく予想されることより参考値とした。

1) 供用時の振動加速度

設計風速内での最大鉛直加速度は 150gal （表-6参照）であり、許容値をMcConnellの知覚限界³⁾ ($0.124G=122\text{gal}$) とすると、表-6の*印で示す3ケースが超過する。しかし、*印のケースは高欄上段まで閉塞した最悪の状態を考慮したケースであり、かつその期間が短いこと、渦励振の発振風速が高風速であり、

その時の通行量が少ないと予想されることから、供用時の使用性については問題ないと考えられる。

2) 初通過破壊

初通過破壊は、振幅が大きくなり発生応力が許容値を超えた場合に生ずる急激な破壊である。本橋のたわみ振動の最大振幅は 27.4cm であり、中央径間中央の活荷重満載時の撓み $\delta_L=18\text{cm}$ に比較すると大きな振幅である。高欄閉塞時の $\delta=0.02$ 、 $\alpha=3^\circ$ のケースについて応力度を算出すると、 $\sigma_c=92.8\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_t=-12.8\text{kgf/cm}^2$ となり、常時での主桁許容応力度 ($-15\text{kgf/cm}^2 \leq \sigma_a \leq 140\text{kgf/cm}^2$) の範囲内となった。したがって、本橋は比較的大きな振幅が発生するが応力的に問題ないと考えられる。

3) 部材の疲労

渦励振による繰り返し応力が作用した場合に、部材に疲労が生ずる可能性があるが、これは自然風による振動発生回数が重要な要素となる。本橋では、渦励振が発生する 20m/s 以上の風速により50年間に生ずる振動回数を風速のWeibull分布より算出した。^{4) 5)} その結果、振動は2,500回程度であると推定され、非常に少ないことから、本橋は部材の疲労に関して問題はないと考えられる。

7. まとめ

本橋は風洞試験の結果をもとに、フラッターと渦励振について照査し、主桁完成時、主桁架設時ともに耐風安定性が良好であることが確認された。また、堆雪を考慮した高欄閉塞時において、鉛直たわみ振動で比較的大きな振幅が発生したが安全性を損なう振動現象ではないことが確認された。

<参考文献>

- 1) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説
- 2) 本州四国連絡橋公団：風洞試験要領（1980）・同解説
- 3) 財団法人道路調査会自動車研究部会：本州四国連絡橋における自動車走行の安全に関する研究報告書、昭和48年2月
- 4) 光田 寧、林 泰一：日本における風のエネルギーの評価、日本気象学会機関誌、天気、Vol.26, No.10, 1979.10
- 5) 財団法人道路協会：道路橋耐風設計便覧、平成3年7月

表-6 設計風速以下における渦励振発生時の加速度

	対数減衰率 δ	迎角 α	たわみ振動		ねじれ振動		
			振 幅 cm	加速度 gal	振 幅 deg	振 幅 cm	加速度 gal
完 成 系	0.02	3	10.1	55	0.10	2.8	93
		5	8.0	44	0.06	1.7	56
	0.03	3	6.0	33	—	—	—
		5	5.3	29	—	—	—
	0.04	3	28.1	154	—	—	—
		5	24.1	131	—	—	—
架 設 系	0.02	4	4.1	43	—	—	—
		5	5.3	57	—	—	—
	0.03	5	4.1	43	—	—	—
		5	2.7	28	—	—	—
高欄閉塞時	0.02	(B) 3	27.4	150*	—	—	—
		(D) 3	27.4	150*	—	—	—
	0.03	(B) 3	22.8	125*	—	—	—
		(B) 5	20.1	110	—	—	—

設計風速 完成系 29m/sec 、架設系 21m/sec 。* — は設計風速以下で渦励振が発生していないことを示す。

・ 振幅は片振幅である。

<加速度算出式>

$$a = y_{\max} (2\pi f)^2$$

$y_{\max}$: 試験値の最大振幅 $\times 4/\pi$ (実橋換算値)
 f : 振動数 (実橋固有値解析結果)

完成系 たわみ 0.372Hz 、ねじれ 0.812Hz
 架設系 たわみ 0.519Hz 、ねじれ 0.920Hz