

I-69

白鳥大橋主塔工事と制振対策

北海道開発局 室蘭開発建設部 室蘭道路事務所 正 員 高橋 守人
西本 聡
正 員 橋本 幸

1. はじめに

白鳥大橋は、室蘭港湾口部に架かる橋長1,380m、中央径間720mの3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋である。本橋の主塔は、高さ131.0m、塔柱間隔18.0~21.0mと比較的細長い構造である。

本橋の架橋地点は10月から3月にかけて強い西風が吹く機会が多いため、主塔の耐風安定性については完成時、架設時とも検討を行い、特に完成時においては塔柱断面に隅切りを施すことで耐風安定性を確保することができた¹⁾。また架設時においては、機械的な制振対策である付加減衰装置を主塔に設置することにより耐風安定性を確保することとした。

本稿では工事の概要を述べるとともに、架設時で用いられた制振対策について風洞実験及び現地での振動実験結果をもとに報告する。

2. 工事概要

主塔の構造形式は可撓性（フレキシブル）形式のラーメン構造であり、鋼重は約2550t/基である。塔柱は、高さ方向に15段、全体を38ブロックに分割して製作、架設を行った。工事は平成4年7月より塔柱架設を開始、同年9月には閉合が完了している。

本工事の特徴としては

- ・650t吊クローラークレーンによる架設
- ・塔柱継手部のメタルタッチを採用
- ・塔柱継手方式として、路面から上については、現場溶接を採用
- ・制振対策としてハイブリッド型制振装置を採用

があげられる。

なかでも吊橋主塔での本格的な現場溶接の採用は国内初であり、その作業性から従来の工事以上の制振対策が求められたため、高い制振性能を有する装置として『ハイブリッド型』の制振装置を採用した。

架設精度については、高力ボルト摩擦接合部（第5段まで）で1/5,000以内、現場溶接部（第6段以降）では1/3,500以内としたが、表-1にその結果を示す。

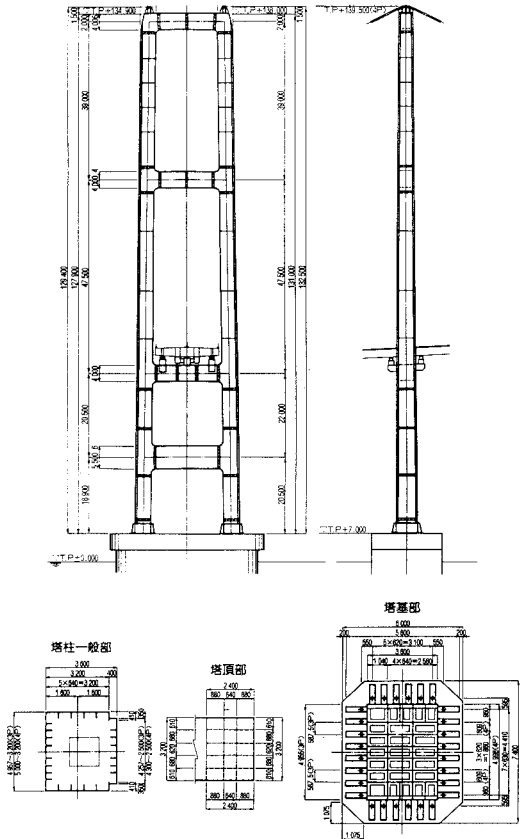


図-1 主塔構造図

Erection of Main Tower and Measure of Vibration Control in Hakucho Oohashi Bridge
by Morito TAKAHASHI, Satoshi NISHIMOTO and Koh HASHIMOTO

表－1 塔頂変位

(単位mm)

	3 P				4 P			
	西 塔		東 塔		西 塔		東 塔	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
上部水平材架設完了	10.5	10.5	2.4	14.6	16.0	1.8	6.8	3.0
溶接完了	3.7	3.5	2.6	10.2	6.3	13.0	1.5	6.3
許容値	32.4				33.0			

3. 主塔架設時の風洞試験

表－2 試験対象風速範囲

3-1 試験対象風速

試験対象の風速範囲を表－2に示す。

諸 元	値	備 考
架設時の基本風速 V_{10}	29m/s	$41\text{m/s} \div \sqrt{2}$
塔高さの65%	93.1m	$132.5 \times 0.65 + \text{橋脚高}7\text{m}$
高度の補正係数 ν_1	1.22	$(93.1/10)^{0.09}$
鉛直長さの補正係数 ν_3	1.19	本四公団の耐風設計基準
架設時主塔設計風速 V_D	42m/s	$V_{10} \cdot \nu_1 \cdot \nu_3$
発散振動の照査風速範囲	51m/s まで	$V_D \cdot 1.2$
限定振動の照査風速範囲	42m/s まで	V_D

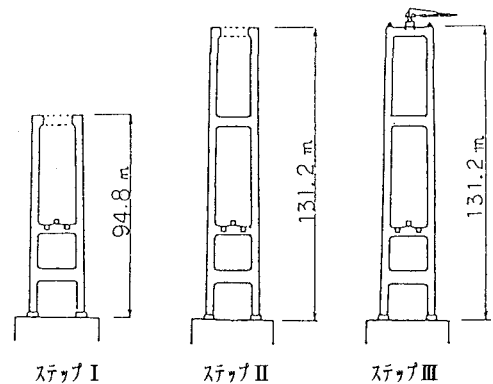
3-2 風洞試験方法

試験模型は、三次元弾性模型（縮尺1/90）を使用し、風洞施設としては測定寸法が、幅4m×高さ2mの水平吹出エッフェル型の境界層風洞にて行った。

試験は架設ステップを3段階に分けて行った（図－2）。ステップⅠ、Ⅱは水平材が取り付け前の状態であり、振れ振動数が比較的小さいこと、またステップⅢは塔頂クレーンがあり長期間この状態が続くことを考慮してこの状態を試験対象に選定した。

3-3 試験結果

風洞試験より得られた結果から、各振動モード別に最大応答の発現した風速、風向と最大振幅および最大加速度を表－3に示す。



図－2 風洞試験模型ステップ

表－3 架設時風洞試験の解析及び試験結果

実 験		ステップⅠ				ステップⅡ				ステップⅢ			
		面 外		ねじれ		面 外		ねじれ		面 外		ねじれ	
		1 次	2 次	1 次	2 次	1 次	2 次	1 次	2 次	1 次	2 次	1 次	2 次
解析結果	固有振動数 f (Hz)	0.516	2.532	0.922	3.560	0.253	1.322	0.940	1.990	0.213	1.175	1.147	3.047
	一般化質量 M (tfs/m)	35.9	62.0	28.6	67.2	42.7	43.3	27.7	48.2	58.3	100.0	70.6	59.2
実験結果	発現風速 V (m/s)	20	—	30	—	9	32	30	—	8	29	36	—
	風 向 角 α (°)	0	—	0	—	0	0	0	—	0	0	0	—
	片 振 幅 a (cm)	62	—	62	—	70	37	45	—	71	25	23	—
	加 速 度 α (gal)	652	—	2 080	—	177	2 550	1 570	—	127	1 360	1 190	—

注) 1. 固有振動数は解析値である 2. 加速度は $\alpha = a \cdot (2\pi f)^2$ で計算している

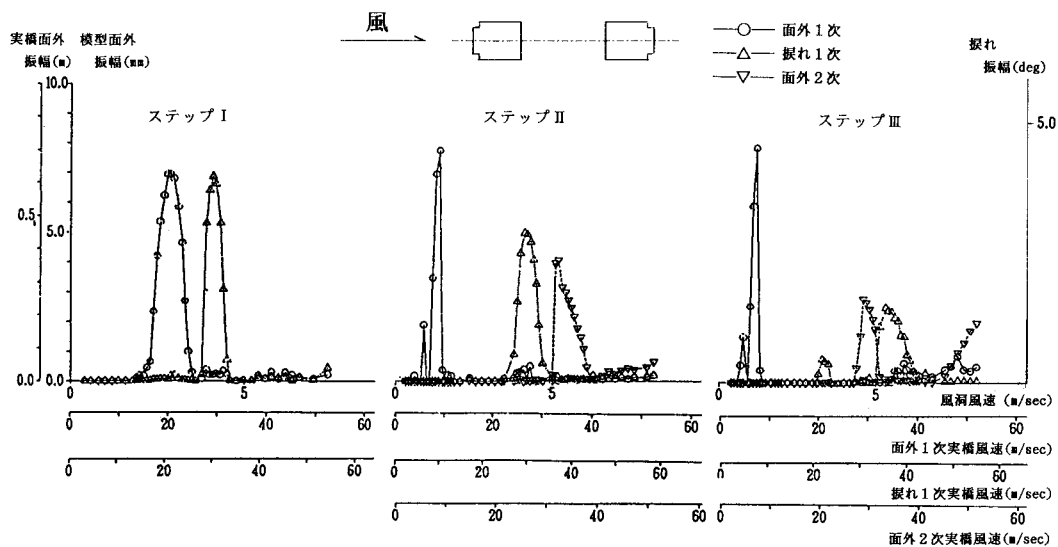


図-3 風速-塔頂振幅曲線

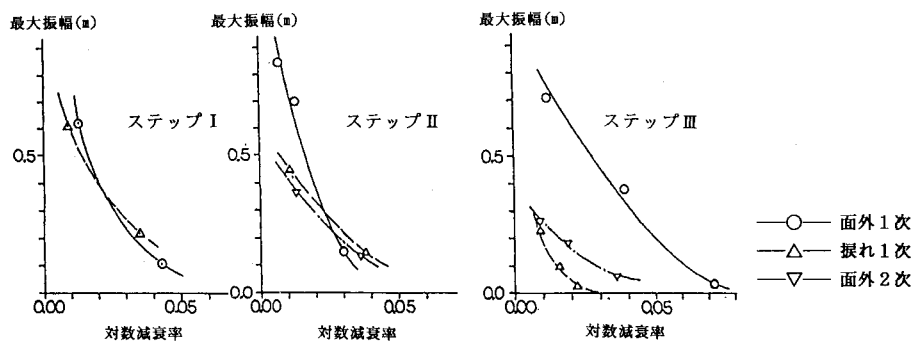


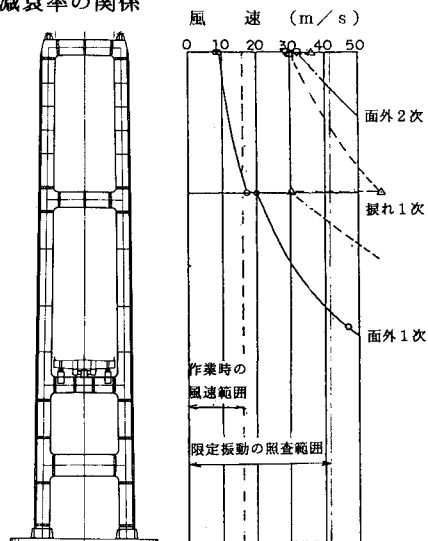
図-4 渦励振最大振幅と対数減衰率の関係

架設時主塔の風洞試験結果をまとめると次の通りとなる。

- ・架設時の対象とする風速範囲内ではギャロッピングは発現しない。
- ・渦励振の発現する振動モードは塔面外 1 次、塔振れ 1 次と塔面外 2 次である。
- ・渦励振に対しては、構造減衰を付加することにより振動を押さえることができる。

以上の試験結果をもとに、制振装置の設計にあたっては作業性、機材の安全性の振動制限値を設定し、必要な付加減衰を決めることとした。

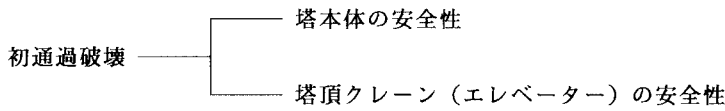
図-5 塔高と発現風速



4. 制振装置の設計

4-1 振動制限値

架設時の制限値は下記にて設定した。



使用限界($V \leq 16\text{m/sec}$)——作業性（現場溶接作業…10Gal、ケーブル作業…50Gal）

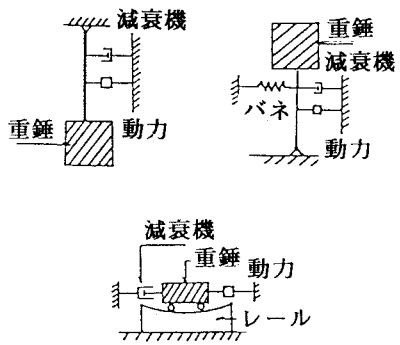
今回推定された振動は面外1次、2次および振れ1次であり、そのうち面外2次、振れ1次の発現風速は30m/sec以上である。一方、本橋の架橋地点での風速が30m/sec以上になる確率は1982～1987年の風速超過発現風速によるとほとんど皆無であるため、面外曲げ1次を対象とすることとした。また振動制限値を決めるに当たっては、ケーブル架設中の主塔の振動状態も推定し、制振装置の設計に反映するものとした。なお塔本体の推定振動の最大振幅は独立状態の約800mmであり、この値は強度的にも十分安全であるため、制振装置の設計に当たってはエレベーター、塔頂クレーンの安全性及び作業性について検討した。（表－4）

表－4 制振装置設計条件

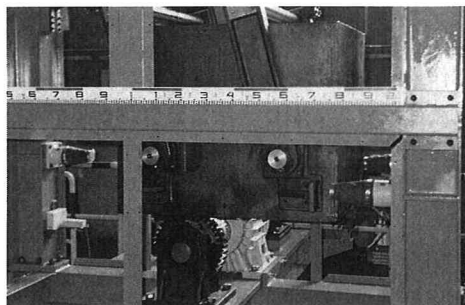
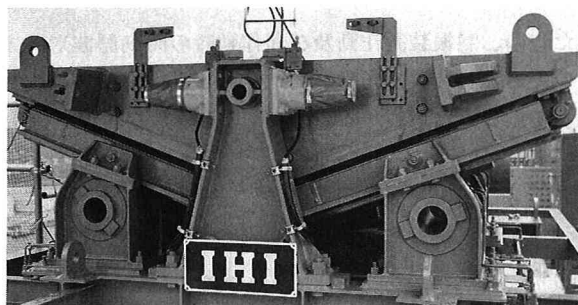
		固有振動数 $f \text{ (Hz)}$	設置位置必要能力 $\text{mB (ts}^2\text{)}$	必要減衰 $\delta \text{ req}$	制限値 gal	決定根拠
上部中間水平材架設後		0.400～0.520	0.100	0.570	10	作業性
上部水平材架設前		0.220～0.290	0.240	0.250	10	
架設完了		0.210～0.270	0.250	0.210	10	
塔独立状態（作業時）		0.200～0.260	0.270	0.180	10	
キャット ウォーク 架設後	7次	0.130～0.160	0.085	0.015	50	作業性
	12次	0.150～0.190	0.170	0.020	50	
	41次	0.400～0.500	0.180	0.023	300	塔頂クレーン
	57次	0.480～0.600	0.035	0.012	800	塔頂クレーン
	62次	0.550～0.680	0.120	0.017	800	(ブーム養生)

4-2 制振装置

本橋で採用した制振装置は『ハイブリッド型』と呼ばれるもので、アクティブ型とパッシブ型両方の機能を兼ね備えたものである。風などによる主塔等の構造物の振動をセンサで感知、制振体（重錘）の動きをコンピュータで最適制御すると同時に、制振体の持つ固有振動数での制振機能（パッシブ機能）を持つため、停電時もパッシブ型制振装置として機能する。塔の固有振動数の変化にもコンピュータ制御により対応可能で、またアクティブ型と比較して動力が小さいなどの特徴がある。図－6に装置の概念図を示す。また写真－1に本橋で使用している制振装置の写真を示す。



図－6 制振装置概念図



写真－１ 制振装置（左側が３Ｐ、右側が４Ｐで使用）

５．振動実験

５-１ 実験目的

今回行った振動実験の目的は下記の通りである。

- ・独立状態にある主塔の振動モード、固有振動数、対数減衰率の測定を行い、設計条件と比較することにより、動的設計の妥当性を確認する。
- ・制振装置の作動状態・休止状態の各々の対数減衰率を測定、比較を行い装置の効果を確認する。

５-２ 実験方法

振動モード及び固有振動数の測定にあたっては、図－７に示す位置に加速度計を設置し、常時微動と強制加振の両者にて行った。なお強制加振については、面外１次、２次のモードだけである。

また、加振は制振装置を起振機として作動させることにより行った。

５-３ 実験結果

表－５及び表－６に実験結果を示す。固有振動数については計算値と非常に近い結果が出ており、また対数減衰率に関しては制振装置が設置されていない時の減衰率が 0.008、計算上必要な減衰率が 0.21であり、制振装置の設置により、必要な減衰付加がなされた。

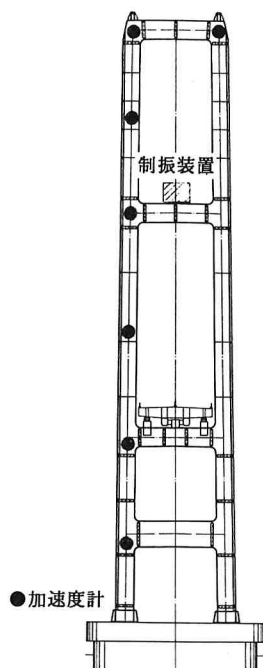
表－５ 固有振動数

		計算値	計測値
面外振動	１次	0.229	0.230(0.230)
	２次	1.263	1.300(1.280)
捩れ振動	１次	1.178	1.175
	２次	3.048	3.275
面内振動	１次	0.774	0.700

() 内は強制振動から自由減衰させた波形から求めた振動数

表－６ 対数減衰率

	モード	対数減衰率
制振装置作動状態	面外 1 次	0.230
制振装置 休止状態	面外 1 次	0.008
	面外 2 次	0.074



図－７ 加速度計配置図

図-8は、加速度レベル4Galで加振させた時の、制振装置作動及び非作動時の時刻歴波形、また作動時の装置マス変位をグラフに表わしたものである。装置の作動が開始されると主塔の加速度が急激に減衰しており、制振装置が効果的に作動していることがわかる。

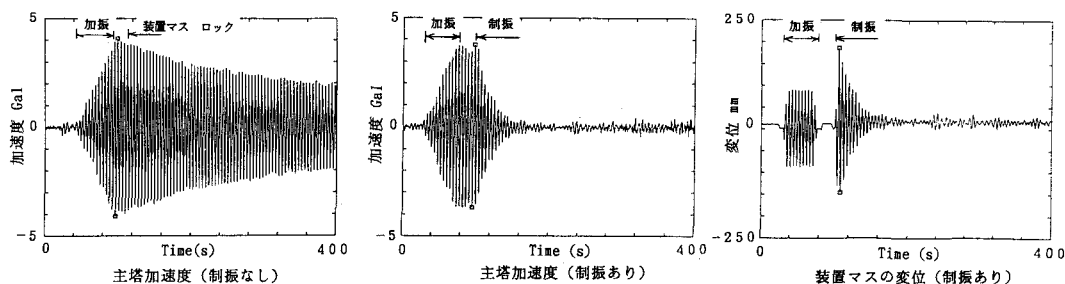


図-8 時刻歴波形及び装置マス変位

6. まとめ

本橋の架設は650tの超大型クレーンを用いたが、わずか2ヶ月でブロック架設を終え、また大がかりな仮設備等も必要とせず、非常に効率的な工法であった。また現場溶接を採用しているが、その結果は良好で十分な架設精度も得られ、今後の他の吊橋にも大いに参考になると思われる。

耐風対策として風洞実験を行ったが、その結果が現場に十分反映され、また現地実験においても設計条件を十分検証できるものであった。さらに制振装置の有効性というのも確認することができた。今後も動態観測を継続して行い、風の乱れ特性、鉛直分布特性及び各段階の構造系における主塔の固有振動数特性について計測する予定である。その結果については別の機会に報告することとする。

参考文献：1)「白鳥大橋耐風検討」(斎藤、西本、米田)

土木学会北海道支部 論文報告集 平成3年度