

## (23) ツインハーブ橋(3径間連続1面吊りPC斜張橋)の振動実験について

北海道 旭川土木現業所	京田 隆一
(株)構研エンジニアリング	田村 恒視
住友建設(株) 技術研究所	正会員 藤田 学
住友建設(株) 土木部	正会員 近藤 真一

### 1. はじめに

一般にPC斜張橋はフレキシブルな構造であるため、その耐震性および耐風安定性には十分な配慮がなされる必要がある。これらを評価する場合、構造特性(固有振動数、構造減衰)が重要な因子のひとつであるが、構造減衰は数値解析によって算出することが困難であるため、実橋を対象とした振動実験を実施して求めているのが現状である。

一方、PC斜張橋の振動実験は、これまでに新綾部大橋<sup>1)</sup>や志摩丸山橋<sup>2)</sup>などで実施されており、それぞれ構造特性が明らかにされている。しかし、これらはいずれも2面吊り形式のPC斜張橋であり、大規模な1面吊り形式での実験は行われていなかった。

ツインハーブ橋は、北海道旭川市に建設された3径間連続PC斜張橋である。構造は、中央径間140m、幅員28mを有する主桁を1本柱形式の主塔から1面吊り形式の斜材で吊り上げたもので、この形式のPC斜張橋としては我が国で初めて建設されたものである。また本橋の耐震固定法は、常時には主桁を橋脚上で可動とし、地震時における慣性力のみをストッパーにより直接橋脚に伝達させる構造が採用されている。これらの構造は他に類例を見ないものであるため、設計段階で詳細な検討が行われ安全性が照査されているが、さらに本橋の安全性を実橋で確認し、構造特性を把握することを目的として、平成3年3月に起振機を用いた振動実験を実施した。

この振動実験は、建設省土木研究所との共同研究「PC斜張橋の耐風設計・耐震設計に関する研究」として実施されたものであり、本報告はその一部を取りまとめたものである。

### 2. ツインハーブ橋の構造<sup>3)</sup>

本橋は、1面吊り形式の3径間連続PC斜張橋であり、基本的には主桁は橋脚上および橋台上で可動となっている。しかし、橋脚にはそれぞれ2基ずつ粘性ストッパーが設けられているため、設計における主桁の橋脚上における水平方向支持条件は、地震時慣性力に対してのみピン固定で、その他の荷重に対しては可動としている。

また、主塔は主桁柱頭部の開口部を貫いて橋脚と剛結されている。斜材張力は、死荷重時(死荷重+斜材調整力)において、主桁の断面力が連続桁状態に近づくように導入されている。

なお、基礎地盤は熔結凝灰岩および砂礫主体層を基盤とし、これを火山灰質シルト層などが被覆しており、おおむね良好である。基礎形式は直接基礎である。

橋梁諸元を表-1に、一般図を図-1に示す。

表-1 橋梁諸元

事業主体	: 北海道旭川土木現業所
路線名	: 都市計画道路3.3.1環状1号線
道路規格	: 4種1級
橋種	: プレストレストコンクリート道路橋
橋格	: 1等橋
構造形式	: 3径間連続PC斜張橋
主桁形式	: 3室PC箱桁
主塔形式	: 1本柱形式RC構造
斜材形式	: ハープ形1面吊り
橋長	: 280.0m
支間	: 69.4m+140.0m+69.4m
塔高	: 40.0m
幅員	: 28.0m(有効幅員:23.5m)
施工法	: (主桁)ディビダーク工法 (主塔)ジャンプ工法

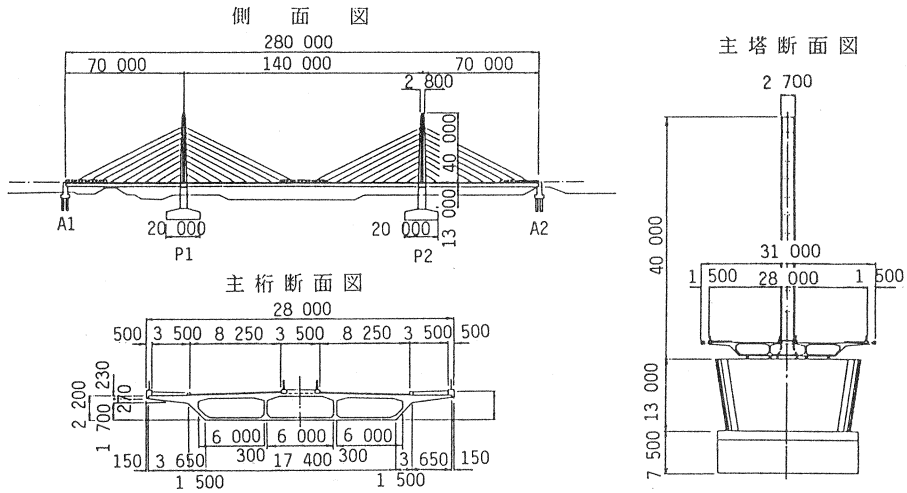


図-1 ツインハープ橋一般図

主桁は3室箱桁構造であり、コンクリートの設計基準強度は $400\text{kgf/cm}^2$ である。桁高は $2.365\text{m}$ である。側径間の主桁内部にはカウンターウェイトが設けられている。この荷重強度は死荷重強度の約37%で、載荷区間は側径間の第5斜材から第8斜材の間である。

主塔は矩形断面であるが、斜材緊張のための切欠きが設けられている。コンクリートの設計基準強度は、 $400\text{kgf/cm}^2$ である。

斜材はフレシナーHシステムであり、 $\phi 15.2\text{mm}$ のストランド61本用および48本用のユニットが用いられている。斜材配置は1面吊りハープ形式が採用されている。1段の斜材は2本のケーブルで構成されている。斜材保護管は外径 $216\text{mm}$ の硬質ポリエチレン管であり、セメントグラウトが注入されるが、振動実験時にはグラウトは未施工であった。2本のケーブルの中心間隔は最大 $1264\text{mm}$ から最小 $726\text{mm}$ まで変化しており平行ではない。

橋脚および橋台上には、4基ずつ計16基の密閉ゴム支承板支承(BP・B)が設けられている。設計における摩擦係数は $\mu = 0.10$ である。粘性ストッパーは各橋脚に2基ずつ計4基設けられている。ストッパーは粘性減衰定数が非常に大きく、検討の結果ほぼ固定構造と考えられたことから、耐震設計における水平方向支持条件をピン固定とした。

### 3. 実験概要

振動実験は、建設省土木研究所の起振機(EX6300HV F, EX7500BL)を使用し、鉛直方向、橋軸(水平)方向、直角(水平)方向およびねじり加振を行った。起振機の設置位置は、振動モードを考慮して、橋軸および直角方向加振については中央径間中央から $P_2$ 寄り $15\text{m}$ とした。鉛直方向とねじり加振については、中央径間中央加振および側径間( $P_2 \sim A_2$ )中央加振の各々2ケースを実施した。写真-1に鉛直起振機の設置状況を示す。加振ピッチは各加振ケースとも $0.05\text{Hz}$ を基本とし、共振点近傍のみ $0.01\text{Hz}$ と細かくした。

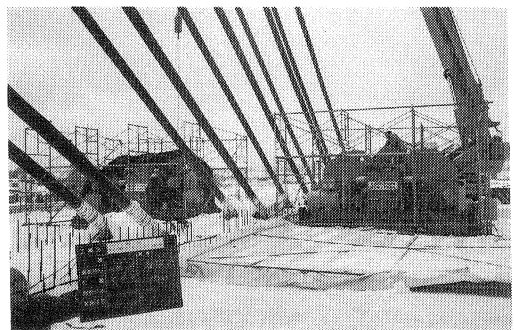


写真-1 鉛直起振機設置状況

起振力は、橋体各部の応力状態および起振機能力を考慮して0.4tf~8.0tfに設定した。測定にはサーボ型加速度計を用い、振動モードを検出できるように主桁、主塔、橋脚、橋台に計31ヶ所配置した。また、P<sub>2</sub>側径間側の最上段斜材および中段斜材の中間部にはひずみ型加速度計を設置し、さらに同斜材の張力変動をロードセルにより測定した。また、加振中における主桁と橋脚(P<sub>2</sub>)間および主桁と橋台(A<sub>2</sub>)間の相対変位を測定するため変位計を設置した。

鉛直およびねじり加振のケースについては、共振試験後、共振振動数において自由振動試験もあわせて実施し、自由減衰波形をサンプリング間隔0.01秒で約30秒間を取り込んだ。

#### 4. 実験結果

##### (1) 共振振動数および振動モード

共振振動数の比較を表-2に示す。加振ケース(加振位置、加振方向)の相違によって、同一振動モードの共振振動数には若干のばらつきが認められた。

表中の解析モデル①、②は、欄外に示すモデルによる固有値解析結果である。解析モデルは、主桁と橋脚の結合条件を、①は剛結合とし②はピン結合としたものである。両モデルとも、各部材の断面性能には鉄筋およびP-C鋼材を考慮した換算断面性能を使用し、コンクリートの弾性係数は設計値(主桁・主塔3,100,000tf/m<sup>2</sup>、橋脚2,800,000tf/m<sup>2</sup>)を使用している。両モデルの固有値解析結果の相違は鉛直たわみモードによく現れており、①の剛結合がおおむね実験結果に近い値が得られているのに対して、②のピン結合とした場合には、実験結果に対してかなり差が生じている。

表-2 共振振動数の比較

(Hz)

加振ケース 振動モード	鉛直		ねじり		橋脚 直角	橋脚 直角	解析 モデル ①	解析 モデル ②
	側径間	中央	側径間	中央				
鉛直たわみ対称1次	0.731	0.720	0.750	0.719	0.738		0.777	0.660
主塔直角						1.275	1.216	1.216
鉛直たわみ逆対称1次	1.289		1.300	1.279	1.310		1.356	1.098
鉛直たわみ対称2次	1.521	1.580	1.552	1.552	1.542		1.514	1.378
鉛直たわみ逆対称2次	1.731		1.751		1.732		1.701	1.695
ねじり対称1次			1.851	1.823		1.799	1.770	1.770
主桁直角対称1次						2.697	3.251	3.251
鉛直たわみ対称3次					2.718		3.008	2.643
主桁橋脚					3.476		3.267	3.177
鉛直たわみ逆対称3次					3.476		3.267	3.677
ねじり逆対称1次						3.685	3.523	3.523
ねじり対称2次						5.503	5.248	5.248
主桁直角逆対称1次						6.765	7.385	7.385

注) 解析モデル

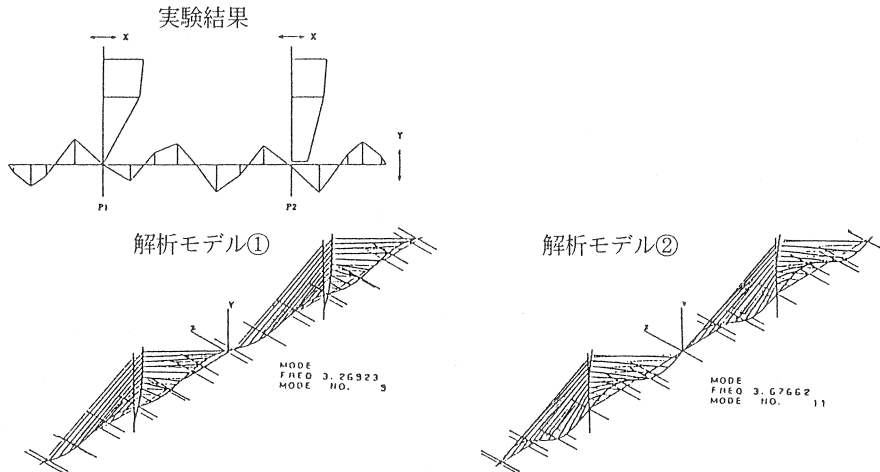
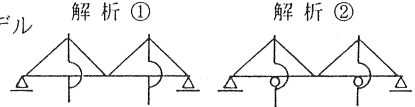


図-2 鉛直逆対称3次モードの比較

また、鉛直たわみ逆対称3次モードにおける実験結果と解析①、②の比較を示したものが図-2である。解析①が実験結果と全く同じ振動モードを示しているのに対して、解析②の場合は明らかに主塔のモードなどが異なっている。これは、主桁が橋脚上でストッパーにより固定されていることに加えて、実験時の加振力では支承が回転せず、主桁と橋脚が剛結の状態であったことを示している。ちなみに、実験中測定した主桁と橋脚、主桁と橋台の相対変位は0であった。

その他の代表モードにおける実験結果と解析①との比較を示したものが図-3である。解析①の主桁直角モードの共振振動数が実験結果に比べて大きくなっているものの、共振振動数と振動モードから判断する限り、解析モデル①は、ほぼ実験時における本橋の構造特性を再現しているものと考えられる。

表-3は各部材の単位起振力当たりの最大応答値である。主桁は中央ねじり加振において最大加速度を示している。ただし、変位は中央鉛直加振の約5mmに対して、中央ねじり加振では約3mmであった。また斜材張力の最大応答値は、上記の主桁の最大変位が生じる鉛直たわみ対称1次モードで現れている。

次に、主桁・主塔・斜材の振動性状を直接比較するため、各加振ケースにおける主桁・主塔・斜材の共振曲線の重ね書きの例を示す。

図-4は側径間鉛直加振のケースである。主桁と主塔の振動はおおむね同一振動数でピークを示している。斜材は、鉛直たわみ逆対称2次モード(1.713Hz)で主桁と同一の小さなピークを有するものの、主桁・主塔とは関係のないケーブル自身の1次固有振動数(1.836Hz)付近に顕著なピークが現れている。また、主桁・主塔が斜材振動の影響を受けている兆候は見られない。

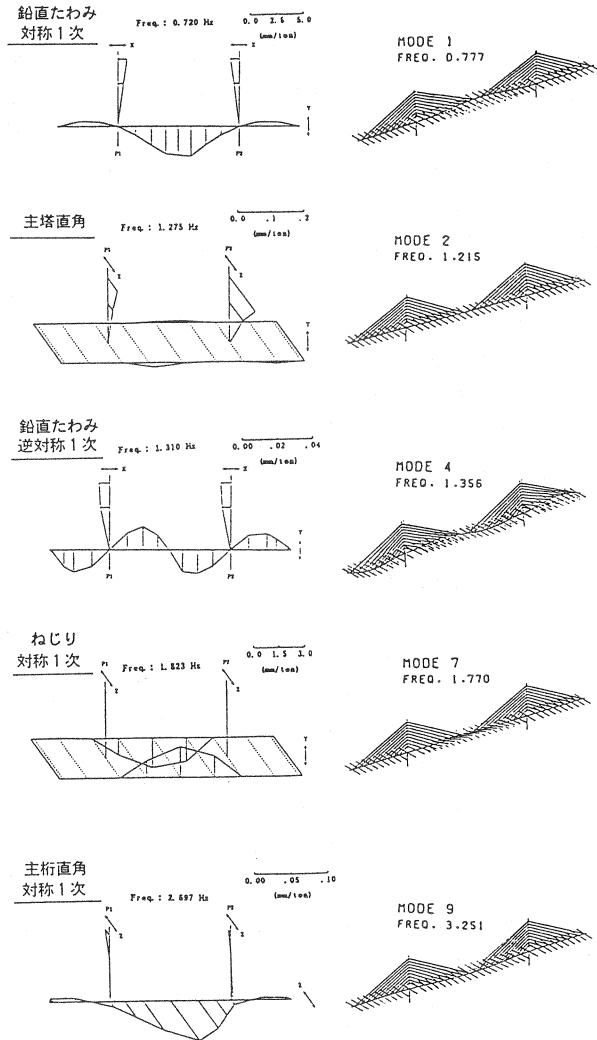


図-3 代表モードの比較

表-3 最大応答値

	方向	最大応答値	振動数Hz	加振ケース
主桁	鉛直	36.60 gal/tf	1.823	中央ねじり
	橋軸	0.45 gal/tf	3.476	橋軸
	直角	2.30 gal/tf	7.607	橋軸直角
主塔	橋軸	3.64 gal/tf	5.274	橋軸
	直角	2.56 gal/tf	7.213	橋軸直角
橋脚	橋軸	0.24 gal/tf	3.456	橋軸
	直角	0.23 gal/tf	7.672	橋軸直角
斜材	加速度	47.26 gal/tf	1.811	側径間ねじり
	張力	22.92 kg/tf	0.720	中央鉛直

図-5に、中央径間橋軸直角方向加振のケースを示す。主桁は、ねじり対称1次(1.799Hz)、2次(5.503Hz)および主桁直角対称1次モード(2.697Hz)においてピークを示している。主塔は、自身の橋軸直角1次(1.275Hz)、2次モード(7.592Hz)において顕著なピークを示している。斜材は、主桁・主塔とは関係のないケーブル自身の1,2,3,4次にピークを示している。橋軸直角方向加振においても、主桁・主塔が斜材振動の影響を受けている兆候は見られない。

図-6は、中央径間橋軸方向加振時における主桁・主塔・橋脚の共振曲線である。主桁・主塔・橋脚はおおむね同一振動数でピークを示しているが、加速度は主塔が大きく、主桁と橋脚はほぼ同程度となっている。

なお、同一周波数で起振力を変化させてみたが、本実験の起振力の範囲内では、橋体各部の単位起振力当たりの加速度応答値には変化が生じなかった。

## (2) 減衰定数

主桁および主塔の共振曲線から $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数と、共振振動数での自由振動試験における減衰波形から求めた減衰定数の各平均値の比較を表-4に示す。

全体的な傾向としては、共振曲線( $1/\sqrt{2}$ 法)から求めた減衰定数のほうが大きくなっている。これは、減衰定数が小さいため、共振曲線から求める際の精度に起因している可能性が大きいと考えられる。自由振動試験は風などの外的影響を極力排除した条件下で行っており、真の減衰定数は減衰波形から求めた値の方に近いものと思われる。自由振動試験はケースが限定されているが、減衰定数はおおむね0.6%~2%の範囲にあり、平均的には1%前後といえる。減衰定数は、振動モードによって異なる結果となっているが、振動モードとの間に一定の傾向は得られなかった。

また、加振方向によっても左右される傾向があり、 $1/\sqrt{2}$ 法の結果から推測する限り、橋軸方向加振が最も小さく、鉛直加振が最も大きくなっている。

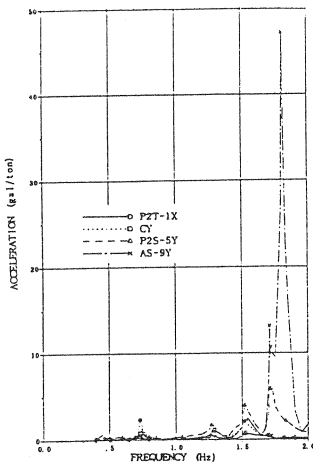
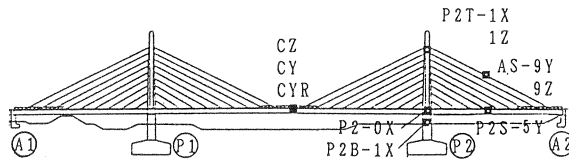


図-4 鉛直加振共振曲線

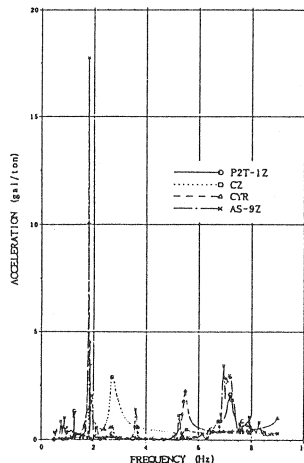


図-5 直角加振共振曲線

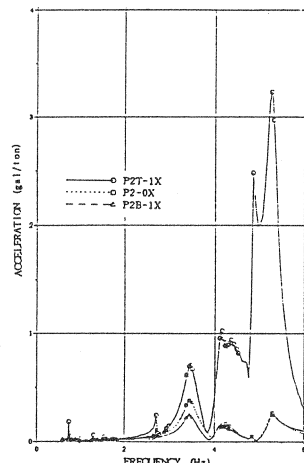


図-6 橋軸加振共振曲線

表-4 減衰定数hの比較

加振ケース 振動モード	鉛直(側径間)				ねじり(中央)				橋軸		橋軸直角			
	主塔橋軸		主桁鉛直		主塔橋軸		主桁鉛直		主塔橋軸	主桁鉛直	主塔直角	主桁直角	主桁鉛直	
	1/√2法	自由減衰	1/√2法	自由減衰	1/√2法	自由減衰	1/√2法	自由減衰	1/√2法	1/√2法	1/√2法	1/√2法	1/√2法	
鉛直たわみ 対称1次 主塔直角	0.014		0.014	0.007~ 0.013	0.019~ 0.024		0.017~ 0.021		0.009	0.008~ 0.009		0.004~ 0.030		
鉛直たわみ 逆対称1次	0.021~ 0.024	0.006~ 0.018	0.020~ 0.026	0.007~ 0.018	0.004~ 0.008					0.008~ 0.009				
鉛直たわみ 対称2次	0.019~ 0.031	0.009~ 0.020	0.017~ 0.023	0.010~ 0.034			0.013~ 0.014			0.007~ 0.010				
鉛直たわみ 逆対称2次	0.009	0.005	0.012~ 0.019	0.007~ 0.010						0.006~ 0.008				
ねじり1次 対称					0.005~ 0.008	0.011~ 0.021	0.006~ 0.008	0.006~ 0.007				0.007~ 0.009	0.009	0.009
主桁直角 対称1次											0.002~ 0.022	0.037~ 0.051	0.022	
鉛直たわみ 対称3次									0.008	0.008~ 0.009				
鉛直たわみ 逆対称3次									0.004	0.003~ 0.004				
ねじり2次 逆対称												0.011~ 0.013	0.009	
ねじり3次 対称												0.012~ 0.027	0.012	

### 5. まとめ

1面吊りPC斜張橋であるツインハープ橋の振動実験を実施した。振動実験結果および解析から、本橋の構造特性について得られた知見を整理すると、

- ・主桁と橋脚の結合条件は本実験レベルの起振力では剛結と考えられ、曲げ振動・ねじり振動とも、振動モードおよび共振振動数は、このモデルにおける解析値とほぼ一致する結果が得られた。
- ・主桁は、中央径間ねじり加振において最大の加速度応答を示し、中央径間鉛直加振において最大の変位応答を示した。
- ・斜材は、主桁・主塔の振動とは関係のない自身の固有振動数で共振した。
- ・主桁・主塔が斜材振動の影響を受けている兆候は見られなかった。
- ・減衰定数は平均的には1%前後と推定される。

### 6. おわりに

減衰定数や支持条件など振動実験で得られた知見は、微小振幅域に限定されたものであり、耐風安定性の検討には有効と考えられるものの、必ずしも地震時の振動性状を反映しているとは言えない。しかし、将来的には地震観測の実施などにより、振動実験結果との関係を明らかにしてゆくことが可能と考える。本実験のデータが、PC斜張橋の合理的な耐風・耐震設計法の確立のための一助となれば幸いである。

最後に、本報告の取りまとめにあたり、終始ご指導、ご助言を賜った建設省土木研究所構造研究室および耐震研究室の皆様へ深く感謝の意を表する次第である。

### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室：新綾部大橋振動実験報告書，土木研究所資料，第2671号，1988年10月
- 2) 建設省土木研究所・三重県土木部：PC斜張橋の耐風設計・耐震設計に関する共同研究報告書，1990年3月
- 3) 成木，藤井，佐々木，近藤：ツインハープ橋の設計と施工(上)，橋梁と基礎，Vol.25, No.1, 1991年1月