

I-170 斜めハンガーを有する2径間連続自碇式吊橋 万願寺歩道橋の振動実験

(株)フジエンジニアリング 正員 薄井王尚
 (株)片山鉄工所 正員 中平進夫
 (株)片山鉄工所 正員 坂本純男
 金沢大学 正員 梶川康男

1. まえがき 万願寺歩道橋は、図-1に示すような支間 73.0m+73.0m、幅員 6.0mの歩道橋である。本橋は河川敷公園の中心に位置することになるため、周辺環境と調和し、かつシンボルとなるよう考えられた結果、美観上優れた斜めハンガーを有する自碇式吊橋が採用された。これまでに施工された斜めハンガーを有する橋としては、セバーン橋、ハンバー橋、此花大橋、熱田記念橋等がある。しかし、あまり施工実績のない構造形式であるため、設計・施工の各段階で詳細な検討・実験を行いながら作業を進めた。本報告は、この自碇式吊橋の竣功にあたり、設計段階での解析モデルや設計諸定数の妥当性について確認するために行った振動実験の結果について検討したものである。

2. 実験概要 振動実験は、橋面工（高欄と舗装）完成の前後で行った。実験は衝撃加振法と人力加振法により橋体を加振した。衝撃加振法は、衝撃加振器と砂袋（20kgfと10kgf）を用意し、人力加振法は固有振動数に合わせて膝を屈伸させる方法で行った。また、橋面工完成後には単独・多人数によって歩行・走行実験を行った。振動測定は、図-2に示す測点に動電型速度計、加速度計を設置した。

3. 解析 本橋は主ケーブルとハンガーケーブルが同一平面内でない等、複雑な構造を有する。そこで、構造モデルをできるだけ実橋に近いものとするため3次元立体モデルで固有振動解析を行った。表-1に解析結果と他の同規模の歩道橋の固有振動数を比較したものを示す。

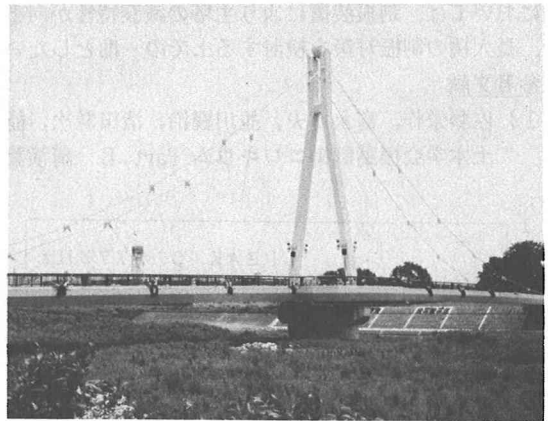


図-1 橋梁全景図

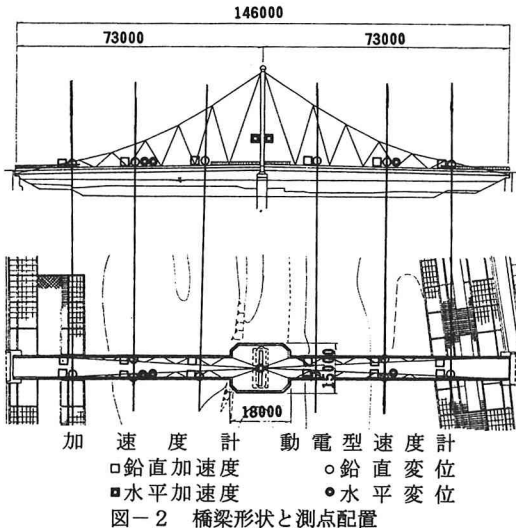


表-1 固有振動数の解析結果と比較(Hz)

		支間割(m)	万願寺橋	熱田記念橋	川崎橋	雪吊橋
補剛	鉛直	逆対称1次	0.803	1.234	0.994	1.054
		対称1次	1.791	2.599	2.246	2.336
		逆対称2次	2.816	3.213	3.494	3.990
		対称2次	3.742	6.472	4.794	5.713
	水平	逆対称1次	3.886	1.869	-	-
桁	ねじれ	逆対称1次	3.899	-	-	-
	断面	逆対称1次	7.755	7.708	7.469	5.844
塔	橋軸	逆対称1次	7.894	-	-	-
		1次	5.094	2.551	2.601	7.096
		1次	5.937	4.196	6.967	3.714
	ねじれ	1次	11.925	7.708	-	5.844
形状						

3. 実験結果と考察 橋面工完成前後で行った衝撃加振法と人力加振法による実験で得られた固有振動数・対数減衰率を表-2に示す。固有振動数は、ねじれ振動モードを除けばいずれも解析値に比べ実測値が大きくなっており、実橋のたわみ剛性が解析モデルより高いことを示している。また、橋面工の完成前後でたわみ振動の固有振動数は1~8%程度小さくなっており、高欄・舗装(タイル)等による剛性の増加より質量の増加の影響が大きいことを示している。実測値と解析値の比は、最低次の逆対称一次振動モードで32%実測値が高いが、高次モードになるにつれてその比は小さくなっている。これは解析で高欄等の付属物の剛性を考慮していないことも原因のひとつであると考えられる。また、本橋の耐風安定性に係る指標として、ねじれ振動数とたわみ振動数の比は6.9(ねじれ振動数/たわみ振動数)で十分離れており、たわみ振動とねじれ振動が接近した際に生じやすいといわれている連成フラッター振動現象は起こりにくいと考えられる。

対数減衰率は衝撃加振法のパワースペクトルからHalf Power Methodで求めたものと人力加振法の自由減衰振動波形から求めたものを示している。比較的大きな振幅(桁中央で最大約6mm)を与えた人力加振法での結果は0.06~0.10(対称一次モード)となっているが、これを他の同規模の橋梁と比較すると、同じ斜めハンガーを有する自碇式吊橋である熱田記念橋は0.07、斜張橋の川崎橋²⁾、雪吊橋³⁾はそれぞれ0.04、0.03となっており、自碇式吊橋は斜張橋と比較して大きな対数減衰率を示すようである。

4. 使用性の検討 表-2に示すように本橋の橋面工完成後の固有振動数のうち対称一次振動モードの固有振動数は2.03 Hzであり、一般の歩行者の歩調といわれている平均2歩/sec⁴⁾とほぼ同じである。したがって通常の歩行状態において共振現象が生じやすく、桁の振幅が大きくなる可能性がある。そこで、1~4人を何通りかのパターンで歩行・走行させ、加速度を測定した。左岸側径間中央で得られた最大加速度を表-3に示す。2歩/secの歩行状態では4人歩行時の最大でも20cm/sec²程度、走行状態では30cm/sec²程度であり、通常の歩行状態ではいずれの場合も振幅は小さい。また、実験時に歩行・走行している歩行者の感じ方でも、揺れをかすかに感じる程度であり、問題となるような振動は発生しないことが確認された。

5. まとめ 本実験により、あまり施工実績のない自碇式吊橋の振動性状について確認することができた。固有振動数・振動モードの実測値との対比はほぼ良好であり、3次元立体とした解析モデルは妥当であったと考えられる。また、対数減衰率は、同程度の規模の斜張橋に比べ高い傾向を示すことがわかった。

最後に、本橋の設計と施工に際し、多大なご指導、ご協力を頂いた建設省京浜工事事務所の方々および関係各位に厚くお礼を申し上げます。

参考文献 1) 別府徳：シンボルブリッジ(仮称)上部工の設計，橋梁と基礎，89-4，1989年4月 2) 加藤徳：川崎橋の設計と施工，橋梁と基礎，78-11，1978年11月
3) 梶川徳：斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験，橋梁と基礎，86-9，1986年9月 4) 日本道路協会：立体橋脚施設技術基準・同解説，1979

表-2 固有振動数と対数減衰率一覧表

上段：固有振動数(Hz)
下段：対数減衰率

振動モード		解析値 (A)	橋面工完成前	橋面工完成後 (B)	実測値/解析値 (B/A)
た	逆対称一次	0.803	1.07 0.05-0.07	1.06 0.05-0.08 0.06-0.10*	1.32
	対称一次	1.791	2.15 0.03-0.06	2.03 0.03-0.05 0.06-0.11	1.13
わ	逆対称二次	2.816	3.56 0.02-0.04	3.26 0.02-0.03	1.16
	対称二次	3.742	4.40 0.02-0.06	4.06 0.03-0.05	1.09
み	逆対称三次	6.106	6.64 ***	6.63 ***	1.08
	対称三次	7.221	7.42 ***	7.28 ***	1.01
ね じ れ	逆対称一次	7.755	* ***	7.32 ***	0.94
	対称一次	7.894	* ***	* ***	

*:測定結果で明確には認められなかった **：人力加振法の大振幅時の対数減衰率 ***：検出できなかった

表-3 歩行・走行実験結果 (cm/sec²)

実験内容		最大加速度
歩行	4人がランダムな歩調で歩いた	4~6
	1人(2歩/sec)	2~4
	2人(2歩/sec)	10~16
	4人(2歩/sec)	14~20
走行	1人(1歩/sec)	16~20
	1人(2歩/sec)	10~18
	2人(1歩/sec)	26~36
	2人(2歩/sec)	14~30

()内は歩行・走行する歩調を示す