

大阪大学工学部 正員 川谷 充郎
大阪大学工学部 正員 小松 定夫
神戸市港湾局 正員 岡田 重豊

1. まえがき 六甲アイランドと本土との間に架設された六甲大橋は、図-1に示すように径間長 $90+220+90$ mの3径間連続トラス・合成鋼床板タフルデッキ型式の斜張橋であり、世界でも初めての型式である¹⁾。本橋はトラス型式斜張橋であるため、従来の桁型式斜張橋とは異なった動的特性を有するものと予想される。本実験の目的は、トラス補剛型式の斜張橋の動的特性に関する資料を得ること、並に本橋設計時に用いられた動的性状に関する諸量の仮定値の妥当性を確認することである。また、同型式の斜張橋に関する動力学的解析を行ない、実験結果と理論値を対比し考察を行なう。

2. 実験方法 起振機（三菱重工業製 MK-1 型、最大起振力 4 ton）を用いて主桁に周期的な鉛直強制外力を与え、各加振周波数に対応するトラス主構の鉛直加速度を測定して共振曲線を描く。これより固有振動数（共振振動数と同一と考える）を求め、またその振動数で振動するときの各測点における振幅の同時記録より固有振動モードを求める。更に、共振振動数において起振機の回転を急停止させ、その後の減衰自由振動より対数減衰率を求める。起振機の設置位置については、対称、逆対称の曲げ振動およびねじり振動を測定し得るように、起振機を図-1に示す中央径間下路の $L/2$ 点と $L/4$ 点においてそれぞれ幅員中央と幅員の神戸側端部に設置した。加速度計の設置位置は図-1に○印で示す通りである。

3. 実験結果 (1) 固有振動数 起振機の起振力は加振周波数およびカウンタウェイトの段数により変化するので、共振曲線を描くに際して、応答加速度を起振力 1 ton 当たり換算して示した。図-1に○印で示す4箇所の位置に設置した起振機により、それぞれ対称、逆対称の曲げ振動およびねじり振動を測定し、それらの共振曲線より求められた固有振動数を表-1の実験値の欄に掲げる。対称曲げ振動の場合に共振曲線より得られる3つの固有振動数は、次節において述べる理論解析結果との対比により対称1次、2次および4次の固有振動数であることが分かる。また、ねじり振動の固有振動数は対応する曲げ振動の固有振動数の約2倍になっている。既設の桁型式斜張橋において現地振動実験により求められた固有振動数と本実験により得られた六甲大橋の固有振動数を併せて表-2に掲げる。桁型式斜張橋の場合、振動次数により多少

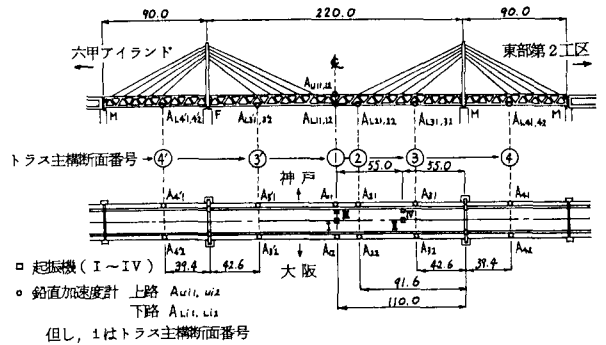


図-1 六甲大橋一般図および測定位置・起振機設置位置

表-1 六甲大橋の固有振動数および対数減衰率

振動モード	対称性	次数	固有振動数 (Hz)			対数減衰率 δ
			実験値 ①	計算値 ②	①/②	
曲げ振動	対称	1	0.937	0.834	1.124	—
		2	2.422	2.279	1.063	0.066
		3	—	2.632	—	—
		4	3.365	3.364	1.000	0.081
ねじり振動	逆対称	1	1.763	1.651	1.068	0.206
		2	2.677	2.471	1.083	0.094
		1	2.051	—	—	0.067
		2	4.966	—	—	0.084
ねじり振動	逆対称	1	3.920	—	—	—

表-2 斜張橋の実測固有振動数の比較 (Hz)

橋名		尾道大橋	豊里大橋	荒川大橋	かめめ大橋	末広大橋	六甲大橋	
架設年		1967	1970	1970	1975	1975	1977	
中央径間長 (m)		215	216	160	240	250	220	
曲げ振動	対称	1次	0.58	0.52	0.75	0.472	0.937	
		2次	1.88	1.92	1.91	0.99	2.422	
		3次	—	3.38	2.83	1.616	—	
		4次	—	—	—	—	3.865	
	逆対称	1次	0.92	1.22	1.25	0.712	1.768	
		2次	1.62	2.48	2.41	1.264	2.677	
		3次	—	—	—	2.094	—	
		4次	—	—	—	—	—	
ねじり振動	対称	1次	1.66	1.48	1.45	1.446	2.051	
		2次	—	4.08	4.24	4.444	4.956	
	逆対称	1次	2.94	3.25	2.80	—	2.888	3.920
		2次	—	—	—	—	—	—

異なるとは言え、径間長が長くなるに従って固有振動数は小さくなる傾向がある。しかし、本橋の固有振動数は、同程度もしくはそれ以下の径間長を有する桁型式斜張橋の固有振動数と比べてもかなり大きい値を示す。この理由は、本橋がタフル鋼床板を合成したトラス主構を用いているために、従来の桁型式斜張橋と比較してトラス主構の換算曲げ剛性が6～8倍と大きいためであると考えられる。

(2) 固有振動モード 対称曲げ振動の1次、2次および4次のそれぞれの共振時における各測定の応答加速度と、振動の位相差を考慮してプロットした対称曲げ固有振動モードを図-2に示す。これらの図において実線で示すのは理論解析より求められた固有振動モードである。理論解析結果は実験結果(○印)と良好な対応関係にあることが認められる。

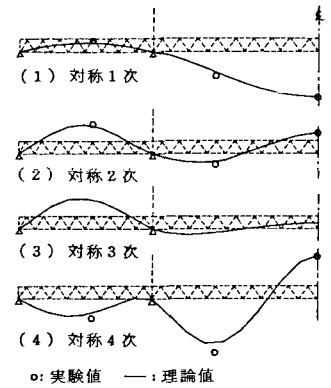


図-2 固有振動モード

(3) 対数減衰率 共振時において起振機の回転を急停止させた後の減衰自由振動より求めた対数減衰率 δ を表-1の右欄に掲げる。連対称曲げ振動における対数減衰率が他の振動モードの場合よりも大きく、特に連対称1次曲げ振動における $\delta=0.206$ は他に比べて2倍以上の大きさである。本橋については、計画段階において風洞実験が行なわれ、耐風安定性が検討された²⁾。風洞実験における対数減衰率の最大値 $\delta=0.015$ は十分に安全側の仮定値であることが分かった。既設の3径間連続桁型式斜張橋において求められた対数減衰率と本橋の対数減衰率を併せて表-3に掲げる。各斜張橋について対数減衰率の最小値と最大値をそれぞれ比較すると、トラス型式の本橋の対数減衰率は桁型式斜張橋の場合よりも大きいことが分かる。

表-3 斜張橋の対数減衰率の比較

橋名	架設年	対数減衰率
尾道大橋	1967	0.03～0.05
豊里大橋	1970	0.051～0.087
荒川大橋	1970	0.024～0.051
かもめ大橋	1975	0.056～0.083
末広大橋	1975	0.012～0.056
六甲大橋	1977	0.066～0.206

4. 理論解析 トラス型式斜張橋の動的解析については、対象とする橋を平面構造系の離散質量系に理想化し、マトリックス変形法により剛性マトリックスを求める³⁾。トラス主構のモデル化において、トラスの節点は剛結しているものと仮定した。QR法を用いた固有値解析により得られた固有振動数と固有振動モードをそれぞれ表-1の計算値の欄および図-2に実線で示す。表-1の計算値②は、上・下弦材の断面積、断面2次モーメントを、鋼床板の全幅有効とし、更に格点における変断面を考慮して格点間で平均化し、単位長当たり重量も竣工時の鋼重より算出した場合である。

表-1において固有振動数の実験値①と計算値②を比較すると、②の鋼床板全幅有効の場合の計算値が実験値と比較的良好な一致をみた。振動時の剛性は鋼床板全幅有効とする方が合理的であり、この傾向は静的解析とは異なる点である。実験値と計算値の比をみると、対称1次曲げ固有振動数の両者の差異が12.4%で最大となっている。この原因として、起振機実験において低周波加振時の加振周波数に乱れを伴いやすいことおよびその時の起振力が小さいことにより、実験値に誤差を含む可能性の大きいことが考えられる。実験において対称3次曲げ固有振動数を得られなかったが、この原因は図-2に示すように解析による対称3次固有振動モードの中央径間全体にわたりその振幅が小さく、起振機を中央径間に設置した本実験では対称3次固有振動数が現われにくかったものと考えられる。

5. あとがき 本実験を遂行するに当たり種々御協力頂いた大阪大学大学院および学部学生諸君、並びに実験データの整理に奮闘された大阪大学大学院生の坂手貴志君と学部学生の宮本龍三君に対して感謝の意を表する次第である。

参考文献 1) 松浦勢一・横山顕二・田外吉則; 六甲大橋上部工の設計と架設, 土木学会誌, 第61巻, 第9号, 1976-9.
2) 小西一郎・白石茂人・岸本章士; 六甲アイランド連絡橋の空力特性について, 土木学会第29回年報発表集, I-206, 1974.
3) 小松実夫・川谷充郎; 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集, 第275号, 1978-7.