

三菱重工広島研究所 桑野研一 正員 中尾好昭 佐々木伸幸
 全 広島造船所 正員 佐竹優 正員 阿部馨

1. 以上を、長大吊橋の設計において耐風安定性と耐震応答の問題が重要である事は論を要さない。本研究ではこれらの解決に必要な吊橋の総合的動的特性を一試設計例に対する相似模型振動実験により実験的に研究し、従来の理論の当否を検討した。更にこれらの結果を用いて耐震応答計算を行い、実験による計算式の妥当性を検討した。一方耐風安定性に関しては風速が一様である場合のフラッタ計算を行い、従来の計算法の安全率の度合いを定性的に検討した。

2. 動的特性試験。実験に使用した模型は主としてセルロイド製、縮尺 1/100 のものである。部材剛性については断面積のみを相似とし、ケーブル、ハンガー(ピヤ)線(引張り剛性を相似)とし、又加速度比を 1 とするため、実物と質量分布が近くなる様に鉛を貼布した。この外あらゆる諸元に対し、実物と模型が相似となる様、出来るだけ注意を拂った。実物と模型の諸元を表 1 に示す。

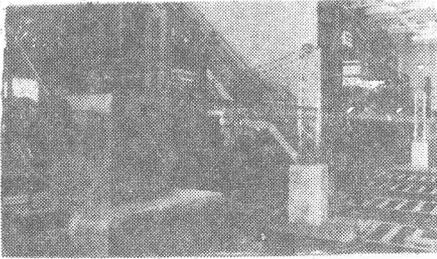


図 1. 全体模型

諸元	記号	実物	模型
中央径間・長さ	l	850 m	8.50 cm
側径間・長さ	l_s	300 "	3.00 "
補剛トラス幅員	b	24 "	2.4 "
・ ・ 桁高	d	13 "	1.3 "
・ ・ 線密度	W	26 $\frac{kg}{m}$	8.7 $\frac{g}{cm}$
ケーブル・サグ	f	70 m	7.0 cm
・ ・ 張力	H_w	16770 t	156 kg
・ ・ 直径	ϕ_c	0.8 m	0.13 cm
タワー高さ	C	220 "	2.20 cm

表 1. 実物と模型の諸元

振動数特性、モード、及び減衰率の計測は正弦振機に対する模型の挙動を各所に貼付された全ゲージで取出す事によって計測した。実験結果は表 2 および表 3 に示す通りであった。

次数	振動数(%) 実験値 理論値	モード	備考
対称			
1次	0.17 0.179		2. タワ剛性考慮 (タワ剛性を無視) σ_c 8% (揺動誤差を許す)
2次	0.27 0.277		
3次	0.36 0.411		
4次	0.58 0.647 (0.579)		
5次	0.84 1.177 (0.965)		理論値(1)
逆対称			1. 隣接変形の影響考慮
1次	0.155 0.159		2. 値
2次	0.44 0.444		
3次	0.70 0.613		
4次	0.72 0.890 (0.762)		
5次	1.01 1.485 (1.160)		

(a) 補剛桁吊置架の振動

次数	振動数(%) 実験値 理論値	モード	備考
対称			
1次	0.35 0.38		2. タワ剛性考慮 (タワ剛性を無視) σ_c 20-30%の誤差を生じる
2次	0.67 0.71		
3次	1.25 1.29		
逆対称			
1次	0.50 0.47		
2次	0.83 0.995		
3次	1.37 1.416		
(b) 補剛桁吊置架の振動			
対称			
1次	0.075 0.078		
2次	0.36 0.40		
逆対称			
1次	0.185 0.21		
2次	0.50 0.50		

(c) 補剛桁吊置架の振動

種別	次数	振動数(%) 実験値 理論値	モード	備考
完成時	1次	0.90 0.91		
	2次	1.74 1.89		
	3次	2.40 2.45		
架設時	弾性変形時	1次	0.28 0.29	弾性変形時 (1/2倍)
	架設時	2次	1.25 1.35	架設時 (1/2倍)
架設時	1次	0.25 0.28		
	2次			

(d) タワーの橋脚方向振動

表 2. 実験結果 (実物換算値)

振動の形態は大きくして補剛桁振動の卓越したものと、タワー振動の卓越したものとに分ける事が出来相互間の干渉は無視出来る程度のものであった。補剛桁振動に対しては、タワーを静的バネとして置き、主として Blich の方法で解析を行った。一方タワー振動に対してはケーブルを静的バネとして置き換えると同時にその有効質量を頂部質量に換算し解析を行った。表 2 備考に記述した考慮を行

この理論と実験の一致は良好であり、この事からも干渉を無視した仮定の妥当性がうかがえる。

尚表3に示した減衰率は模型の応答解析にのみ必要なものであって、実橋のそれとは全く無関係にある事は言うまでもない。補剛桁減衰率の実験結果は、セルロイド弾性模型をフラッター実験に使用し得る可能性のある事を示している。

補剛桁に関する若戸大橋の実物計測結果に対し工と同じ計算を行った結果、捻り対称1次振動数実測値0.65%に対し

0.61%の計算値が得られた。撓み振動数については更に精度が高い。

3. タワーの耐震応答試験 地震時にタワーの橋軸方向への振動が最も危険な事はよく知られている事であるが、この事は固有振動数の地震波スペクトルとの相対関係から充分うかがえる事である。

2節のベネチアから、タワー耐震応答試験模型としては、頂部にバネを有するタワーを用いるは充分である。模型実験状況は図2に示す。振動台は阪大工学部建築工学科(枚方分校)所属のものを借用した。

振動台仕様、加振波(ランダム)のスペクトル其他については文献1を参照されたい。実験結果の一例を図3に示す。

尚データとして10秒間振中の曲げ歪み応答の最大値を採用している。

図3の実線は統計的計算法により与えられた応答の平均値を示すものであり、上限値はこの約1.5倍程度である。

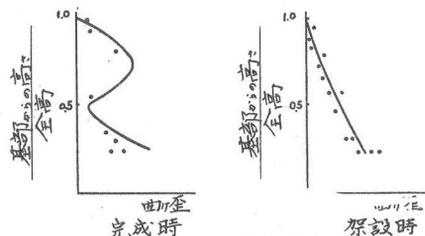


図3 タワー振動台実験結果

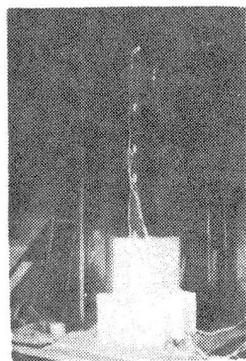


図2 タワーの地震振動台実験

これらの結果は計算法が妥当な事を示している。

4. 耐風安定性に関する考察 耐風安定性の計算は、通常一様風速の条件下に行われているが、この仮定にどの程度の安全率が含まれているかを定性的にみる為に、図4に示す様に一様風速の場合(風速 V)と、 V を最大風速とする三角分布の場合に対してフラッター計算を行った。その結果一様風速の場合に対し、フラッター風速に約50%の増加がみられた。この事実は耐風安定性の問題の重要な事であり、又一様風速の起る難い長大吊橋の設計に際して好ましい事であり、その意味でも実風



図4 水平風分布の仮定

測定の結果に期待する所が大きい。

5. 謝辞 フラッター計算プログラミングを願ひした三菱重工業研究所 川島教師に感謝の意を表す。

6. 文献 (1) 鳥海勲, 地震振動台による模型実験について, 地震, 1963. (2) 高田孝信, 若戸大橋載荷試験の概要, 土木技術, 1964.1 (3) 桑野, 中尾, 尾形, 円筒型煙突の耐震強度に関する研究, 三菱重工技報, 1965.6 (4) 荻口, 坂田, 吊り橋耐風安定性に関する基礎研究, 日本航空学会誌, 1965.2