

解析すると対応関係が12次程度まで明確となった。鉛直振動における実測値と解析値との比は1.07程度である。鉛直振動に限れば常時微動測定で15次程度まで把握できた。

モードは鉛直で5次、水平で4次まで実測と解析の対応が明確である。また、橋軸方向とその他の方向の有意な連成はこの範囲では認められない。

(2) 減衰

鉛直1次の桁の対数減衰率は $\delta=0.027$ 、水平1次(塔の独立振動)では $\delta=0.019$ 、水平2次では $\delta=0.100$ 、ケーブルは $\delta=0.010 \sim 0.020$ が測定された。振幅依存性もかなり明確に測定された。

5. 考察

(1) 衝撃係数

動的増幅率の実測値と設計衝撃係数を表3に示す。これより、塔面外を除いて十分安全であることがわかる。塔については断面設計時の載荷方法を考慮すれば安全である。また支間の変化によって増幅率が変わることも確認された。

(2) 耐風設計

強風時の観測結果より塔頂の変位が風速12m/sec程度するとき±10mm程度であり、風洞実験結果(図2)がほぼ確認された。なお風洞実験時の δ は0.016である。

(3) 耐震設計

実測された固有振動数、モードより動的応答解析の精度はほぼ確認された。また、実測された水平振動の減衰($\delta=0.070 \sim 0.100$)、地震時の非線形復元力および大振幅時の減衰を考慮すれば設計断面力(表4)はほぼ妥当と考えられる。なお、現状の実験技術の限界と、動的応答解析に隣接工区の影響を考慮していないことなどから、本橋では実橋に地震計を設置し、地震時の挙動を把握することとしている。

6. まとめ

以上より、本橋の設計に関して言えばほぼ問題ないことが確認できた。さらに、実験より、本橋が水平方向に振動しやすいことが確認された。また、ケーブルの水平方向振動が全体系の振動にかなり影響を与えていることも推定できる。

表2 固有振動数の比較

次数	実測値(Nz)	解析値(Nz)			実測値/解析値			振動形		
		解析I	解析II	解析III	A	A	A			
1	鉛直1	0.45	0.454	0.417	0.418	0.419	1.08	1.08	1.07	
2	水平1	0.60	0.625	0.488	0.488	0.493	1.23	1.23	1.22	
3	水平2	0.68	0.698	0.510	0.538	0.559	1.29	1.23	1.18	
4	鉛直2	0.82	0.825	0.768	0.766	0.766	1.07	1.07	1.07	
5	水平3	0.93	0.947	0.894	0.828	0.827	1.04	1.12	1.12	
6	水平4	1.00	1.011	0.656	0.919	0.923	(1.52)	1.08	1.08	
7	鉛直3	1.18	1.172	1.111	1.111	1.111	1.06	1.06	1.06	
8	横れ1	1.37	1.330	1.207	1.215	1.215	(1.13)	1.12	1.12	
9	水平5	1.65	1.714	1.744	1.618	1.618	(0.95)	1.02	1.02	
10	鉛直4	1.68	1.665	1.555	1.550	1.550	1.08	1.09	1.09	
11	横れ2	1.92	1.840	2.038	1.634	1.634	(0.94)	1.18	1.18	
12	鉛直5	2.23	2.207	2.075	2.068	2.068	1.07	1.08	1.08	
13	水平6	2.41	2.410	2.532	-----	-----	(0.95)	-----	-----	

注) 1: 解析Iは本橋の固有振動解析、2: 1: 解析Iおよび解析IIは隣接工区を含んだ固有振動解析であり、そのうち、解析IIはP38のX方向支床条件を可動としているのに対し、解析Iはそれを固定としている。

表3 各径間走行時の動的増幅率

走行形態	1台運行 40km/h			4台運行 40km/h			設計値
	中央径間 (P28~P28)	中央径間 (P27~P28)	中央径間 (P28~P27)	中央径間 (P28~P28)	中央径間 (P27~P28)	中央径間 (P28~P27)	
対塔	1.024	1.032	1.048	1.048	1.049	1.109	
対支間	1.027	1.043	1.048	1.048	1.067	1.074	
中央	1.138	1.018	1.080	1.259	1.023	1.154	
近端	1.116	1.019	1.093	1.182	1.028	1.154	
遠端	1.128	1.142	1.242	1.179	1.139	1.182	
断面	1.214	1.119	1.442	1.139	1.042	1.203	
側面	1.040	1.119	1.082	1.079	1.353	1.150	
橋脚	1.082	1.225	1.079	1.079	1.353	1.150	
塔頂	1.183	1.035	1.038	1.007	1.007	1.150	
塔底	1.091	1.152	1.276	1.082	1.082	1.150	

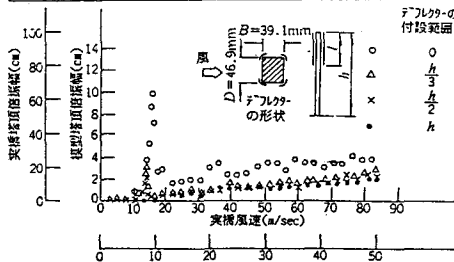


図2 親塔耐風特性(全体模型)

表4 地震応答解析結果

設計着目点	本橋	動的解析				設計値	
		Model I	Model II	Model III			
支 承 部 (ton)	橋 軸	P35	376	916	1215	236	916
		P37	1955	2208	1735	913	2208
	水平反力 直角方向	P38	1075	1539	1610	628	1534
		P39	105	345	808	117	345
橋軸方向	P37	3167	4411	5299	----	4411	
	塔基断面外曲げ	親塔	6067	12920	17786	8000	12920
モ-1(ton-m)	子塔	779	3704	6490	2500	3704	
橋面外曲げモ-2(ton-m)			17065	38150	39885	17000	17065

注) * : 修正風圧法による値である($K_0=0.33$)
 Model I : 地盤の付加質量とせん断バネを考慮した基本設計時の解析モデル
 Model II : 実質量、固定断面、構造寸法および地盤係数によってModel Iを修正した解析モデル
 Model III : Model IIにおいて地盤の付加質量とせん断バネを無視した解析モデル