

I-336

箱型補剛桁を有する超長大吊橋の全橋風洞実験(速報その3) — タワーの振動 —

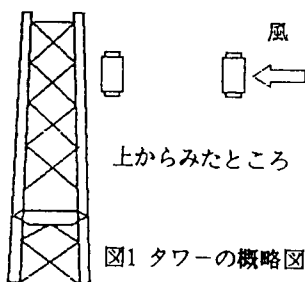
東京大学 学 古賀健一 学 Phoonsak P. 正 藤野陽三
 正 伊藤 學 正 篠 泉 学 岩本政巳
 本四公団 正 多田和夫

1. まえがき 吊形式橋梁ではスパンの長大化にともない必然的にタワーが高くなり、空力振動が問題として顕在化してくる。従来からも架設時の独立状態では低風速で空力不安定振動を起こすことが多く、種々の制振策がとられてきた。

明石海峡大橋では主塔の高さが300m近くにもなり、独立状態では無論、完成時にも低風速での不安定振動の発現可能性が指摘されてきた¹⁾。現在、橋軸直角方向まわりの偏角をもった風に対する明石海峡大橋完成時の主塔面外空力不安定振動の特性を調べる風洞実験がいくつか行われている²⁾が、いずれもケーブル、桁の影響を近似的に換算、考慮した塔一基による擬三次元模型で行われている。

ここでは橋軸直角方向のみの風に対してではあるが、全橋三次元模型(350分の1)を用いて完成系の主塔の空力不安定振動に関して行った風洞実験の結果を述べる。タワーの概略図を図1に示す。なお、タワーの質量、形状、面外剛性は相似してある。気流は一樣流である。

2. 完成時主塔の動特性と模型 完成時主塔の面外振動の最低次のモードは主塔が面外にたわむものである。しかしこのモードには、2基の塔がケーブル、桁を介して弱結合されているため、同位相のもの(Φ_{T1})と逆位相のもの(Φ_{T2})があり、両者の振動数は著しく近接している³⁾。モードの概略図と振動数を図2に示す。実験により同定された各々のモードも図3に示すように固有振動数が7.35Hz、7.44Hzと近接している。2つのモードを独立に加振することは困難であった。加振により2つのモードが同時励起されてしまうが、うなりを考慮して求めたモード減衰は $\delta=0.05\sim$ で目標値 $\delta=0.02$ よりはかなり高い値となっている。 δ を下げる手だてもないので、このままで実験を行うことにした。

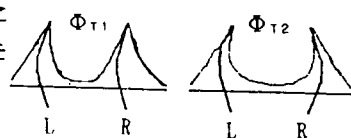


なお、図2に示したモード形はあくまでも計算から求めたもので、図3に示すように実際のモードは左右対称ではなく、アンバランスである。各モードの2基のタワーの振幅比は正確にはつかめていない。これは主塔初期面外たわみ変形などが原因していると思われる。

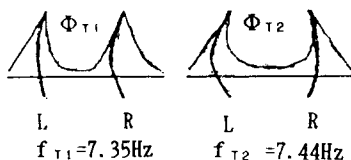
なお、補剛桁とタワーは板バネを介して結合しているが、板バネを0.1mm(本実験)から0.2mm、0.3mmと変えると、タワーの振動数が各々約8.0Hz、8.9Hzと変化し、板バネの影響が大きい。実際はタワーリンクで結合されており、実橋タワーの振動数の評価が難しいことがうかがえる。

3. 風洞実験結果 一樣流のもとでのタワーの面外たわみ振動の風速-倍振幅図を図4に示す。風速の縮尺率は $1/\sqrt{350}$ であるので、風洞風速1m/sが実橋換算で約19m/sである。

風速1m/s以下での小振幅の波形は補剛桁の渦励振によるものである。タワーの面外たわみ1次モードの渦励振は風速1.0m/sで生じはじめ1.7m/sで消滅する。さらに高風速(3.2~3.4m/s)においてはタワーのねじれモードによる振動が生じるが、現時点では測定は行っておらず、図には記入していない。たわみ振動は実橋換算で20~32m/sで生じ、そのピーク振幅 A_p は70~140cmで



7.70(0.413)Hz 7.75(0.414)Hz
 図2 タワーの2つのモード
 (かっこ内は実橋計算値)



$f_{T1}=7.35\text{Hz}$ $f_{T2}=7.44\text{Hz}$
 $\delta=0.05\sim 0.06$ $\delta=0.05\sim 0.075$
 図3 模型での振動数と構造減衰

ある。文献2)の擬三次元模型の実験 ($\delta=0.02$) では偏角 5° のとき22~30m/sで振動が生じ、 $Ap \approx 120\text{cm}$ となっており、整合的といえる。ただし今回の実験は $\delta=0.05$ で行われていることに注意する必要がある。

図5に代表的な三風速での応答のパワースペクトルを示す。 $V=1.3\text{m/s}$ では2つのピークがみられ、 Φ_{T1} 、 Φ_{T2} モードが共存していることがうかがえる。事実、応答はうなりをもっている（図6）。 $V=1.43\text{m/s}$ ではほぼ一つのピークになっている。このときの応答波形をみると、右と左のタワーで位相のずれがみとめられ（図7a）、さらにそのずれはしばらく時間がたっても変化していない（図7b）。したがって単一モードで振動していたとは考えにくく、2つのモード Φ_{T1} 、 Φ_{T2} が同一の振動数で振動していたと考えたと説明がつく。これは固有振動数の方が渦の放出振動数にlock-inしていることになるが、果してこのようなことが起こるのか、さらに検討の余地が残されている。

4. あとがき 今回の渦励振時における予備的測定の結果であり、さらに精緻な測定、そして2つの近接した振動数を持つモードの共存特性に関する解析的アプローチを検討する予定である。

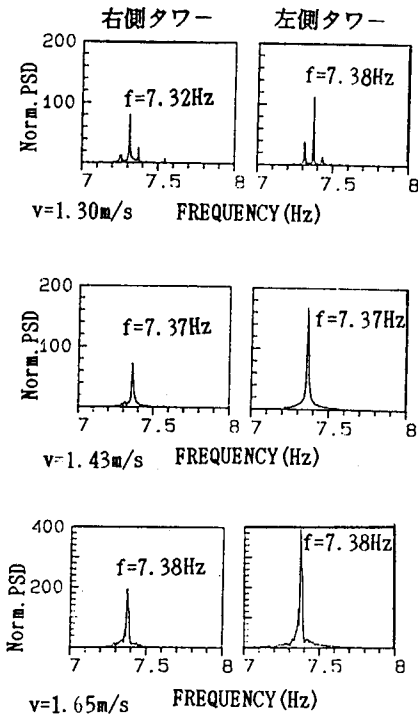


図5 各風速でのパワースペクトル

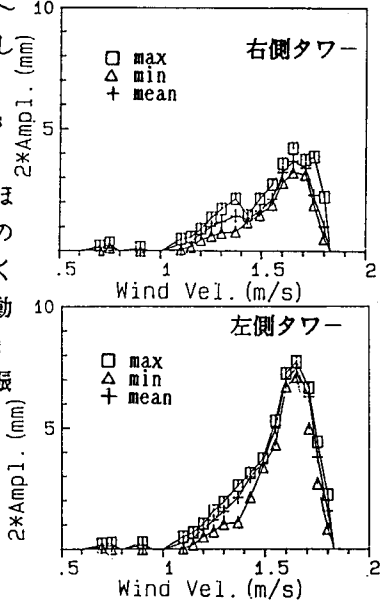


図4 風速-倍振幅図

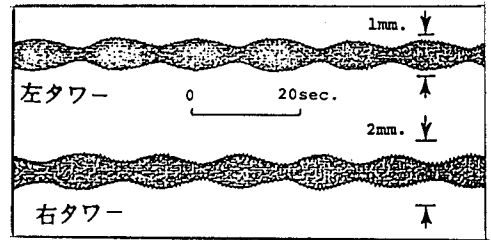


図6 $v=1.25\text{m/s}$ のときのタワーの面外振動

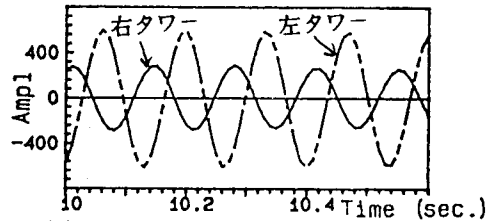


図7a $v=1.43\text{m/s}$ での応答波形

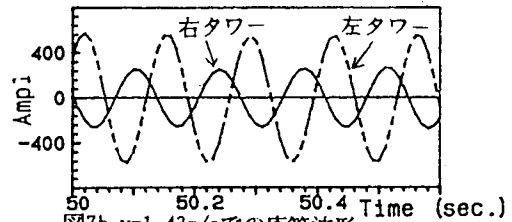


図7b $v=1.43\text{m/s}$ での応答波形

謝辞 振動解析はI. H. I. の樋上氏のお世話になった。ここに感謝したい。

参考文献 1) 京大橋梁研 (白石、松本), 本四委託成果報告書、昭61.3 2) 本四公団: 吊橋完成時の主塔風洞実験、本四耐風委資料 32-4, 1988. 3) 谷本ら、超長大吊橋の固有振動特性について、第42回年講、1987.