

I - 490

明石海峡大橋主塔独立時の耐風特性

（その2．台風時の主塔ガスト応答）

本州四国連絡橋公団 正会員○金崎 智樹
 本州四国連絡橋公団 正会員 秦 健作
 三菱重工業（株） 正会員 佐々木伸幸
 川崎重工業（株） 正会員 下土居秀樹

1. まえがき

現在建設中である明石海峡大橋では、架設中の主塔制振対策の確認のため主塔に観測機器を設置し、風に対する主塔の振動および制振装置の作動状態を監視する動態観測を実施中である。¹⁾

本報告は、この観測データの内、主塔が独立完成状態になった際、現地に相当の強風をもたらした9313号台風時の観測結果および対応する解析結果の概要をまとめたものである。

2. 観測データの概要

9313号台風は平成5年9月3日から4日にかけて、架橋地点から約200km西側を北東方向に通過した。現地では、9月4日未明に最も風が強くなり、主塔頂部プロペラ式風速計は瞬間最大値で53.4m/s（2P）、46.9m/s（3P）をそれぞれ記録した。最大風速時の風向はSSEで橋軸方向からほぼ45度の風向角である。また、主塔の振動状況は最大風速時付近で発生振動も大きくなっており、塔頂最大振動振幅は29.3cm（2P）および46.9cm（3P）であった。図1に風速および主塔振動の波形例を示す。主塔振動の方向は橋軸方向であり、また、その振動成分は図2に示すように曲げ1次振動（0.12Hz）が卓越したものであった。本主塔の場合、曲げ1次の渦励振共振風速が本報（その1）で述べたように約10m/s程度の低風速であること、さらに風向角が橋軸直角方向から大きくずれていることなどから上記の主塔振動は渦励振ではなく風の変動に起因する主塔のガスト応答の影響が大きいことが推察された。

3. ガスト応答の解析と実測の比較

両主塔で採取された代表データ（各7ケースづつ、図3参照）を対象に主塔橋軸方向の空気力変動に対する抗力ガスト応答の解析を行った。解析にあたり、主塔構造は設計時の立体骨組モデルの固有振動特性とし、構造減衰は実橋試験結果を用いた。また、空気力は風洞試験において全風向角に対する空気力が得られているので、観測データ個々の主流方向の風向角に対応する空気力を用い、その橋軸方向分力のみを橋軸方向に作用させた。風速変動のパワースペクトル、乱れは風

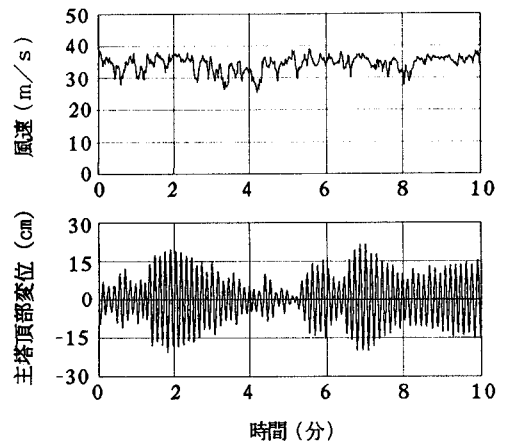


図1 観測波形の例（2P主塔）

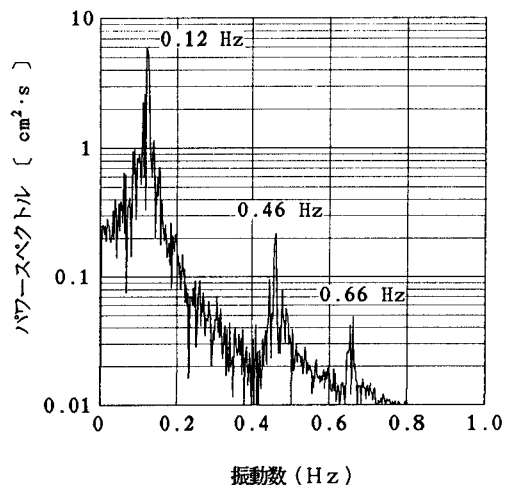


図2 主塔変位のパワースペクトル（2P主塔）

速計データを直接利用したが、風速のべき指数、空力アドミッタンス、空間相関などについては明石海峡大橋耐風設計要領のものを採用した。観測風の無次元パワースペクトルを日野スペクトルと比較して図4に示す。解析結果のうち、先ず静的変位を観測値と比較して図5に示す。なお、静的変位の観測値は、2P主塔のみについて主塔変位を直接監視するために別途設置されているVTR記録より読み取ったものである。動的変位について計算値と観測値を対比して図6に示す。観測値は計算値に対し、±30%程度の範囲でばらついているが、ほぼ妥当な結果である。2P主塔と3P主塔の動的変位を比較すると、3P主塔が全体に大き目である。この点を考察するため、乱れ強さと計算結果の動的変位／静的変位の関係を整理して図7に示す。図7から両塔の応答は乱れ強さとほぼ正比例の関係が見られ、両者の違いは乱れ強さの影響によるものと考えられる。また、図7からガストの応答倍率（1＋動的変位／静的変位）を求めると1.4～2.1の範囲である。本橋の耐風設計における主塔独立時ガスト応答倍率1.75をやや越える値も生じているが、設計風速よりかなり低い風速であることなどを考慮すると妥当な範囲である。

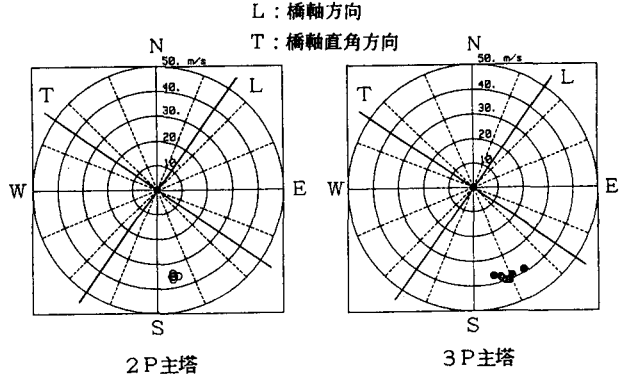


図3 解析対象データ

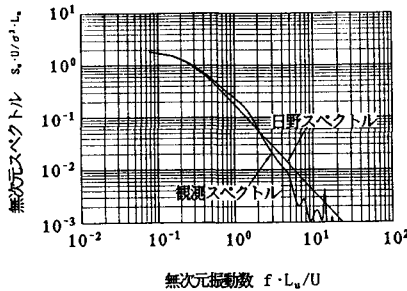


図4 風の無次元パワースペクトル（2P主塔）

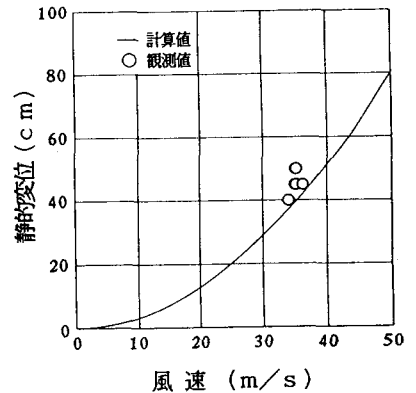


図5 風速と静的変位の関係（2P主塔）

4. まとめ

本検討により、9313号台風時に発生した比較的大きな主塔振動が風の抗力ガスト応答解析により、ほぼ説明できる結果となった。また、その発生した振動振幅についても本橋の設計において評価したガスト応答と比較し妥当な値であるといえる。

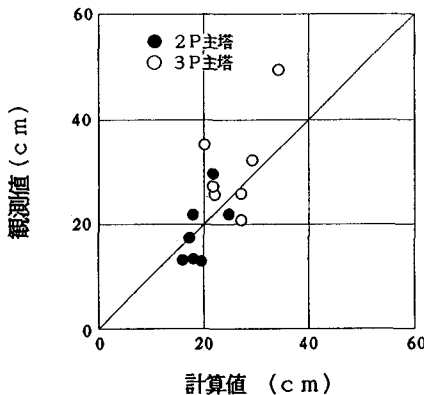


図6 動的変位の計算値と観測値の比較

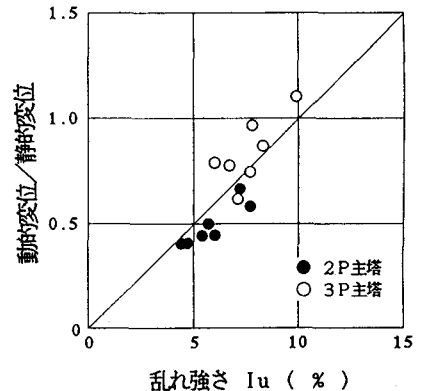


図7 乱れ強さと動的変位の関係

参考文献 1) 佐々木、他：「明石海峡大橋主塔の架設時動態観測」、土木学会第48回年次講演会、1993.9