

東京大学 学生員 沢藤 尚文

東京大学 Taweep Chaisomphob

東京大学 正員 長谷川彰夫

1. まえがき 計画中の明石海峡大橋は過去に例を見ない規模の長大吊橋であり、現行の吊橋主塔の設計要領¹⁾がそのまま適用できるかどうかは検討の余地がある。一方、吊橋主塔ケーブル系の厳密な非弾性有限変位解析に関する報告はほとんどない。そこで、ここでは非弾性有限変位解析により、試算設計(主径間 2000m、塔柱高 320m案)²⁾での明石海峡大橋主塔ケーブル系の橋軸方向の耐荷力解析を行い、骨組が有効に設計されているかどうかを検討した。さらに、風及び地震荷重を想定し、水平荷重の影響を調べた。

2. 計算仮定と解析方法 解析対象の塔ケーブル系モデルと荷重条件をFig. 1 に示す。このモデル化においては、吊橋を主径間中央を通る鉛直軸を対称軸とする左右対称構造物とした。塔柱は梁要素、ケーブルはトラス要素とし、接線剛性行列とNewton-Raphson法を組み合わせた有限要素法によって非弾性有限変位解析を行った。材料は、塔柱は完全弾塑性体とし、ひずみの逆転は考慮しない。

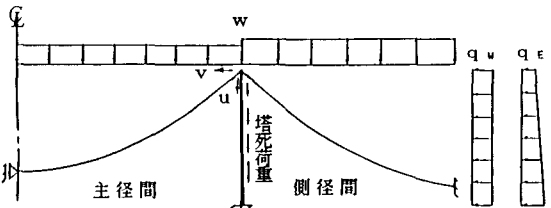


Fig. 1 モデルと荷重条件

さらに、残留応力は矩形分布を与え、 $|\sigma_r| = 0.5\sigma_y$ とした。ケーブルは弾性体とした。常時荷重は塔自重とケーブルに作用する荷重(w)を考えた。風荷重は塔柱部のみに作用するものとし、長方形分布で載荷する。方向は側径間から主径間に水平に向かう方向とし、暴風時の設計荷重で基準化した風荷重の大きさを q_w で表す。地震については震度法による解析を行った。ただし、ケーブルに作用する地震荷重は無視し、塔柱部のみに台形分布で載荷した。方向は風荷重の場合と同じである。設計震度を 0.2 とし、この時の荷重の大きさで基準化した地震荷重を q_e で表す。解析方法としては、ケーブルに作用する荷重(w)のみを変化させ他の荷重はあらかじめ与えた。荷重は w をケーブルに作用する設計死荷重 (w_d) で、変位は塔頂鉛直変位 (u) 塔頂水平変位 (v) を塔高 (L) で基準化した。耐荷力は、 w_{max}/w_d で表す。

3. 数値解析結果

(1) 塔ケーブル系と塔単独柱の比較: 解析対象である塔ケーブル系とFig. 2 に示す塔単独柱の弾性挙動を比較した。荷重変位曲線をFig. 3 に示す。ここで、 P は塔単独柱では塔頂に作用する鉛直荷重、塔ケーブル系ではケーブルから塔頂に作用する反力の鉛直成分であり、 u は塔頂鉛直変位、 v_r は塔柱中間部の点の水平変位である。 P 、 u 、 v_r はそれぞれ P_d 、 L で基準化した。 P_d は $w = w_d$ のときの P の値である。さらに Fig. 3 中の (a), (b), (c) 各点に於ける変形モードを Fig. 4 に示す。変位が小さい範囲では荷

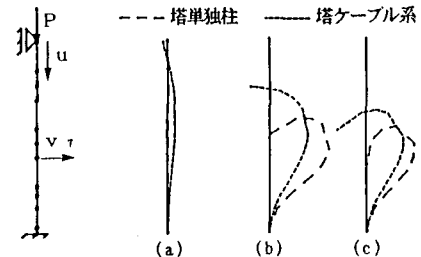


Fig. 2 塔単独柱

Fig. 4 変形モード

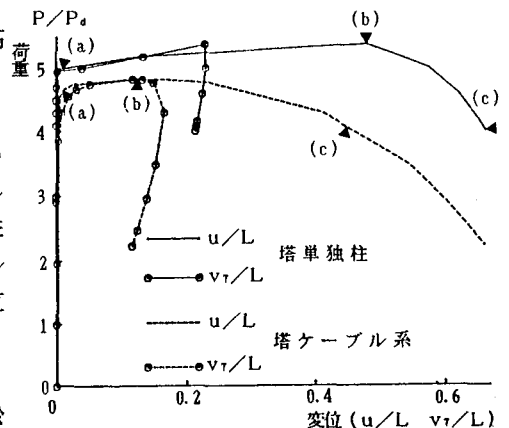


Fig. 3 荷重変位曲線

重変位関係も変形モードも類似している。しかし、変位が大きい範囲では、荷重変位関係も変形モードも異なっている。この違いは、塔頂の境界条件の違いによるものである。設計荷重レベルにおいては両モデルの挙動は類似している。現行設計モデルは塔単独柱に一定の水平変位を与えたもので、塔単独柱に近いものである。故に、設計の簡略化のためのモデルとしては、現行設計モデルは大きな問題はないと言える。

（2）常時荷重時、設計風荷重時における荷重と塔頂変位の関係： 残留応力を考慮した非弾性有限変位解析の結果を Fig. 5 に示す。常時荷重時では、荷重が1.2 の時、塔の約 3/4 の高さの所で降伏が起こり、荷重が1.2～1.4 においては降伏が塔頂部に広がり、荷重が2.0 で全ての部材が降伏した。その後ピークに達し、ピーク後は水平変位はピーク前の荷重変位曲線の下側を通して減少してゆき、鉛直変位はピーク後も増加する。耐荷力は2.09 となり、設計安全率1.7 を上回った。設計風荷重時、すなわち $q_w=1.0$ の場合、荷重が1.0 の時すでに塔頂部と塔中央より少し下の部分の部材以外が降伏した。荷重が1.5 の時に全ての塔柱部材が降伏した。その後すぐにピークに達し、ピーク後は、水平変位はピーク前の荷重変位曲線の上側を通して減少してゆき、鉛直変位はピーク後も増加する。耐荷力は1.66 と

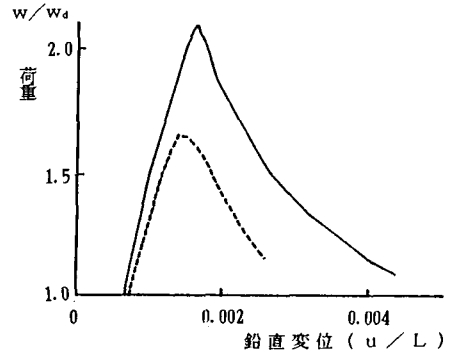
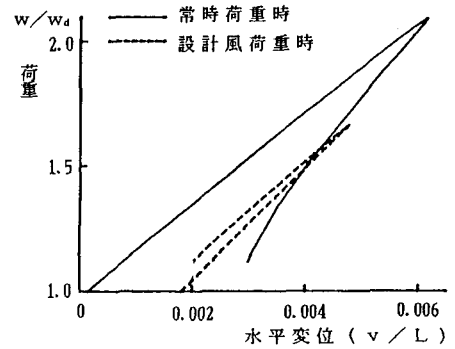


Fig. 5 荷重変位曲線



Fig. 6 変形モード（常時荷重時）



Fig. 7 変形モード（設計風荷重時）

なり、設計安全率 $1.7/1.5=1.13$ を上回った。常時荷重時、設計風荷重時の荷重最大時の変形モードを、各々 Fig. 6, Fig. 7 に示す。上で述べた荷重塔頂変位関係の違いは、変形モードの違いによるものと思われる。

（3）風荷重 q_w 、地震荷重 q_e と耐荷力の関係： 風荷重 q_w 、地震荷重 q_e と耐荷力の関係を Fig. 8 に示した。静的な解析においては、設計用値として考えられる q_w 、 q_e の範囲では、風荷重における耐荷力は地震荷重のそれより小さい。設計では、耐荷力を決定する要因としては、風荷重の方が重要であると言える。

4. まとめ 明石海峡大橋の試算設計書をもとに主塔ケーブル系の橋軸方向の耐荷力解析を非弾性有限変位解析により行った。安全率は設計値を上回った。また、地震荷重より風荷重が設計に支配的となる。

参考文献 1) 土木学会・本州四国連絡橋綱上部構造研究小委員会：主塔設計方法に関する検討、昭和55年

2) 海洋架橋調査会：明石海峡大橋限界状態設計法に関する調査委員会提出資料、昭和59年

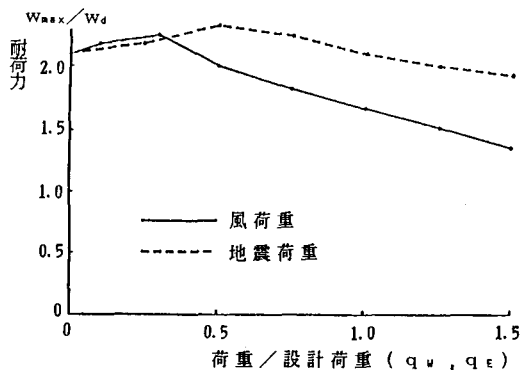


Fig. 8 水平荷重と耐荷力