

4径間超長大橋の鋼製主塔における橋軸直角方向面内の耐荷力特性

首都大学東京 学生会員 佐久間圭吾

首都大学東京 フェロー会員 野上 邦栄

((株))長大 正会員 池田 虎彦

長岡技術科学大学 正会員 長井 正嗣

1. はじめに

本州四国連絡橋プロジェクト終焉後、わが国では吊橋を中心とした、さらに規模の大きい海峡横断橋のプロジェクトが検討され続けてきた。その実現に向けて、これからの吊橋には更なる長スパン化、経済性、設計の合理化などが要求される。

長スパン化と経済性においては、吊橋全体の新しい構造形式も考えられている。長スパン化において、これまでは3径間2ヒンジの重連構造形式がよく取り上げられてきた。しかしこの場合、基礎設置場所の水深が深くなることで、塔やアンカレイジなどの基礎の増大や施工性の問題により大きなコストがかかってしまうことが考えられる。そこで新たに巨大な中間アンカレイジを不要とする多径間吊橋が注目されている。

このような多径間吊橋の実現に向けて、特に主塔に関しては安全性、耐久性の面から新たな材料・構造形式の選択も考えられているが、本研究では、わが国の明石海峡大橋や瀬戸大橋などの長大吊橋において実績のある鋼製主塔を対象にする。今回試設計した多径間吊橋は、中央径間3000mの4径間超長大吊橋であり、このような超長大橋主塔の耐荷力特性に着目した研究は、これまでに研究報告^{1)・2)}が少ないため、本研究では特に橋軸直角方向面内の解析的検討を行い、その弾塑性挙動および終局強度特性を明らかにする。

2. 解析モデル

対象橋梁は4径間2ヒンジ吊橋である。中央径間長3000m、側径間長1500m、サグ比1/10とした。形状は図1のように6層ラーメン形式で、塔高は365mである。塔柱断面については図2のような多セル断面から構成された変断面である。水平材は図3のような1セルおよび3セル断面である。いま、塔柱および水平材の断面諸元および鋼材をまとめたものが表1である。なお、塔柱および水平材の断面の板厚は、補剛材の断面諸元が等価になるように板厚に換算して11～15.7mmほど増厚している。

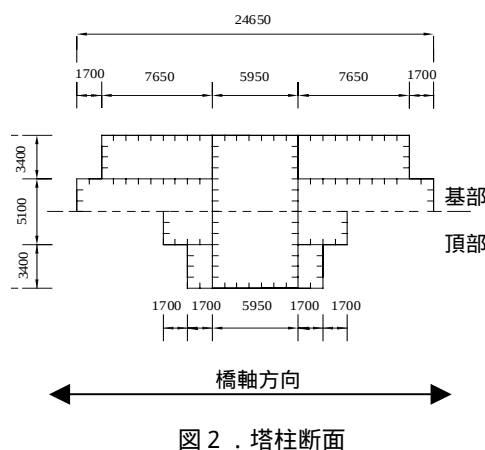


図2. 塔柱断面

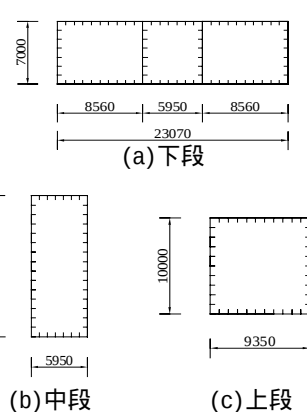


図3. 水平材断面

図1. 主塔全体

が表1である。なお、塔柱および水平材の断面の板厚は、補剛材の断面諸元が等価になるように板厚に換算して11～15.7mmほど増厚している。

3. 解析方法

解析には、有限要素解析ソフトMARCを用いた。塔柱および水平材の構成則は、 $E/100$ のひずみ硬化係数を有するバイリニア型とした。また、サドルは弾性体と仮定することで、ケーブル死荷重鉛直反力を塔頂断面に均等に分配させている。塔柱および水平材は、シェル要素、サドルはソリッド要素で分割した。

表1. 断面諸元

塔柱高さ(m)	t_c (mm)	A (m ²)	I (m ⁴)	鋼材
208.5～365	51	5.32～4.08	93.01～66.92	SM570
115.5～208.5	57	6.43～5.32	114.15～93.01	
0～115.5	65	8.29～6.43	150.12～114.15	
水平材	t_h (mm)	A (m ²)	I (m ⁴)	鋼材
上段	62.7	2.43	39.23	SM400
中段	62.3	2.61	76.75	
下段	65.7	4.63	44.65	

キーワード 4径間、超長大橋、吊橋、主塔、終局強度、FEM解析

連絡先 〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1 首都大学東京

境界条件は、塔基部を完全に固定し、橋軸直角方向面内の多層ラーメン構造としての耐荷力特性を明らかにすることが主な目的であり、水平材取付位置で橋軸方向変位を拘束した。荷重条件は、ケーブル鉛直反力 V_d 、自重 g 、風荷重 W の3種類を用い、架設前のフリースタANDING状態の2荷重パターンと完成状態の4荷重パターンの計6荷重パターンである。それぞれの荷重は図4のように載荷する。さらに、橋軸直角方向初期たわみを考慮し、塔柱形状として塔高の1/1000, 1/5000の最大変位を塔頂部に有する1/4正弦波を仮定した。

4. 解析結果

図5は、 $\alpha(g + V_d + W)$ 荷重パターンにおける右側塔柱の塔頂部の橋軸直角方向水平変位と荷重倍率 α の関係を表している。 $\alpha = 2.19$ で初期降伏が発生し、その後の荷重載荷により局部座屈が発生し、 $\alpha = 2.43$ で終局を向かえている。この終局時の塑性進展状況を示したのが図6である。右塔柱に大きな圧縮応力が生じるため、図中の○の部分には降伏および座屈変形が発生している。

図7は、荷重倍率をパラメータとしたときの右塔柱の断面力図である。横軸はそれぞれ軸圧縮力と降伏軸力の比、作用曲げモーメントと降伏曲げモーメントの比である。図より軸力が支配的であり、塔基部から225m付近で最大の値をとることがわかる。

また塔基部から175m～225mの領域で、終局時の軸力およびモーメントに乱れが生じているが、これは座屈変形の影響である。

表2は、6荷重パターンに対する終局時荷重倍率をまとめたものである。初期たわみの違いによる耐荷力への影響はほとんどみられなかった。ケーブル架設後の完成系において、最も不利な荷重条件は、 $\alpha(g + V_d + W)$ であり、終局時荷重倍率 α は2.43を得た。

5. 結論

- 1) 終局時の荷重倍率は、最も厳しい条件のもとでも2倍以上を確保しており、橋軸直角方向面内において十分な終局強度を有している。
- 2) 荷重条件 $\alpha(g + V_d + W)$ の終局時においては、塔基部から225m付近で降伏および大きな座屈が発生した。その他の完成系の荷重条件でも同じ傾向を示しており、風下側塔柱の塔基部から塔高の3/5付近が終局強度に大きな影響を与えていることがわかった。

参考文献 1)野上・染谷・山沢：4径間超長大橋の弾塑性挙動と合理的主塔剛性比，構造工学論文集 Vol.52，2006

2)野上・大久保・森園：4径間超長大橋の弾塑性挙動と終局強度特性に関する考察，構造工学論文集 Vol.56，2010

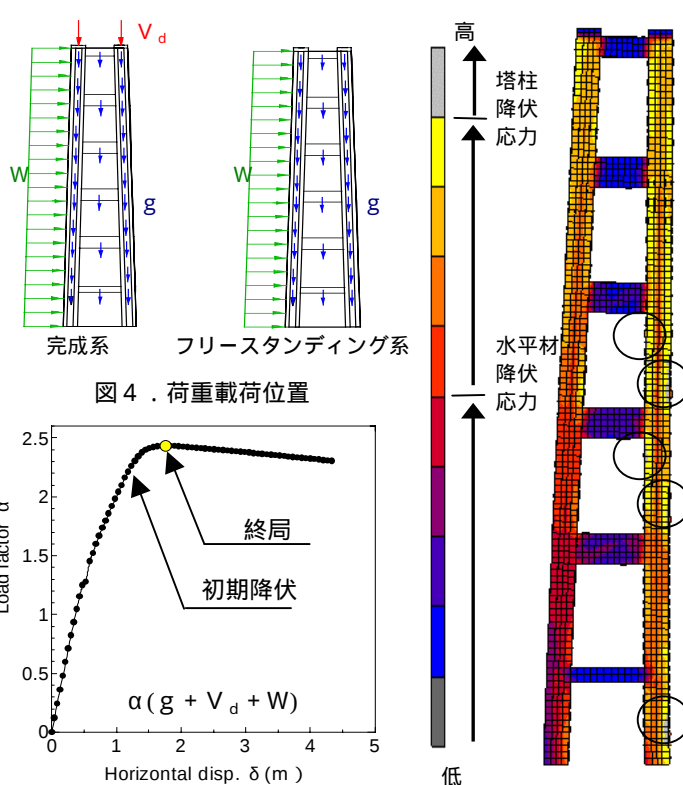


図4. 荷重載荷位置

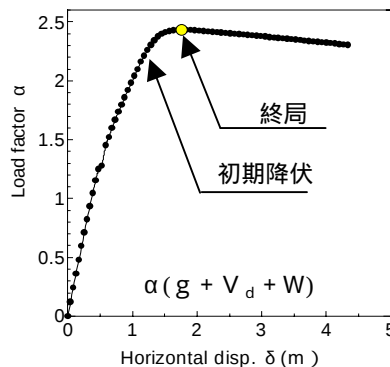


図5. 荷重 - 変位曲線

図6. 終局時モード及び応力状況

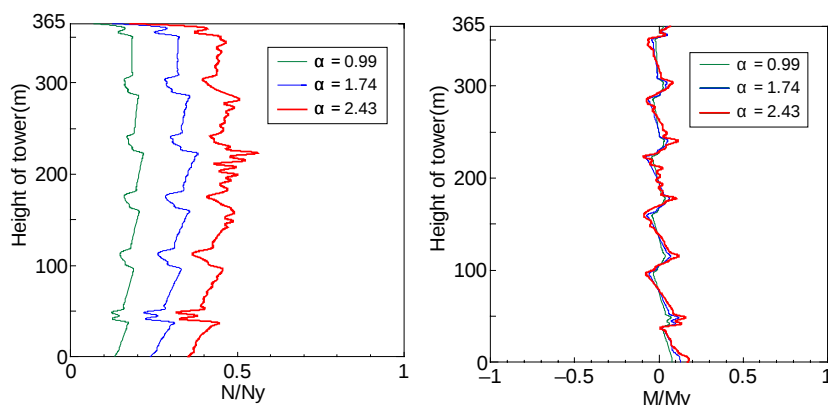


図7. 右塔柱断面力

表2. 終局時荷重倍率

荷重条件	初期たわみ	α
αg	1/1000	12.81
	1/5000	12.89
$g + \alpha w$	1/1000	8.61
	1/5000	8.61
$\alpha(g + V_d)$	1/1000	2.79
	1/5000	2.80
$\alpha(g + V_d) + w$	1/5000	2.54
$(g + V_d) + \alpha w$	1/5000	6.77
$\alpha(g + V_d + w)$	1/5000	2.43