

長大吊橋複合主塔の橋軸直角方向面内の終局強度特性

パシフィックコンサルタンツ

正会員 今川 純一

首都大学東京 フェロー会員 野上 邦栄

1. はじめに

日本では本州四国連絡橋プロジェクト終焉後、吊橋を中心とした海峡横断プロジェクト計画が 2008 年まで検討されてきた、一方、世界では長大橋および新吊形式橋梁の計画、建設が行われている。これらの超長大橋、新吊形式橋梁を建設するためには安全性、耐荷力、経済性および施工性の立場から新形式、新構造、新材料に関する開発研究を進める必要がある。長大吊橋主塔に着目した場合、これまで鋼製主塔が中心であったが鋼とコンクリートを組み合わせた複合構造も考えられ、その代表的な複合構造体にはコンクリート充填角柱鋼管がある。本研究では 3 径間長大吊橋を対象にその主塔に複合構造を採用した際の橋軸直角方向面内における弾塑性挙動および終局強度特性を数値解析により明らかにし、終局強度の立場から複合主塔の有効性を示す。

2. 対象橋梁

対象とした吊橋は、図 1 に示す中央径間長 1500m、側径間長 500m、径間比 1:3:1、サグ比 1/10 の 3 径間 2 ヒンジ吊橋である。主塔構造は図 2 に示すように塔高 212m、5 層からなるラーメン構造形式である。塔柱は図 3 のようにサンドウィッチ構造であり、鋼材は SM490Y 材、コンクリートは圧縮強度が 51kN/mm² を用いる。表 1 に複合主塔の断面諸元をまとめる。また図 4 に示すように水平材は鋼部材である。なお解析時にはリブの剛性を等価な板厚に換算してモデル化を行っている。表 2 に水平材諸元、換算後の水平材断面諸元をまとめる。

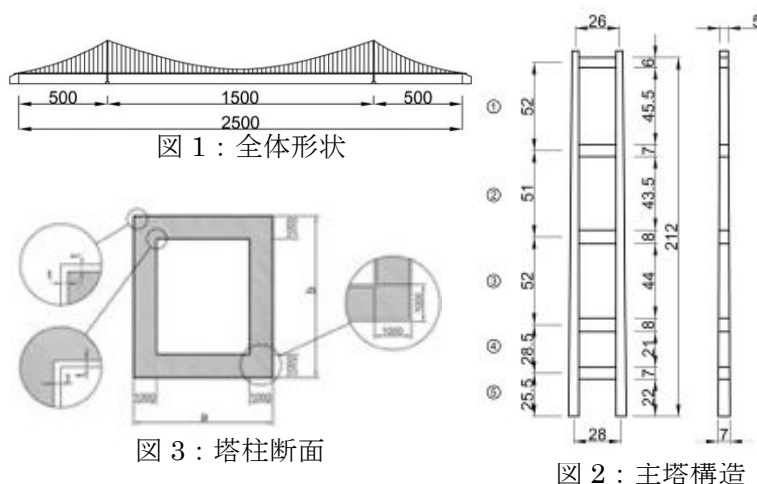


表 1: 複合主塔断面諸元

塔柱位置	板厚		断面寸法		断面積		
	腹板厚 t_1 (mm)	フランジ厚 t_2 (mm)	橋軸直角 a (mm)	橋軸 b (mm)	鋼材 (mm ²)	コンクリート (mm ²)	合計 (mm ²)
塔頂部	9	9	4000	5000	252000	13748000	14000000
①	9	9	4274	5274	271728	14824272	15096000
②	9	9	4760	5760	306720	16733280	17040000
③	12	12	5245	6245	455520	18524480	18980000
④	12	12	5625	6625	492000	20008000	20500000
⑤	16	16	5880	6880	688640	20831360	21520000
塔基部	16	16	6000	7000	704000	21296000	22000000

3. 解析モデル

解析には汎用弾塑性有限要素解析ソフトウェア MARC を用い、コンクリート、サドルは 8 節点ソリッド要素、鋼材は 4 節点シェル要素によってモデル化した。構成則は図 5 に示すように鋼材がバイリニア型、コンクリートはコンクリート標準示方書²⁾に従った圧縮域が非線形曲線、引張域がひずみ軟化をもつ弾塑性型である。解析ではケーブル架設前のフリースタ

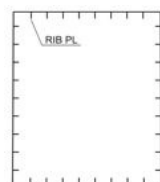


図 4: 水平材断面

表 2: 水平材断面諸元

	板厚 (mm)		リブ換算板厚 (mm)	
	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ
第 1 水平材	22	18	29.5	23.7
第 2 水平材	22	20	29.8	28.5
第 3 水平材	20	18	27.6	25
第 4 水平材	22	18	29.3	24.3
第 5 水平材	20	15	27	19.1

ンディング状態とケーブル架設後の完成状態に着目し、死荷重(g)、風荷重(風上側)(W_1)、風荷重(風下側)(W_2)、構造系からの反力(V)を組み合わせで載荷する。構造系からの反力は主ケーブル鉛直反力(V_c)、主ケーブル水平反力(H_c)の 2 つを示す。構造系からの反力、風荷重の載荷は図 6 に示す。境界条件も同図に示す。フリースタ

キーワード 複合構造, ラーメン構造, 境界条件, 荷重-変位曲線, 終局状態

連絡先 〒192-0397 東京八王子市南大沢 TEL 042-677-1111 内線(4564)

4. 解析結果

解析の荷重条件、終局荷重倍率を表 3 にまとめる。
本研究ではフリースタANDING状態 5 パターン、完成状態 4 パターンの計 9 パターンの解析を行った。なお、初期不整は考慮していない。図 8 は各々フリースタANDING状態、完成状態の荷重-変位曲線を示している。縦軸に荷重倍率 α 、横軸に頭頂部における水平変位を示した。フリースタANDING状態では最も終局荷重倍率が低くなる荷重条件 $\alpha(D+W_1+W_2)$ で終局荷重倍率 $\alpha=5.71$ を、完成状態では $\alpha(D+V+W_1+W_2)$ の荷重条件で終局荷重倍率 $\alpha=2.24$ を保持しており、十分な強度があると考えられる。また図 8 には荷重条件 $\alpha(D+V+W_1+W_2)$ における終局時の鋼材の応力分布図、コンクリートの塔高方向のひずみ分布をしめしている。フリースタANDING状態ではほとんどの荷重条件でコンクリートのひずみ軟化が発生したが、完成状態の $\alpha(D+V)$ 、 $D+\alpha V$ では終局時、塔柱のコンクリートにひずみ軟化は発生せず、完成状態の $(D+V+W_1+W_2)$ 、 $D+\alpha(V+W_1+W_2)$ ではコンクリートにひずみ軟化が発生した。 $(D+V+W_1+W_2)$ 、 $D+\alpha(V+W_1+W_2)$ ではコンクリートにひずみ軟化は発生したがその大きさや規模はフリースタANDING状態と比べると小さい。これはケーブルによって橋軸直角方向変位が制限されたためだと考えられる。水平材は荷重条件にかかわらず、すべての場合で降伏を起こした。また降伏を起こした水平材に違いはあるものの、降伏を起こした箇所はほぼ同じ箇所であった。このことから複合主塔の橋軸直角方向面内の終局強度は水平材によって支配されるといえる。

結論

複合主塔の橋軸直角方向において荷重倍率は $\alpha=2.24$ を保持しており、十分な安全性があるものとする。また複合主塔の橋軸直角方向の終局強度は水平材によって支配されるといえ、更なる強度向上の為には水平材の強度向上が有効であると考えられる。

表 5 : 荷重条件

系	荷重条件	終局荷重倍率
フリースタANDING状態	αD	13.91
	$\alpha(D+W_1)$	9.09
	$\alpha(D+W_1+W_2)$	5.71
	$D+\alpha W_1$	11.13
	$D+\alpha(W_1+W_2)$	8.74
完成状態	$\alpha(D+V)$	3.18
	$\alpha(D+V+W_1+W_2)$	2.24
	$D+\alpha V$	3.07
	$D+\alpha(V+W_1+W_2)$	2.35

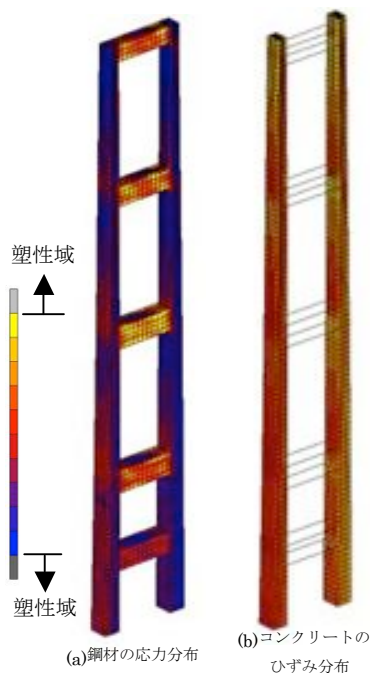


図 8 : 完成状態の $\alpha(D+V+W_1+W_2)$ における終局時の応力およびひずみ

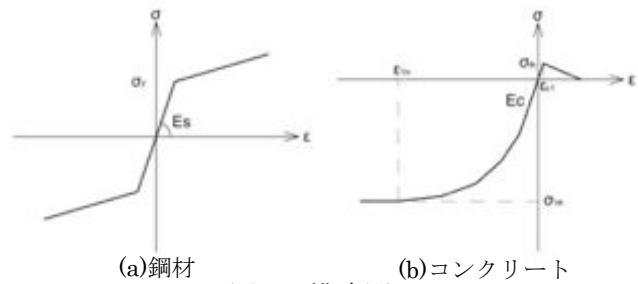


図 5 : 構成則

表 3 : 鋼材構成則諸元

応力 N/mm^2	ひずみ $(\times 10^{-3})$	弾性係数 kN/mm^2
σ_y	ϵ_y	E_s
355	1.764	200

表 4 : コンクリート構成則諸元

	応力 N/mm^2	ひずみ $(\times 10^{-3})$	弾性係数 kN/mm^2
引張域ひずみ軟化	σ_{sk}	ϵ_{cl}	E_s
圧縮域弾性限界	σ_{cl}	ϵ_{cl}	E_s
降伏	σ_{ck}	ϵ_{ck}	
	5.1	0.000146	34.3
	-44.8	-0.0013	34.3
	-51	-0.0035	

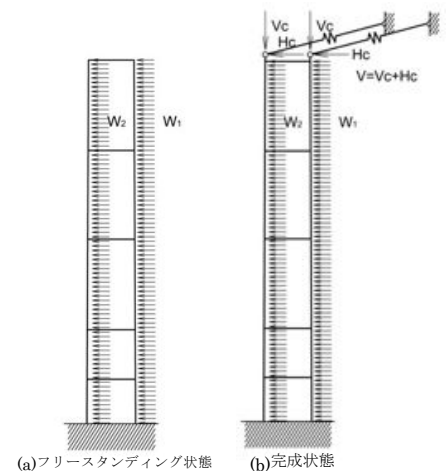
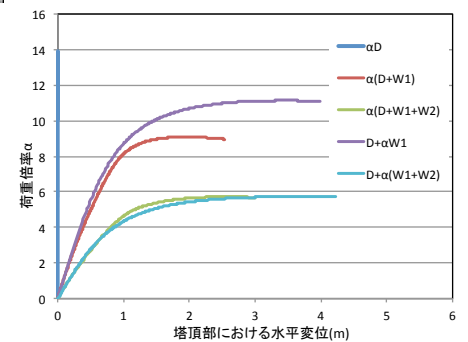
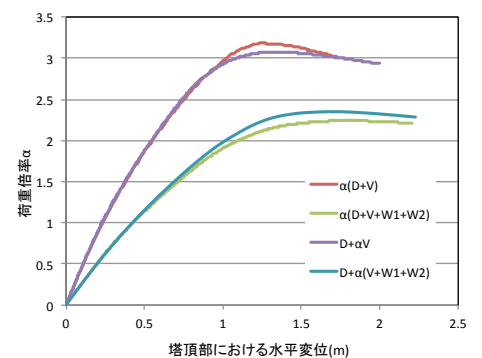


図 6 : 境界条件と荷重



(a) フリースタANDING状態



(b) 完成状態

図 7 : 荷重-変位曲線

参考文献 1) 神弘夫・津村直宜・高尾道明：長大吊橋における複合主塔の試設計 土木学会全国大会 平成 11 年 9 月

2) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 平成 8 年制定