

3 径間連続補剛桁 超長大吊橋の弾塑性挙動と耐荷力

首都大学東京大学院 学生会員 ○岩下 慎吾
 首都大学東京大学院 フェロー会員 野上 邦栄

1. 研究の背景と目的

2013年よりトルコ最大の都市イスタンブールの南東約60kmに位置するイズミット湾口部で「イズミット湾横断橋」の建設が進められている。この橋は3径間吊橋を主橋梁とし、吊橋部の全長は2682m、中央径間は1550mと世界第4位の規模の吊橋となる。この吊橋の構造的な特徴は、1つは連続桁であること。2つは主塔と補剛桁の間にタワーリンクが無いことである。我が国では、吊橋に連続桁を適用する場合の多くは道路鉄道併用橋であるが、当橋は道路単独橋である。また、通常の吊橋はタワーリンクによって補剛桁と主塔が連結しているが、当橋の完成予想図ではタワーリンクが描かれていない。¹⁾ 本研究では、このような構造を中央支間長3000mの超長大吊橋に適用した場合において、耐荷力に問題が無いか解析的検討を行う。

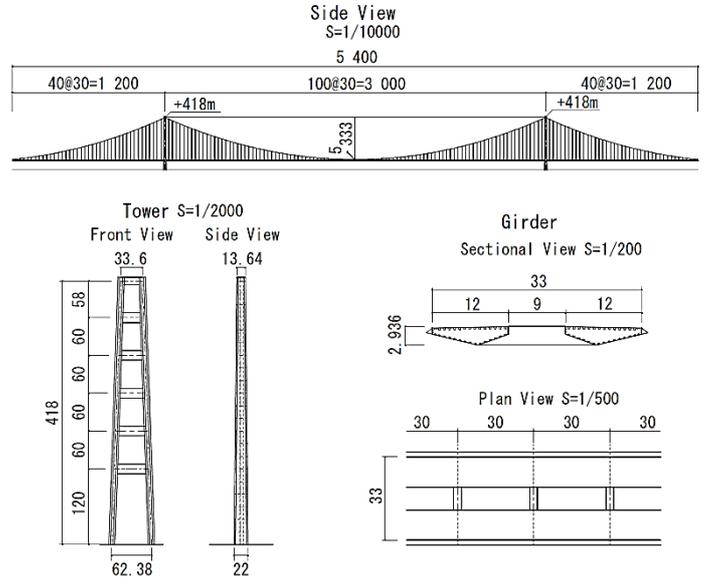


図1 対象橋梁 (単位: m)

2. 対象橋梁

本研究では図1のような中央支間長3000m、全長5400m、径間比1:2.5:1の3径間連続補剛桁吊橋の耐荷力特性を明らかにする。主ケーブルは高強度ケーブル2100MPaを採用し、中央径間のサグ比は1/9である。ハンガーの基本断面積は41.7cm²であるが、主塔の両側は1.7倍の72.3cm²とした。これは図2のように、主塔付近ではタワーリンクによる支持がなく、ハンガー間隔が長い為である。補剛桁の断面は2箱+グレーチングであり、箱部は耐風安定性を考慮した5角形断面である。モデル化の際は図3のように母材板厚 t_w と補剛材の換算板厚 t_r を足し合わせ、グレーチングは等価板厚の鋼板に換算した²⁾。主塔断面は7セル箱断面であり、初期不正として図4に示す残留応力と塔高に対して1/2000の初期たわみを導入した。

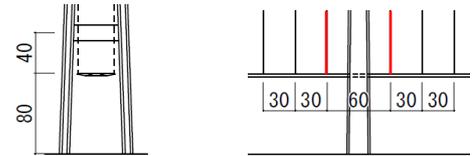


図2 主塔付近の補剛桁位置とハンガー間隔

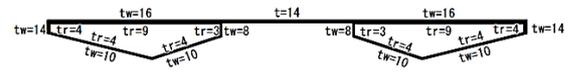


図3 補剛桁断面モデル (単位: mm)

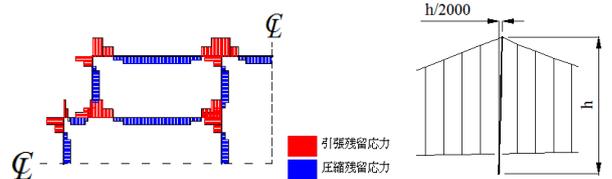


図4 主塔の初期不正

表1 材料諸元

	Girder	Tower	Main cable	Hanger
	SM490	SM570	2100	1748
σ_u (MPa)	490	570	2100	1748
σ_y (MPa)	315	450	1907	1561
E (GPa)	210	210	212	195
E/E	0	0	0.0294	0.0228
ϵ_y	0.0015	0.0021	0.009	0.008
ϵ_u	-	-	0.04	0.05
Safety Factor	-	-	2.2	2.5

3. 解析方法

研究室開発の弾塑性有限変位解析プログラムを用い、耐荷力解析を行う。耐荷力解析は、弾塑性有限変位理論に基づく骨組構造解析である。非線形解析は、変位増分法により行う。死荷重状態を荷重倍率1.0とし、 $\alpha \times$ (桁死荷重D+活荷重L)のように、荷重係数 α を漸増させることにより終局強度を求める。 $\alpha+1$ を荷重倍率 β とし、これを構造全体の耐荷力の指標とする。構成部材の応力とひずみの関係を表1のようにモデル化した。補剛桁と主塔は完全弾塑性型、ケーブル系はバイリニア型である。

キーワード 長大橋 吊橋 弾塑性 有限変位 耐荷力

連絡先 〒206-0804 東京都稲城市百村 2110-3 Email : iwashita-shingo@ed.tmu.ac.jp

荷重条件は、死荷重Dと活荷重Lの組合せとし、活荷重載荷条件は各部材に対して最も厳しい状態となる図5の4ケースとする。

4. 耐荷力特性

活荷重載荷条件4ケースに対する荷重-変位曲線の一例を図7に示す。着目点の位置は左側径間中央(図6)。縦軸は荷重倍率 β 、横軸は鉛直下向き変位 v である。LC1とLC2は、左側径間に対して載荷条件が似ているため、ほぼ同じ荷重変位関係となった。LC3は左側径間のみに載荷しているため、他の荷重条件より変位が大きく出ている。LC4は中央径間のみに載荷しているため、側径間の変位は小さくなる。いずれの荷重条件においても、荷重倍率 $\beta=2.4$ 以上になるとハンガーの塑性化進展に伴い、荷重増分に対して変位が大きくなる。終局時にはすべてのハンガーが塑性化し、 $\beta=2.78$ にて終局状態に至る。なお、主ケーブルの最大発生応力はLC1荷重時の1646[MPa]であり、降伏応力まで14%の余裕があった。

橋梁全体の塑性化状況と変形の様子を、LC2を一例として図8に示す。赤線は塑性化箇所を示している。最初の降伏は $\beta=2.10$ で主塔の高さ280mの位置から降伏が始まり、次に $\beta=2.36$ でハンガーが降伏する。 $\beta=2.51$ にて主塔付近の桁が降伏し、 $\beta=2.78$ に達したとき、終局状態を迎える。終局時のハンガー応力度を図9に示す。活荷重を載荷した区間で破断応力度を超過していることから、ハンガーの強度が全体系の終局強度を決定したものと考えられる。

5. 結論

各部材の初期降伏時荷重倍率と荷重条件の関係を図10に示す。終局時荷重倍率は4ケース全てで2.78となり、2.5を超える十分な値が得られた。この値は既往の研究結果より、常時荷重に対する耐荷力の観点からは建設が実現可能であることを示している。主塔の初期降伏時荷重倍率は、初期たわみが中央径間側に倒れている場合に低下する。補剛桁はLC2, 3, 4で降伏したが、塑性化の範囲は限定的である。主ケーブルは終局時、降伏応力度まで14%の余裕があることから、その安全率は2.0程度まで下げられる可能性がある。



図5 荷重条件

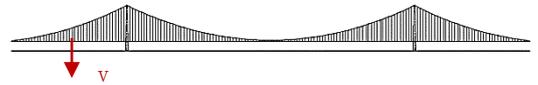


図6 着目点位置

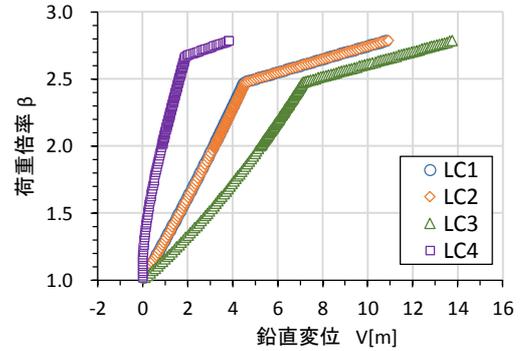


図7 荷重変位曲線

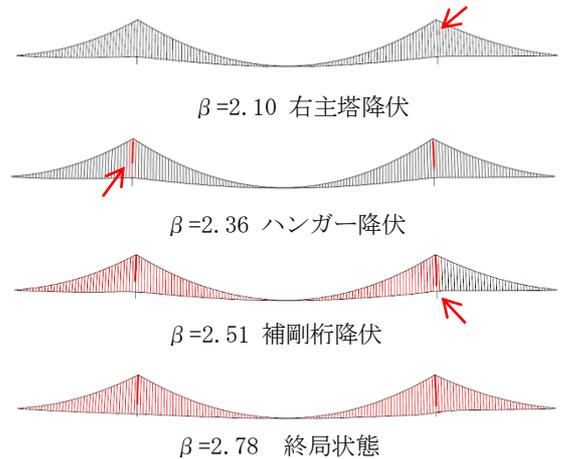


図8 LC2 塑性化状況と変形

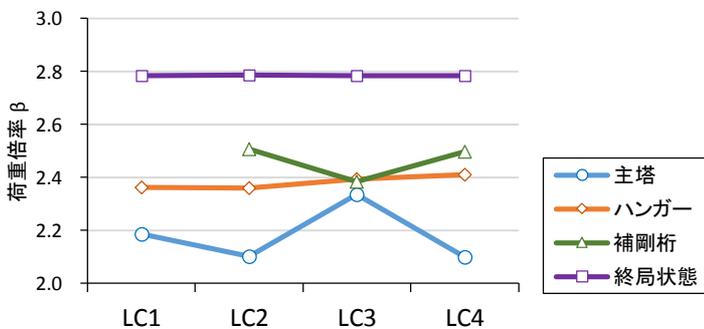


図10 荷重条件別の各部材耐荷力

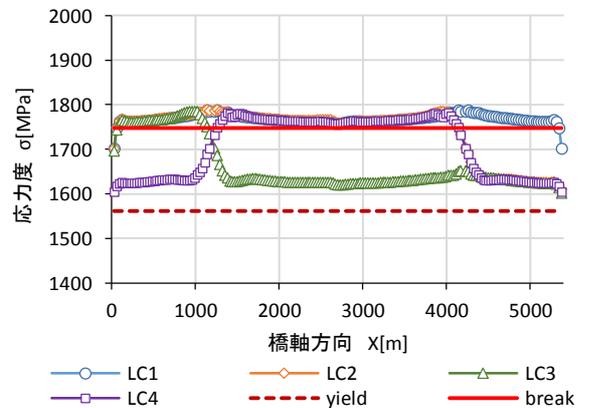


図9 終局時のハンガー応力度

参考文献

- 1) IHI 技報 Vol.53 No.3 (2013)
- 2) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック，p80，2006