

中央径間長 3000m を有する超長大多径間吊橋の耐風安定性に関する基礎的検討

首都大学東京 学生会員 ○岩下慎吾 首都大学東京 正会員 中村一史
 首都大学東京 フェロー会員 野上邦榮
 大日本コンサルタント (株) 石井喜代志 正会員 平山 博

1. 研究の背景と目的

世界最長の支間 2023m を有するチャナッカレ大橋の建設が始まっており、現在も吊橋の長大化が続いている。一方で近年、吊橋の長大化に向けた構造形式として、多径間吊橋が採用される例が相次いでいる。既に中国では秦州長江大橋と馬鞍山長江公路大橋が共に中央径間長 1080m の 4 径間吊橋として完成しており、チリでは中央径間長 1055m, 1115m を有する 4 径間吊橋のチャカオ橋が建設中である。吊橋は、支間が長くなるほどフラッター限界風速は低下することがわかっているが、本研究はこれまで静的な耐荷力特性について検討していたスパン 3000m を有する多径間吊橋の耐風安定性を検証したものである。

2. 対象橋梁

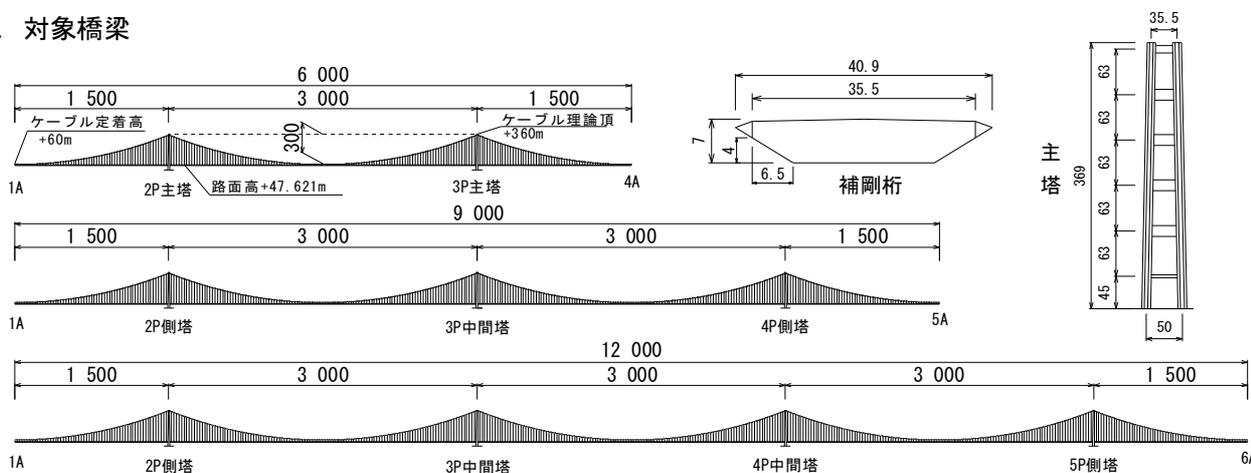


図-1 試設計の対象とした多径間吊橋

表-1 材料諸元

	補剛桁	主塔柱	塔水平材	ケーブル	ハンガー
	SM490Y	SM570	SM490Y	ST1770	ST1570
許容応力(MPa)	210	255	210	981	628
降伏応力(MPa)	355	450	355	1372	1176
引張強度(MPa)	490	570	490	1764	1568
ヤング率(GPa)	200	200	200	195	195
安全率	1.7	1.76	1.7	1.8	2.5

表-2 主要部材断面諸元

	A(m ²)	I _{yy} (m ⁴)	I _{zz} (m ⁴)	J(m ⁴)
補剛桁	1.49	14.50	182.00	26.50
3 径間吊橋主塔,	6.33	115.50	255.21	190.11
4・5 径間吊橋側塔柱	~2.89	~49.65	~49.30	~58.61
4 径間吊橋中間塔柱	12.51	325.82	1182.66	611.31
	~5.08	~116.99	~89.64	~116.24
5 径間吊橋	11.66	225.00	1018.95	466.21
中間塔柱	~4.07	~73.46	~112.56	~108.07

本研究で扱う橋梁は、図-1 に示す中央支間長 3000m, 側径間 1500m の 3, 4, 5 径間 2 ヒンジ吊橋である。表-1 に材料諸元を示す。主ケーブルは ST1770 を用い、安全率は海峡横断道路ケーブル安全率検討委員会¹⁾の成果から 1.8 を適用している。主塔は 6 層ラーメン形式であり、主要部材の断面は本州四国連絡橋公団の設計基準²⁾により、応力度照査ならびに座屈安定照査を満足するように設計した。その断面諸元を表-2 に示す。特に中間塔の塔柱は、活荷重偏載による水平変位を抑える必要があることから、側塔より剛性の高い断面になっている。

3. 解析方法

フラッター限界風速の推定には、平板翼理論に基づくモード重ね合わせ法を用いた。まず、解析に必要な固有振動モードと固有振動数を得るため、ケーブル系は非抗圧のトラス要素、補剛桁と主塔は梁要素でモデル化し、固有振動解析 (100 次) を実施した。フラッター解析の条件を表-3 に示す。補剛桁の抗力係数 C_D は 0.8, 対数減衰率は 0.02 とする。

表-3 フラッター解析条件

モード重ね合わせ法 (100 次)	
空気密度	0.1204kg/m ³ 対数減衰率: 0.02
主桁	$C_D=0.8$ 非定常空気力: 平板翼理論
主塔/ケーブル系	考慮しない

キーワード 長大橋 吊橋 耐風 多径間

連絡先 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 Email: iwashita-shingo1@ed.tmu.ac.jp

4. 解析結果

表-4 に、得られたフラッター限界風速を示す。通常の 3・4・5 径間吊橋の限界風速は 50~52m/sec であり、明石海峡大橋耐風設計要領で求められている 78m/sec には遠く及ばなかった。また、径間数の違いによって限界風速に大きな差が出ることはなかった。図-2 に 4 径間吊橋のフラッター発現時の主な振動モードの成分を示すが、主に鉛直対称 1 次、鉛直対称 3 次、ねじれ対称 1 次の 3 つの成分が寄与していることがわかり、これは 3・5 径間吊橋についても同様であった。

ここで、耐風安定性の改善を試みるため、図-3 のように中央径間の 2 箇所にはリジッドハンガーフレーム (以下、RHF) を設置し、ねじり剛性を高めることを検討した。ここでは試験的に 3 径間吊橋のみ検討している。RHF の構造諸元は図-4 の通りで、設置位置は既往の研究³⁾に基づき最も安定効果が大きくなるよう決定した。図-5 に風速-減衰曲線の結果を示す。RHF を付けたモデルの限界風速は 65.2m/sec になり、RHF のないモデルに比べて大幅に耐風安定性が改善している。図-6 にフラッター発現時の振動モード成分をまとめたものを示すが、RHF を付けたモデルは他のモデルよりねじれ 1 次振動モードの寄与率が約 2 倍高くなっているほか、ねじれ振動の寄与率 31.5%のうち 1.4%は 0.167Hz の成分であり、RHF がいない場合 (0.126Hz) より高い振動数成分がわずかに含まれていることが分かった。これらの変化が耐風安定性の向上に関与している可能性がある。

5. 結論

中央径間長 3000m を有する 3, 4, 5 径間吊橋は、耐風安定化策を施さない場合、いずれも 51m/sec 前後でフラッター発現に至るが、RHF を設置することにより 64m/sec 程度に改善することができると考えられる。この結果は、国内の基準を達成するには厳しい結果であるが、近年完成したトルコのオスマン・ガズビー橋 (中央径間長=1550m) の照査風速が 58m/sec であることから、海外で架橋地点を選べば建設することは可能な値である。今後はより軽量で耐風安定性に優れている、開口部を有する 2 箱桁断面を用いることで、国内基準をクリアできるような結果を求めていく方針である。

表-4 フラッター限界風速の比較

3 径間吊橋	51.1
4 径間吊橋	50.4
5 径間吊橋	52.3
3 径間吊橋 +リジッドハンガー	64.6

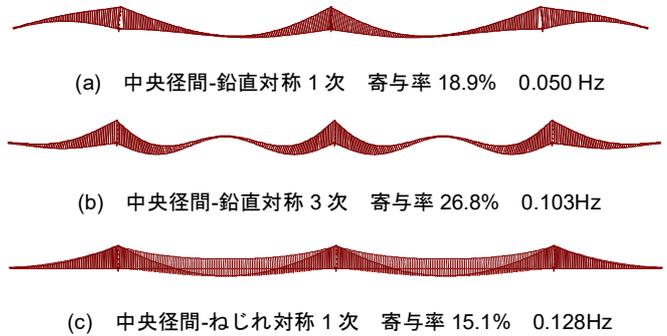


図-2 フラッター発現時の主な振動モード成分

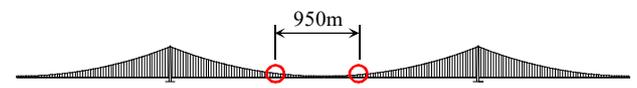


図-3 リジッドハンガー設置位置

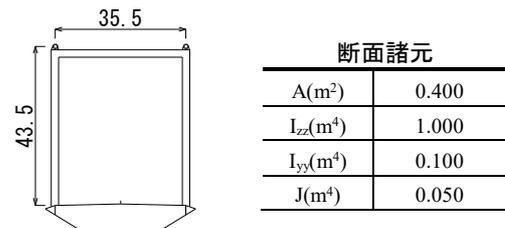


図-4 リジッドハンガーとその断面諸元

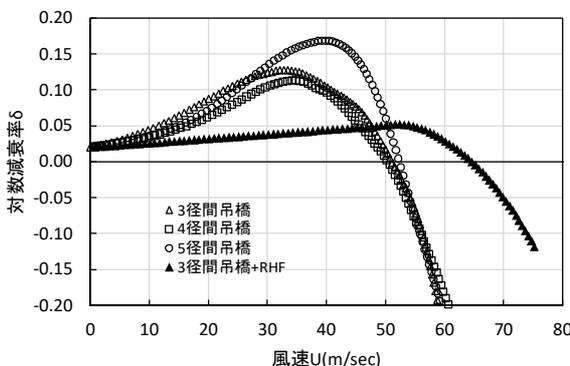


図-5 フラッター解析結果

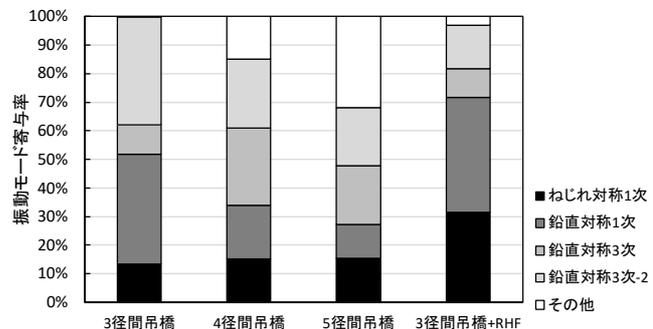


図-6 フラッター発現時の振動モード寄与率

参考文献

- 1) 野上邦栄：吊形式橋梁の長大化 ～構造形式の長大化とケーブルの高強度化～, JSSC-ISIJ, 鉄鋼材料と鋼構造に関するシンポジウム「高強度化で広がる鋼構造の新しい世界」, pp.1-9, 2017.3
- 2) 本州四国連絡橋公団編：上部構造設計基準・同解説, 1989.4
- 3) 中村一史：長大斜張橋の終局時不安定問題と超長大化の可能性, 東京都立大学, pp.106-109, 2009.11