

中央径間長 3000m を有する超長大多径間吊橋の試設計と経済性に関する検討

東京都立大学 正会員 ○岩下慎吾, 正会員 中村一史, フェロー会員 野上邦栄

1. 研究の背景と目的

吊橋の長大化に際しては、支間を拡大するほかに、吊橋を連続して繋げる方法が考えられる。後者の方法として、従来は3径間吊橋の重連形式が採用されていたが、2000年代以降、新たな構造形式として多径間吊橋が採用されるようになった。多径間吊橋の利点は中間アンカレイジ（以下、中間 A）が不要となることであるが、活荷重が一方の主径間に偏るとたわみやすい特性を有する。この特性については、主塔の剛性向上とケーブルスリップの問題を克服したうえで、近年、支間 1000m 前後の 4 径間吊橋が中国で 3 橋、チリで 1 橋、韓国で 1 橋完成している。本検討では、2000m を超える支間の長大化が実現している動向も踏まえ、海峡横断プロジェクトに基づく支間 3000m を有する 3, 4, 5 径間吊橋の試設計を行い、その経済性について比較検討を行った。

2. 対象橋梁の試設計

試設計の対象は、図-1 に示す中央支間長 3000m、側径間長 1500m、サグ比 1/10 の 3, 4, 5 径間吊橋である。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^{1), 2)}により、死荷重、風荷重、活荷重および温度荷重を考慮し、許容応力度設計法により決定した。表-1 に材料諸元を示す。主ケーブルの引張強度は 1770MPa であり、安全率は海峡横断道路ケーブル安全率検討委員会³⁾で提案された条件を満たすと仮定して 1.8 を適用した。重量は補剛桁や添架物の影響を考慮した値である。試設計の結果の一部として、表-2 に、主要部材の断面諸元を示す。特に中間塔の塔柱断面は、活荷重偏載による曲げ応力が支配的となり、側塔の約 2 倍の断面積を要した。中間塔サドル部におけるケーブルスリップは、静止摩擦係数 $\mu=0.15$ とし、最も不利な活荷重の載荷条件に基づいて照査を行った。表-3 に、ケーブルスリップとたわみ量の照査結果を示す。ケーブルスリップの照査では、基準値 2.0 以上を確保すること、また、支間長 L に対する最大たわみ量 δ_v の比 δ_v/L は、既設橋の最大値（Forth Road 橋：1/244）と同等であることがわかる。これらの結果は、支間の長大化によって死活荷重比（ L/D ）が 9.1% まで小さくなり、相対的に活荷重の影響が小さくなったことが要因として考えられた。

さらに、数量計算の結果、3, 4, 5 径間吊橋の上部工重量はそれぞれ 30.6 万 t, 49.9 万 t, 68.7 万 t となった。下部工の数量は、架橋地点が決まっていないため、明石海峡大橋の実績⁴⁾を基準として、アンカレイジ重量は主ケーブル張力の比例倍（1.358 倍）とし、主塔基礎は支間の比例倍（1.507 倍）を仮定した。比較用の 3 径間重連

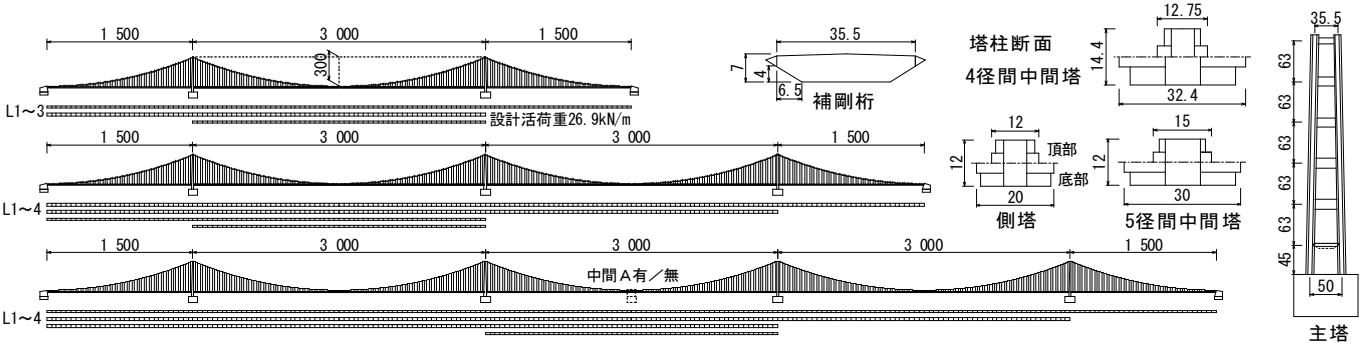


図-1 試設計対象の 3, 4, 5 径間吊橋および 3 径間重連形式

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
重量(t/m ³)	15.05	11.99		9.09	

表-2 主要部材の断面諸元

	A(m ²)	I _{yy} (m ⁴)	I _{zz} (m ⁴)	J(m ⁴)
主ケーブル	0.813	—	—	—
補剛桁	1.49	14.50	182.00	26.50
3 径間吊橋主塔, 4・5 径間吊橋側塔柱	6.33 ~2.89	115.50 ~49.65	255.21 ~49.30	190.11 ~58.61
4 径間吊橋中間塔柱	12.51 ~5.08	325.82 ~116.99	1182.66 ~89.64	611.31 ~116.24
5 径間吊橋 中間塔柱	11.66 ~4.07	225.00 ~73.46	1018.95 ~112.56	466.21 ~108.07

キーワード 長大橋 吊橋 多径間 経済性

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

形式の中間 A は、拡大済みのアンカレイジ 1 基（躯体部分のみ）と主塔基礎 1 基を足したものとし、海底深さに比例して塔基礎部分の重量が変化するものとした。なお、塔基礎の海底深さは 60m を基準とする。この算定条件では、アンカレイジ、塔基礎、中間 A の重量比は 1 : 1 : 1.39 となった。

3. 経済性の評価と考察

対象橋梁の工費は、上部工の鋼重と下部工の割合から求めた。まず、上部工の工費は 3 径間吊橋の上部工費を 1 として 4, 5 径間吊橋の工費を求めた。下部工は、既設の長大吊橋の実績から、3 径間吊橋で上部工費の 1/2 と仮定し、4, 5 径間吊橋に拡張した。3 径間重連形式はこれに中間 A が加わる。次に、3 径間重連形式の中間 A の海底深さを変化させ、全体工費への影響を検討した。さらに、5 径間吊橋の下部工費が全体の 1/5, 1/3, 2/5, 1/2 のケースを検討し、3 径間重連形式との比較を行った。

図-2 に、上部工の工費を示す。全長が大きくなるに従って、当然ではあるが、3, 4, 5 径間吊橋の順に工費が増加する。いずれもケーブルが半分近くを占めるが、4, 5 径間吊橋では側塔の 2 倍の重量を持つ中間塔が工費増に寄与しており、5 径間吊橋は同じ全長の 3 径間重連形式よりも 9.4% 工費が増加することがわかる。

図-3 に、単位長さ当たりの全体工費を示す。アンカレイジの割合が 3, 4, 5 径間の順に低下するのは、全長の増加に関係なく重量が変わらないためである。一方、4, 5 径間吊橋では中間塔の存在により上部工が増加する。

図-4 に、3 径間重連形式の中間 A の基礎深さを変えたときの全体重量の変化を示す。深さ 70m より浅ければ 3 径間重連形式が有利となるが、それ以上の深さを要する場合は中間 A が不要となる 5 径間吊橋の方が優位となることがわかる。

図-5 に、5 径間吊橋の下部工費の割合による、3 径間重連形式の工費の変化を示す。5 径間吊橋の下部工費が全体の 27% 以上であれば、中間 A 省略の効果が大きく、3 径間重連形式よりも経済的になることがわかった。したがって、下部工費の占める割合が高い大水深の海域や、中間 A の設置が困難な海底地形において、多径間吊橋は経済的な構造形式であるといえる。今後、合理的な活荷重分布による中間塔の軽量化⁹⁾が可能となれば、多径間吊橋の優位性はさらに高まるものと考えられる。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.
- 2) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説，1990.
- 3) 本州四国連絡橋公団：海峡横断道路ケーブル設計指針(案)，海峡横断道路ケーブル安全率検討委員会，2003.
- 4) 栗野純孝：明石海峡大橋，橋梁と基礎，Vol.32 No.8，pp.9-15，1998.8
- 5) 岩下慎吾，中村一史，野上邦栄：実用的な活荷重載荷ケースに基づいた 4 径間長大吊橋の試設計，日本鋼構造協会，鋼構造年次論文報告集，第 27 巻，pp.41-48，2019.11

表-3 ケーブルスリップとたわみ量の照査結果

	3 径間	4 径間	5 径間
CS $\geq$ 2.0	17.46	3.08	2.85
δ_v/L	1/313	1/259	1/228

CS：ケーブルスリップの滑動係数，CS $\geq$ 2.0 で OK

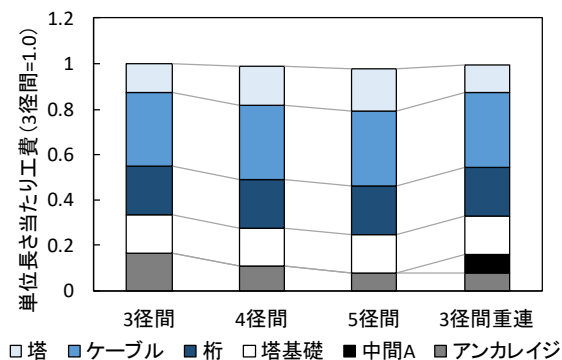
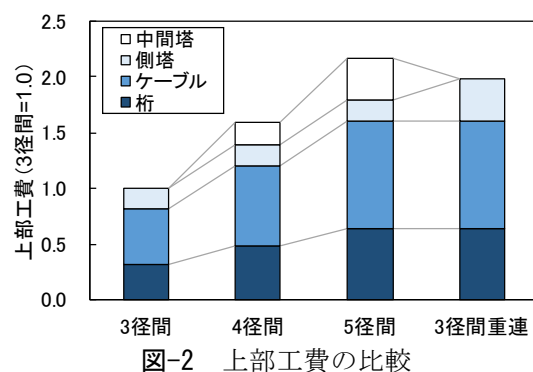


図-3 単位長さ当たりの全体工費の比較
(中間 A 深さ 100m，その他 60m の場合)

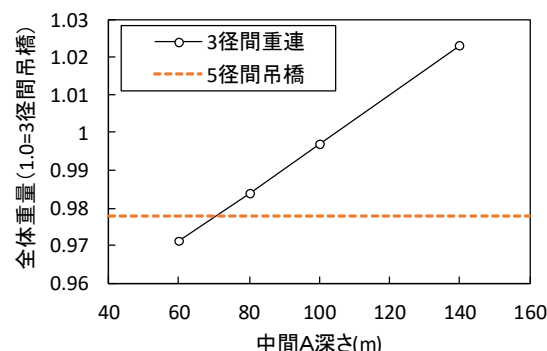


図-4 3 径間重連形式の中間 A 深度別の
全体工費

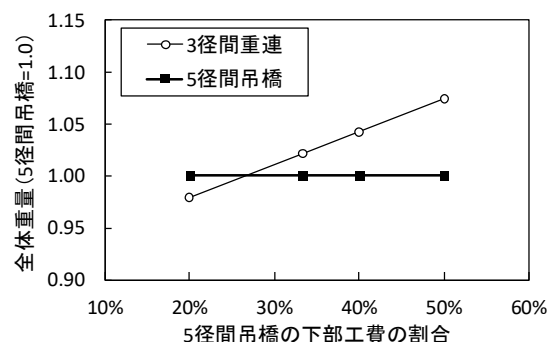


図-5 5 径間下部工費の割合による 3 径間
重連形式の工費変化