合理的な載荷状態を考慮した活荷重による4径間長大吊橋の試設計

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　○野上邦栄

１．目的

近年，吊橋の長大化に向けた構造形式として4径間吊橋が採用されている．中国では中央径間長1080mの4径間吊橋が2橋（秦州長江大橋，馬鞍山長江公路大橋）完成し，チリでは中央径間長1155mの4径間吊橋チャカオ橋が建設中である．これらの実例はいずれも活荷重の偏載に伴う過大なたわみを抑えるために，中央塔が横から見て逆Y字形かA字形になっているが，一方で中央塔の剛性を増すと塔頂部においてケーブルスリップが生じやすくなるという矛盾した問題に直面する[1]．また，剛性を増すには鋼重増は避けられず，経済性を損なうことになる．本研究では杉山ら[2]が提案した多径間連続斜張橋に対する合理的な活荷重設計法を吊橋に適用して試設計を行い，これらの問題がどの程度改善されるかを検討した．

２．検討対象と設計条件

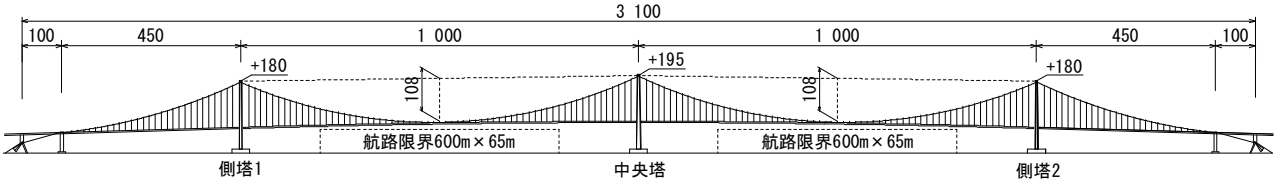

図-1　4径間吊橋一般図

本検討では，これまでの4径間吊橋の実績に近いものとして**図-1**に示す中央径間長1000m，幅員34mの吊橋を想定し，本州四国連絡橋公団の設計基準[3),4)]を参考に設計した．材料諸元を**表-1**に示す．設計荷重は，死荷重D，活荷重L，温度荷重T，風荷重W，地震荷重EQの5種類であり，その組み合わせはD+L±T (T=30℃), D+W+T (T=15℃), D+L(EQ)+EQ±T(T=30℃)の3パターンとした．地震時活荷重L(EQ)は0.5L（全長載荷），風荷重Wの設計基準風速U_{10}は明石海峡大橋と同様46m/secとし，地震荷重EQは兵庫県南部地震（JR鷹取駅）を用いて動的解析により照査した．また，3層ラーメン形式主塔（**図-2**）については軸力と1軸曲げを受けるはり～柱としての安定照査を行っている．

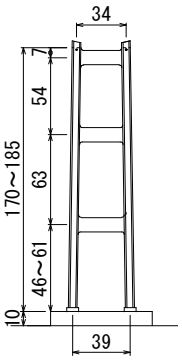

図-2　主塔

図-3に活荷重の載荷条件を，**表-2**にはこれに対する許容応力度の割増係数を示す．従来設計は本来，影響線載荷に基づく設計であるが，ここでは塔に着目した荷重ケースL1，L2，L3について許容応力度を満足するよう断面設計する．新設計[2)]ではL3を再現期間2000年以上の非常時とみなし，地震時と同様に許容応力度を1.5倍に割り増して設計する．一方でL4は年数回以上発生する荷重条件に相当し，これに対しては許容応力度を割り増さない．本設計では，文献2)と比べて支間割が長いため，活荷重の偏載の影響がさらに大きくなることはないと考えられ，同じ方針とした．なお，塔柱の板厚は幅厚比制限のため換算板厚t≧25mmとした．

表-1 材料諸元

部材	補剛桁	主塔柱	ケーブル	ハンガー
鋼種	SM490Y	SM570	ST1960	ST1570
許容応力度(MPa)	210	245~255	1000	628
降伏応力度(MPa)	355	430~450	1523	1176
ヤング率(GPa)	200	200	195	195

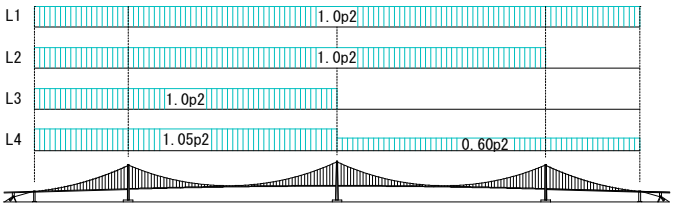

図-3 活荷重の載荷条件 (p_2=39.8kN/m)

表-2 活荷重載荷条件と許容応力度の割増係数

載荷状態	L1	L2	L3	L4
従来設計	1.0	1.0	1.0	-
新設計	1.0	1.0	1.5	1.0

最後に，従来設計と新設計の重量・たわみ量の比較，並びにケーブルスリップに対する滑動安全率の照査を行う．摩擦係数μ=0.15とし，荷重ケースL3, L4および地震時について，中央塔左右のケーブル張力差δHと鉛直力Vより，滑動安全率をfとして，$f=V/(\mu\cdot\delta H)\geqq 2.0$で評価する．

キーワード　多径間，吊橋，活荷重，ケーブルスリップ，設計，合理化
連絡〒192-0397　東京都八王子市南大沢1-1　Email: iwashita-shingo1@ed.tmu.ac.jp　TEL：042-677-1111

© Japan Society of Civil Engineers

3．試設計の結果と考察

図-4 に塔柱断面図, **表-3** に断面定数を示す. 側塔は EQ 荷重および L2 荷重により決定され，断面は新旧設計で共通となった．重量は 4458t/基である．中央塔は **図-5** に示す安定照査より決定した．(a)の従来設計では，全域で L3 荷重による橋軸方向曲げの力が支配的となり，1 室箱断面では許容応力度を満足することができず，7 室箱断面にせざるを得なかった．一方で(b)の新設計では，基部は EQ 荷重によって決まり，第 2 水平材までは L3 荷重，それより上は L4 荷重が支配的となり，断面は 1 室かつ側塔並みの外形寸法で対応が可能になった．

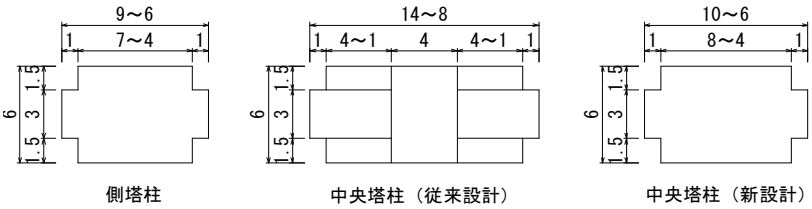

図-4 塔柱断面図

表-3 主塔-塔柱断面定数

	側塔 (共通)	中央塔 (従来設計)	中央塔 (新設計)
断面積 A(m^2)	1.620 ~0.650	5.576 ~1.106	2.112 ~0.650
横軸剛性 I_{yy} (m^4)	9.234 ~3.177	27.308 ~4.986	12.474 ~3.180
縦軸剛性 I_{zz} (m^4)	17.091 ~3.125	106.000 ~7.865	27.236 ~3.135

中央塔の重量は従来設計が 16704t であるのに対し，新設計は 6301t と従来設計の 37.7%にまで減少し，橋全体では 10.4%の重量減に貢献している．このように中央塔の重量が顕著に減少したのは，新設計において活荷重の取り扱いを変更したこと，また，7 室よりも 1 室の方が高い断面効率であることも寄与している．

中央塔頂部のケーブルスリップに対する安全率 f の照査結果を**表-4** に示す. 従来設計では L3 荷重に対し f=1.796 と，2.0 を切る値であったのに対し，新設計では 4.925 と大幅に改善している．また地震時(EQ+L(EQ))においても従来設計は 1.223 と厳しい値であったが, 新設計では 2.300 となり 2.0 以上を確保している．これらの結果は新設計において中央塔の剛性が減少したことで，ケーブルからの水平力に対し塔が追従しやすくなったためと推察される．

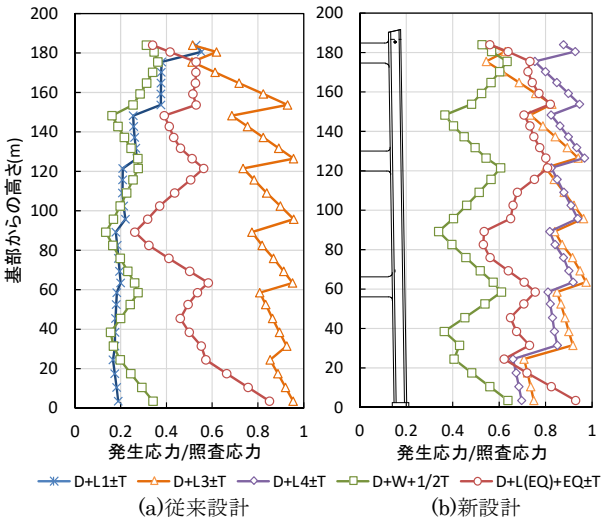

図-5 中央塔柱の安定照査 (OK≦1.0)

表-4 中央塔頂部の主ケーブル滑動安全率 f

荷重条件	従来設計	新設計
L3	1.796	4.925
L4	—	11.754
EQ+L(EQ)	1.223	2.300

一方で中央塔の剛性低下による負の影響は**表-5** のたわみ量 δ_v に表れており，L3 荷重の下では従来設計の-4.775m に対し，新設計は-7.175m に増加している．ただし，このような荷重条件になるのは極めて稀であり，L4 荷重では-4.161m に抑えられている．これらのたわみ量は文献 3)に規定されている l/350(l：径間長)を超過しているが，同規定では橋の特性に応じて検討するものと付記しており，過去の実績では Forth Road Bridge の l/244 が今回の L4 荷重時に近い値である．なお，全ての荷重条件において予め設定した航路限界に抵触することはなかった．

表-5 主径間中央の補剛桁鉛直たわみ量 δ_v(m)

荷重条件	従来設計	新設計
L3	-4.775	-7.175
L4	—	-4.161

4．まとめ

提案された活荷重に基づく合理的な活荷重を 4 径間吊橋に適用して設計した結果, 中央塔の重量が大幅に削減可能であるほか, 静的活荷重および地震時におけるケーブルスリップの問題を軽減できる可能性が示された．

参考文献

1) 吉田修：二径間吊橋の構造検討，本四技報 Vol.14，No.56，pp.2-15，1990.10
2) 杉山裕樹・金治英貞・渡邉裕規・明田修：多径間連続斜張橋の活荷重に対する 2 段階設計法の検討,土木学会第 72 回年次学術講演会概要集，pp.387-388，2017.9
3) 本州四国連絡橋公団編：上部構造設計基準・同解説，1989.4
4) 本州四国連絡橋公団編：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説，1990.

© Japan Society of Civil Engineers