

長大斜張橋主桁の塔位置支持条件と経済性

リクルートコスモス 正会員 山下 真一
 東京都立大学 正会員 中村 一史*
 東京都立大学 正会員 前田 研一

1. まえがき 近年、斜張橋の長大化は目覚ましく、中央径間長 1,000m を超える斜張橋の検討も行われているが、斜張橋は長スパンになるに従い、斜ケーブルによる主桁軸力の増大から、主桁断面部材の増厚を強いられ、適用限界スパンが 1,500m 程度といわれている。中央径間長 1,500m の長大斜張橋の試設計例では、主塔付近および中央部は風荷重、それ以外は活荷重による作用応力によって主桁の断面が決定されることから¹⁾、他の吊形式橋梁と十分な競合性を確保するとともに、今後さらなる長スパン化の可能性を検討するためには、斜張橋の主桁をより合理的に設計することが求められている。これまでの研究^{2,3)}では設計時に支配的な活荷重・風荷重による断面力を低減させることを目的に、立体 A 型塔を適用して、面内・面外それぞれの合理的な主桁の支持条件を検討し、構造特性の改善や経済性の向上に寄与できる可能性を既に示している。そこで、本研究ではこれらの成果を踏まえ、従来形式の A 型塔と対比させ、立体 A 型塔を用いた最適な支持条件を提案し、主桁断面の設計時に支配的な活荷重・風荷重による応力度を低減する効果を明らかにするとともに、経済性に及ぼす影響を検討した。

2. 解析モデルと解析条件 図-1～2 に一般図、主桁断面図を、表-1 に断面諸元を示す中央径間長 1,500m の長大斜張橋の試設計例を参考に、図-3 に示すような 2 種類の主塔形状を用いた。すなわち、従来形式の A 型塔(図-3 (a))と、主桁-主塔間の支持条件に柔軟に対応するための主塔構造システムの一例として、塔柱を途中から分岐させた立体 A 型塔(図-3 (c))を用いて、塔位置における主桁の支持方法の異なる 3 種類の立体有限変位解析モデル(図-4)を作成した。なお、図-3 に示したように、A 型塔で主桁をタワーリンクで支持した従来のものを 2DA_t-model とし、A 型塔あるいは立体 A 型塔の塔直下からケーブルで支持したものをそれぞれ 2DA_c-model、3DA_c-model とした。

面内方向に関しては、主桁の断面設計時に活荷重による断面力が支配的で、特に応力的に最も厳しい側径間の橋端部における過大な曲げモーメントを低減することを目的に検討を行った。一方、面外方向に関しては、図-4 に併記した位置での主桁の弾性支持条件に着目して、そのばね定数を変化させ、設計風荷重による主桁の断面力への影響について検討した。なお、設計荷重は、本州四国連絡橋公団の基準を準用して算定した表-2、表-3 に示す値を用いた。面内活荷重の載荷範囲については、着目点に対する影響線に基づいて決定した。また、面外風荷重は設計基本風速を 37m/s とし、各構造部に水平荷重として分布荷重を載荷した。

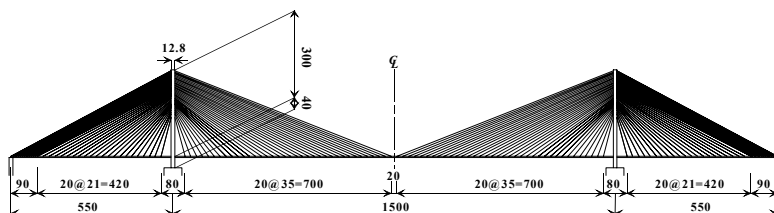


図-1 一般図

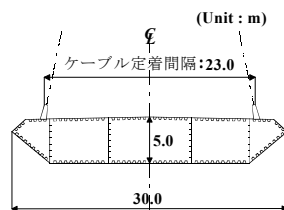


図-2 主桁断面

表-1 断面諸元

	主桁	主塔(上部,下部)
A(m ²)	1.428 ~ 2.385	1.792 , 2.24
Iy(m ⁴)	6.09 ~ 10.301	45.438 , 56.8
Iz(m ⁴)	113.73 ~ 188.71	29.149 , 36.864
J(m ⁴)	12.22 ~ 22.99	40.445 , 67.41
ケーブル		
A(m ²)	0.007502 ~ 0.018755	

表-2 設計活荷重

載荷位置	分布荷重強度(tf/m)	集中荷重強度(tf)
中央径間	2.666	101.579
側径間	3.532	99.096

表-3 設計風荷重

構造部	分布荷重強度(tf/m)
主桁	1.208
主塔	6.047
ケーブル	0.0258 ~ 0.0408

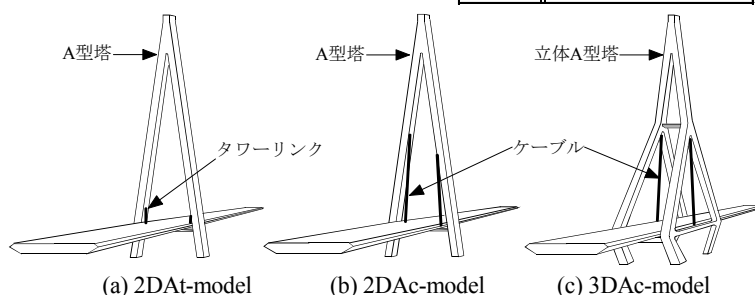


図-3 主塔形状と塔位置における主桁の支持方法

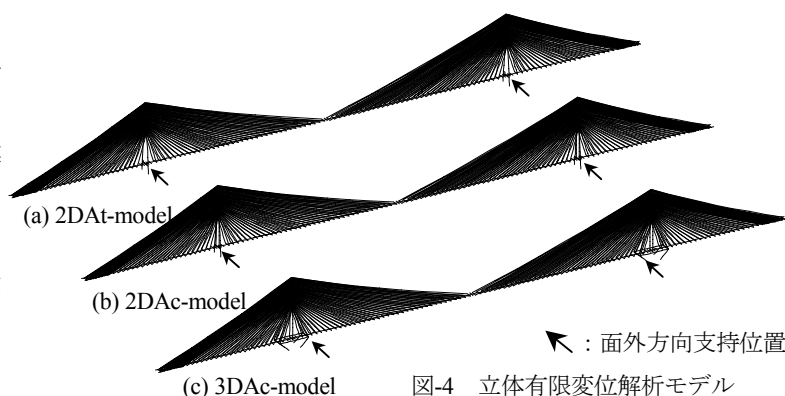


図-4 立体有限変位解析モデル

Key Words : 長大斜張橋, 設計荷重, 面外弾性支持, 影響線解析, 応力度照査

連絡先* : 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL. 0426-77-1111 FAX. 0426-77-2772

3. 設計荷重による解析結果 解析結果の一部として、図-5に、主桁の各着目点における曲げモーメントの影響線に基づいて活荷重載荷を行って求めた主桁の最大・最小面内曲げモーメントを示す。図より、主桁の断面設計時に活荷重による断面力が支配的な領域のうち、特に橋端部付近では、従来のA型塔モデルに比べて立体A型塔の場合、主桁の面内剛性が高められ、面内曲げモーメントが大幅に低減していること、また、2DAT-modelと2DAc-modelの比較から、主塔位置での支持条件の相違が面内曲げモーメントに及ぼす影響は小さいことがわかる。なお、図を略したが、主桁の最大・最小軸力は各モデルで差異はほとんどなかった。

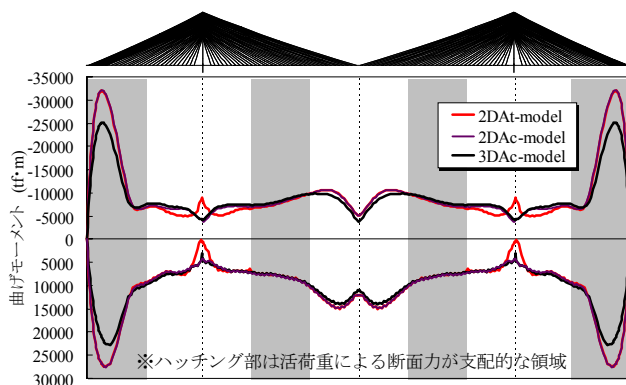


図-5 主桁の最大・最小面内曲げモーメント

一方、設計風荷重載荷時において主桁の最適な支持条件を検討するために、図-4に示した位置で主桁を面外方向に弾性支持して、そのばね定数を変化させた。図-6に、ばね定数と主桁の最小面外曲げモーメントおよび支持位置での面外変位の関係を示す。この図から、2DAT-modelの場合、ばね定数が小さいほど最小面外曲げモーメントの絶対値は小さくなるが、 10^3tf/m を下回るあたりから、弾性支持位置での面外変位が大きくなり、タワーリンクの傾斜による復元力の影響が顕著になること、また、2DAc-modelおよび3DAc-modelの場合、ばね定数を小さくすればさらに最小面外曲げモーメントの絶対値は小さくなるが、支持位置で過大な面外変位を生じることがわかる。したがって、弾性支持位置での許容面外変位に配慮すれば、 10^3tf/m 程度のばね定数が適切であるといえる。この断面設計時に風荷重が支配的となる領域での面外曲げモーメントの低減効果は、通常のウインドシュューによって固定支持($K=10^5 \text{tf/m}$)した2DAT-modelと、最適なばね定数($K=10^3 \text{tf/m}$)で弾性支持した3DAc-modelの主桁の面外曲げモーメント図を示した図-7からも明らかである。

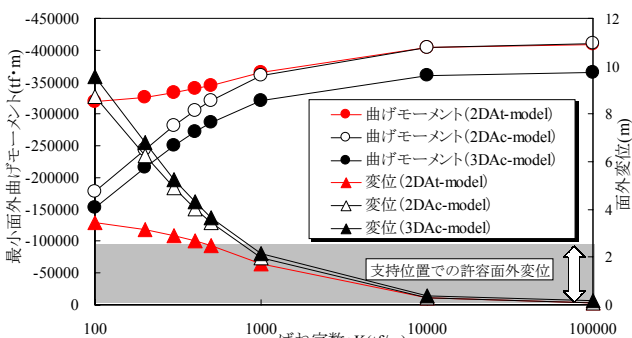


図-6 ばね定数と最小面外曲げモーメント・面外変位の関係

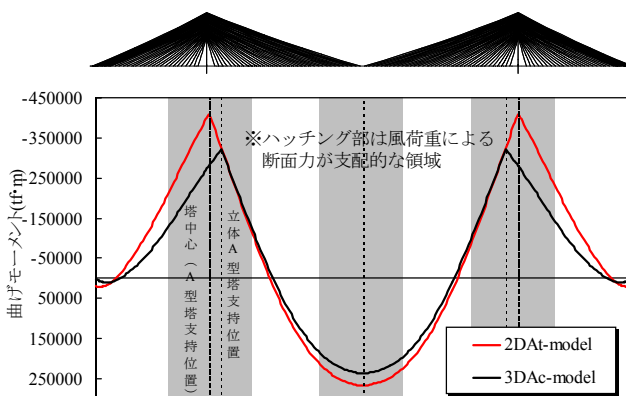


図-7 主桁の面外曲げモーメント

4. 主桁の応力度照査と経済性 上述の設計荷重による解析結果に基づいて主桁の応力度を算出した。図-8、9に、通常のウインドシュューによって固定支持($K=10^5 \text{tf/m}$)した2DAT-modelと、最適なばね定数($K=10^3 \text{tf/m}$)で弾性支持した3DAc-modelの応力度照査結果をそれぞれ示す。この図から、立体A型塔を適用した場合、橋端部付近および主塔位置付近における鋼種が1ランク下がること、および、設計風荷重による応力が支配的となる領域で高強度鋼を使用する割合が減ることから、より経済的な断面の設計が可能であることがわかる。

5. あとがき 立体A型塔を適用し、主塔位置における主桁の種々の支持条件を検討した結果、提案した最適な支持条件によれば、主桁断面の設計時に支配的な活荷重・風荷重による応力度を低減することができ、より合理的な主桁の断面設計の可能性を示すことができた。

参考文献

- 1) 野村・中崎・成田・前田・中村：長大吊形式橋梁の構造特性と経済性、構造工学論文集，Vol.44A，1995.3.
- 2) 阿部・師山・中村・前田・林：長大斜張橋主桁の面外弾性支持による経済性の向上，第54回 土木学会年次学術講演会講演概要集，1999.9.
- 3) 関根・中村・前田・林：長大斜張橋の構造特性および経済性に及ぼす主桁の面内支持条件の影響，第55回 土木学会年次学術講演会講演概要集，2000.9.

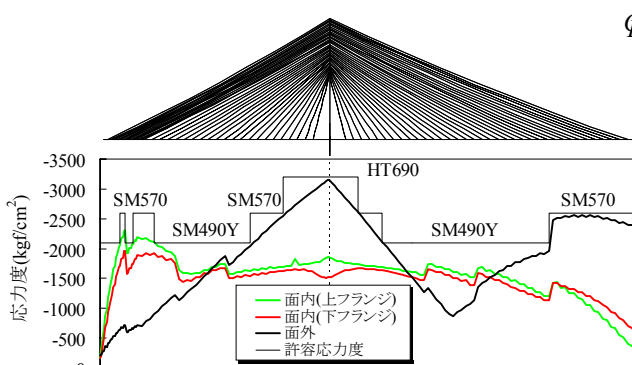


図-8 2DAT-model ($K=10^5 \text{tf/m}$)の主桁の応力度照査

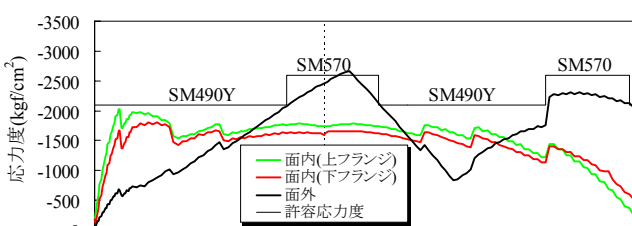


図-9 3DAc-model ($K=10^3 \text{tf/m}$)の主桁の応力度照査