

(I-28) 600mクラス斜張橋の簡易耐荷力算出法について

○芝浦工業大学大学院 学生員 木下 博道
芝浦工業大学 正会員 山本 一之
東京都立大学 正会員 野上 邦栄
長岡技術科学大学 正会員 長井 正嗣

1. はじめに 現在、斜張橋は長大化の傾向にあり、スパン900mクラスの物が建設され、完成している。しかし、斜張橋は長大化に伴い斜張橋全体系の耐荷力が“主桁の座屈”に支配される傾向にある。しかし、その解析法として最も信頼性が高い全体系の弾塑性有限変位解析は莫大なコストと時間を必要とする。そこで、本研究では長大斜張橋の上記の問題に限定し、簡易な弾塑性有限変位解析を用いて耐荷力を評価するとともに、近年提案されてる簡易法による結果と比較を行い、簡易かつ精度の高い耐力評価法の確立を目的とする。

2. 簡易耐荷力算出法 現在、斜張橋全体系の耐荷力算出法には弾塑性有限変位解析が用いられる。ここでは1)簡易弾塑性有限変位解析、2)修正 E_f 法²⁾を提案する。それぞれの解析法に長短があり、一般的な弾塑性有限変位解析は適用性は高いが厳密な初期条件、比較的長めの計算時間を必要とする。そこで、1)は、そのような厳密な解法に比べ、以下の点で簡略化した解法である。

- ・定式化は線形化有限変位レベル
- ・初期たわみ、残留応力を考慮しない
- ・構成則は完全弾塑性型
- ・軸ひずみのみで降伏を判定
- ・断面弱軸まわりに層状分割(図-2参照)

また、2)は吊橋主塔¹⁾や斜張橋のように強圧縮構造に対して非線形固有値解析により簡易かつ精度よく耐力を評価できると注目されている。これより解析を行い得られる最小固有値は、本来は作用軸力に対する座屈を起こす最小の倍率の意味であるが、長大斜張橋は軸力が支配的な構造であるため近似的に最終的に得られた座屈固有値を荷重係数と同等と見なす。

3. 解析モデル 解析モデルは図-1に示す通り、中央支間長600m、側径間長280mの3径間連続の斜張橋である。また、ケーブルはマルチファンタイプであ

り2面張りである。図-2に主桁、主塔断面形状および断面諸量を示す。主桁は4室マルチセル断面で桁高 h を1mから5mまで1m²毎で変化させている。主塔は、矩形厚板断面をもつA型塔で、断面は一定とする。材質はいずれもSM490Yを使用している。荷重状態については、死荷重強度は20tf/mと仮定し、活荷重強度主桁上に満載鉛直方向で3.8tf/mとした。

4. 数値解析結果 このモデルを立体骨組要素として全体系の静的荷重下、死荷重と活荷重が同時に作用する状態で耐荷力算出を行った。

図-3,4は修正 E_f 法によって得られた座屈モードであり、図-5は簡易弾塑性有限変位解析によって得られた終局崩壊モードである。 E_f 法で解析を行うと桁高 h が1m、2mでは図-3の様な主桁が座屈し、 h が3mから5mでは図-4の様に塔が座屈するモードの2種類に分かれる(以後、これらを桁座屈、塔座屈と呼ぶ)。これは桁高 h が大きくなるとともに桁断面の曲剛性が塔の断面が有する曲剛性に比べ相対的に大きくなり、軸圧縮に対して最も弱い部材が桁から塔へと変わったために生じる現象である。それに対して、図-5の解析から得られた変形はすべてのケースがこのようになる。形状は桁の変形が塔に比べ極めて大きく、塑性域が主桁の塔位置に顕著に現れ、終局状態となる。つまり全ての解析ケースで桁が弱点となっていることが分かる。

図-6は簡易弾塑性有限変位解析によって得られた斜張橋支間中央垂直変位 δ を横軸に設計荷重に対する荷重倍率 α を縦軸に取った曲線である。桁高 h が大きくなるとともに α も上がるが、 δ は減少する傾向にある。これは斜張橋の耐荷力は h に比例して大きくなるが、同時に桁のフレキシビリティが失われ変位が大きくならないと考えられる。また、初期降伏点は塔位置の主桁上に現れ、その後断面が全塑性化する以前に全体系が不安定となる。

表-1では修正 E_f 法、簡易弾塑性有限変位解析から得られた崩壊時の荷重係数 α を比較した。修正 E_f 法から確認できる桁座屈の領域($h=1\sim 2\text{m}$)では簡易弾塑性有限変位解析、修正 E_f 法ともに近い値を示す。しかし、塔座屈の領域($h=3\sim 5\text{m}$)に近づくに従い簡易弾塑性有限変位解析に比べ修正 E_f 法が耐荷力を高めに評価する。この原因として、まず修正 E_f 法によって求められる耐荷力は作用軸力に対する荷重倍率であるため、塔座屈の領域では桁の終局状態へ至るまでの剛性低下へ寄与する曲げモーメントの影響が大きくなるが、修正 E_f 法はそれを考慮できないため高めの耐力評価となってしまいと考える。さらに、簡易弾塑性有限変位解析はセグメントごとに応力を判定するため、断面内の応力は不等分布となり断面内で局所的に応力が高くなるが、 E_f 法は断面内の平均応力分布を採用するためである。

5. まとめ 以上の検討より、1)の簡易弾塑性有限変位解析により、本解析モデルで対象とした支間長600mクラスの斜張橋は桁座屈により耐力が決定することが分かった。2)の修正 E_f 法は桁座屈の領域で修正 E_f 法、簡易弾塑性有限変位解析ともに近い値を示し、その相互の信頼性が得られたと考えられる。しかし、塔座屈の領域に近づくに従い簡易弾塑性有限変位解析に比べ修正 E_f 法が耐荷力を高めに評価してしまうことがあるため、前述の点を配慮した修正を行うことが望まれる。また、両解析法とも載荷条件の違いによる影響も無視できないために、今後さらにパラメトリック解析による検討が必要である。

参考文献 1)本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説、1989 2)長井、浅野、渡辺：斜張橋の主桁耐力評価に着目した E_f 法の適用性と設計法に関する一考察、構造工学論文集 Vol.41A、1996 3)謝、山口、長井：自定、一部他定式長大斜張橋の弾塑性終局挙動に関する考察、鋼構造年次論文報告集 Vol.4、1996

表-1 修正 E_f 法、弾塑性解析荷重係数の比較

Girder height	E_f method α	Elasto-plastic α
1.0m	2.53	2.43
2.0m	3.32	2.53
3.0m	3.65	2.63
4.0m	3.58	2.73
5.0m	3.57	2.83

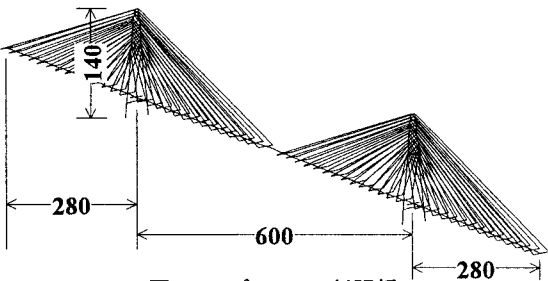


図-1 スパン 600m 斜張橋

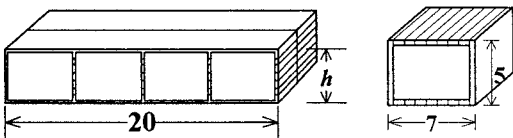


図-2 主桁、主塔断面 UNIT:m



図-3 修正 E_f 法座屈モード図 (桁座屈)



図-4 修正 E_f 法座屈モード図 (塔座屈)



図-5 簡易弾塑性有限変位解析 終局崩壊モード

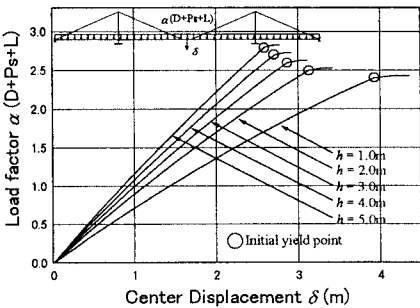


図-6 簡易弾塑性有限変位解析 $\alpha - \delta$ 曲線