

I - A65

斜張橋全体系耐荷力の簡易算出法に関する研究

○大成建設(株)	正員	松井 紀幸
千葉県	正員	木下 博道
芝浦工業大学	正員	山本 一之
東京都立大学	正員	野上 邦栄
長岡科学技術大学	正員	長井 正嗣

1. はじめに

一般構造物及び斜張橋の耐荷力は、弾塑性有限変位解析が最も厳密な算出法と考えられる。しかし、弾塑性有限変位解析は使用性及び経済性に多くの問題があり、設計上より簡易かつ精度の高い耐荷力算出法が望まれる。本研究では、弾塑性有限変位解析をより簡易にした簡易弾塑性有限変位解析と本四公団の「吊橋設計要領・同解説」¹⁾に示されている主塔設計法の E_f 法²⁾による耐荷力算出法について検討する。特に、簡易弾塑性有限変位解析・ E_f 法による耐荷力と、厳密な弾塑性有限変位解析による結果を実橋レベルで比較を行い、これらの耐荷力算出法の有効性について検討する。

2. 簡易耐荷力算出法

本研究で提案する簡易弾塑性有限変位解析の基本的な解析仮定は以下のとおりである。

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

また、 E_f 法は吊橋主塔や斜張橋等の強圧縮構造に対し非線形固有値解析を用い耐荷力を算出できる解析法である。 E_f 法により得られる最小固有値は、本来、作用軸力に対する座屈発生の最小倍率であるが、本研究では長大斜張橋が軸力支配の構造であるため近似的に最小固有値と荷重係数を同等であると考ええる。

3. 解析モデル

簡易弾塑性有限変位解析と E_f 法の比較に用いた解析モデルは図-1に示す中央径間長600m、側径間長280m、塔高140mの3径間連続鋼斜張橋であり、図-2に主桁・主塔形状および断面諸量を示す。弾塑性有限変位解析³⁾と E_f 法の比較に用いた解析モデルは図-3に示す中央径間長590m、側径間長290m、塔高190mの3径間連続鋼斜張橋であり、図-4に主桁形状及び断面諸量を示す。

4. 数値解析結果及び考察

モデル1を立体骨組要素として全体系の静的荷重

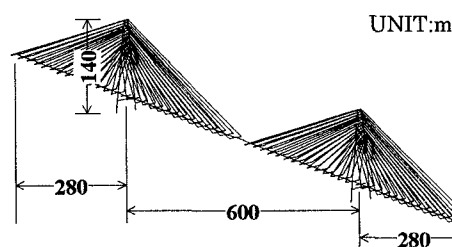


図-1 解析モデル1

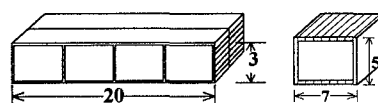


図-2 解析モデル1主桁・主塔断面

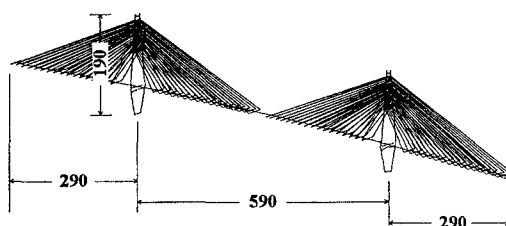


図-3 解析モデル2

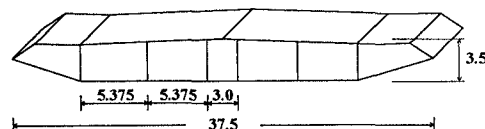


図-4 解析モデル2主桁断面

斜張橋耐荷力算出 弾塑性有限変位解析 簡易弾塑性有限変位解析 E_f 法

〒108 東京都港区芝浦3-9-14 芝浦工業大学 土木工学科 TEL03-5476-3047 FAX03-5476-3166

下、死荷重と活荷重が同時に作用する状態（ α （ $D+Ps+L$ ））にて耐荷力算出を行った。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り、図-6は E_f 法によって得られた座屈モードである。また、簡易弾塑性有限変位解析および E_f 法から得られた崩壊時の荷重倍率 α を表-1に示し比較した。これによると簡易弾塑性有限変位解析に比べ E_f 法が30%程高い耐荷力評価をする。この原因として E_f 法は軸力による剛性低下のみを考慮していること。 E_f 法は断面内の平均応力分布を採用していることなどが考えられる。モデル2に対して弾塑性有限変位解析の荷重は活荷重の影響線載荷（ $D+Ps+\alpha L$ ）により行い、 E_f 法は塔付近主桁軸の力が最大となる載荷状態 α （ $D+Ps+L$ ）にて解析を行った。図-7は E_f 法によって得られた座屈モードであり、図-8は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。また、弾塑性有限変位解析および E_f 法から得られた崩壊時の荷重倍率 α を表-2に示す。両解析法は、弾塑性有限変位解析の荷重載荷法が $D+Ps+\alpha L$ であるのに対し、 E_f 法の載荷状態が α （ $D+Ps+L$ ）であるため直接荷重倍率を比較することは意味がない。そこで弾塑性有限変位解析の α を式(1)により α （ $D+Ps+L$ ）の荷重倍率に換算するとともに、弾塑性有限変位解析と E_f 法により得られる終局時軸力 N_α により比較した（表-3）。荷重倍率及び軸力がともに弾塑性有限変位解析に比べ E_f 法が20%程高い値を示しているが、これはモデル1同様、 E_f 法が軸力による剛性低下のみ考慮できるのに対し、弾塑性有限変位解析は曲げモーメントによる剛性低下も考慮できる解析法であるためと考えられる。

5. まとめ

モデル1の満載等分布荷重において、 E_f 法の座屈モードは簡易弾塑性有限変位解析の終局崩壊モードと異なる結果になった。また、 E_f 法による耐荷力は簡易弾塑性有限変位解析および厳密な弾塑性有限変位解析の結果に比べて高めの値を示した。以上のことから E_f 法は多少危険側の耐荷力評価をするものの、両解析とも比較的容易に計算できることから、実設計上有効な算出法である。今後、載荷条件の違いによる影響など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：斜張橋の主桁耐荷力評価に着目した 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）小林茂：名港中央大橋耐荷力解析、片山技報、No.15



図-5 簡易弾塑性有限変位解析 終局崩壊モード



図-6 E_f 法終局座屈モード（モデル1）

表-1 E_f 法と簡易弾塑性有限変位解析の荷重係数の比較

Girder height	E_f method α	Elasto-plastic α
3.0m	3.65	2.63



図-7 E_f 法終局座屈モード（モデル2）



図-8 弾塑性有限変位解析による終局崩壊モード（モデル2）

表-2 E_f 法と弾塑性有限変位解析の比較

E_f method	Elasto-plastic
3.05 α （ $D+Ps+L$ ）	4.99 [$D+Ps+\alpha L$]
	2.38 [α （ $D+Ps+L$ ）換算]

$$\frac{D + \alpha L}{D + L} = \beta \quad (1)$$

有限変位解析によって得られる軸圧縮力

弾塑性有限変位解析によりもめた荷重倍率

有限変位解析によって得られる軸圧縮力

有限変位解析によって得られる軸圧縮力

表-3 モデルにおける軸力の比較

E_f method Ncr	Elasto-plastic Ncr
36000tf	28000tf