

I-A117

超長大斜張橋主桁の安全性照査法に関する検討

日立造船株式会社 正 員 岩崎 秀隆
 東京都立大学 正 員 野上 邦栄
 長岡技術科学大学 正 員 長井 正嗣

1. はじめに

近年、斜張橋の発展は目覚ましいものがあり、従来は吊橋の領域と考えられていた支間長にまで長大化している。斜張橋は長大化するに従って桁に作用する軸圧縮力が増大し、主桁の座屈に対する検討が避けられない。そのため、斜張橋が長大橋領域で他の吊形式橋梁に比べ経済性を発揮し得るかどうか明らかにする上で主桁の合理的な設計法の確立が必要であり、斜張橋主桁の耐荷力を精度良く算出する手法と安全性照査法の検討が重要な課題となっている¹⁾。ところで、斜張橋の主桁など軸圧縮力を受ける部材の耐荷力を算出する場合、耐荷力に影響を与える初期たわみや残留応力などの初期不整の影響を考慮する必要がある。有効接線弾性係数法²⁾(E_f 法)は、初期不整の影響を近似的に考慮して簡易的に耐荷力を算出することが可能であり、一般に初期不整の影響を道路橋示方書³⁾(以下、道示)に規定される柱の基準耐荷力曲線(以下 JSHB 曲線)を用いて考慮する。一方、斜張橋主桁に対する安全性照査法は明確でなく、現状では道示の軸圧縮力と曲げを同時に受ける部材に対する安全性照査法である応力度照査と安定照査を準用することになる。しかし、安定照査を行うために必要となる有効座屈長の定義が明確でないなど、より統一的な斜張橋主桁に対する安全性照査法の確立が望まれている。そこで本研究では、 E_f 法により支間 1000, 1200, 1400m 斜張橋の耐荷力を算出するとともに^{4), 5)}、新しく安全性照査式を提案し道示との比較検討を行う。

2. 解析モデル

解析モデルは支間 1000, 1200, 1400m の鋼斜張橋であり、支間 1000m のモデルと主桁断面を図-1に示す。桁幅は支間の 1/40 とし、支間 1000m は 25m、1200m は 30m、1400m は 35m とする。桁高は $H = 2.0 \sim 6.0$ m まで 1.0m 間隔で変化させた。主塔・主桁の材質は支間 1000, 1200m は SM490Y を、1400m は SM570 を用いた。なお、塔・桁は共に全長

一定断面とした。主桁の死荷重は $w_G = 1.4A\gamma_s + 7.0$ を用いて算出し、活荷重は等分布荷重をそれぞれ 3.7515, 4.1763, 4.6018 tf/m 満載した。式中、 A は軸力に抵抗できる断面積、1.4 は軸力に抵抗しない部材を考慮する係数、 γ_s は鋼材の単位体積重量、7.0 は後死荷重と仮定した。

3. 安全性照査

現在、斜張橋主桁の座屈に対する安全性照査法は明確にされておらず、道示に規定される圧縮部材の安全性照査法である式(1)の応力度照査式と式(2)の安定照査式を準用することになる。

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcx}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}})} + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq \sigma_{cal} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcx}}{\sigma_{bax}(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}})} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bay}(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq 1 \quad (2)$$

本研究では、許容軸圧縮応力度を E_f 法を用いて、作用応力度を有限変位解析で算出するとして式(3)～式(5)の照査式を提案し、それぞれの照査式について比較検討を行う。式(3)、式(4)は、作用応力度を有限変位解析で算出する事を考慮して付加曲げモーメントの項を式(1)、式(2)の照査式から省略した式となっている。式(5)は、 E_f 法の固有値 κ が斜張橋全体系の耐荷力を表す指標と考え安全率 $\nu (= 1.7)$ を満足するかによって照査する式である。

$$\sigma_c + \sigma_{bcx} + \sigma_{bcy} < \sigma_{cal} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcx}}{\sigma_{bax}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bay}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\kappa \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{cao}} \geq \nu \quad \dots\dots\dots (5)$$

なお、本論文では式(1)を道示応力式、式(2)を道示安定式、式(3)を提案応力式、式(4)を提案安定式、式(5)を提案固有値式と呼ぶことにする。

4. 解析結果

図-2に、各解析モデルに対して式(1)～式(5)の照査式を計算しその最大値を示した。図は横軸に剛性パラメーター $(I_G/A_G)/(I_T/A_T)$ を、縦軸には照

斜張橋、座屈設計、 E_f 法

〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL. (0426)77-1111 FAX. (0426)77-2772

査式が示す最大値を取った。 I_G, I_T, A_G, A_T は各々桁と塔の断面 2 次モーメント、断面積である。ただし、断面 2 次モーメントは、桁は面内、塔は面外の値を用いる。また、黒塗り記号は道示の照査式を白抜き記号は提案式を表している。

まず、剛性パラメーターと照査式の値の変化を見ると、剛性パラメーターが大きくなるほど照査式の値は小さくなり照査式は右下がりの傾向を示す。また、支間が長くなるほど減少量は大きく、照査式は式 (2) が最も顕著である。道示の安全性照査法である式 (1) の道示応力式と式 (2) の道示安定式を比較すると剛性パラメーターに関りなく道示安定式の方が大きい値を示し、斜張橋主桁の安全性は式 (2) の道示安定式に支配されていることがわかる。提案式である式 (3) の提案応力式と式 (4) の提案安定式を比較すると剛性パラメーターの小さい領域で提案安定式が提案応力式よりも大きい値を示すが剛性パラメーターが増加すると両者の差は小さくなり、ほぼ同じ値となる。式 (5) の提案固有値式の値の変化は式 (4) の提案安定式と同様の傾向を示すが、常に小さい値を示している。このことから、提案式における斜張橋主桁の安全性は式 (4) の提案安定式に支配されていることがわかる。次に道示と提案式で比較すると、

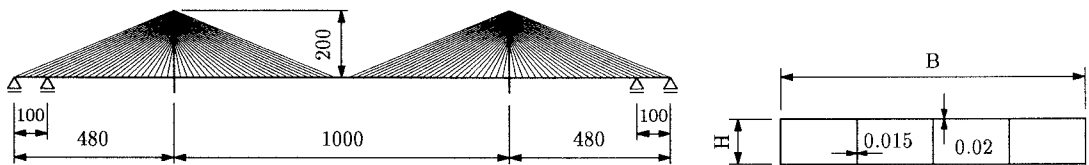
剛性パラメーターに関りなく式 (2) の道示安定式よりも式 (4) の提案安定式が小さい値を示している。

5. まとめ

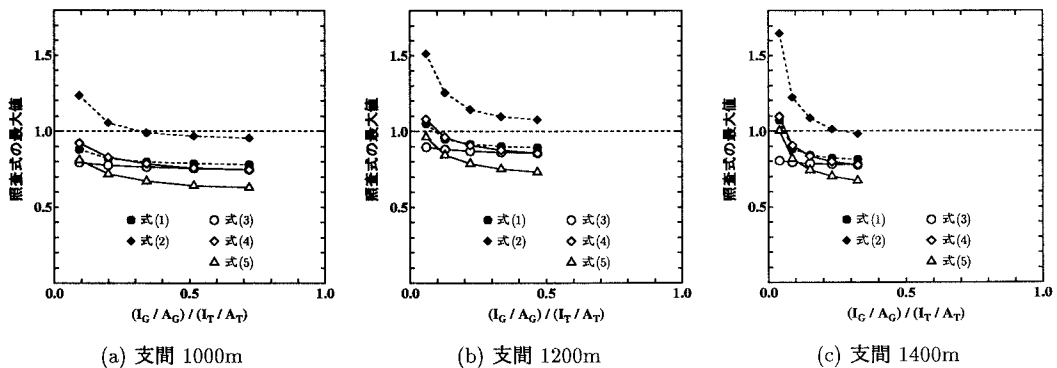
以上の結果をまとめると次のようになる。④ 桁の剛性を大きくすると照査式の値は小さくなる。支間が長くなるほど、照査式は式 (2) の道示安定式が顕著である。⑤ 道示の照査式を用いる場合、斜張橋主桁の安全性は式 (2) の道示安定式に支配される。また、提案式を用いる場合は、式 (4) の提案安定式に支配される。⑥ 道示安定式と提案安定式を比較すると常に提案安定式が小さい値を示す。斜張橋主桁の安全性照査法として式 (3)、式 (4) を用いることで経済的な効果が期待できる。

参考文献

- 1) 野上・長井・木下・山本・藤野：複数耐荷力曲線を用いた斜張橋の終局強度特性と座屈安全性照査法，構造工学論文集，Vol.43A，1997。
- 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領（案）・同解説，1980
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書同解説，II 鋼橋編，1996
- 4) 岩崎・野上・成田・長井：超長大斜張橋の非弾性分岐座屈挙動，応用力学連合講演会，1998
- 5) 岩崎・野上・成田・長井： E_f 法を用いた 1000m 斜張橋の終局強度特性について，第 25 回関東支部技術研究発表会公演概要集，1998。



図－1 斜張橋モデルと主桁断面



図－2 照査式の最大値