

熊本大学 正員 崎元達郎
戸田建設 正員 田中浩幸

1) まえがき: 斜長橋と同様の中央主構(Mittelträger)形式を有する単弦ローゼ桁橋は、泉大津大橋(1976, 大阪府, $l=172.57\text{m}$), 南港水路橋(1980, 阪神高速道路公団, $l=162.85\text{m}$), 成田橋(1980, 建設省, $l=97.3\text{m}$)等に見られるように、その美観、経済性を生かして、都市内橋梁として多用されつつある。この形式の強度上の問題点のひとつは、アーチリブの面外座屈に起因する耐荷力の評価法である。特に、現行の許容応力度設計法による場合、有効座屈長を如何に定めるかが問題となる。この為、上記3橋の設計に際しても、多額の費用をかけての実橋の耐荷力計算や大型模型実験が行われてきた¹⁾。筆者等は、先に、有限変位弾塑性解析法により、種々の数値モデルをパラメータ解析し、それらの耐荷力性状の一部を明らかにした²⁾。ここでは、筆者の一人が提案したアーチの有効細長比³⁾を補正することにより、単弦ローゼ桁橋の面外耐荷力が、直柱の基準耐荷力式によって、実用的に十分な精度で算定できることを示す。

2) 単弦アーチの面外耐荷力: 単弦アーチそのものに等分布荷重 P が満載する場合(図-1)の面外耐荷力は、以下に示す有効細長比 $\bar{\lambda}$ を、直柱の耐荷力式に代入することにより、近似的に求めることができる³⁾。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{u0}/\sigma_y &= 1.0 - 0.136\bar{\lambda} - 0.3\bar{\lambda}^2 & (\bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \sigma_{u0}/\sigma_y &= 1.276 - 0.888\bar{\lambda} + 0.176\bar{\lambda}^2 & (1.0 \leq \bar{\lambda} < 2.52) \end{aligned} \right\} (1)$$

ここに、 σ_{u0} は、単弦アーチの耐荷力(単位強度)で、

$$\sigma_{u0} = \frac{P_u l}{2A} \sqrt{\frac{1}{16} \left(\frac{l}{f} \right)^2 + 1} \quad (\text{放物線アーチの場合})$$

$$\text{また} \quad \bar{\lambda} = \frac{KL}{\pi r_y} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$

K = 有効長さ係数、面外固定支桌で、下路単弦アーチの時、

$$K = 0.5 \times 0.65 \times 1.0 = 0.325$$

r_y = アーチリブの面外曲げに対する断面2次半径

3) 単弦ローゼ桁橋の数値モデルと数値計算法: 泉大津大橋規模の寸法諸元のものをも基本数値モデルとする(図-2)。アーチリブは正方形、吊材、補剛桁は長方形の1室箱形断面とし、補剛桁の面内曲げ剛性は、アーチのそれの4~5倍とする。アーチリブの残留た力はフランジ、ウェブに各1本の補剛材を仮想した長方形分布とし、補剛桁の残留た力分布は、実際には、鋼床版等で複雑であるが、単純に、1室箱形としての長方形分布を仮定した。また、アーチリブには、最大値が $1/1000$ の正弦半波の面外初期たれみを仮定した。塑性増分理論、断面分割法、荷重増分法を用いた有限変位弾塑性解析法⁴⁾で解き、変位が発散する荷重と最終つりあい荷重の平均値を耐荷力とした。予備計算及び文献²⁾の結果より、主に、吊材の面外曲げ剛性の耐荷力に及ぼす影響を考慮すれば良いことが解ったので、以下この事について述べる。

4) 吊材の曲げ剛性の影響: 吊材の面外曲げ剛性(断面2次モーメント I_H)が、面外耐荷力に最も影響する。吊材の面外曲げ剛性を代表する無次元パラメータとして、アーチリブ(断面2次モーメント I_{YA})を、長さ L の直線固定梁、吊材を片持梁と考えた時のたれみ剛性の比較より求めたパラメータ i_H を用いる。ここに、

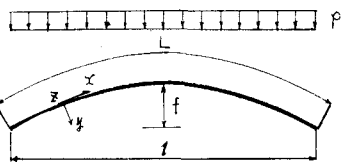


図-1 単弦アーチ

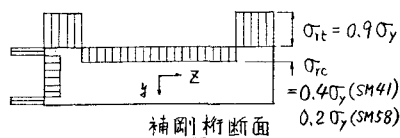
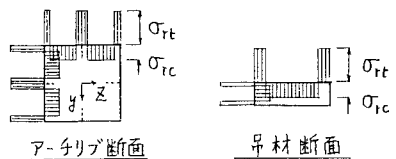
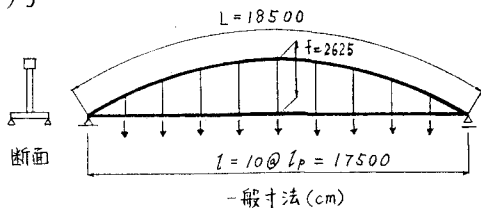


図-2 単弦ローゼ桁橋

$i_H = (I_H/I_{YA})(L^3/l/f^3l_p)$ (2)
 である。ちなみに、泉大津大橋では、 i_H
 $= 9/5$ ($I_H/I_{YA} = 0.12$)、南港水路橋では、
 $i_H = 170$ ($I_H/I_{YA} = 0.03$)となる。 i_H は
 拱矢比 (f/l)、吊材本数 (間隔 l_p) の関数
 でもあるが、 i_H が一定ならば、耐荷力は、
 拱矢比、吊材本数、吊材の材質にほとんど
 影響されないことが解った。(図-3, 4参照)

また、図-4では、ローゼ桁橋の耐荷力 σ_u は
 $i_H = 0$ の時単弦アーチの耐荷力 σ_{u0} に一致し、
 i_H の増加と共に相当増加することが解かる。

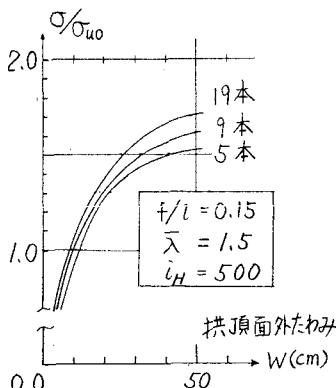


図-3 吊材本数の影響

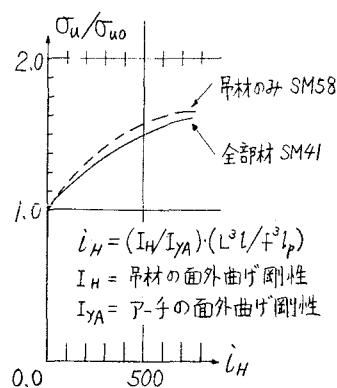


図-4 吊材剛性の影響 ($\lambda = 1.0$)

5) 有効細長比と耐荷力算定式: 吊材の面外曲げ剛性の影
 響 (i_H) をアーチリブの断面2次モーメントの増加と考えて、
 次のような有効断面2次モーメント $\bar{I}_{YA}$ を考える。

$$\bar{I}_{YA} = I_{YA}(1 + C \cdot i_H)$$

これより、補正された有効細長比 $\bar{\lambda}_L$ として次式を得る。

$$\bar{\lambda}_L = \bar{\lambda} / \sqrt{1 + C \cdot i_H} \quad (3)$$

今、基本モデルの耐荷力の解析値に対して、安全側でかつ良
 い推定値を与えるように C の値を定めると $C = 0.0018$ を得る。

$$\text{すなわち、} \bar{\lambda}_L = \bar{\lambda} / \sqrt{1 + 0.0018 \cdot i_H} \quad (4)$$

したがって、式(2)と(4)を用いて、単弦ローゼ桁橋の有効
 細長比 $\bar{\lambda}_L$ を計算し、式(1)の直柱の耐荷力式において、 $\bar{\lambda} \rightarrow$
 $\bar{\lambda}_L$, $\sigma_{u0} \rightarrow \sigma_u$ とすれば、耐荷力 σ_u または、終極荷重 P_u は、

$$\sigma_u = \frac{P_u l}{2A} \sqrt{\frac{1}{16} \left(\frac{l}{f}\right)^2 + 1} \quad (5)$$

より求まる。耐荷力の解析値と提案式の比較を図-5, 6に示
 す。提案式は、吊材剛性 i_H の変化、使用鋼材の変化に対しても一貫して、安全側の良い算定値を与える。 $\bar{\lambda}$ が 0.75 以下の領域で、耐荷力の解析値が提案式を上まわるのは、アーチ基部の降伏が著しく、その後の増加荷重が補剛桁で抵抗される為であり、不静定構造であることによる余剰耐荷力と考えられる。荷重分担率と抵抗形態の変化が生じるこのような荷重段階では、アーチ基部の断面は全塑性に近い状態であることから、構成要素の局部座屈も当然予想されるので、全体構造の耐荷力算定式としては、この領域での余剰耐荷力は期待しない方が、妥当かつ安全側である。以上より一般に、細長比の大きい領域ほど、吊材断面に余裕を持たせて i_H を大きくする事により、耐荷力を高め鋼量の減少をはかることが可能である。

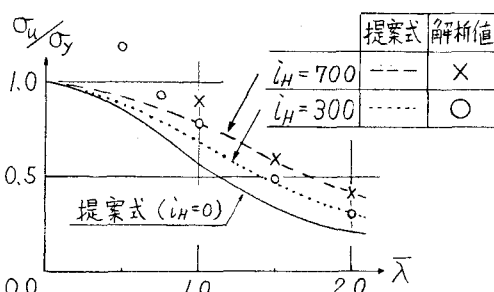


図-5 提案式と解析値 (SM41)

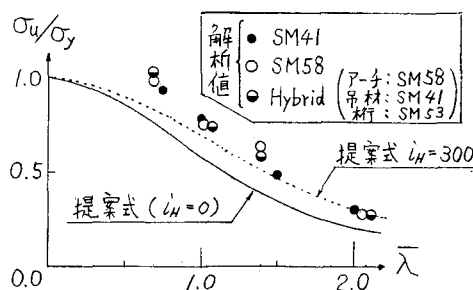


図-6 提案式と解析値 ($i_H = 300$)

- 1) 小松・崎元・小林 "単弦ローゼ橋模型の極限強度に関する実験的研究" 雑誌「橋梁」PP.25-34 昭51.6
- 2) 小松 "ダブルデック単弦ローゼ桁橋の耐荷力に関する研究" 阪神道路公団委託研究報告書 昭54.3, 橋梁と基礎, 80
- 3) 崎元・田中・佐渡 "ローゼ桁橋の面外耐荷力について" 56年度西部支部研究発表会講演集 PP.55, 56. B357.2
- 4) 崎元・小松 "Ultimate Strength of Steel Arches..." 土木学会論文報告集 No.292, PP.83-94, B354.12
- 5) 小松・崎元 "Nonlinear Analysis of Spatial Frames..." 土木学会論文報告集 No.252, PP.143-159, B351.8