

熊本大学 正員 崎元達郎
 熊本大学 学生 田中浩幸
 西松建設 正員 佐渡克己

1) まえがき: 鋼造示に基づいた慣用法で設計された通常の2主構(複弦)ローゼ桁橋に於ては、弦長の65%以上にわたって充分な上横構を設ける限り、アーチリブ全体の面外変形に起因する面外耐力は、さほど問題にならないと考えて良い¹⁾。1970年、オーストリアに建設されたSalzach橋($L=133.5m$)は、橋中方向中央部に1本のアーチを有するいわゆる単弦ローゼ桁橋で、アーチ系橋梁を、斜張橋に代表される中央主構(Mittelträger)形式として用いる可能性を更証した。その後本邦に於ても、泉大津大橋(1976,大阪府, $L=172.57m$)、南港水路橋(1980,阪神高速, $L=162.85m$)、成田橋(1980,建設省, $L=97.3m$)と、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。単弦ローゼ桁橋の強度上の問題点は、アーチリブの面外座屈に起因する耐力で、特に現行許容たか度設計法による場合、有効座屈長をどう定めるかが、上記3橋の設計に際しても問題となり、高額の費用をかけての耐力計算や大形模型実験が行われている²⁾。ここでは、有限変位弾塑性解法により、種々の数値モデルをパラメータ解析し、それらの耐力性状を明らかにすると共に、有効座屈長や耐力の簡易算定法の基礎資料を得ることを目的とする。

2) 単弦アーチの面外耐力: 単弦アーチそのものに等分布荷重が満載する場合(図-1)の面外耐力は、次式に示す無次元細長比 $\bar{\lambda}$ を、直柱の耐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⁾。

$$\sigma_{uo}/\sigma_y = 1.0 - 0.136\bar{\lambda} - 0.3\bar{\lambda}^2 \quad (\bar{\lambda} \leq 1.0)$$

$$\sigma_{uo}/\sigma_y = 1.276 - 0.888\bar{\lambda} + 0.176\bar{\lambda}^2 \quad (1.0 \leq \bar{\lambda} \leq 2.52)$$

ここに、

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

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{KL}{Y_y}$$

K = 有効長係数、面外固定支えで下路単弦アーチの時

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

Y_y = アーチリブの面外曲げに対する断面2次半径

これらの式を補正し、単弦ローゼ桁橋に適用する為には、補剛桁と吊材の耐力に及ぼす影響を明らかにする必要があり、以下の解析を行った。

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 I_{zg} は、アーチリブのそれ I_{za} 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、実際には鋼味版等で複雑なので、ここでは単純に、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 $L/1000$ の正弦半波の面外初期たわみを仮定し、材質はすべてSM51($\sigma_y = 24 \text{ kg/mm}^2$)とした。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力とした。

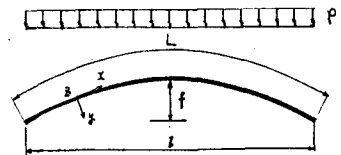


図-1 単弦アーチ

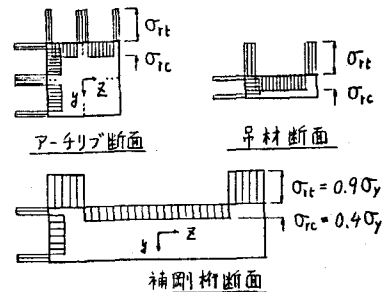
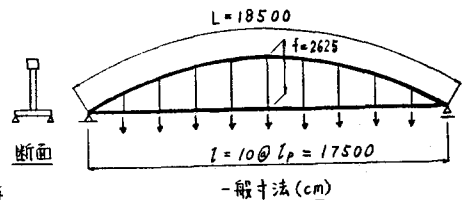


図-2 単弦ローゼ桁橋

4) 残留た力の影響:

図-3に示すように補剛桁、吊材の残留た力は、橋の面外剛性に大きく影響し、この例では耐荷力が20%程度低下する。図-4をのぞく以下の計算では、すべて残留た力を考慮することにした。

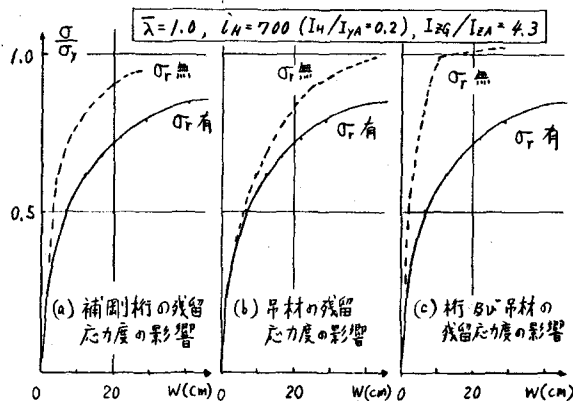


図-3 荷重一拱頂面外たわみ図 (残留た力度の影響)

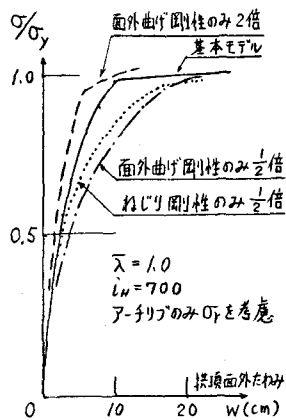


図-4 補剛桁剛性の影響

5) 補剛桁の剛性の影響: 補剛桁の面内曲げ剛性は、アーチの面外剛性、面外耐荷力に影響しないが、補剛桁の面外曲げ剛性、ねじり剛性は、図-4に示すように、吊材下端の拘束度を通して、アーチの面外剛性に影響を持つ。ただし、この例では、細長比が小さい ($\lambda = 1$) 為か、耐荷力への影響は現れない。

6) 吊材の曲げ剛性の影響: 吊材の面外曲げ剛性 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、アーチリブを直線固定梁 (面外曲げ剛性 I_{YA})、吊材を片持ばりと考えた時の

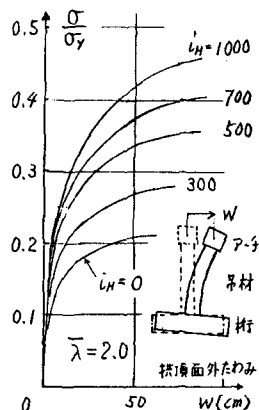


図-5 吊材曲げ剛性の影響

わみ剛性の比較より求めた l_H を用いる。 $l_H = (I_H/I_{YA}) \cdot (L^3/l^3 l_p)$ l_H は、拱矢比 (f/l)、吊材本数 (間隔 l_p) の関数でもある。ちなみに、泉大津大橋の吊材は、 $l_H = 915$ ($I_H/I_{YA} = 0.12$) である。図-5は、 l_H の変化によって、アーチの面外たわみ剛性が大きく変化する事を示す。図-6は、ローゼ桁橋の耐荷力 σ_u が、 $l_H = 0$ で単弦アーチの耐荷力 σ_{u0} に一致し、 $l_H = 700$ では、 σ_{u0} の2倍に達する率を示している。図-7は、アーチリブの無次元細長比 λ に対して、耐荷力 σ_u を描いたもので、アーチリブが細長い領域で耐荷力の増加が顕著である事がわかる。

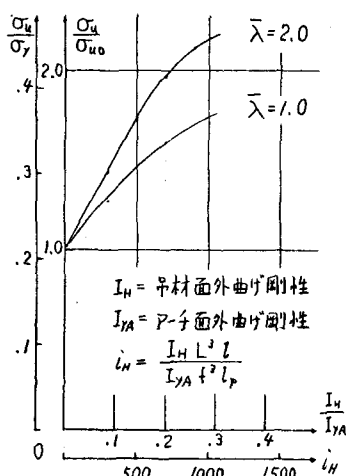


図-6 吊材剛性と耐荷力

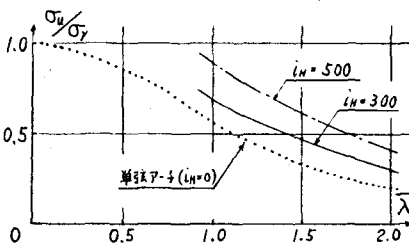


図-7 吊材剛性と耐荷力

7) あとがき: 今後、拱矢比 (f/l)、吊材本数が変化した場合

の l_H の有効性の検討と、アーチ基部の拘束の影響を明らかにし、耐荷力の簡易算定式の提案に発展させたい。

1) 佐渡克己 "ローゼ桁橋の面外耐荷力の検討と現行設計法の問題点" 熊本大学土木工学科卒業研究 昭53.3

2) 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

小松・ダブルデッキ単弦ローゼ桁橋の耐荷力に関する研究 阪神高速委託研究報告書 昭54.3, 「橋梁と基礎」80-11

3) 崎元・小松 "Ultimate Strength of Steel Arches ..." 土木学会論文報告集 No.292, PP.83-94 昭54.12

4) 小松・崎元 "Nonlinear Analysis of Spatial Frames ..." 土木学会論文報告集 No.252, PP.143-159 昭51.8