

I-125 アーチ橋の立体強度に及ぼす横構剛性の影響について

○電源開発 正員 奥寺 浩之
東北大学工学部 正員 倉西 茂

1. まえがき: アーチ橋において横構は、並列するアーチ主桁を横方向に連結して地震や風荷重などの側方荷重に抵抗する構造部材であるだけでなく、他の部材と有機的に協力することにより橋全体として鉛直荷重に対する極限強度を向上させる役割を果たしている。しかし、この剛性が不足している場合には、側方荷重による面外不整がアーチ橋の面外崩壊の誘発原因となる可能性がある。そこで、本研究では有限要素法を用いた弾塑性解析により、アーチ橋の鉛直荷重耐荷力に及ぼす側方荷重の影響を、横構の剛性をパラメータとして検討を行い、その耐荷性状を明らかにした。さらに、アーチ橋が面外崩壊しないために必要な横構の剛度算定式の提案を行った。

2. モデル化: 解析モデルは図-1に示すような全パネルに横構を配置した2ヒンジ放物線アーチ橋である。ただし、ここではアーチ構造単独の極限強度を求めるため吊り材や補剛桁は考慮しない。アーチ主桁断面は箱型長方形断面とし、残留応力を考慮している。また、アーチ主桁は全軸線長にわたり均一断面とし、橋軸方向に20分割して解析を行った。横構斜材はアーチ主桁間に取り付けられた線形ばねでモデル化し、そのばね定数: K_s は、

$$K_s = \mu_s \frac{12EAa}{c} \left(\frac{d}{L_s} \right)^2 \quad (1)$$

で与えられる。ここに、 E : ヤング率、 Aa : アーチ主桁断面積、 c : 格間長、 d : 横構1パネル対角線長である。 μ_s はアーチ主桁一体構造としての面外曲げ剛性とその間の斜材で発揮されるせん断剛性との比を表すパラメータで、次式で定義される。

$$\mu_s = \frac{GA_{eq}}{24EAa} \left(\frac{L_s}{b} \right)^2 \quad (2)$$

ここに、 G : せん断弾性係数、 b : アーチ主桁間隔、 A_{eq} : 斜材と等価なせん断剛性を有する腹板の断面積である。また、横構横ばり材については文献 1)の方法で主桁間に付加された回転ばねと伸縮ばねにモデル化した。これらパラメータの範囲として、アーチ主桁面内細長比 $\lambda_{in} (=L_s/\sqrt{I_r/Aa})$ を200-300、面外細長比 $\lambda_{out} (=L_s/\sqrt{(b/2)^2 + I_r/Aa})$ を20-60、斜材の剛性パラメータ μ_s を0.01-1.00、ライズ-スパン比 f/L を0.15-0.30の範囲で立体弾塑性解析を行った。

3. 載荷パターン: 一定の側方荷重をかけた状態で鉛直荷重を増加させ、解析途中で変位が発散する最大荷重点を求めて極限強度とした。側方荷重強度 p は、基本風荷重 p_0 に対する比 $\bar{p} = p/p_0$ を用いて0.0と1.0の2種類で考えた。基本風荷重は次式で表される。

$$p_0 = \frac{1}{2} \rho C_D V_w^2 h \quad (3)$$

ここに、 ρ : 空気密度($=0.125 \text{ kg/s}^2/\text{m}^3$)、 V_w : 風速($=55 \text{ m/s}$)、 C_D : アーチ主桁の抗力係数($=2.19$)、 h : 主桁高さである。また、鉛直荷重強度 q はアーチ橋に等分布鉛直荷重を作用させた場合、アーチスプリング部が軸力により降伏するときの荷重強度¹⁾により無次元化している。また、側方荷重に対してはしゃへい効果を考慮した。

4. 解析結果: 図-2に、立体弾塑性解析により得られた斜材剛性と極限強度の関係の代表的な例を示す。図中には主桁1本の平面弾塑性解析によって得られた極限強度 $\bar{q}_{in}$ も破線で示してある。一般的な傾向として極限強度は μ_s の大きな領域ではアーチの面内強度に支配されほぼ一定値をとり、平面解析により得られた極限強度 $\bar{q}_{in}$ と一致する。一方、 μ_s の小さい領域では面外崩壊形式をとるため μ_s の低下に伴い極限強度

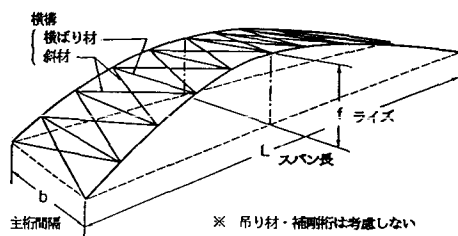


図-1 解析モデル

も低下する。また、側方荷重を考慮した場合、考慮しない場合に比べて全領域に渡って極限強度の低下が認められる。さらに、アーチ橋が面外崩壊を起こさないために必要な μ_s の最小値 μ_s^* は、側方荷重の存在により増加させねばならないことがわかる。

5. 最小斜材剛性パラメーター μ_s^* の導出： 上記の基本特性をもとに、アーチ橋の立体強度が面内強度で決定されるために必要な最小斜材剛性パラメーター μ_s^* の算定式を以下のように提案する。アーチ橋の極限強度は μ_s の大きな領域ではアーチ主桁の面内座屈強度に支配される。一方、 μ_s の小さい領域では2本のアーチ主桁が一体構造となり、斜材によるせん断剛性をもつ柱としての面外座屈強度に支配される。ここに、それぞれの座屈時の軸力は平面弾性解析の結果を用いて既に近似式が提案されている。アーチ橋が面内座屈と面外座屈を起こす境界となる μ_s をもつ場合、座屈時の軸力の等価性を利用して最小斜材剛性パラメーター μ_s^* は次のように導出される。

$$\mu_s^* = \frac{0.82}{(\lambda_{in}/\lambda_{out})^2 - 4.00} \quad (4)$$

図-3は、(4)式で算定される μ_s^* と側方荷重を受けない場合の解析値 $(\mu_s^*)_A$ との相関を示したもので、両者は良い一致を示している。このことからアーチ橋が面外崩壊しないために必要な最小斜材剛性を(4)式で算定できることがわかる。図-4には、側方荷重の存在する場合の相関を示しており、安全側を見込んで算定値の3倍を見積る必要があることがわかる。

6. 極限強度低下率の算定： アーチ橋の極限強度は側方荷重を受けることにより低下する。面外細長比と極限強度低下率との間には図-5の関係があることから、低下率は安全側を見込んで次式で計算できる。

$\lambda_{in} \geq 100$ かつ $\lambda_{out} \leq 17$ の場合

$$\frac{q_{max}}{q_{in}} = 1 \quad (5-a)$$

$\lambda_{in} \geq 100$ かつ $\lambda_{out} \geq 17$ の場合

$$\frac{q_{max}}{q_{in}} = 1 - \frac{(\lambda_{in} - 100)(\lambda_{out} - 17)}{10000} \quad (5-b)$$

7. まとめ： アーチ橋の鉛直荷重による崩壊は、斜材の剛性を表すパラメーター μ_s が側方荷重を受けない場合には(4)式で算定される μ_s^* 以上、側方荷重を受ける場合にはその3倍以上であればアーチ面内で起こり、面内強度を立体極限強度と評価することができる。また、側方荷重によるアーチ橋の極限強度低下率は(5)式により安全側に評価できる。

参考文献：1)倉西・矢吹：鋼アーチ橋の極限強度に及ぼす横構剛性の影響について、土木学会論文報告集、No.305、pp.47-58、1981。

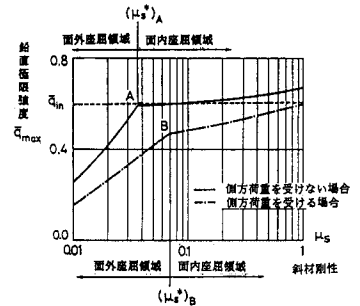


図-2 斜材剛性と極限強度の関係
(面内細長比200、面外細長比40)

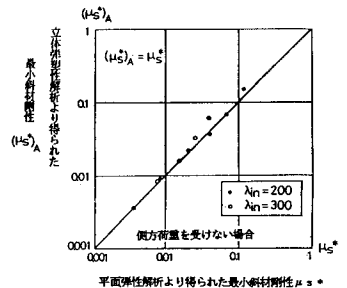


図-3 側方荷重を受けない場合の
算定値と解析値の相関

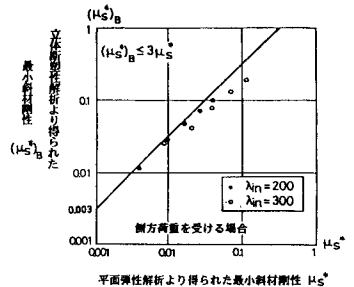


図-4 側方荷重を受ける場合の
算定値と解析値の相関

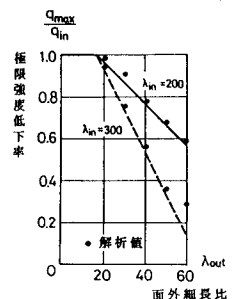


図-5 面外細長比と極限強度低下率の関係