

熊本大学 正員 崎元達郎
 熊本大学 正員 山尾敏孝
 熊本大学 学生員 岡本剛治
 北九州市 正員 橋口 基

1) よえがき: 道路橋示方書によれば、上路アーチ橋の場合、図1に示すように、傾斜した支柱と介してアーチに作用する荷重が、面外座屈変形と助長する成分を持つために、その座屈荷重は、鉛直荷重の場合のそれよりも25~40%低くするとされている。DIN4114及び道路橋示方書では、このようなアーチリブに作用する荷重方向の変化の影響を考慮するために有効長さ係数(φ)と、上路の場合: $\varphi = 1 + 0.45k$ (k は、吊材または支柱が分担する荷重の全荷重に対する比で、通常0.95~1.0の値をとる)とするよう規定している。上路の場合の有効長さは、荷重方向の変化以外に、支柱及び床組のアーチの面外変形に及ぼす拘束効果に影響されると考えられる。そこで、有限変位弾塑性を考慮した耐荷力に関するパラメータ解析と行った結果、基本的な耐荷力性状が明らかとなった。⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾ 本報では、これらの結果と基に、設計段階の照査に用い得るような上路鋼アーチ橋の面外座屈耐荷力の簡易算定式を提案し、その妥当性を検討するものである。

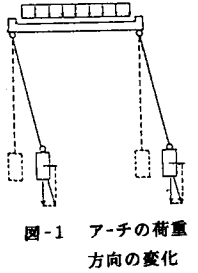


図-1 アーチの荷重方向の変化

2) パラメータ解析による耐荷力性状のまとめ: 図2に示す構造系と含め、数種のモデルについて解析を行い、取り扱った数値モデルの範囲内で次のようなことが明らかにになった。

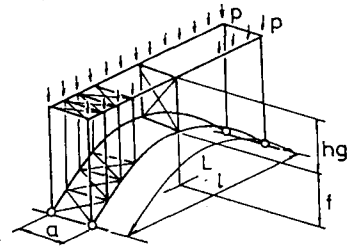


図-2 解析モデルの一般図

- DIN4114や道路橋示方書の有効座屈長の規定の基礎になった、上路アーチ橋の面外座屈強度が、著しく低下するという従来の研究結果(Oslund, Wästlund, Stüssi)は、面外曲げ剛性(EI_y)が0の道路桁(計算上、支柱上端の面外変位0の条件)と面外方向に回転自由なヒンジと上下端に有する支柱で支えた構造モデルに對してのみ正しく、それと、桁とアーチリブとの鉛直距離が小なる程顕著である。
- 面外座屈強度の著しい低下は、図2に示すような現実的な構造モデルにも生じらるが、それは、桁の剛性が期待できず、かつ、 hg/f が大なる場合で、その原因は、必ずしも荷重方向の変化だけであるとは考えにくい。
- 図2に示すような現実的な構造モデルで、桁の面外剛性が期待できる場合は、桁がアーチリブの面外変位と拘束するので、面外座屈強度は低下せず、上述の系と不安定にする効果と打ち消して、増進する場合がある。面外座屈強度の増進の程度は、桁の面外曲げ剛性(I_{ay}/I_y)が大なる程、桁とアーチリブとの鉛直距離(hg/f)が小なる程大きい。
- したがって、DIN4114及び現行の道路橋示方書で推奨されている上路アーチの有効座屈長さ係数($\varphi \sim 1.45$)は、荷重方向変化による系の不安定効果のみ考慮したもので、安全側過ぎる場合が多いので、桁-支柱系のアーチリブに対する拘束による安定効果とも考慮して再考する余地が残されている。

3) 耐荷力の簡易算定式の考え方: 示方書の考え方、あるいは著者らの従来の研究の考え方に従い、有効細長比係数を適当に評価して、それと直柱の基準耐荷力式に代入して、アーチの面外座屈耐荷力 Q_u と評価する方法をとる。そこで、有効細長比係数 λ を次のように定義する。

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot K \cdot L}{E \cdot Y}}$$

$$Y = \text{複材アーチ全断面の二次半径} = \sqrt{\frac{I_y}{2A}}$$

$$A = \text{アーチリブ一本の断面積}$$

$$I_y = \text{アーチリブ二本の全断面の断面二次モーメント}$$

$K = \text{有効長さ係数} = k_e \cdot k_l \cdot k_g$

$k_e = \text{両支突の面外回転を考慮する係数で、固定の時0.5、ヒンジの時1.0}$

$k_g = \text{支柱・桁系によるアーチの面外変位拘束効果を考慮する係数}$

$k_l = \text{荷重方向の変化、その他に起因する不安定効果を考慮する係数}$

したがって、 k_g と k_l が決定できれば、耐荷力の算定が可能になるので、以下にその決定法について述べる。

1) k_g の算定方法：道路桁を含めたアーチ系全体の曲げ剛性 I_{ay} を求める

めに、図3に示すような簡易モデルを考えた。解析モデルでは、アーチリブは、放物線形状であるが、簡易モデルでは、計算の複雑化を避けるために円弧形状で

近似した。まず、アーチフラウン部に積荷重 P を作用させ、桁が受け持つ荷重 X と、アーチリブが受け持つ荷重 $P-X$ に分ける。積荷重 P は、アーチリブの曲げ剛性 I_{ay} と桁の曲げ剛性 I_{ay} の比に分配されるので、次式のようになる。

$$\frac{I_{ay}}{I_{ay}} = \frac{X}{P-X} \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 X は、図3に示す系で、(i)面外たわみ、(ii)ねり角の二つの適合条件式より求めることができる。アーチ系全体の曲げ剛性 I_{ay} は、アーチリブと桁の曲げ剛性の和であり、(1)式を用いると次式のように表現できる。

$$I_{ay} = I_{ay} + I_{ay} = \left(1 + \frac{X}{P-X}\right) \cdot I_{ay} \quad \text{----- (2)}$$

(2)式を用いると系全体の見かけの断面二次半径が次式で表わされる。

$$\bar{r} = \sqrt{\frac{I_{ay}}{2A}} = \sqrt{\frac{I_{ay}}{2A}} \cdot \sqrt{\frac{I_{ay}}{I_{ay}}} = r \cdot \frac{1}{k_g}, \quad k_g = \frac{1}{\bar{r}} \cdot \frac{I_{ay}}{I_{ay}} \quad \text{----- (3)}$$

$k_e = 0.5$ 、 $k_l = 1.0$ として補正された有効細長比係数を $\bar{k}_g$ とした結果を図4に示す。実線は、基準耐荷力曲線で、 $h_g/f = 0.1$ の時には、桁の面外剛性が十分に期待でき、桁がアーチリブの面外変位と拘束するので、実線とよく一致している。

2) k_l の算定方法：図5に h_g/f と耐荷力 σ_u/σ_y との関係の一例と示す。問題になるのは、

$\sigma_u/\sigma_y \leq 1.0$ の場合であるので、 $\sigma_u/\sigma_y > 1.0$ と除外してみると、 $100 < \lambda < 400$ では、 h_g/f と σ_u/σ_y は、ほぼ線形の関係にあるとみなせる。また、 $I_{ay}/I_{ay} = 0.1$ 、 5.0 の場合にも同様のことが言える。そこで、 k_l は次式のように仮定する。

$$k_l = 1 + C(h_g/f) \quad \text{----- (4)}$$

(4)式の C と、耐荷力が安全側になるように決定すると、 I_{ay}/I_{ay} の大きさによる低下量の違いを考慮して次式を得る。

$$\left. \begin{array}{ll} I_{ay}/I_{ay} < 1.0 \text{ の時} & k_l = 1 + 2.0(h_g/f) \\ I_{ay}/I_{ay} \geq 1.0 \text{ の時} & k_l = 1 + 1.2(h_g/f) \end{array} \right\} \quad \text{----- (5)}$$

(3)式、(5)式によって補正した最終結果を図6に示す。

4) 結論：本報の場合、限られたモデルでの解析によるものであり、まだ十分であるとは言えない。今後、十分な資料と集め、整理して検討を行っていく予定である。

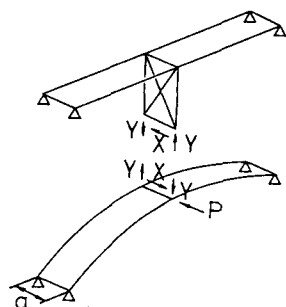


図-3 簡易モデル

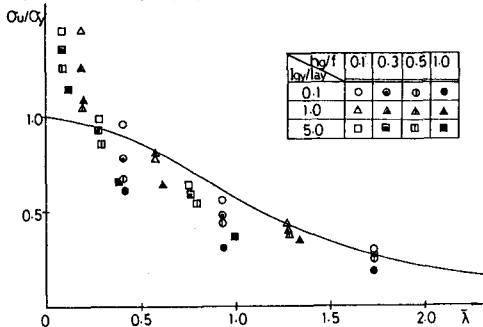


図-4 K_g のみによる補正効果 ($K_l = 1.0$)

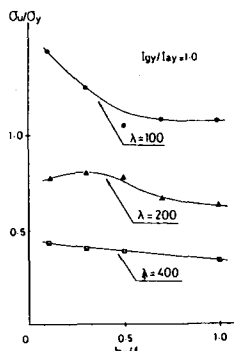


図-5 $h_g/f - \sigma_u/\sigma_y$ 曲線

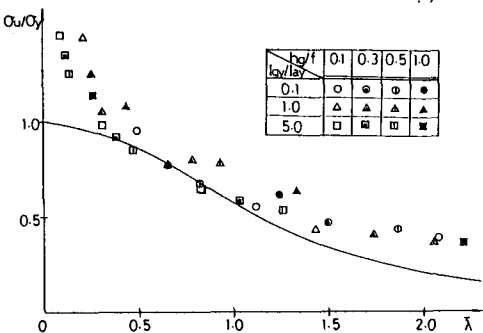


図-6 簡易算定式の精度

- (1) Sakimoto, T. and T. Yamao; Ultimate Strength of..., Preliminary Report of 3rd Int. Colloq. on Stability pp.529-536, 1983. 11
- (2) 崎元・山尾・橋口・岡本; 上路鋼アーチ橋の面外耐荷力..., 土木学会面都支部研究発表会概要集 pp.38-39, 1984. 2
- (3) 崎元・山尾・植田; 上路アーチ橋の面外座屈耐荷力について, 土木学会第38回年講概要集 pp.247-248, 1983. 9