

# I-41 上路式鋼アーチ橋の面外座屈強度について

N T T 正 員 古賀一臣

熊本大学 正 員 崎元達郎

熊本大学 学生員 坂田 力

1. まえがき： アーチ構造の終局強度については、近年における橋梁の長大化によりアーチ面外方向の安全性の検討が必要になってきている。しかし、上路式アーチ橋の面外座屈強度は実橋における複雑な実構造を考えると、まだ十分に明らかにされているとは言えない。著者らは、今までに図-1に示すような解析モデルにおける面外座屈強度について、有限変位弾塑性性を考慮したパラメータ解析を行い横構斜材は部材として座屈しないという条件のもとでの実用強度算定式を提案している<sup>1)2)</sup>。しかし、この算定式はまだその適用範囲について、十分に検討されているとは言えない。そこで、実橋に即したモデルでの耐力力の検討、及び算定式の修正を行い、上路式アーチの一般的な算定式の確立を行う。

2. 実用強度算定式の考え方<sup>1)2)</sup>： 算定式においてはアーチが鉛直等分布満載荷重を受ける場合、終局時の分布荷重  $p_u$  に対し弾性一次理論で計算される支点軸力  $N_u$  をアーチ支点の降伏軸力  $A \sigma_y$  ( $A$ ：アーチリブ断面積  $\sigma_y$ ：降伏点応力度) で無次元化した応力  $\bar{\sigma} = N_u / A \sigma_y = \sigma_u / \sigma_y$  を強度の指標と考えた。また、座屈強度を支配すると考えられる主要な要因として、面外曲げに対する支点境界条件に横構のせん断剛性を加えた影響 ( $K_e$ ) 補剛桁による強度増加 ( $K_g$ ) 及び荷重の作用方向の変化による影響 ( $K_t$ ) が考えられる。以上、それぞれに対する有効長さ係数を  $K_e$ 、 $K_g$ 、 $K_t$  とし、これらの有効長さ係数を基本モデルの解析結果を参考にして適切に評価し次式で示す有効細長比

$$\lambda_y = (K_e \cdot K_g \cdot K_t \cdot L / \pi \cdot r_y) \sqrt{\sigma_y / E}$$

( $L$ ：アーチリブ軸線長  $r_y$ ：アーチリブの面外曲げに対する断面2次半径) を計算し、直柱の基準強度式に代入することによりアーチ橋の弾塑性面外座屈強度を算定する。

3. 剛結 ( $h_g / f = 0$ ) モデルの検討： アーチリブのクラウンが補剛桁と剛結されているモデルについて有限変位弾塑性解析<sup>3)</sup>により、耐力力の検討を行った。また、日本のアーチ橋実績<sup>4)</sup>により、アーチリブ断面積は最小のものを、ライズ-支間比 ( $f / 1$ ) は0.2とした。

まず横構について、現在慣用的に行われている設計法により断面を決定した場合の解析結果を図-2に示す。ここで、図中×印で示すように横構座屈がアーチの全体座屈に対し先行して起こり、全体強度を低下させるという現象が生じる。また、横構を主構軸力の2%の横力に対し、主要部材として細長比120で断面決定した場合の解析結果も、図-3に示すように横構座屈が全体座屈に対して先行して起こり全体強度をかなり低下させている。ここで、横構斜材の先行座屈の取扱いは、横構の軸力があらかじめ計算された部材としての座屈軸力より大きくなれば、その部材の剛性マトリックスを全体剛性マトリックスにアセンブルしないという方法によ

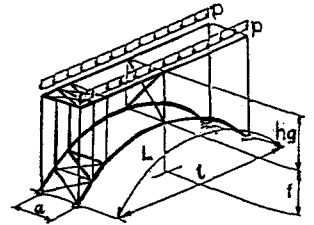


図-1 解析モデル一般図

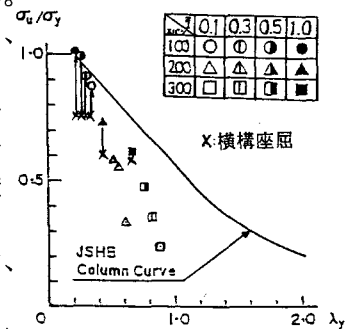


図-2 横構慣用設計法による解析結果

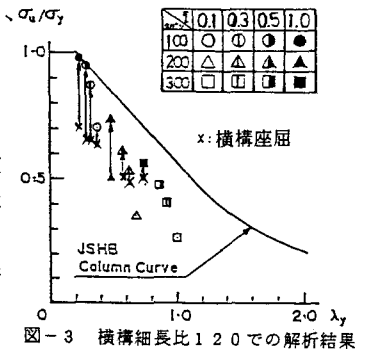


図-3 横構細長比120での解析結果

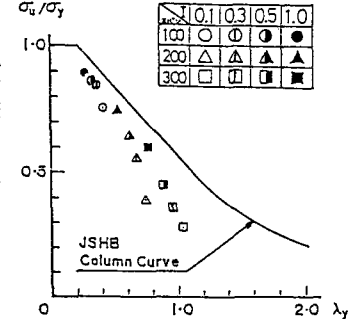


図-4 横構細長比60での解析結果

た。そこで次に、横構細長比を60として設計したモデルについて解析を行うと図-4に示すように横構の先行座屈は起こらず、横構が構造全体の立体的機能を最低限確保していることが分かる。以下では横構斜材の細長比を60として設計したモデルで耐荷力の検討を行う。

ところで、図-4を見ると横構の先行座屈は起こらないにもかかわらず提案しているこれまでの算定式による整理ではかなり危険側を示している。そこで、 $K_t=1$ として荷重方向の変化の影響を無視した評価で整理してみると、図-5に示すように基準強度曲線と解析値はその傾向について大旨一致している。また、補剛桁とアーチリブの面外曲げ剛性比（ $\bar{I} = I_{gy}/I_{ay}$ ）が小さくなるにつれて解析値が基準強度曲線から離れていく傾向にあることが分かる。つまり、 $\bar{I}$ が小さいと荷重の作用方向が変化し易くアーチリブの面外変位助長効果が大きくなるため全体強度が低下すると考えられる。そこで、荷重の作用方向の変化による影響を考慮するための $K_t$ を次式で定義する。

$$K_t = 1.45 + 0.05 / \bar{I} \quad (1)$$

(1)式で整理を行うと図-6を得る。これでもやや危険側を示しているモデルも見られるが、アーチリブの初期変位がアーチクラウンで面外方向に $1/1000$ と製作誤差の大きい相当危険な場合を想定している事を考えると(1)式で十分に強度を評価できると考えられる。

4. 対傾構が存在する（ $h_g/f \neq 0$ ）モデルの検討：アーチリブのクラウンが補剛桁と対傾構を介して連結されているモデルは、前項3.の剛結モデルに比べて補剛桁の面外剛性がアーチリブの面外剛性に寄与する程度が小さくなり全体強度が低下すると考えられる。また、アーチリブと補剛桁のアーチクラウン部での距離 $h_g$ や剛性比 $\bar{I}$ によっても全体強度が変化すると考えられる。このことを考慮し、前項で提案した $K_t$ の式に $h_g/f$ と $\bar{I}$ の影響を加味して最終的に $K_t$ の評価式として次式を提案する。

$$K_t = 1.45 + 0.05 / \bar{I} + \{0.01 (h_g/f) / \bar{I}\}^{0.25} \quad (2)$$

(2)式を用い、 $h_g/f$ が0.2と0.5の時に整理を行うとそれぞれ図-7、図-8に示すように各モデルに対して基準強度曲線と良く一致した結果が得られ、十分な評価がなされていると言える。

以上により結局、 $K_e$ 、 $K_g$ については既に提案している式<sup>1)2)</sup>、 $K_t$ については(2)式を用いた有効細長比を直柱の基準強度式に代入することにより上路式アーチの面外座屈強度が容易に、良い精度で求まることになる。

5. あとがき：本解析では、横構がアーチの全体座屈以前に座屈しないようなモデル（横構細長比60）における実用強度算定式の提案を行った。横構の設計については、現行設計法では十分でないという結果が得られたので、今後、横構の軸力発生機構の解明を行い、提案式で算定される面外座屈強度を保証し得るような横構の合理的な設計法の提案を行う予定である。

- 参考文献 1)古賀、崎元他：「上路式鋼アーチ……」土木学会西部支部講演概要集、P42-43、平成1年3月  
2)崎元他：「上路鋼アーチ……」土木学会第39回年次学術講演会概要集、P77-78、昭和59年10月  
3)小松、崎元：「Nonlinear Analysis of……」土木学会論文報告集、No. 252、1976、P143-157  
4)（社）建設コンサルタンツ協会近畿支部：「アーチ橋の実績調査報告書」昭和60年6月

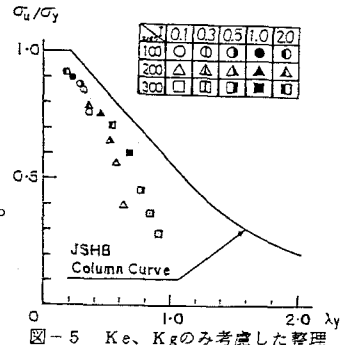


図-5  $K_e$ 、 $K_g$ のみ考慮した整理

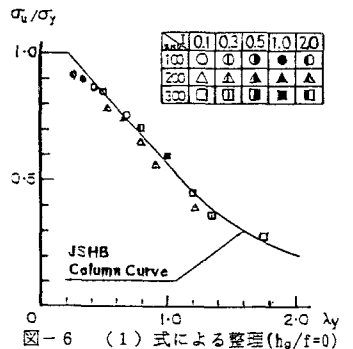


図-6 (1)式による整理( $h_g/f=0$ )

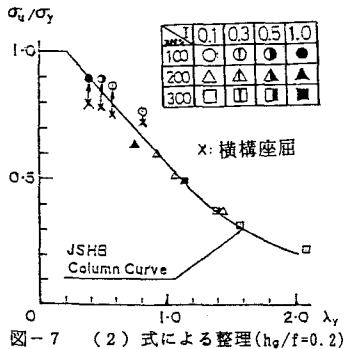


図-7 (2)式による整理( $h_g/f=0.2$ )

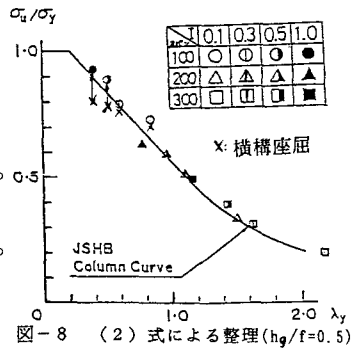


図-8 (2)式による整理( $h_g/f=0.5$ )