

開断面リブを横構で結合した複弦剛アーチの面外座屈強度

熊本大学 正員 崎元達郎

熊本大学の学生員 伊藤 彰

熊本大学 学生員 上月 裕

熊本大学 正員 坂田 力

1) まえがき: 許容応力度設計法から終局強度設計法に変わりつつある現在、構造物の終局強度を明らかにすることは重要である。曲線圧縮部材としてのアーチは重要な構造要素であるが、開断面アーチの場合、中小支間のアーチ系橋梁、建築骨組構造として多用されるにもかかわらず、弾塑性ねじりを含み解析の困難さもあり、その弾塑性挙動や耐力は十分に明らかにされていない。本研究は、開断面(I型断面)で構成される複弦アーチの構造諸元を種々変化させてパラメータ解析し、その面外座屈耐力の特性を明らかにし、先に提案された開断面アーチ橋の簡易耐力力算定式¹⁾に対応した式を提案するものである。ここでは、その一段階として、弾塑性座屈挙動と部材の曲げねじり剛性比 n 、St. Venantのねじり剛性比 m の影響について考察する。解析は、有限変位弾塑性解析²⁾を行い、変位が急増する荷重-変位曲線の最大点をもって耐力とした。

2) 解析モデル: 解析モデルは、図-1に示すように、ワーレントラスと橋門部横はりで補剛された複弦アーチで、側面形状は放物線とした。ライズ支間比(h/l)は0.15、スパン(l)は50m、幅員(a)は5m、補剛率($\beta=L_1/L$)は0.58とした。アーチは支間方向に10等分し、アーチ脚部の補剛されていない部分は、さらに2等分して、直線折線要素で近似した。荷重は、図-1(a)に示すように等分布満載荷重で、

図-1(c)に示すように鉛直を保つ重力荷重とした。図-1(b)の平面図に示す w_0 は、面外(Z)方向初期たわみを正弦半波と仮定した時 $\beta=0.58$ の最大値を示している。ここでは、 $w_0=2/1000$ である。断面は、図-2に示すようなI型断面で、その寸法は表-1の範囲内で変化させ所定の断面諸量をもつものより決定した。残留応力は、 m 、 n の純粋な性状を明確にするために考慮しない。材質はSS41($\sigma_s=2400 \text{ kgf/cm}^2$)とした。

3) パラメーター: パラメーター m 、 n は次式で定義される。 $m=GI_x/EI_y$ 、 $n=EC_w/R^2EI_y$ 。ここに、 GI_x =St. Venantのねじり剛性、 EC_w =曲げねじり剛性、 EI_y = y 軸まわりの曲げ剛性、 R =アーチの半径である。ここでは、放物線アーチなので、交点とアーチクラウン部の3点で決まる円弧の半径をその半径とした。細長比(L/λ_y)が400と1200のときに、表-1の制限内で取りうる m 、 n の値は、細長比が400のとき $m=0.0025 \sim 0.01$ 、 $n=0.0005 \sim 0.001$ 、細長比が1200のとき $m=0.005 \sim 0.075$ 、 $n=0.0001 \sim 0.0001$ である。単弦アーチ部材の解析結果より、 m の影響は小さいと予想されるので、ここでは $m=0.0025 \sim 0.075$ の広い範囲をとった。同じ影響を別の観点で整理するためのパラメーターとして、ねじり定数比 $\alpha=2\sqrt{GI_x/EC_w}$ ⁴⁾を考慮した。ここに、 l はねじりに対する支

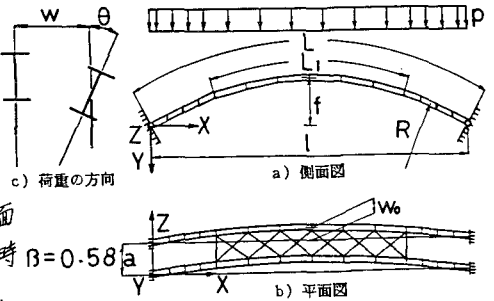


図-1 解析モデル

表-1 形状寸法及び形状寸法比の範囲	
$0.8 \leq t_f \leq 4.0$ (cm)	
$0.8 \leq t_w \leq 3.75$ (cm)	
$17.0 \leq l/h \leq 175.0$	
$b/t_f \leq 32.0$	
$1.0 \leq h/b \leq 5.0$	
$12.5 \leq h/t_w \leq 80.0$	

図-2 断面形状

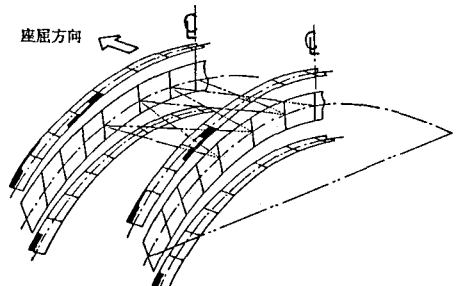


図-3 圧縮降伏域の分布

間長であり、ここでは単材としての長さ $2=(1-\beta)L/2$ とした。 α が小さい (例えば 0.4) 場合には曲げねじりが支配的で、 α が大きい (例えば >10) 場合には St. Venant のねじりが支配的であると考えることができる。

4) 解析結果: 以下に示す図では、与えた荷重に対して線形理論で計算される支点軸力 N を降伏軸力 $A\sigma_y$ で無次元化した応力 $\bar{\sigma} = \sigma/\sigma_y = N/A\sigma_y$ を荷重の代表値とし、耐荷力は $\bar{\sigma}_u = \sigma_u/\sigma_y = N_u/A\sigma_y$ で表わす。図-3に崩壊直前の塑性域の分布の一例を示す。図-4に断面力と変形モードを示す。ここに N_p = 降伏軸力, M_{yp} = 面外全塑性モーメント, M_{xp} = 面内全塑性モーメント, $M_{\phi p}$ = 全塑性ねじりモーメントである。図-5は、 $n=5 \times 10^{-5}$, $L/r_y=400$ を固定して m を変化させた時のクラウンにおける荷重-変形 (ω = 面外たわみ, θ = ねじり角) 関係を示す。図-6は、 $m=0.0025$, $L/r_y=400$ を固定して、 n を変化させた時の同じ関係を示している。図-5より、 m は変形挙動及び耐荷力に対してほとんど影響を及ぼさないことがわかる。図-6より、 n が小さくなると、ねじり角が大きくなるが、面外変位及び耐荷力に対しては、ほとんど影響がないことがわかる。このことは細長比が変化しても言える。これらのことを、アーチ脚部のねじり定数比 α と耐荷力の関係でみれば、 α が $0.2 \sim 20$ の間で変化しても耐荷力に影響がないことがわかった。

5) まとめ: 以上の結果より、開断面単材アーチのねじり剛性 m , n が、開断面複弦アーチの耐荷力に及ぼす影響は小さいことが明らかになった。開断面複弦アーチでは St. Venant のねじり剛性が大きく主に曲げ座屈で崩壊すると考えられているが、開断面の場合も座屈強度に対しては、アーチリブ/本のねじり剛性の影響が小さいことより、同様に整理できるものと思われる。

参考文献: 1) 岡本明彦「上流アーチ橋」昭和六十年度旭川学術論文, 2) Sakamoto, T. et al. "Nonlinear Analysis of..." Proc. of JSCE, No. 362/I-4, 1985. 10 P.139-148, 又は構造工学論文集 61. 32A, 1986. 3 P.255-264, 3) 滝元達郎「開断面鋼アーチ部材」土木学会第41回年次学術講演会講演概要集 P.223-224, 4) 道路橋示方書・同解説 P.206 ~ 208

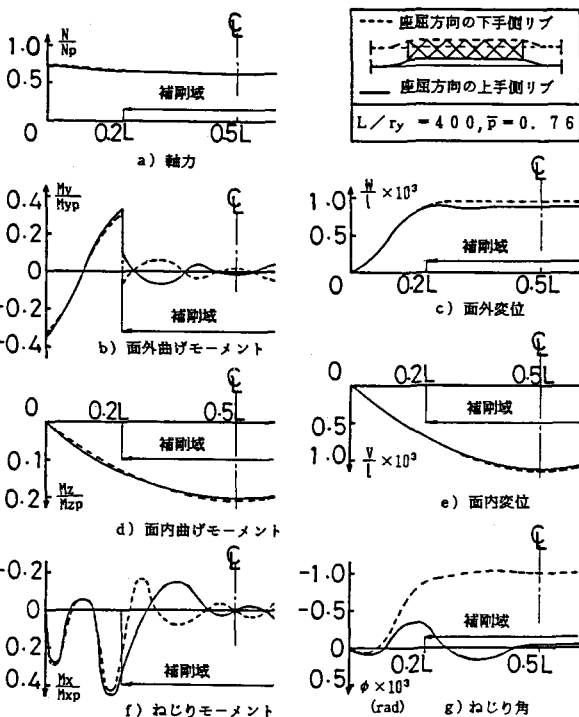


図-4 断面力及び変形モード

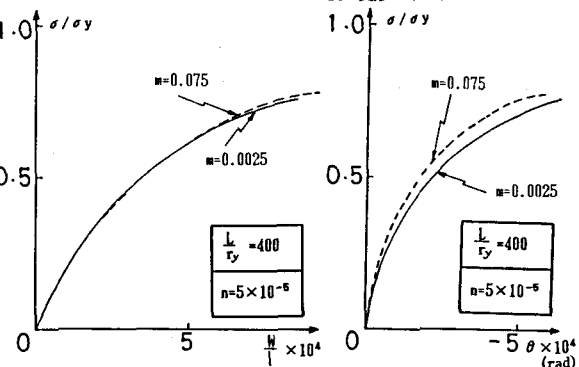


図-5 荷重-変形曲線にみる m の影響

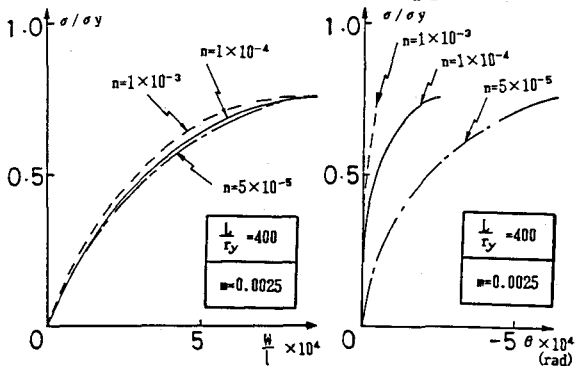


図-6 荷重-変形曲線にみる n の影響