

I-39 鋼アーチ橋の面外座屈強度を考慮した横構の設計法

熊本大学 正 員 崎元達郎 学生員 坂田力

学生員 野口博之

NTT 正 員 古賀一臣

1) まえがき: 従来、アーチ橋において、横構およびストラットの設計は、風荷重あるいは地震荷重の横方向荷重と主構軸力の2%の横力の内、大きい方の荷重に対して2次部材として設計されてきた。ところで、アーチ橋の耐荷力は、構造諸元によってはその面外座屈強度によって支配される可能性も大きく、横構はアーチ橋の立体性を確保し全体としての面外座屈強度を高める重要な役割を持っている。即ち、横構がアーチ橋全体の面外座屈強度に対して、バランスよく設計されていなければ、横構の部材としての先行座屈によりアーチ橋全体の面外座屈強度が著しく低下する。本研究では、部材の座屈を考慮した弾塑性有限変位解析により、横構の諸元をパラメータとしたアーチ橋モデルの面外座屈強度を計算し、その横構に生じる軸力のメカニズムを究明することにより、アーチ橋の面外座屈強度を考慮した横構の設計方法について検討を行った。

2) 解析モデル: 下路式アーチ橋の解析モデルは図-1に示す支間長 $l = 150\text{m}$ 、ライズ $f = 30\text{m}$, 15m ($f/l = 0.2, 0.1$) の放物線2ヒンジリブアーチとする。なお、吊材の上下端は、アーチ面外への回転に対してヒンジとし、吊材の面外曲げ剛性は、無視できる構造とした。これは、挙動を複雑化させないための安全側の仮定である。また、アーチリブの面外初期たわみは、アーチの中央部で $l/1000$ となるよう正弦半波を与えた。道路桁の面外初期たわみは、文献1)を参考に $l/3000$ とした。主構間隔 a を 10m 、補剛率 β (横構によって補剛されているアーチリブの長さのアーチリブ全長に対する比) を $f/l = 0.2$ の時、 $0.870, 0.742$ $f/l = 0.1$ の時、 $0.858, 0.722$ と変化させ、さらに道路桁断面は、2本の道路桁を一体と考えた面外曲げ剛性 $E I_{gy}$ と2本のアーチリブを一体と考えた面外曲げ剛性 $E I_{ay}$ との比率 $\bar{\Gamma}$ ($E I_{gy}/E I_{ay}$) が1.0になるように寸法を決定した。横構部材については、細長比を60, 120, 150に固定して、断面積を変化させた断面を用意した。上路式アーチ橋の解析モデルは図-2に示す支間長 $l = 300\text{m}, 200\text{m}, 100\text{m}$ のアーチとし、アーチクラウン部で補剛桁が剛結されている放物線2ヒンジリブアーチとする。アーチリブの面外初期たわみは、最大値 $l/1000$ の正弦半波で与えた。主構間隔 a を 5.2m とし、道路桁は、上述の $\bar{\Gamma}$ が0.3, 1.0になるように断面寸法を決定した。横構部材については、細長比を60, 120に固定し、断面積を変化させた断面を用意した。荷重条件は、上路、下路とも橋面に等分布荷重が満載する場合を考え、解析では、等価な節点集中荷重として道路桁に作用させた。使用鋼材は、すべてSS41とする。

3) 横構軸力の発生機構について: アーチ横構斜材軸力は図-3に示すようなアーチリブの軸方向変位および、アーチの面外変位に伴うせん断変形の両者によって生じるものと考えられる。そこで、アーチ横構軸力が最大となるアーチ端部のアーチリブと横構斜材及びストラットからなる簡易構造モデルを図-4のように設定する。ただし、上路式アーチ橋の場合には、端部節点1, 2は支点となるので、支点1の水平変位を拘束し、ヒンジ支点とする。

この簡易構造モデルにより、アーチリブの軸方向変位によって生じる横構の斜材軸力は、下路式及び上

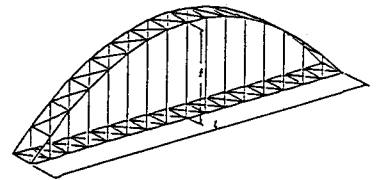


図-1 下路式アーチ橋の解析モデル

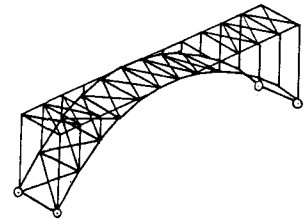


図-2 上路式アーチ橋の解析モデル

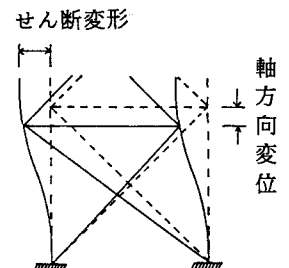


図-3 変形図

路式アーチ橋それぞれに対して、次式ようになる。

$$N_d = \frac{-A_d \cdot E}{Q} \times \frac{P_1 \cdot A_s \cdot E \cdot \bar{Q} / (a \cdot Q)}{(A_s \cdot E / a + A_d \cdot E \cdot a^2 / Q^3) (A \cdot E / \bar{Q} + A_d \cdot E \cdot \bar{Q}^2 / Q^3) - (A_d \cdot E \cdot a \cdot \bar{Q} / Q)^2} \quad \text{----- (1) 下路}$$

$$N_d = \frac{(A_d / A)}{(\bar{Q} / Q) (A_d / A) + (Q / \bar{Q})^2} P_2 \quad \text{----- (2) 上路}$$

ここに、A：アーチリブ断面積、 A_d ：斜材断面積、 A_s ：ストラット断面積、E：ヤング率、Q：斜材長さ、 $\bar{Q}$ ：パネル間、a：主構間隔、 P_1 、 P_2 ：満載等分布荷重に対して、線形公式により求めるアーチ橋の終局状態での支点軸力。

図-5は弾塑性有限変位解析法により得られた横構斜材軸力（実線）と上記簡易モデルより得られた斜材軸力（破線）との比較を表したものである。縦軸 $\bar{\sigma}$ はアーチ断面に作用する軸力を降伏軸力で無次元化したものである。

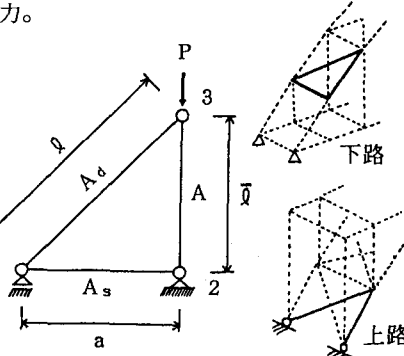


図-4 簡易構造モデル

り、横軸はその時の横構斜材軸力である。この図より、下路式および上路式アーチ橋とも、弾塑性有限変位解析結果と簡易モデルによって得られた横構斜材軸力は、崩壊直前までは比較的良好一致していることがわかる。しかし、アーチ橋の終局状態付近では、横構斜材軸力の

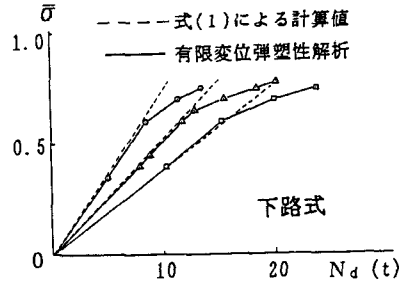


図-5(a) 荷重-横構軸力曲線

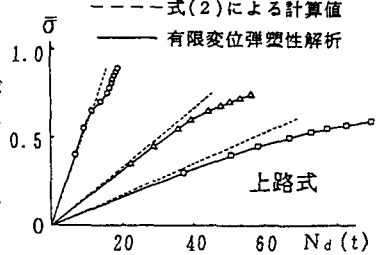


図-5(b) 荷重-横構軸力曲線

表-1 横構軸力について

形式	l (スパン)	A_s (cm^2)	l/r	A_d/A_s %	横構（終局時）		
					N_{dN} 計算値	N_{dN} 解析値	N_{dN}/N_{dN}
下路式	150	457.92	120	3.2	10038	13498	1.345
				4.7	15155	20206	1.333
				6.3	19413	23775	1.225
			150	4.4	10890	11104	1.020
				6.5	18624	20837	1.119
				8.7	23064	22222	0.963
上路式	100	316.0	60	3.3	15866	18770	1.183
				6.3	32034	35492	1.108
				5.1	45117	56383	1.250
				9.8	106075	126499	1.193
				6.5	67718	89899	1.328
				12.7	178138	201173	1.129

そこで、表-1に示すように有限変位弾塑性解析から得られる斜材軸力と式(1)、(2)から求められる斜材軸力を比較した結果、式(1)、(2)によって得られる軸力の1.5倍程度を考慮することによりせん断変形による斜材軸力の増分を考慮することができると思われる。

4) 横構設計法のまとめ：既に提案されているアーチ橋の終局強度算定式により得られるアーチ終局軸力を求め、その軸力を簡易モデルに作用させ、その結果得られる横構斜材軸力の1.5倍の軸力に抵抗し得る部材を、圧縮材として設計することにより、合理的な横構設計が可能となる。なお、中路式アーチの横構については、耐荷力挙動から判断して橋面より下の横構については、上路式アーチの式(2)を、橋面より上の横構については、下路式アーチの式(1)を用いて算定すればよいと考えられる。

参考文献：1) 飯星、崎元他：「下路式および中路式鋼アーチ橋の面外座屈強度について」土木学会西部支部講演概要集、P22-23、平成元年3月