

三菱重工正会員 池辺 公智
 大阪大学工学部 正会員 前田 幸雄
 大阪大学工学部 正会員 林 正

1. まえがき

近年、長大橋梁構造物では高張力鋼が多用されるようになり、構造物のスレンダー化に伴ってますますたわみ易くなる傾向がある。道路橋示方書にもアーチの変形の影響に関する規定¹⁾が設けられており、現在建設中の大三島橋の設計計算には有限変位理論が用いられた。幾何学的非線形解析は、現在では容易に行なうことができるが、実際の設計計算に適用するには、まだ問題が残されている。その種の問題のなかで、本文ではリブアーチ橋を対象とした実用的な影響線解法について報告する。また、過去に発表したアーチの幾何学的非線形性状に関する研究報告^{2)~4)}に基づいて、変形を考慮すべき限界の荷重強度について、より合理的な判定式を提案する。

2. 幾何学的非線形性に関するパラメータ

アーチの構造形式と荷重の載荷条件を定めれば、リブアーチの幾何学的非線形性は次の7つの無次元パラメータで表わすことができる^{2), 4)}。

$$\eta = f/L, \lambda = L\sqrt{A/I}, \gamma = y/L, \delta = w/w_0, \beta = p/w, \psi = P/wL, \rho = \mu t \quad (1)$$

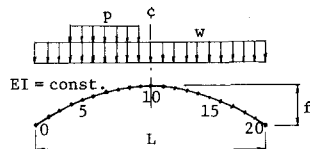
ここに、 η はライズ比、 λ はアーチリブの細長比、 γ は縁端距離に関する無次元量、 δ, β は死荷重 w と活荷重 p に関する無次元量、 ψ は集中荷重 P に関する無次元量、 ρ は温度変化による無次元量であって、 μ は線膨張係数である。また、 w_0 は示方書に定められている基準荷重¹⁾であって、座屈パラメータ α を用いて次式で与えられる。

$$w_0 = \alpha(f/L) \cdot (EI/L^3) \quad (2)$$

w_0 は、全載等分布荷重を受けりブアーチの座屈荷重強度の1/8に等しい。

研究の対象としたアーチは、等断面のアーチリブを有する固定及び2ヒンジ放射線アーチである。計算では、アーチリブを20等分割し、図-1のように節点番号をつける。パラメータの値は実橋における値を考慮して表-1の値を用いた。座屈パラメータ α は示方書に示された値を用い、 $\mu = 1.2 \times 10^{-5}$ とした。

図-1 計算例



3. 変形の影響を考慮すべき限界荷重

変形の影響を調べるために、温度変化とともに等分布死荷重を全載し、等分布活荷重は着目断面の縁応力度が最大になるように部分載荷した。この活荷重位置を求めるためには、繰返し計算を行なう必要がある²⁾。幾何学的非線形性は、線形値に対する非線形値の比で表わした。

アーチリブに最大応力度が生じる断面は、固定アーチでは固定端、2ヒンジアーチでは第5節点であるが、固定アーチにおいて最も非線形性が現われる断面は第6節点であるので、以下ではこれらの点に着目する。

パラメータ $\eta, \lambda, \delta, \beta$ による非線形性は温度変化のない場合²⁾と同じ傾向であり⁴⁾、 δ と β の値は大きい程非線形性が強くなるが、 η と λ はそれぞれ0.15, 200以上の値に対して非線形性は殆んど変らない。また、 γ の値は小さい程応力度に非線形性が現われる。図-2に非線形性の一例を示す。

図-2において、 γ と10%の非線形性が生じる点の δ, β の値をプロットしたが、図-3の曲線である。

道路橋示方書では、変形の影響を考慮すべき荷重の限界値も死荷重強度(δ 値)のみで規定し、活荷重による影

表-1 パラメータの値

n	0.1	0.15	0.2	0.3
λ	100	150	200	300
γ	0.5	1.0	1.5	2.0
β	0.1	0.2	0.4	0.6
t	0	30°	-30°	
n	1/80 ~ 1/200			

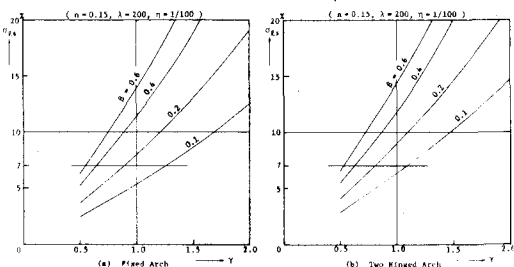


図-2 最大縁応力度の非線形性

響を無視している。そして、この規定を適用するときの活荷重強度を、 $\beta=0.2\sim0.4$ と考えている。また、この規定の根拠とした式(解11.3.1)¹⁾に式(2)を考慮すれば、曲げモーメントの非線形性は14.3%になる。よって、軸力とモーメントによる応力度の比が0.7~1.3のとき¹⁾、緑応力度に現われる非線形性は5.9~8.4%になる。

図-2から用いることができるように、 $\gamma=1.0$ 、 $\beta=0.4$ のとき、緑応力度の非線形性は上記の値よりはるかに大きくなる。

そこで、変形の影響を考慮すべき荷重強度の判定式として、次式を提案する。

$$\gamma + \beta \leq 1.0$$

(3)

図-3に示したように、式(3)は緑応力度の非線形性をよく表わしており、表-1のすべての γ 、 β の値に対して、非線形性は8~9%以内になる。また、曲げモーメントについては、図-4に示したように13~14%以内である。

温度変化がある場合、固定アーチでは死・活荷重との連成作用により温度応力にも非線形性が現われるが⁴⁾、式(3)の荷重範囲では9%以下であった。

4. 影響線解法

非線形性が生じる場合には重ね合せの原理が成り立たず、また影響線にも非線形性が生じる。そして、これら誤差は危険側になる。そこで、影響面を求めるための集中荷重として、単位荷重ではなく次のような荷重を用いる。いま、アーチリブの分割数を m とすると、等分布活荷重 p に対する等価な集中荷重 P を式(1)の無次元量で表わせば、 $\psi = p/m$ となる。まず、活荷重による変形の影響を考慮した影響線として、線形化影響線を用いる。このために、設計死荷重に対する厳密な平衡状態を求め、このときの部材端変位と材端力を d_w, f_w とする。次に、死荷重載荷状態の接線剛性を用いて、設計分布活荷重に対する換算集中荷重による材端変位 Δdp を求める。そして、材端力の影響値 Δfp は次式から求める。

$$\Delta fp = k(d_w + \Delta dp) \cdot (d_w + \Delta dp) - f_w \quad (4)$$

k は部材の非線形剛性行列であり、接線剛性行列ではない。また、軸力には非線形性は全く現われないうて、線形化による誤差を含む Δdp を用いた式(4)ではなく、通常の線形の軸力影響線を用いる。この手法により、 $\gamma=2.0$ 、 $\beta=0.2$ の場合、15~20%の非線形性のある曲げモーメント影響値が、1%以下の誤差で求められる。

次に、重ね合せによる危険側の誤差を除くために、非線形性²⁾を考慮して、次式のように換算集中荷重を補正する。

$$\psi^* = \psi(1 + \psi \gamma^2) \quad (5)$$

表-2に、集中荷重の値の一例を示した。

集中荷重 ψ^* を用いて式(4)から曲げモーメント影響線を探求し、あとは通常の方法により最大値を計算すればよい。この値も等分布荷重を用いた厳密な値²⁾に対する誤差で表わして、表-3に示した。負の値は危険側の誤差を示し、その値は1%以内である。また、安全側の誤差が最も大きいスパン中央点では、緑応力度の値が小さいことを考えれば実用上問題はないと考えられる。なお、温度変化のある場合には、0.5~1.0%程、誤差は大きくなる。

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，11・3節，1973。 2) 前田・林：固定及び2ヒンジアーチ橋の大変形計算法とその非線形性，第29回年次学術講演会講演概要集，I-110，1974。

3) Maeda, Y. et al. : Structural Behaviour due to Large Deformation of Steel Arch Bridges, Proc. of 20th Symp. on Bridge & Struct. Eng., 1975。

4) 前田・林・池田：温度変化によるアーチの非線形性，昭和52年度関西学術講演会講演概要集，I-48，1977。

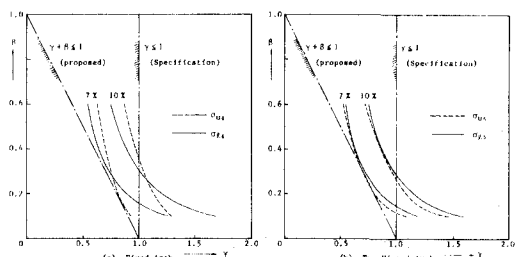


図-3 限界荷重強度判定式の評価

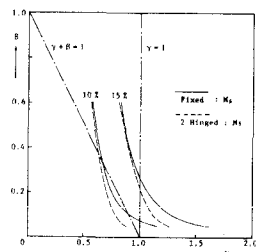


図-4 曲げモーメントの非線形性

表-2 換算集中荷重の値

γ	β	ψ	$1+\psi\gamma^2$	ψ^*
1.0	0.4	0.02	1.02	0.0204
2.0	0.4	0.02	1.08	0.0216

表-3 影響線解法の誤差(%) ($\lambda=200, \eta=\frac{1}{100}$)

n	γ	Flan.	Fixed Arch (Nodal No.)					
			0	2	4	6	8	10
0.15	1.0	Upper	-0.1	2.1	1.2	0.1	0.0	0.5
		Lower	1.1	0.2	-0.5	0.2	0.9	3.4
	2.0	Upper	2.3	4.0	3.8	2.0	0.6	2.6
		Lower	3.4	1.0	0.7	1.2	3.1	6.3
0.2	2.0	Upper	2.3	4.8	3.8	2.0	1.0	2.7
		Lower	3.6	1.4	0.9	1.1	3.5	6.4
n	γ	Flan.	2 Hinged Arch (Nodal No.)					
			1	3	5	7	9	10
0.15	1.0	Upper	0.4	0.1	-0.1	-0.4	0.7	2.1
		Lower	0.2	0.0	0.4	0.5	2.2	1.4
	2.0	Upper	2.3	2.7	1.7	1.0	2.7	5.4
		Lower	1.0	0.8	1.6	2.6	5.1	4.4
0.2	2.0	Upper	2.3	2.8	1.8	1.3	3.4	5.8
		Lower	0.7	0.6	1.6	2.6	5.3	4.5