

アーチ橋の大変形挙動に関する一考察

大阪大学工学部 前田幸雄

同 工学部 林 正

同 研究生 ○伊奈隆二

同 研究生 神谷信彦

1. まえがき

アーチ橋の大変形挙動について、いろいろなとらえかたがあると思われるが、本文は次の2点について報告するものである。

①. 純アーチにおける支間長および剛性と非線形性との関係

②. 補剛アーチにおける座屈強度および非線形性状

まず始めの点については、純アーチの幾何学的非線形性に影響する諸要素の内、特に支間長に着目したものである。そのあとで剛性および荷重を修正したものを計算しその影響の程度を調べた。なお支条件は、ヒンジの場合と固定の場合で計算した。参考文献¹⁾では、同一の構造寸法をもつ純アーチについて、支条件による変形の影響を、応力度まで比較検討している。また参考文献²⁾では、上路形式のアーチ橋において、支間および剛度とかなでそれらの組合せに対し、断面力の比較を行っている。本文も趣旨は同じであるがあとで詳しく述べるように、計算に使用した剛度を道路橋示方書と対応づけて計算した。解法は剛性マトリックス法を用い、計算式および計算手順は参考文献³⁾を使用した。この方法によれば高度な非線形性問題も計算することができる。

つぎに第二の点においては、補剛アーチにおける座屈強度を計算した。このとき補剛桁の位置がアーチフラウンにある上路形式の他に、アーチの途中にくる中路アーチについても比較した。また補剛桁の支条件は両端ローラーとしたが、一端をヒンジとし補剛桁に軸力が生じる形式についても検討した。アーチリアと補剛桁との剛比および支間ライズ比は数種を選び、それらを組合せた各ケースで計算した。ただしアーチの支条件はヒンジ構造のみである。また座屈強度は弾性座屈としての値であり変形の影響は考慮していない。非線形性状については、支間および剛度を限定して計算した。

2. 純アーチにおける支間長と非線形性との関係

(1) 計算条件

新道路橋示方書(道示)において、活荷重に対する幾何学的非線形性を検討する限界荷重として、下の式が与えられている。

$$W = \alpha \cdot \frac{EI}{L^3} \cdot \left(\frac{L}{L} \right) \quad (\text{道示: 11.3.1})$$

これは変形の影響を考慮すべき限界の活荷重強度を W_{cr} とすれば、上式より L と I に対応する断面二次モーメント I が計算される。このとき限界荷重 W_{cr} と断面二次モーメント I とは常に変形を考慮すべき限界の状態にある。また上式より明らかに限界荷重 W_{cr} と断面二次モーメント I とは一次関係にあるため、 W_{cr} はいかなる値を用いても上式を適用する限り、前述の条件は満たされるが、ここでは一応、 $W_{cr} = 6.0 \text{ t/m}$ と決めた。

つぎに断面積であるが、道路橋示方書において座屈係数の値は、軸方向力によって生じる応力度と曲げモーメントによる応力度との比が0.7～1.3くらいの範囲で適用しうると考えられている（指示P-2779）。一カアーチの腹板高は通常支間の $1/40 \sim 1/60$ といわれている⁴⁾。そこで始め適当に決めた断面積を用いて、変形の影響を考慮に入れた断面力を求め、その断面力に対し次の条件を満たす断面積を計算した。

- ①. 断面二次モーメントは断面力を求めたときと同じ値を使用する。
- ②. 腹板高は支間の $1/50$ とする。
- ③. 軸方向力によって生じる応力度と曲げモーメントによる応力度との比を1.0とする。

このようにして求めた断面積は、大体支間と一次関係にあった。そこで（支間—断面積）の関係は直線に修正して得られた値を使用した。もし断面積の大きさにより非線形性に与える影響が明らかに異なる場合、こうして計算すると上記①～③の条件は満たされなくなる。しかしあとでみるように、断面積の小さな非線形性に殆んど影響を与えない。

以上のようにして各支間、ライズ毎に決めた断面積および断面二次モーメントを表一、二に示す。空隙に計算した支間長およびライズ比は下の通りである。

支間長: $L = 100, 200, 300, 400 \text{ m}$

ライズ比: $f/L = 0.1, 0.2, 0.3$

活荷重中は支間半載とし、その強度は死荷重に対する比として、次の8種類を用いた。

$p/Wa = \beta = 0, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$

また死荷重強度 Wa は前述の限界荷重 Wcr に対し0.5倍、1.0倍まで0.5倍間隔で計算した。すなわち

$Wa = 3.0, 6.0, 9.0, 12.0, 15.0, 18.0 \text{ t/m}$

なお支条件は2ヒンジの場合と固定の場合とにより2種類の計算を行った。

(2) 計算結果

以上の計算結果の内の一部を表一、二および図一、二に示す。

表一、二は各々、2ヒンジアーチの $f/L = 0.1$ および0.3、固定アーチの $f/L = 0.1$ および0.3について支間4等分点のたわみおよび曲げモーメントの値と線形解に対する比として示した。固定アーチで死荷重のみの場合、変形の影響を考慮すればかえって値が減少しているが、支間中央で比較すれば表では省略したがたわみおよび曲げモーメント共に増加している。

計算した結果からは、支間長の影響は殆んどないといえる。

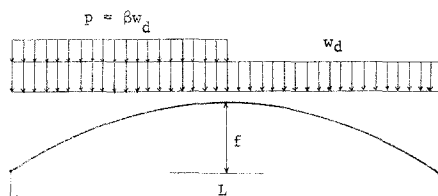
図一、二は2ヒンジアーチの支間4等分点および固定アーチの支端、支間4等分点での曲げモーメントの線形解に対する比を図示したものである。支間は共に200mであるが、図一は $f/L = 0.1$ 、

Table 1 Two-Hinged Arch

f/L L (m)	A [m ²]			I [m ⁴]		
	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
100	0.338	0.315	0.312	0.079365	0.051021	0.047618
200	0.633	0.495	0.480	0.63492	0.40817	0.38095
300	0.929	0.675	0.648	2.1428	1.3775	1.2857
400	1.224	0.855	0.816	5.0793	3.2652	3.0475

Table 2 Fixed Arch

f/L L (m)	A [m ²]			I [m ⁴]		
	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
100	0.160	0.140	0.130	0.037594	0.022676	0.019841
200	0.300	0.220	0.200	0.30075	0.18141	0.15873
300	0.440	0.300	0.270	1.0150	0.61224	0.53571
400	0.580	0.380	0.340	2.4060	1.4512	1.2698



図一 荷重図

Table 3 Two-Hinged Arch ($f/L = 0.1$)($f/L = 0.3$)

w/w_{cr}	Point ($L/4$)	L (m)	p/w						p/w					
			0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1.0	δ/δ_0	100	1.003	1.104	1.142	1.172	1.199	1.226	1.001	1.147	1.172	1.196	1.220	1.245
		200	1.003	1.102	1.140	1.170	1.197	1.224	1.001	1.144	1.170	1.194	1.219	1.244
		300	1.003	1.101	1.139	1.169	1.196	1.223	1.001	1.143	1.170	1.194	1.218	1.243
		400	1.003	1.101	1.139	1.169	1.196	1.223	1.001	1.142	1.169	1.193	1.218	1.243
	M/M_0	100	0.996	1.140	1.166	1.188	1.209	1.231	1.015	1.148	1.166	1.183	1.201	1.220
		200	0.996	1.139	1.166	1.188	1.209	1.230	1.015	1.148	1.165	1.183	1.201	1.220
		300	0.996	1.139	1.165	1.187	1.208	1.230	1.015	1.147	1.165	1.183	1.201	1.220
		400	0.996	1.138	1.165	1.187	1.208	1.230	1.015	1.147	1.165	1.183	1.201	1.220
2.0	δ/δ_0	100	1.005	1.249	1.350	1.436	1.521	1.612	1.002	1.349	1.420	1.492	1.569	1.654
		200	1.006	1.243	1.345	1.431	1.516	1.607	1.002	1.342	1.416	1.488	1.566	1.650
		300	1.006	1.241	1.343	1.429	1.514	1.605	1.003	1.340	1.414	1.486	1.564	1.649
		400	1.006	1.240	1.342	1.428	1.514	1.604	1.003	1.338	1.413	1.486	1.563	1.648
	M/M_0	100	0.991	1.334	1.406	1.471	1.537	1.608	1.031	1.350	1.399	1.452	1.509	1.570
		200	0.991	1.332	1.404	1.469	1.536	1.607	1.031	1.348	1.399	1.451	1.508	1.570
		300	0.992	1.331	1.403	1.468	1.535	1.606	1.031	1.348	1.398	1.451	1.508	1.570
		400	0.992	1.330	1.403	1.468	1.535	1.606	1.031	1.348	1.398	1.451	1.508	1.569

Table 4 Fixed Arch ($f/L = 0.1$)($f/L = 0.3$)

w/w_{cr}	Point ($L/4$)	L (m)	p/w						p/w					
			0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1.0	δ/δ_0	100	1.001	1.067	1.103	1.131	1.157	1.182	0.999	1.137	1.166	1.191	1.216	1.240
		200	1.001	1.065	1.101	1.129	1.154	1.178	0.999	1.132	1.162	1.188	1.213	1.238
		300	1.002	1.064	1.100	1.128	1.153	1.177	0.999	1.130	1.161	1.186	1.211	1.236
		400	1.002	1.064	1.099	1.127	1.152	1.177	0.999	1.128	1.160	1.186	1.211	1.236
	M/M_0	100	0.858	1.106	1.141	1.166	1.188	1.208	0.975	1.160	1.181	1.200	1.221	1.241
		200	0.859	1.103	1.139	1.164	1.186	1.207	0.975	1.159	1.180	1.200	1.220	1.241
		300	0.859	1.102	1.139	1.163	1.185	1.206	0.975	1.159	1.180	1.200	1.220	1.241
		400	0.859	1.101	1.138	1.163	1.185	1.206	0.975	1.159	1.179	1.199	1.220	1.240
2.0	δ/δ_0	100	1.000	1.160	1.253	1.333	1.410	1.490	0.997	1.326	1.404	1.478	1.555	1.638
		200	1.001	1.155	1.247	1.326	1.402	1.482	0.997	1.314	1.396	1.470	1.548	1.631
		300	1.002	1.153	1.245	1.323	1.400	1.479	0.997	1.308	1.391	1.467	1.544	1.628
		400	1.002	1.152	1.244	1.322	1.398	1.477	0.997	1.305	1.389	1.465	1.542	1.626
	M/M_0	100	0.679	1.254	1.347	1.415	1.480	1.546	0.942	1.380	1.437	1.495	1.558	1.626
		200	0.680	1.248	1.342	1.411	1.476	1.542	0.942	1.378	1.435	1.494	1.557	1.625
		300	0.681	1.245	1.340	1.409	1.474	1.541	0.942	1.376	1.434	1.493	1.556	1.624
		400	0.681	1.244	1.339	1.408	1.474	1.540	0.942	1.376	1.434	1.493	1.556	1.624

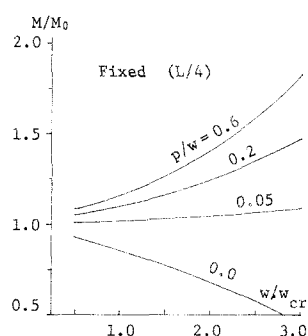
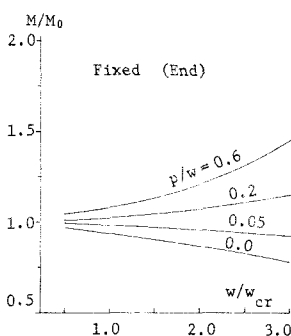
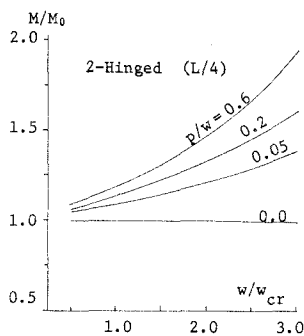
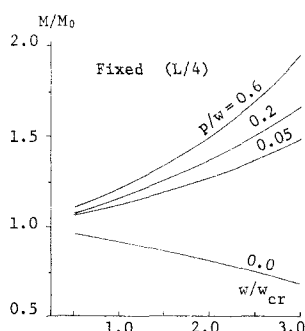
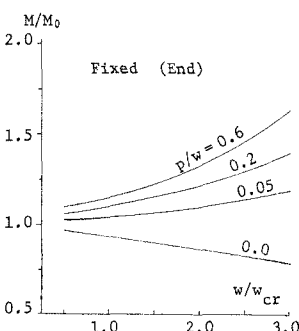
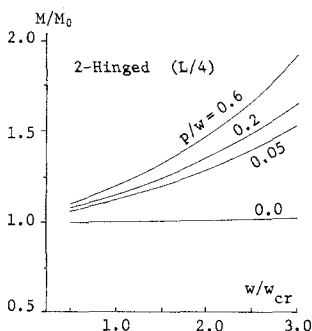
图-2 $f/L = 0.1$, $L = 200m$ 图-3 $f/L = 0.2$, $L = 200m$

図-3 は $u/L = 0.2$ の場合である。

(3) 断面積による影響

始めに述べたように変形の影響を考慮すべき限界荷重は構造形式と使用断面の曲げ剛度 EI のみに決定する。同じ曲げ剛度をもっており断面積は腹板高により相当変化する。そこで、前計算における断面積を $1/2$ にして計算し、断面積による影響の度合を調べた。断面積以外の計算に必要な諸数値は前計算と全く同一の値と使用している。表-5 は $u/L = 0.2$ の場合の計算結果を示したものである。

Table 5 ($f/L = 0.2$; $w/w_{cr} = 1.0$)

A*/A	Point (L/4)	L (m)	Two-Hinged Arch						Fixed Arch					
			p/w						p/w					
			0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0.5	δ/δ_0	100	1.001	1.129	1.161	1.187	1.213	1.238	0.998	1.101	1.138	1.166	1.192	1.218
		200	1.002	1.122	1.156	1.183	1.209	1.235	0.999	1.092	1.130	1.158	1.185	1.210
		300	1.002	1.120	1.154	1.181	1.207	1.233	0.999	1.089	1.126	1.155	1.181	1.207
		400	1.002	1.118	1.153	1.180	1.206	1.232	0.999	1.087	1.124	1.153	1.179	1.205
	M/M_0	100	1.006	1.148	1.168	1.188	1.207	1.227	0.918	1.144	1.170	1.191	1.211	1.232
		200	1.006	1.146	1.167	1.187	1.206	1.226	0.919	1.140	1.167	1.188	1.209	1.230
		300	1.006	1.145	1.167	1.186	1.206	1.226	0.919	1.138	1.165	1.187	1.208	1.229
		400	1.006	1.145	1.166	1.186	1.206	1.225	0.920	1.137	1.164	1.187	1.207	1.228
1.0	δ/δ_0	100	1.001	1.142	1.170	1.195	1.220	1.246	0.997	1.123	1.156	1.183	1.208	1.233
		200	1.001	1.138	1.168	1.193	1.218	1.244	0.997	1.116	1.151	1.178	1.203	1.229
		300	1.001	1.136	1.166	1.192	1.217	1.243	0.997	1.113	1.148	1.176	1.201	1.227
		400	1.001	1.135	1.166	1.191	1.217	1.242	0.997	1.112	1.147	1.174	1.200	1.225
	M/M_0	100	1.005	1.151	1.171	1.189	1.209	1.228	0.916	1.153	1.176	1.196	1.216	1.236
		200	1.005	1.150	1.170	1.189	1.208	1.228	0.917	1.151	1.174	1.194	1.215	1.235
		300	1.005	1.150	1.170	1.189	1.208	1.228	0.917	1.150	1.173	1.194	1.214	1.235
		400	1.005	1.150	1.170	1.189	1.208	1.228	0.917	1.149	1.173	1.193	1.214	1.234

計算した範囲内では殆どか $2\sim3\%$ 程度であった。断面積の影響は支間および載荷重が増加するにつれて、また 2 ヒンジアーチより固定アーチの方が、大きく現われる。今回行った計算の内で、極端なケースでは 6% 近くになるものもあった。

(4) 変形の影響を考慮する限界の死荷重 W_{cr} の値を考えた場合

前述の計算では、限界死荷重 W_{cr} として 6.0 t/m を用い、これに対応する剛度と決めて計算したがもとよりこの $W_{cr} = 6.0 \text{ t/m}$ の値そのものには意味がない。そこで $W_{cr} = 3.0 \text{ t/m}$ として改めて剛度を求め直し前計算と同じ計算をしたところ、有効数字4桁の範囲内ではわか、曲げモーメントは全く同じ結果を得た。

3. 補剛アーチにおける圧縮強度および非線形性状

(1) 構造形式

補剛桁を有するアーチの断面には、補剛桁とアーチリブとの剛比によって著しく影響を受ける。同時に、上路形式か下路形式かによっても影響を受ける。この形式で圧縮強度に着目したとき、剛比および構造形式にどの程度影響を受けるかを調べた。

いま計算に使用した補剛桁の位置は、次の3種類である(図-4参照)。

TYPE A 支間の $1/20$ を通る(上路形式)。

TYPE B 支間の $1/20$ を通る。このとき補剛桁はライズの 0.6 倍の位置にある。

TYPE C 支間の $2/20$ を通る。このとき補剛桁はライズの 0.36 倍の位置にある。

剛比と実際の計算に用いた断面二次モーメントおよび断面積:

補剛桁の断面二次モーメント I_g とアーチリブの断面二次モーメント I_a との比

$I_G/I_A = 1/3$ の場合 $I_G = 0.25 \text{ m}^4$, $I_A = 0.75 \text{ m}^4$

$I_G/I_A = 1/1$ の場合 $I_G = 0.50 \text{ m}^4$, $I_A = 0.50 \text{ m}^4$

$I_G/I_A = 3/1$ の場合 $I_G = 0.75 \text{ m}^4$, $I_A = 0.25 \text{ m}^4$

即ち $(I_G + I_A)$ は常に 1.00 m^4 にしている。また補剛桁の断面積 A_G とアーチリブの断面積 A_A は共に 0.5 m^2 である ($A_G/A_A = 1/1$)。

また支変条件については下の通りである。

補剛桁の支変 両端ローラー

アーチの支変 両端ヒンジ

(2) 計算結果

以上の計算結果を座屈係数の値で示せば、表-6 のようになる。表から明らかに TYPE および剛比により若干影響は受けるが、むしろ形状 (s/L) によって大きく左右される。またこれらの値は何れも道路橋示方書におけるヒンジ支変柱アーチの座屈係数に類似している。

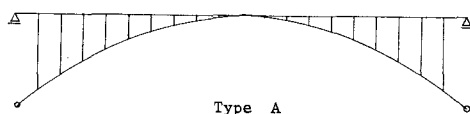
(3) 断面積の影響

$I_G/I_A = 1/1$ のケースにおいて、 A_G/A_A を $1/3$ とした場合の同様の計算をした。その結果を示せば表-7 の通りである。これを表-6 と比べると、有効数字3桁の範囲で完全に一致している。

この計算をみるかぎり断面積の影響は殆んど方と見做せる。

(4) 補剛桁の一端をヒンジ支変とした場合

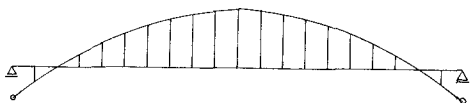
補剛桁の支変をヒンジおよびローラーにすると、実際の構造物においては温度応力とか橋軸方向地



Type A



Type B



Type C

図-4 構造形式図

Table 6 Buckling Coefficient
($A_G/A_A = 1/1$)

Type	I_G/I_A	f/L			
		0.1	0.15	0.2	0.3
A	1/3	36.257	32.794	28.764	20.822
	1/1	36.464	33.216	29.422	21.862
	3/1	36.657	33.612	30.035	22.822
B	1/3	36.508	33.230	29.363	21.599
	1/1	36.703	33.647	30.030	22.685
	3/1	36.887	34.038	30.652	23.689
C	1/3	36.572	34.120	30.555	22.929
	1/1	37.193	34.551	31.273	24.165
	3/1	37.375	34.958	31.946	25.318

Table 7 Buckling Coefficient
($A_G/A_A = 1/3$)

Type	I_G/I_A	f/L			
		0.1	0.15	0.2	0.3
A	1/1	36.466	33.219	29.424	21.864
B	1/1	36.690		30.021	22.682
C	1/1	37.175	34.535	31.261	24.162

Table 8 Buckling Coefficient
($A_G/A_A = I_G/I_A = 1/1$)

Type	Mode	f/L			
		0.1	0.15	0.2	0.3
A	α_2	81.013	73.666	65.079	48.043
	α_1^*	81.008	73.666	65.079	48.040
B	α_2	149.624	140.289	128.545	101.260
	α_1^*	129.541	130.090	123.541	101.033
C	α_2	130.366	143.037	135.162	121.211
	α_1^*	92.052	98.987	101.083	100.908

震力に対し、複雑な問題が生じるが、面内座屈に関してはアーチの水平変位が拘束されるため、著しく剛性の増す事が予想される。

$A_0/A_1 = I_0/I_1 = 1/1$ のケースについて計算したところ表-8の結果が得られた。ここで α_1^* は補剛桁の支束をヒンジ、ローラーとしたときの一次モードに対応する座屈係数であり、 α_2 は補剛桁の支束を両端ローラーとしたときの二次モードに対応する座屈係数である。座屈モードはそれぞれ図-5の通りであり、 α_1^* と α_2 の座屈モードはよく似ている。なお図-5においてTYPE B*としたものはTYPE Bにおける補剛桁の支束を一端ヒンジとした形式である。TYPE Aについて座屈係数に差がなりのは、モードが対称であるため水平変位の拘束の効果かであったためと思われる。

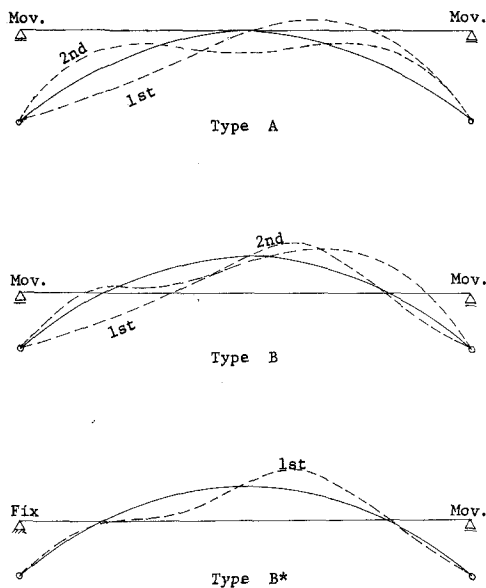


図-5 座屈モード

補剛桁の支束を一端ヒンジにすると変形の影響についても有利であることが、参考文献⁵⁾で既に報告されている。

(5) 非線形性状

非線形性状を計算するにあたり、構造TYPEおよび載荷状態は座屈強度を求めたときと同じであるが、支間長、支束条件および剛度については次のものに限定した。

支間長	200 m
支束条件	アーチは両端ヒンジ、補剛桁は両端ローラー
断面二次モーメント	補剛桁の断面二次モーメント I_0 とアーチの断面二次モーメント I_1 との比 $I_0/I_1 = 1/1$ すなわち $I_0 = I_1 = 0.5 \text{ m}^4$
断面積	断面二次モーメントと同じく $A_0/A_1 = 1/1$, $A_0 = A_1 = 0.5 \text{ m}^2$

計算結果の一部を表-9および図-7, 8に示す。座屈強度の場合、補剛桁の位置が下になるほど、値が大きくなったが、非線形性については、 s/L および載荷状態により傾向が異なる。しかしTYPEによる差は座屈強度の場合に比べ、さらに少ない。線形解によるアーチの曲げモーメントの一部を示せば、図-6の通りである。図の左右は p/w 以外は共通で $s/L = 0.2$, $w = 7.35 \text{ t/m}$ である。なおTYPEによる差は図では現れない。

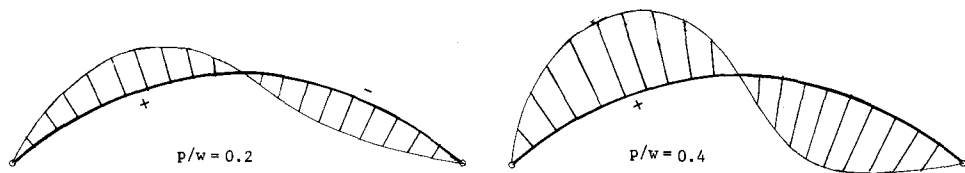


図-6 アーチの曲げモーメント図

Table 9 Stiffened Two-Hinged Arch (L = 200.0 m)

Type	Point (3L/10)	w/w _{cr}	f/L = 0.1						f/L = 0.2					
			0	0.05	0.1	0.2	0.4	0.6	0	0.05	0.1	0.2	0.4	0.6
A	δ/δ_0	1.0	1.005	1.035	1.056	1.084	1.122	1.151	1.001	1.070	1.097	1.125	1.159	1.186
		2.0	1.009	1.081	1.131	1.202	1.301	1.383	1.002	1.163	1.228	1.299	1.389	1.466
		3.0	1.014	1.146	1.239	1.377	1.587	1.787	1.003	1.295	1.416	1.555	1.748	1.936
	M/M ₀	1.0	1.005	1.064	1.090	1.117	1.148	1.172	1.005	1.100	1.119	1.136	1.159	1.178
		2.0	1.011	1.149	1.211	1.279	1.362	1.431	1.011	1.234	1.279	1.323	1.384	1.442
		3.0	1.016	1.270	1.386	1.520	1.701	1.872	1.017	1.421	1.505	1.595	1.732	1.872
B	δ/δ_0	1.0	1.000	1.047	1.073	1.106	1.146	1.178	0.999	1.088	1.115	1.142	1.175	1.203
		2.0	1.000	1.111	1.175	1.257	1.365	1.457	0.997	1.208	1.273	1.341	1.432	1.514
		3.0	1.000	1.204	1.326	1.488	1.726	1.954	0.995	1.380	1.503	1.640	1.841	2.040
	M/M ₀	1.0	0.984	1.063	1.093	1.124	1.157	1.182	0.984	1.107	1.126	1.144	1.167	1.187
		2.0	0.966	1.151	1.224	1.299	1.388	1.462	0.968	1.253	1.299	1.343	1.407	1.468
		3.0	0.946	1.284	1.419	1.568	1.763	1.946	0.952	1.462	1.548	1.639	1.782	1.926
C	δ/δ_0	1.0	1.003	1.044	1.069	1.102	1.145	1.178	1.000	1.084	1.114	1.144	1.181	1.213
		2.0	1.006	1.103	1.164	1.248	1.362	1.458	0.999	1.200	1.272	1.349	1.451	1.542
		3.0	1.009	1.189	1.307	1.473	1.720	1.941	0.999	1.368	1.506	1.662	1.886	2.086
	M/M ₀	1.0	0.993	1.057	1.086	1.117	1.152	1.177	0.990	1.099	1.122	1.142	1.166	1.186
		2.0	0.984	1.136	1.207	1.284	1.376	1.447	0.979	1.236	1.289	1.341	1.406	1.462
		3.0	0.974	1.253	1.387	1.540	1.732	1.887	0.967	1.434	1.536	1.639	1.776	1.892

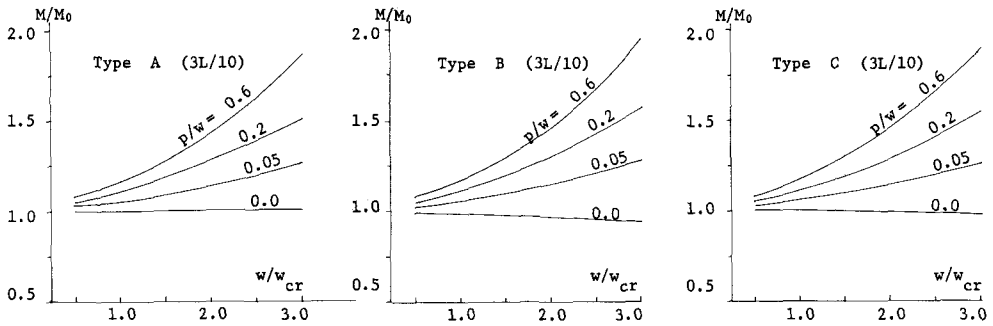


図-7 $f/L = 0.1$

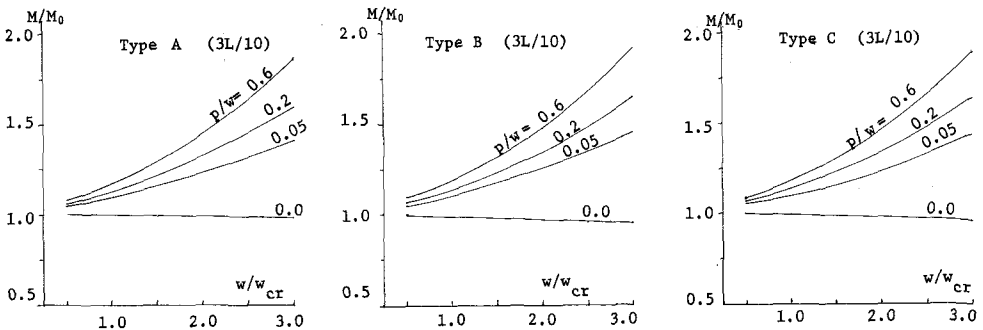


図-8 $f/L = 0.2$

4. あとがき

純アーチの非線形性状について表-3, 4でみるかぎり, 荷重強度と剛度との間に特定な条件があれば, M/M_0 および δ/δ_0 の値は支間長に殆んど関係してない。しかし p/w の値が増せば非線形性状は大きく現われる傾向がある。弾性座屈がアーチの形状, 支束条件および部材の剛度のみで決まる事を考えると, 非線形性状と座屈の間には特定の関係がみられない。断面二次モーメントは同じで, 断面積のみ $1/2$ したときの影響は計算した範囲内では殆んど $2 \sim 3\%$ 位であった。また荷重強度, 剛度を共に $1/2$ にしても非線形性状は有効数字4桁の範囲内で一致した。純アーチの比較において着目

突は固定アーチ、2ヒンジアーチ共に $L/4$ 突に統一したが、最大値で比較するなら固定アーチの場合は $3L/10$ 突に着目すべきである。計算結果では $3L/10$ 突の非線形性状は $L/4$ 突に比べて $\beta/L = 0.2$ あたりを境にして傾向が逆転している。ライズの低いところでは $3L/10$ 突の方が非線形性が強くでる。図-2,3は計算結果の一部を表わしたものであるが、 $P/W=0$ の場合荷重強度が増すにつれ非線形性が小さくなる事がわかる。これは理想の无荷重状態であるが、実際の構造物においてはなすなりと考えてよい。わずかの擾乱があれば 1.0 以下になる事はなれたため、 P/W が 0 のときは微小の擾乱を入れて扱うべきであった。

補剛アーチにおける座屈強度は弾性座屈で求めた。補剛桁の位置を種類かえて計算したが、傾向としては下にあるほど座屈強度が大きくなる。しかし道路橋示方書に示された範囲で区分するならば、全て純アーチに相当する。断面二次モーメントの影響については表-6でみるように、アーチのみの剛度が仮に $1/3$ におちても、全体の断面二次モーメントの和が一定なら座屈強度はむしろ増す傾向にある。また断面積の影響は表-7でみるように殆ど影響がないと思われる。以上は補剛桁の支点を両端ローラーとした場合の事であるが、これを一端ヒンジとすると一様に座屈強度が増す。表-8のように、両端ローラーとしたときの二次座屈モードに近い値となる。完全な上路形式の場合、座屈モードとそれに対応する座屈荷重が、両端ローラーの場合と一致したのは、補剛桁の水平移動のない座屈形式であるため、補剛桁の一端をヒンジにした効果が現われなかったためと思われる。

補剛アーチの非線形性状は表-9および図-7,8に示すように、補剛桁の位置による影響が小さい。したがって純アーチと同様、座屈と非線形性状とは特定な関係はない。また図-7,8において、純アーチと同じく $P/W=0$ のときはあくまで无荷重の理想的な状態であるため、現実には 1.0 以下になる事はないと思われる。なお図-6には線形解による補剛アーチの曲げモーメントをえがいた。補剛桁の位置による差は最大で約 3.5% であり図では表わさなかった。

以上より計算した範囲内では次の事が考えられる。

- ①. 純アーチの線形性状は特定の条件 ($W/I = \text{const.}$) のもとでは支間長に影響されない。
- ②. 補剛アーチの座屈強度は補剛桁の位置が低くなるほど増加はするが、純アーチと大差ない。
- ③. 補剛アーチの座屈強度に関する剛度は、補剛桁とアーチリブとの剛度比によるものである。
- ④. 補剛アーチにおいて補剛桁の一端をヒンジにすると、座屈強度は一様にあがる。
- ⑤. 補剛アーチの非線形性状は補剛桁の位置によりあまり影響を受けない。
- ⑥. 非線形性状および座屈に影響する断面積の効果は純アーチ、補剛アーチ共にわずかである。
- ⑦. $P/W=0$ の場合の非線形性状は純アーチ、補剛アーチ共に擾乱を考慮すべきである。
- ⑧. 純アーチ、補剛アーチ共に、非線形性状と座屈との間に特定な関係はない。

[参考文献]

- 1) 西崎盛夫: アーチ系橋の耐力, 橋梁と基礎, 昭和46年7月, PP1~7.
- 2) 安藤浩吉, 成岡昌夫: アーチ系の橋に関する2,3の研究, 橋梁と基礎, 昭和45年4月, PP8~14.
- 3) Y. Maeda, M. Hayashi & M. Nakamura: Displacement Incremental Method for Non-Linear Structural Analysis, Tech. rep. of Osaka Univ., Vol.23, No.2, Sep., 1973.
- 4) 橋本雄: 橋梁工学, 共立出版, 1970, P177.
- 5) 荒井利男, 大森邦雄: 補剛ゲタに軸力の生じる上路式および平路式補剛アーチ橋, 橋梁と基礎, 昭和48年1月, PP7~12.