

下路式および中路式アーチ橋の 弾塑性面外座屈強度

ELASTO-PLASTIC OUT-OF-PLANE BUCKLING STRENGTH
OF THROUGH TYPE AND HALF-THROUGH TYPE ARCH BRIDGES

崎元達郎* 鶴田栄一** 坂田 力***

By Tatsuro SAKIMOTO, Eiichi TSURUTA and Tsutomu SAKATA

Elasto-plastic out-of-plane buckling strength of through type and half-through type arch bridges are analyzed by a finite element method which is capable to consider finite displacements and yielding of materials. Using the numerical results and an analogy between an arch and a column, effective length factors for bridge arches are determined considering dominant buckling characteristics. Then, a formula based on the effective length procedure is proposed to determine the buckling strength of arch bridges. The predictions of the proposed formula are shown to be fairly good correspondence with all of the numerical results.

1. まえがき

面外挙動を考慮したアーチ構造の終局強度については、いくつかの研究が報告されているが^{1)~10)}、面内荷重を受けて面外方向に曲げとねじりを連成しながら崩壊する場合の面外座屈強度については、複雑な実構造を考えれば十分に明らかにされているとは言えない。

単一アーチに鉛直等分布荷重が満載する場合の強度は、通常、面外座屈で支配される。この終局時の分布荷重 p_u に対して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 : アーチリブの断面積、 σ_y : 降伏点応力度) で無次元化した応力 $\bar{\sigma} = N_u/A\sigma_y = \sigma_u/\sigma_y$ を強度の指標とし、細長比パラメータとして $\lambda_y = (0.5L/\pi r_y) \sqrt{\sigma_y/E}$ (L : アーチリブの軸線長、 r_y : アーチリブの面外曲げに関する断面二次半径) をとって有限変位弾塑性解析による強度を図示すると、図-1のように、直柱の基準強度曲線によく一致する¹¹⁾。このことは、鉛直等分布荷重を満載する単一アーチは、アーチを直柱に展開して得られる部材長 L で軸力 N を受ける両端固定の直柱 (有効長さ係数=0.5) に置き換えて、その強度が評価できることを示している。すなわち、アーチ橋の構造が複雑になっても適切な有効長さ係数 K を見つけることができ

* 工博 熊本大学教授 工学部土木工学科 (860 熊本市黒髪2丁目39-1)

** 熊本県立球磨工業高等学校教諭 土木科 (868 人吉市城本 800)

*** 工修 熊本大学大学院 自然科学研究科 (860 熊本市黒髪2丁目39-1)

れば、細長比パラメータを $\lambda_y = (KL/\pi r_y) \sqrt{\sigma_y/E}$ とし、直柱の基準強度式（後に示す式(10)）に代入して、終局応力度 σ_u を計算することによりアーチ橋の面外座屈強度が算定できる可能性が存在する。

道路橋示方書⁽¹⁾では、弾性座屈の固有値解として座屈係数 $\gamma = H_{or} l^2 / EI$ (H_{or} : 限界水平反力、 l : 支間、 EI : 面外曲げ剛性) を求め、有効長さ係数を $K = \pi/\sqrt{\gamma}$ として同様の手法によりアーチ橋の面外座屈強度を算定する方法を規定している。しかし、 γ の値が単一アーチまたは二本のアーチリブを一体と考えた場合のものであるから、支間全長にわたっては横構を配置できない下路式および中路式アーチ橋に対する適用には問題がある（後に示すようにかなり危険側になる）と考えられる。

本論文ではまず、実橋に近い下路式および中路式アーチ橋の数値計算モデルについて主要なパラメータを変化させて、有限変位弾塑性解析法⁽²⁾によりその耐荷力を求める。次に、その耐荷力性状を考察して、アーチと直柱との類似により座屈強度を支配する主要な要因のそれぞれに対して適切な有効長さ係数を求める。座屈強度を支配する要因としては、面外曲げに対する支点条件以外に、図一2に示す荷重の作用方向の変化による影響と二本のアーチリブが横構によって補剛されることによる強度増加が考えられる。ここでは、それぞれに対する有効長さ係数を $K_e (=0.5)$, K_α , K_β とし、 K_α , K_β を定める事を考える。そして、定めた有効長さ係数を用いて、最終的に、細長比パラメータを

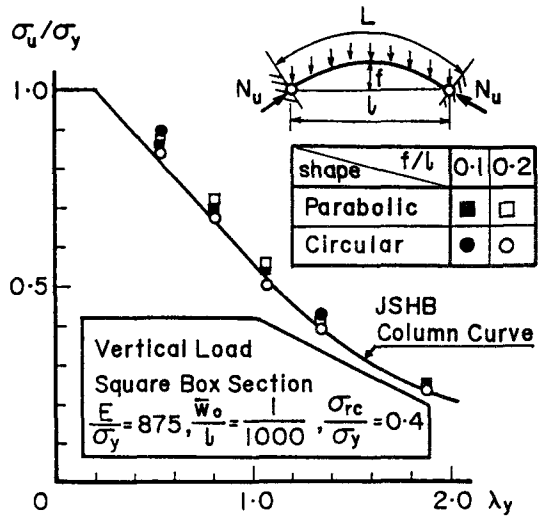
$$\lambda_y = (K_e K_\alpha K_\beta L / \pi r_y) \sqrt{\sigma_y/E} \quad (1)$$

と定義し、直柱の基準強度式に代入することにより複雑なアーチ橋の弾塑性面外座屈強度が容易にかつ良い精度で算定できることを示す。

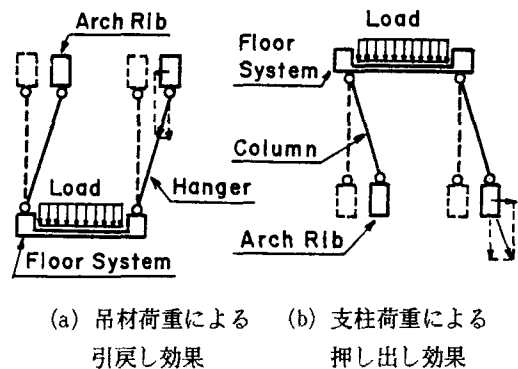
2. 下路式アーチ橋の面外座屈強度

1) 数値解析モデルの形状寸法

図一3に示す支間長 $l=150$ m, ライズ $f=22.5$ m ($f/l=0.15$) 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、正弦半波で与え、アーチクラウンにおけるその最大値は、道路橋示方書に与えられている部材の許容最大値 $l/1000$ とした。アーチリブ間隔 a を 20 m, 10 m, 5 m, 3 m, 2 m, 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, 図一3a 参照) を 0.864, 0.733, 0.48 と変化させ、さらに道路橋全体の面外曲げ剛性 EI_{ay} を二本のアーチリブを一体と考えた面外曲げ剛性 EI_{ay} の 0.1, 0.3, 1.0, 3.0



図一1 単材アーチの座屈強度と直柱の基準強度曲線



(a) 吊材荷重による 引戻し効果 (b) 支柱荷重による 押し出し効果

図一2 傾斜荷重が座屈強度に及ぼす影響

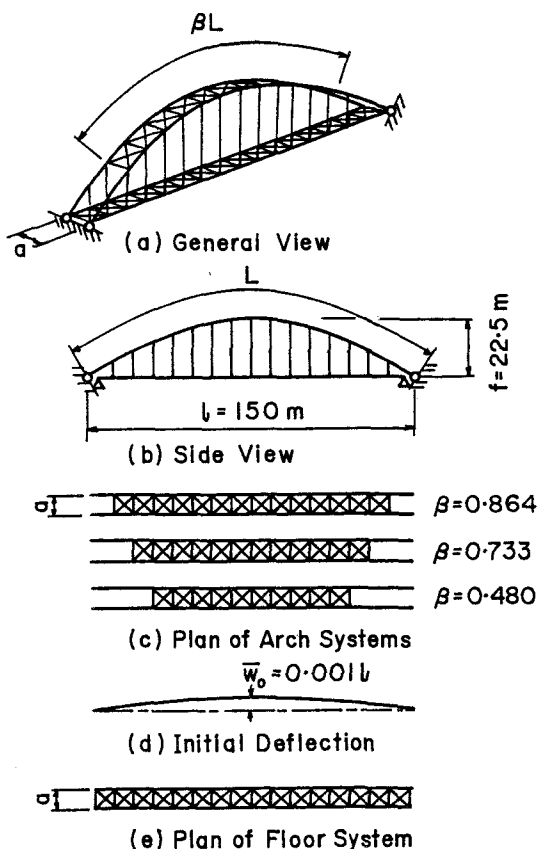


図-3 下路式アーチ橋の解析モデル

倍と変化させた。荷重条件は、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SM41を想定する。

2) 数値解析モデルの断面諸量

各部材の断面形状寸法と仮定した残留応力分布を図-4に示す。アーチリブ断面の高さ h と幅 b の比 h/b は、実橋では1~3程度であるが、解析モデルでは面内座屈が生じて現象を複雑化させぬよう $h/b=6$ とし、断面積は、実橋データの最小値 448cm^2 とした(断面積を固定しても強度を応力表示するので一般性は失われない)。また、ウェブは1本の長さ方向スティフナーで補剛されている場合を想定し、残留応力分布形を図のように仮定した。2本のアーチリブを一体と考えた場合の細長比は、近似的に $L/(a/2)$ となるから、主構間隔 a を20 m, 10 m, 5 m, 3 m, 2 mと変化させると細長比は、15.6, 31.7, 63.4, 105.7, 158.6となる。吊材断面は正方形箱形とし、節点荷重に対して降伏しない断面積を有するものとした。アーチ及び

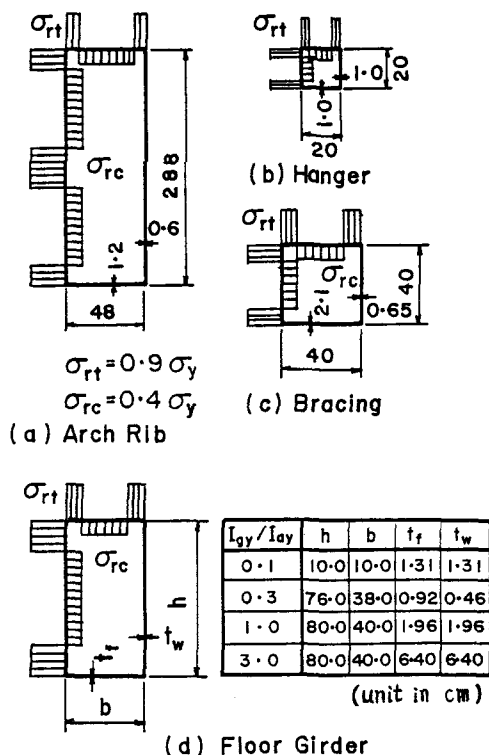


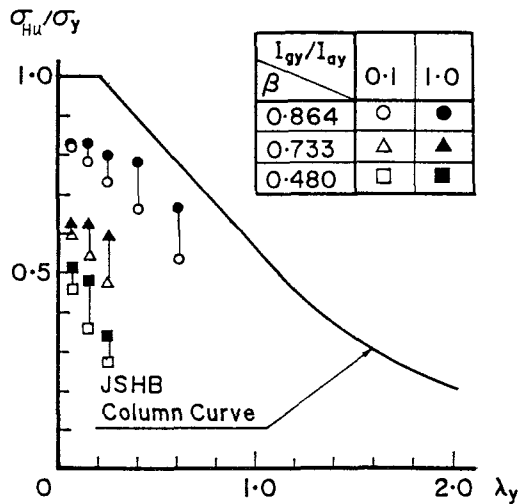
図-4 部材の断面寸法と残留応力度分布

表-1 下路式アーチの座屈強度 σ_u/σ_y

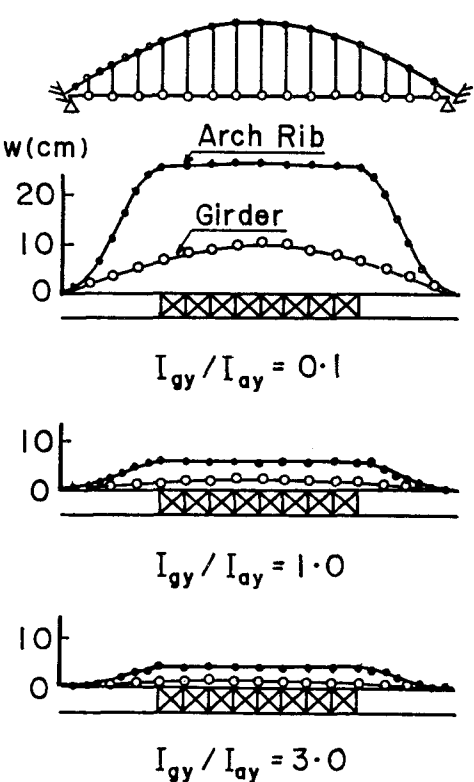
β	a (m)	I_{gy}/I_{ay}			
		0.1	0.3	1.0	3.0
0.864	20	0.950	0.950	0.950	0.970
	10	0.910	0.950	0.950	0.970
	5	0.850	0.910	0.930	0.965
	3	0.770	—	0.910	—
	2	0.610	—	0.770	0.880
0.733	20	0.690	0.710	0.730	0.730
	10	0.630	0.675	0.730	0.730
	5	0.550	0.620	0.690	0.700
0.480	20	0.530	0.570	0.590	0.590
	10	0.410	0.470	0.560	0.560
	5	0.320	0.357	0.510	0.570

表一 2 示方書による算定強度 σ_{Hu}

a (m)	r (m)	λ_s	σ_{Hu} / σ_y
20	10.0023	0.059	1.00
10	5.0047	0.120	1.00
5	2.5094	0.238	0.98
3	1.5156	0.395	0.89
2	1.0232	0.584	0.79



図一 5 道路橋示方書による整理（下路式アーチ橋）



図一 6 下路式アーチ橋の面外変位
（最終状態 $a=10\text{m}$, $\beta=0.48$ ）

道路桁の横構の斜材及びブストラットは、アーチ橋の全体崩壊に先んじて、部材として座屈しないような正方形箱形断面とした。アーチリブ間隔により細長比は40～80 程度の実橋並の値となる。道路桁断面は、長方形箱形とし、先に述べた $I_{gy}/I_{ay} = 0.1 \sim 3.0$ に対して図一 4 中の表に示した寸法をとる。

3) 道路橋示方書による整理

荷重を増加させ、面外変化が急増した荷重を面外座屈強度 σ_u/σ_y として解析結果をまとめると表一 1 のようになる。解析したモデルについては、橋門構、横構などの実設計上の検討を行なっていないので、道路橋示方書の照査規定をそのまま用いることに問題もあるが、示方書の定義により有効座屈長を求めると、吊材の荷重分担率 κ を 0.95 として

$$l_e = \phi \beta_z l = (1 - 0.35 \kappa) \frac{(0.52 + 0.59)}{2} 150\text{m} = 55.57\text{m}$$

となるから各モデルの算定強度は、表一 2 のように得られる。一方、各モデルに対する数値解析結果を示方書に合わせて水平方向の終局応力度 $H_u/A\sigma_y = \sigma_{Hu} / \sigma_y$ に計算し直して、図示すると図一 5 を得る。示方書では、解析の不確かさ等に対して、安全率を 2.0/1.7 倍している点は、この図に考慮されていないが、明らかに、相当危険側の評価をすることになる。特に、示方書では、補剛域の影響が考慮されないで、 β が小さいほど危険度は、大きくなることが分かる。

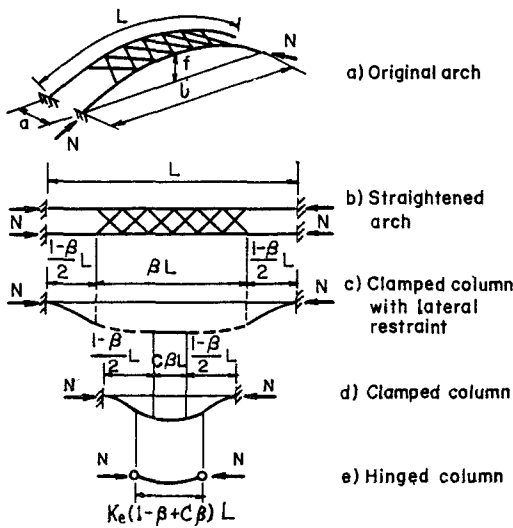


図-7 直柱との類似による複弦アーチの有効長さ

4) 有効長さ係数 K_e の決定

交通路のために、両端部に横構を設けられない下路式アーチ橋の面外変位形状は、図-6に示すようになる。ここでアーチリブの変形を見ると、横構で補剛さ

れた中央部は、ほとんど曲げ変形を受けず主として剛体変位し、両端の橋門部が大きく曲げ変形する。さらにねじり変形による影響は小さいと考えられるので、これを、図-7のように考えて長さ $K_e(1-\beta+C\beta)L$ (支点が面外回転端の時 $K_e=1.0$ 、固定端の時 $K_e=0.5$) の両端ヒンジ柱に置き換えることができる。ここで、係数 C は、補剛された中央部の有効長さに対する貢献度を表わしており、次のように考えて定める事にする。まず、アーチが全軸線長にわたって補剛された $\beta=1$ の時、細長比は $K_e CL/r_y$ (r_y :アーチリブ1本の断面2次半径)となる。

一方、図-8に示すような補剛形式の両端固定のラチス柱の座屈強度は、ラチス材のせん断剛性が小さいと低下し、両端ヒンジ柱のそれに近づく。その影響を考慮した有効長さ係数 K_e' は両端ヒンジ柱の座屈荷重を P_e 、両端固定のラチス柱の座屈荷重を $P_{cr,f}$ とすると

$$K_e' = \sqrt{P_e / P_{cr,f}} \quad (2)$$

で求められる。

ここで、Lin等¹³⁾がラチス材のせん断柔性パラメータ (shear flexibility parameter) μ を変化させて求めた $P_{cr,f}$ を用いて K_e' を求めると図-9が得られる。この曲線は、 $0.5+0.94\sqrt{\mu}$ で近似できるので結局

$$K_e' = \sqrt{P_e / P_{cr,f}} \approx 0.5 + 0.94\sqrt{\mu} \quad (3)$$

ここに、

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{L} \right)^2 \left(\frac{a}{b} \right) \frac{A_a}{2A_d} \left[\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right\}^{3/2} + \frac{2A_d}{A_b} \right] \quad (4)$$

として求められる。

また、ラチス柱の断面2次半径は $a/2$ で近似できるからラチス柱の細長比は $K_e' L / (a/2)$ と表わせる。

そこで、この細長比と $\beta=1$ とした補剛アーチにおける1本のアーチリブの細長比 $K_e CL/r_y$ とを等置する

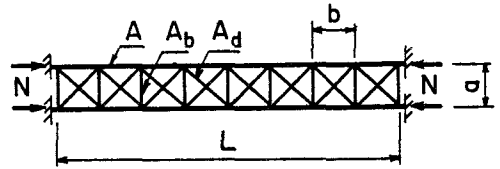


図-8 ダブルワレン補剛のラチス柱

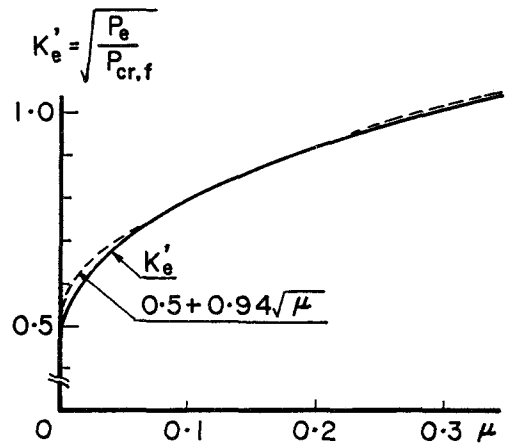


図-9 せん断柔性係数 μ と有効長さ係数 K_e'

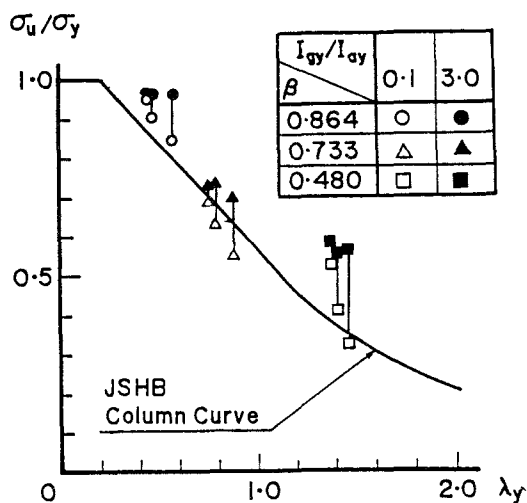


図-10 せん断抵抗の低下を考慮した K_β による整理 ($K_e=0.5$, $K_t=0.65$)

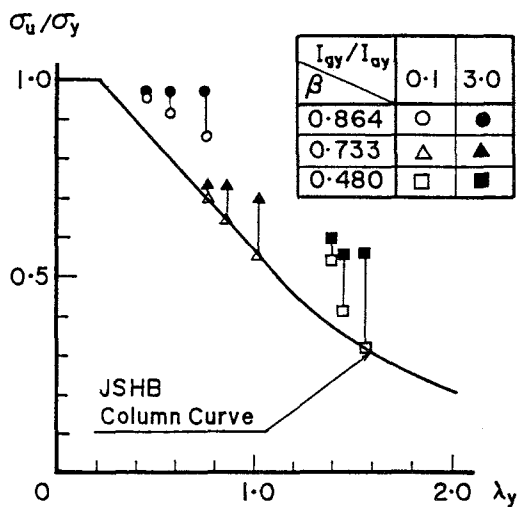


図-11 せん断抵抗の低下を考慮しない K_β による整理 ($K_e=0.5$, $K_t=0.65$)

と係数Cが次式のように計算される。

$$C = 2 r_y (0.5 + 0.94\sqrt{\mu}) / (a K_e) \quad (5)$$

最終的に横構による補剛効果を考慮するための有効長さ係数 K_β は、次式で与えられる。

$$K_\beta = 1 - \beta + 2 r_y (0.5 + 0.94\sqrt{\mu}) / (a K_e) \beta \quad (6)$$

この K_β を用いて $\lambda_y = (K_e K_\beta K_L / \pi r_y) \sqrt{\sigma_y / E}$ ($K_e = 0.5$, $K_L = 0.65$, K_t については後述) に対して表-2の結果を整理すると図-10 が得られる。図-10のプロットをラチス材によるせん断抵抗の低下の影響を考慮しない ($\mu = 0$) 場合の $K = 1 - \beta + (r_y / a K_e) \beta$ を用いて整理した結果である図-11と比較するとより良く基準強度式に近づいていることが分かる。

5) 有効長さ係数 K_L の決定

図-2で示したように下路式アーチ橋の場合、アーチリブが座屈によって面外変位を生じると、傾斜した吊材を介してアーチリブに作用する荷重がアーチリブを引戻す成分を持つため、その座屈強度は増加する。図-12は、単材アーチに吊材を設け、吊材の下端の横変位を拘束しつつ吊材下端に載荷した場合の座屈強度を示している。この図には、荷重が傾斜せず鉛直を保つ場合の座屈強度も示しているが(図中—△—)、傾斜荷重の強度曲線(図中—○—)に対して λ_y 軸を0.65倍すると(図中—●—)、鉛直荷重の強度曲線にほぼ重なる事が分かる。したがって、道路桁全体としての面外(水平横方向)曲げ剛性が大きい場合は、 $K_L = 0.65$ として良く図-10、図-11の横軸 λ_y に含まれる K_L には、とりあえずこの値を用いた。

ところが、道路桁全体としての面外曲げ剛性 EI_{ey} が二本のアーチリブを一体と考えた場合の面外曲げ剛性 EI_{ay} に対して小さい場合は、図-6に示す座屈時の面外変位状態でもわかるように、アーチと共に桁

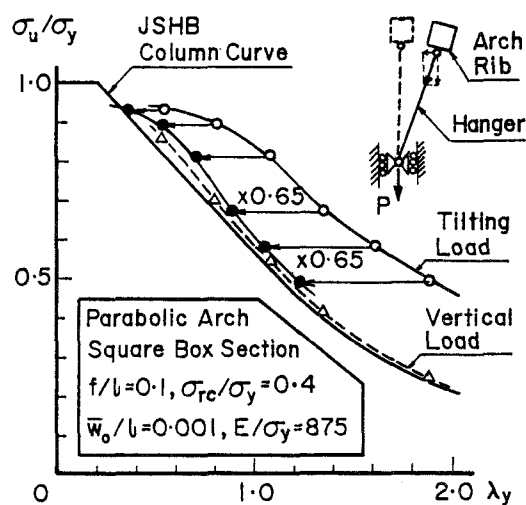


図-12 傾斜した吊材荷重に対する単材アーチの座屈強度 ($\lambda_y = \frac{0.5L}{\pi r_y} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$)

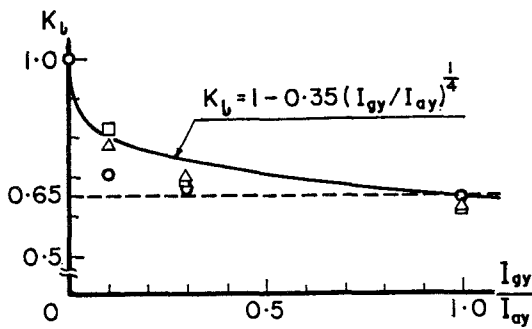


図-13 有効長さ係数 K_L と I_{gy}/I_{ay} の関係

も面外変位するために、図-2で示した吊材の傾斜角が小さくなり、強度もさほど増加しない。このことを考慮して K_L の値を定めるために $\beta = 0.733$ の場合の計算値について必要とされる K_L を I_{gy}/I_{ay} に対して描くと図-13が得られる。これらに対して、安全側になるように I_{gy}/I_{ay} の関数として K_L を定めると $K_L = 1 - 0.35(I_{gy}/I_{ay})^{1/4}$ を得る。 $I_{gy}/I_{ay} > 1.0$ の時は、安全側かつ簡便のため $K_L = 0.65$ なる定数とすることにすれば、結局 K_L は次式とすればよい。

$$K_L = \begin{cases} 1 - 0.35(I_{gy}/I_{ay})^{1/4} & (I_{gy}/I_{ay} \leq 1.0) \\ 0.65 & (I_{gy}/I_{ay} > 1.0) \end{cases} \quad (7)$$

実橋に於ける I_{gy}/I_{ay} の値は、床板の剛性を無視した場合、0.1~2.0、床板の剛性を考慮した場合、1.0~3.0の範囲の値をとると考えてよい。この K_L を用いて λ_y を計算し、表-2の計算結果のすべてをプロットすると図-14が得られる。 $\beta = 0.48$ は通常の実橋では、生じにくい場合であることを考えると全般に基準強度曲線と良く一致した結果が得られる。

3. 中落式アーチ橋の面外座屈強度

1) 数値解析モデル

図-15に示す支間長 $l = 150$ m ライズ $f = 37.5$ m ($f/l = 0.25$) の放物線2-ヒンジアーチを考える。吊材及び支柱の上下端は、アーチ面外の回転に対してヒンジとし、面外曲げ剛性は無視できる構造とした。アーチリブの面外初期たわみは、最大値が $l/1000$ の正弦半波で与えた。図-15の l_o と f_o は、橋面より上の部分を下落式アーチとみなした時の支間長とライズで $l_o = 93.75$ m, $f_o = 14.688$ m, $f_o/l_o = 0.156$ となる。アーチリブ間隔を20 m, 10 m, 5 mと変化さ

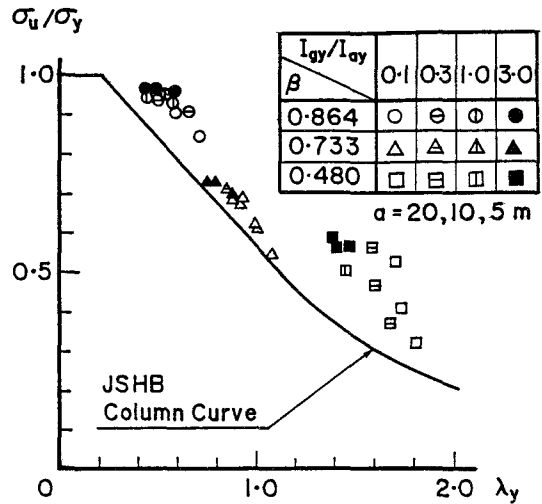


図-14 提案式による整理 (下落式アーチ橋)

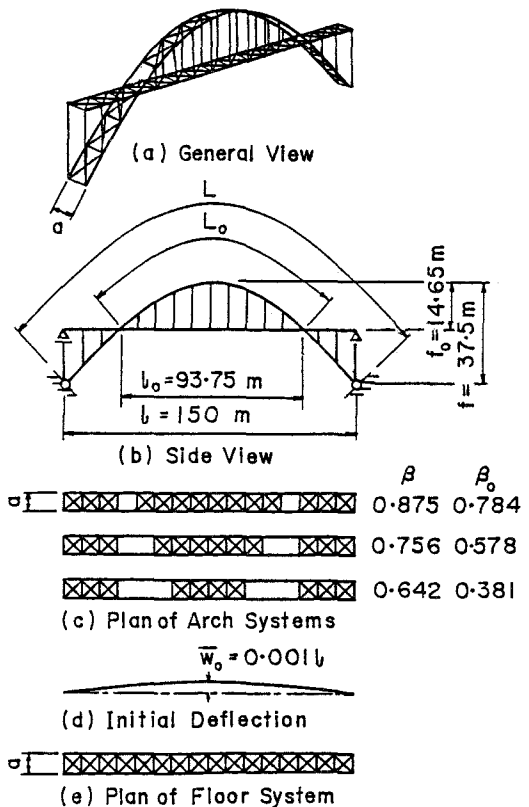


図-15 中落式アーチ橋の解析モデル

表一 3 中落式アーチの座屈強度 σ_u/σ_y

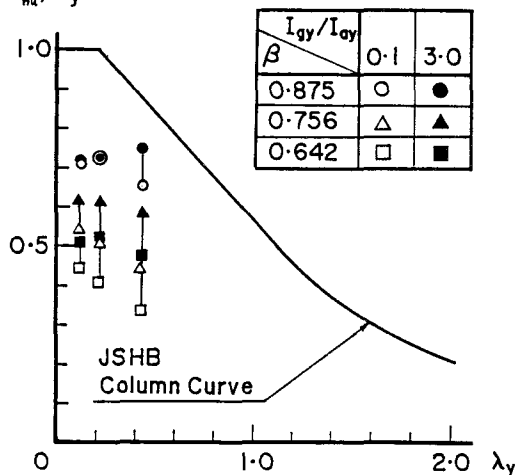
β [β_0]	a (m)	I_{gy}/I_{ay}			
		0.1	0.3	1.0	3.0
0.875 [0.784]	20	1.005	—	1.010	1.010
	10	1.030 (1.030)	—	1.070 (1.050)	1.030 (1.050)
	5	0.920	1.050	1.070	1.060
0.756 [0.578]	20	0.775	—	0.875	0.875
	10	0.725 (0.855)	—	0.825 (0.875)	0.865 (0.905)
	5	0.630	0.750	0.774	0.825
0.642 [0.381]	20	0.630	—	0.680	0.725
	10	0.582 (0.680)	—	0.694 (0.727)	0.742 (0.760)
	5	0.470	0.590	0.633	0.670

表一 4 示方書による算定強度 σ_{Hu}/σ_y

β (β_0)	a	λ	I_{gy}/I_{ay}		
			0.1	1.0	3.0
0.875 (0.784)	20	0.105	0.711	0.714	0.714
	10	0.210	0.728	0.757	0.728
	5	0.418	0.651	0.757	0.750
0.756 (0.578)	20	0.105	0.548	0.619	0.619
	10	0.210	0.513	0.583	0.612
	5	0.418	0.445	0.547	0.583
0.642 (0.381)	20	0.105	0.445	0.481	0.513
	10	0.210	0.412	0.491	0.525
	5	0.418	0.332	0.448	0.474

() 内は、中落式ランガー橋またはローゼ橋の場合 σ_u/σ_y

せると同時に補剛パネル数を14/16～10/16 に変化させて、アーチ全体で考えた β を 0.875, 0.756, 0.642 と変化させる。この時、橋面上を下落式アーチとみなした時の β_0 は 0.784, 0.578, 0.381 となる。荷重条件は、下落式と同様、橋面に等分布荷重が満載する場合を考え、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 SM41 を想定している。構成部材は、支柱断面のみ、部材として座屈しないような断面寸法 ($\square$ -h= b= 40 cm, t=2 cm) とする以外は、すべて下落式アーチに用いたものと同じ断面寸法 (図一 4) とする。道路桁も道路桁全体としての面外曲げ剛性 I_{ay} の二本のアーチリブを一体と考えた面外曲げ剛性 I_{ay} に対する比率が 0.1、1.0、3.0 となるよう断面寸法を決定した。



図一 16 道路橋示方書による整理
(中落式アーチ橋)

2) 道路橋示方書による整理

荷重を増加させ面外変位が急増した荷重を面外座屈強度 σ_u として解析結果をまとめると表一 3 のようになる。この表中、a = 10 m の行の () 内の値は、アーチリブと道路桁の交点を剛結した中落式ランガー橋または、ローゼ橋の場合の座屈強度を示している。ここで、解析した数値モデルについて、道路橋示方書の定義により有効座屈長を求めると

$$l_e = \phi \beta_z l = 1.0 \frac{(0.59 + 0.71)}{2} 150^m = 97.5^m$$

となるので、各モデルの細長比パラメータと算定強度は、表一 4 のようになる。また、解析結果を水平方向終局応力度 $H_u/A\sigma_y = \sigma_{Hu}/\sigma_y$ に計算しなおして図示すると図一 16 のようになる。この結果より、プロットの縦軸の値を、安全率の割り増し分 $2.0/1.7 = 1.18$ 倍して考えても、示方書によるとかなり危険な

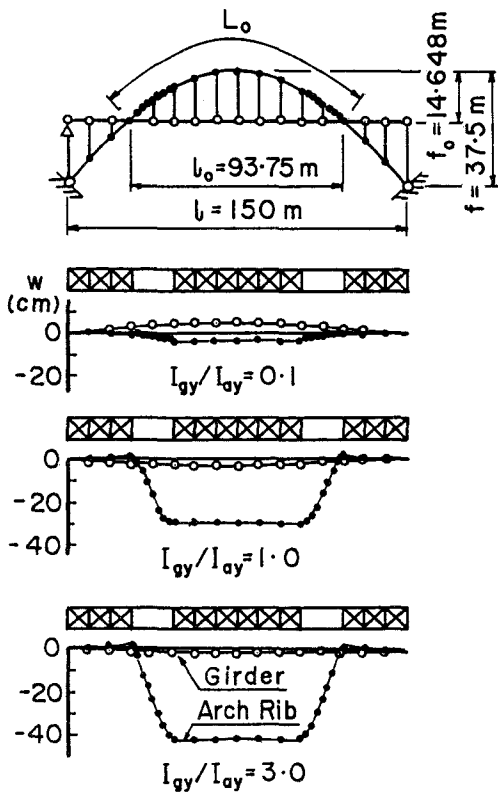


図-1 7 中落式アーチ橋の面外変位
(最終状態、 $a=10$ m, $\beta=0.756$)

評価になることが分かる。下落式アーチ橋のところで見たように、示方書では、補剛域の影響は考慮しないのでアーチリブの補剛率 β が小さくなるほど危険度は大きくなる。これに関して、示方書の解説では、中落式アーチ橋については、別途検討すべきことを述べている。

4) 有効長さ手法による整理

図-1 7 に、中落式アーチ橋の面外座屈時の面外

変位の解析値の例を示す。アーチリブの曲げ変形は、横構のない橋門構部分でのみ生じ、橋面下のアーチリブは、ほとんど変位しないことが分かる。すなわち、橋面より上の部分を取り出して考えると、この部分を下落式アーチ橋と考えた場合の変形とよく類似している。そこで、支間 l_0 、ライズ f_0 、アーチ軸線長 L_0 の下落式アーチとして有効長さ係数を評価し、細長比パラメータを $\lambda_y = (K_0 K_\beta K_L L_0 / \pi r_y) \sqrt{\sigma_y / E}$ として座屈強度を求めると図-1 8、1 9 に示すように基準強度曲線に良く一致し、かつ安全側の値が得られる。図-2 0 は、桁の軸線とアーチの軸線の交点が格点に一致しない場合の面外変位図であるが、この場合も図中の l_0 、 f_0 、 L_0 を持つ下落式アーチ橋として強度を評価すると図-2 1 に示すように安全側の良い対応が見られる。

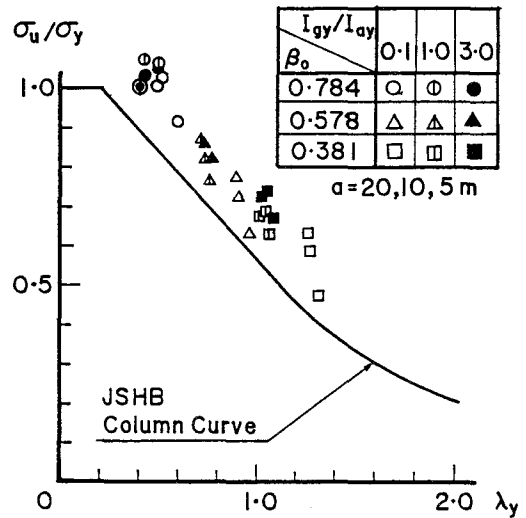


図-1 8 提案式による整理
(中落式ソリッドリブアーチ橋)

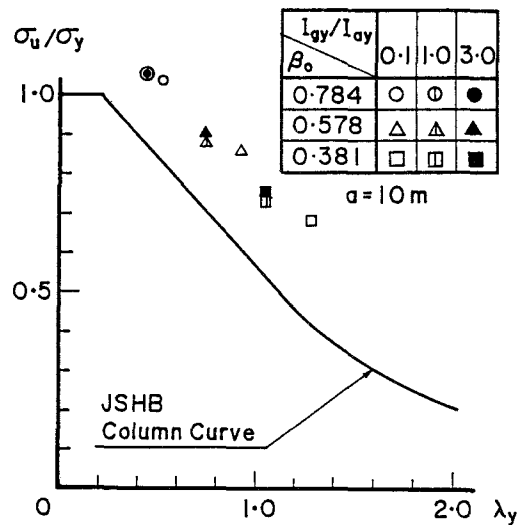


図-1 9 提案式による整理
(中落式ランガー橋または、ローゼ橋)

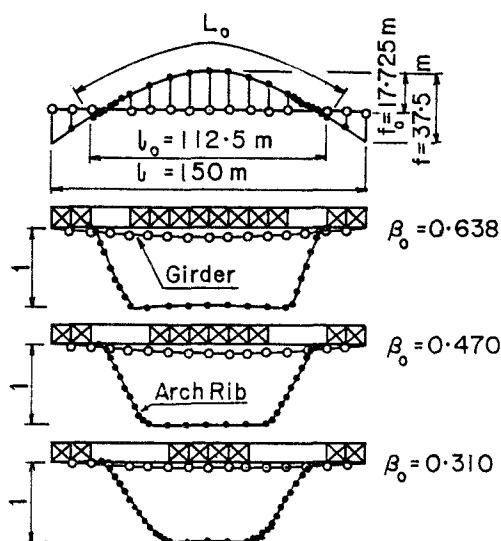


図-20 中路式アーチ橋の面外変位モード
($a=10$ m, $I_{gy}/I_{ay}=1.0$)

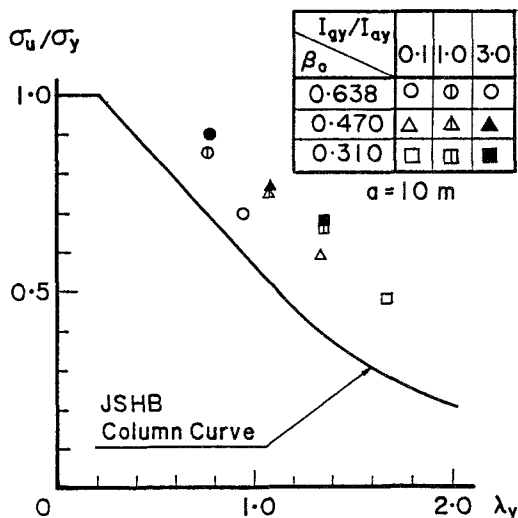


図-21 提案式による整理 (中路式アーチ橋)

4. 強度照査式と適用範囲

1) 下路式及び中路式アーチ橋の面外座屈強度照査式の提案

本文に述べた方法により、細長比パラメータ λ_y を求め直柱の基準強度式に代入して、終局応力度 σ_u が求めれば、終局分布荷重 p_u は、放物線アーチの場合、次式で与えられる。

$$p_u = 2 A \sigma_u / \left(l \sqrt{\frac{1}{16} \left(\frac{l}{f} \right)^2 + 1} \right) \quad (8)$$

したがって、下路式及び中路式アーチ橋の面外座屈強度は、以下の諸式で照査することができる。

$$\nu N_s / A \leq \sigma_u \quad (9)$$

ここに、

ν : 安全率または荷重係数

N_s : 作用荷重 (等分布満載) に対して弾性一次理論によって計算される支点における軸方向力、
放物線アーチの場合

$$N_s = \frac{p l}{2} \sqrt{\frac{1}{16} \left(\frac{l}{f} \right)^2 + 1}$$

A : アーチリブ一本の断面積 (変断面の場合長さにわたる平均値 $A = \sum A_i L_i / L$, $L = \sum L_i$)

σ_u : 終局応力度

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1.0 & (\lambda_y \leq 0.2) \\ \sigma_u / \sigma_y &= 1.109 - 0.545 \lambda_y & (0.2 < \lambda_y \leq 1.0) \\ \sigma_u / \sigma_y &= 1 / (0.773 + \lambda_y^2) & (1.0 < \lambda_y) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

σ_y : アーチリブに使用した鋼材の降伏点応力度 (数種類の鋼材を用いる場合は最低級の鋼種の降伏点応力度)

$$\lambda_y = (K_e K_B K_L S / \pi r_y) \sqrt{\sigma_y / E}$$

$$r_y = \sqrt{I_y / A}$$

I_y : アーチリブ一本の y 軸まわりの断面二次モーメント (変断面の場合長さにわたる平均値

$$I_y = \sum I_{yi} L_i / L, L = \sum L_i)$$

K_e : 支点におけるアーチリブのy軸まわりの回転が固定の時0.5、自由の時1.0

$$K_B = 1 - \beta + 2r_y (0.5 + 0.94\sqrt{\mu}) / (a K_e) \beta$$

β : 下路式アーチ橋では、横構に補剛されたアーチ部分の長さのアーチリブ全長に対する比、
中路式アーチ橋では、橋門部下端より上部を下路式アーチと見なして同様に求める。

a : アーチリブの間隔

μ : 式(4)で示すせん断柔性パラメータ、ただし、中路式アーチ橋の場合 L は L_0 とする。

$$K_I : \begin{cases} 1 - 0.35 (I_{gy} / I_{ay})^{1/4} & (I_{gy} / I_{ay} \leq 1.0) \\ 0.65 & (I_{gy} / I_{ay} > 1.0) \end{cases}$$

I_{ay} : 桁、床組を一体として考えた水平横曲げに対する断面二次モーメント

I_{ay} : 横構と補剛された二本のアーチリブを一体として考えた時のアーチの面外への曲げに対する断面二次モーメント

S : アーチリブの軸線長、下路式アーチにあっては、アーチの全軸線長 L

中路式アーチにあっては、一方の橋門脚部端から他方の橋門脚部端までのアーチの軸線長 L_0

2) 照査式の適用範囲

ここで取り扱った数値モデルは、複雑で多種多様な現実の下路式及び中路式アーチ橋に比較すれば、未だ簡易で限られた範囲のものでしかないが、提案した面外座屈の強度式は、これらのすべての解析値に対して良く一致し、かつ安全側の算定値を与える。

アーチリブの断面積を固定した事は、強度が応力表示であることから一般性を失わないと考えられるし、支間及びライズー支間比が変化しても、座屈長の基準を支間でなくアーチ軸線長にとり、かつ応力を、水平反力に対して計算するのではなく支点軸力より計算するため、一般性を失わないことは、他の研究により明らかになっている^{2) 3) 8) 9)}。

アーチリブの断面が軸線方向に変化する場合、アーチリブの鋼種が軸線方向に変化する場合、アーチ形状が円弧の場合についても、道路桁を考慮しない複弦アーチについては、この強度式が良い算定値を与える事が明らかになっているので^{8) 9)}、そのような場合にもこの照査式を拡張して適用できると考えている。拡張の方法については、上記照査式の中で()内に説明を加えた。

通常のアーチ橋では、橋門部を補強するが、その場合も、上記の変断面の扱いである程度カバーされるし、補強の無いモデルを基準とした本強度評価式は、安全側である。

アーチリブの断面寸法の内、面内座屈を避けるために高さとの比を6としたのは、やや非現実的であり、比の小さい断面よりも大きめの座屈強度を与える。しかし、強度算定式は全般に十分安全側の評価を与えており、この影響をカバーし得るものと考えられる。

最も注意すべきは、横構部材の設計であり、本解析モデルでは、横構部材がアーチ全体としての崩壊に先んじて座屈しないような断面を用いている。横構部材が十分に剛でない場合は、別途解析が必要であることは言うまでもない。横構部材の設計方法については、文献13)で提案している。

5. 結論

下路式及び中路式アーチ橋に対して実橋に近い数値モデルを作成し、主たるパラメータを変化させた有限変位弾塑性解析を行ない、面外座屈強度を求めた。解析結果を参照し、先に報告済みの結果と合わせて、下路式及び中路式アーチ橋の面外座屈強度照査式を提案した。提案式は、ここであつかった数十橋のモデルに対して、実用的には十分な精度でかつ安全側に照査できることを示した。ここで取り扱ったパラメータの種類と範囲の制約はあるものの、提案式は、アーチ系橋梁の許容応力度設計法における照査及び終局強度設計に実用され得るものとする。

参考文献

- 1) Kee, C.F.: Lateral Inelastic Buckling of Tied Arches, Journal of the Structural Div., Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST1, 1961, pp.23-39.
- 2) Sakimoto, T. and Komatsu, S.: Ultimate Load Carrying Capacity of Steel Arches with Initial Imperfections, Preliminary Report of 2nd International Colloquium on Stability of Steel Structures, Feb. 1977, pp.545-550.
- 3) Komatsu, S. and Sakimoto, S.: Ultimate Load-Carrying Capacity of Steel Arches, Journal of the Structural Div., Proc. of ASCE, Vol.103, No.ST12, Dec., 1977, pp.2323-2336.
- 4) 倉西 茂、矢吹哲哉: 側方荷重の影響を考慮した 2-ヒンジ鋼アーチの極限強度について、土木学会論文報告集、No.272, 1978, pp.1-12.
- 5) Sakimoto, T., Yamao, T. and Komatsu, S.: Experimental Study of the Ultimate Strength of Steel Arches, Proc. of JSCE, No.286, June 1979, pp.139-149.
- 6) Sakimoto, T. and Komatsu, S.: Ultimate Strength of Steel Arches under Lateral Loads, Proc. of JSCE, No.292, Oct. 1979, pp.83-94.
- 7) 倉西 茂、矢吹哲哉: 鋼アーチ橋の極限強度に及ぼす横構剛性の影響について、土木学会論文報告集、No.305, 1981, pp.47-58.
- 8) Sakimoto, T. and Komatsu, S.: Ultimate Strength of Arches with Bracing Systems, Journal of the Structural Division, Proc. of ASCE, Vol.108, No.ST5, May 1982, pp.1064-1076.
- 9) Sakimoto, S. and Komatsu, S.: Ultimate Strength Formula for Steel Arches, Journal of Structural Engineering, Proc. of ASCE, Vol.109, No.3, Mar. 1983, pp.613-627.
- 10) Kuranishi, S. and T.Yabuki: Lateral Load Effect on Steel Arch Bridge Design, Journal of the Structural Div., Proc. of ASCE, Vol.110, No.9, 1984, pp.2263-2274.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書、昭和56年2月
- 12) Komatsu, S. and Sakimoto, T.: Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross Sections, Proc. JSCE, No.252, Aug., 1976, pp.143-157.
- 13) Lin, F.J., Glauser, E.C. and Johnston, B.G.: Behavior of Laced and Battened Structural Members, Journal of the Structural Div., Proc. of ASCE, Vol.96, No.St7, July, 1970, pp.1377-1401.

(1987年10月16日受付)