

下路式アーチ橋の面外座屈に対する設計法の一提案

A design method for out-of-plane buckling of through type arch bridges

佐野 泰如*, 北村 明彦*, 尾下 里治**

Yasuyuki Sano, Kitamura Akihiko, Satoji Oshita

*工修, (株)横河ブリッジ, 橋梁本部技術部第1課 (〒273-0026 千葉県船橋市山根町 27)

** 工博, (株)横河ブリッジ, 橋梁本部技術部 (同上)

It may be unreasonable to apply the codes about out-of-plane buckling of through type arch bridges in Specifications for Highway Bridges to bridges without its upper laterals. Such bridges are often designed using out-of-plane effective length calculated by an eigenvalue analysis for the elastic buckling. However, if a simplified design expression is available, the design procedure will be reduced. Therefore, in this paper, eigenvalue analysis of actual bridges was conducted and out-of-plane buckling strength was estimated. Then, the expression, which calculates out-of-plane buckling strength of a Rahmen Assembly Column by considering shear deformation, was proposed and the validity was confirmed.

Key Words: through type arch bridge, out-of-plane buckling, shear deformation

キーワード: 下路式アーチ橋, 面外座屈, せん断変形

1. まえがき

最近, 下路式アーチ橋のアーチリブは, 景観や走行性の要請から上横構を設けた形式が少なくなり, 上支材だけのラーメン形式やバスケットハンドル形式が多くなっている。ところが, 現行の道路橋示方書の面外座屈に対する規定¹⁾は, 十分な横構, 対傾構, 橋門構を備えたアーチ橋を対象にしたもので, このような構造に適用するのは無理がある。したがって, こうした構造のアーチ橋では, 立体骨組構造の弾性座屈解析を行って有効座屈長を算出し^{2), 3)}, 面外座屈に対する照査を行う場合もある。最近では計算機やソフトウェアの普及と発達により, 弾性座屈解析も比較的容易に行うことができるが, 部材設計がある程度終わらなければ確認できず実設計へのフィードバックも容易ではない。また各構成部材の剛性と面外座屈との関係が弾性座屈解析によらずに簡易な式により把握できれば, 部材設計に有用であり, 手戻りの少ない設計を行うことができる。

文献4)においても同様の趣旨で簡易計算法を提案したが, 本文では以下の点に着目して検討を行った。

- ①せん断変形を考慮したラーメン組立柱の面外座屈簡易算定式の提案
- ②実橋(4橋)の面外座屈に対する強度評価による算定式の妥当性
- ③検討提案式による面外座屈試設計

2. ラーメン組立柱の簡易座屈算定式

2.1 平行弦タイプ

アーチリブ構面単独の面外座屈荷重を評価するために考え方の模式図を図1に示す, アーチリブ構面を展開して両端を固定支持したラーメン組立柱を考える。これをせん断変形を考慮した両端固定柱に置き換えて座屈荷重を求めるが, このとき矩形ラーメン(パネル)のせん断断面積を算出する必要がある。なお本文では組立柱のせん断変形に抵抗する断面積(A_w)を, せん断断面積と呼ぶ。

算出にあたっては図1に示すようにパネルごとに考える。矩形ラーメンのせん断座屈時には, 柱の中央部に曲げモーメントが0となる点(仮想ヒンジ)が生じる。そこで, このヒンジを境に左右の門形ラーメンの座屈荷重が等しくなるようにヒンジ位置を求める。この門形ラーメンのせん断断面積が, 矩形ラーメンせん断断面積と等しくなる。

(1) 門型ラーメンのせん断断面積

門型ラーメンを矩形板の片持梁に置き換えた場合の矩形板のせん断断面積は, 式(3)のように表わすことができる。これは門型ラーメンのたわみ(式(1))と片持梁のせん断変形によるたわみ(式(2))とが等しい($\delta_1 = \delta_2$)という条件より導かれる(図2)。ここで E : ヤング率, G : せん断弾性係数であり, その他の変数は図中に示す。

組立柱

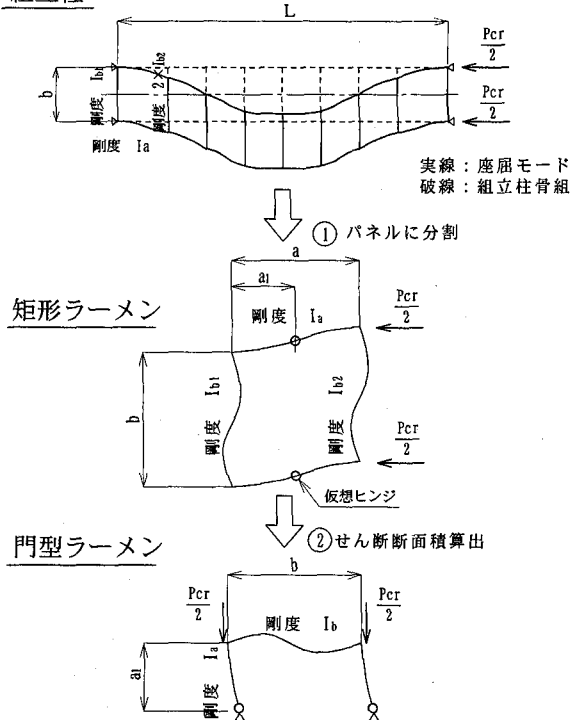


図1 ラーメン組立柱の座屈

$$\delta_1 = \frac{P}{2} \left(\frac{a_1^3}{3EI_a} + \frac{a_1^2 b}{6EI_b} \right) \quad (1) \quad \delta_2 = \frac{Pa_1}{GA_w} \quad (2)$$

$$A_w = \frac{12E}{G \left(\frac{a_1 b}{I_b} + \frac{2a_1^2}{I_a} \right)} \quad (3)$$

(2) 仮想ヒンジ位置の決定

せん断座屈時の矩形ラーメンのヒンジ位置は、左右の門型ラーメンの座屈荷重が等しいという条件より式(4)のように導かれる。式(4)の誘導には、次項で述べる $P_{cr} \approx GA_w$ の近似条件を用いている。 a_1 を求めれば、パネルのせん断断面積は式(3)から求められる。

式(4)は特に $I_{b1} = I_{b2}$ のとき、 $a_1 = a/2$ となる。

$$a_1 = \frac{abI_a I_{b1} + 2a^2 I_{b1} I_{b2}}{bI_a(I_{b1} + I_{b2}) + 4aI_{b1} I_{b2}} \quad (4)$$

(3) 組立柱の座屈荷重

組立柱をせん断変形を考慮した両端固定柱に置き換えた場合の座屈荷重は式(5)～(7)で表わされる⁹⁾。ここで、 I_z : 片側アーチリブの鉛直軸まわりの断面二次モーメント、 A_0 : 片側アーチリブの断面積である。組立柱の座屈荷重は式(3)により算出したせん断断面積を式(5)に代入することにより得られる。ここで算出

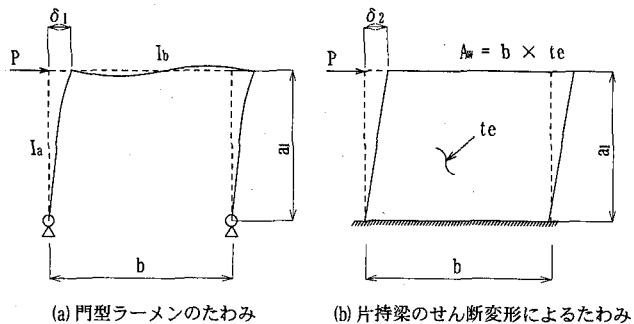


図2 門型ラーメンの剛性

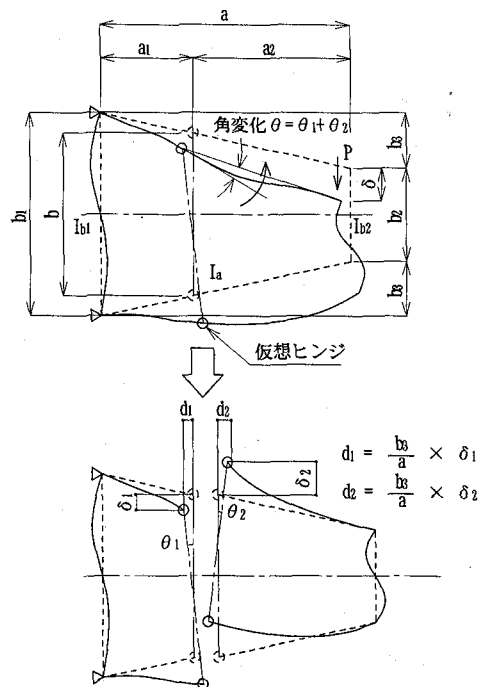


図3 台形ラーメンの変形形状

る A_w については、組立柱をパネルに分解して、次の2ケースで考える。

- ① 各パネルのせん断剛性が全橋で大きな差がない場合
→ 各パネルで求め平均をとる。
- ② 各パネルでせん断剛性が大きく異なる場合
→ 最も小さいパネルが弱点となるため、その A_w を用いる。

また式(5)より特に $GA_w \ll P_{cr0}$ の場合、 $P_{cr} \approx GA_w$ とすることができ、ラーメンタイプの組立柱ではせん断剛性 (GA_w) が小さいので、この近似式が十分適用可能である。

$$P_{cr} = P_{cr0} \frac{1}{1 + \frac{P_{cr0}}{GA_w}} \quad (5)$$

$$P_{cr0} = \frac{\pi^2 EI_z}{(L/2)^2} \quad (6) \quad I_z = 2I_z + \frac{A_0 b^2}{2} \quad (7)$$

2. 2バスケットハンドルタイプ

考え方は平行弦タイプと同じだが、パネルの形状が台形のため、せん断剛性が平行弦タイプと比較すると増加するので、その

効果を検討する。

台形ラーメンの座屈時には矩形ラーメンと同様に、図3のようにパネルの中間に仮想ヒンジが生じる。矩形ラーメンと異なる点はヒンジ位置で角変化 θ が生じ、先端のたわみが減少することである。よってこの角度を補正すれば先端のたわみが分かり、たわみの関係式から矩形ラーメン（平行弦）の様に台形ラーメンのせん断断面積を求められる。

角変化 θ_1 , θ_2 は図3より式(8), (9)のように表わすことができる。これよりたわみの減少量 Δ が求まり（式(10)）、先端のたわみは式(11)で表わされる。このたわみと片持梁のせん断変形によるたわみとが等しいという条件より、台形ラーメンのせん断断面積（ A_{wb} ）は式(12)となる。この式より A_{wb} は A_w を形状で決まる係数（断面には依存しない） α （式(13)）で割った形で表わされることが分かる。よって矩形ラーメンとは形状による差しかない。

$$\theta_1 = \frac{d_1}{b/2} = \frac{2b_3}{ab} \delta_1 \quad (8) \quad \theta_2 = \frac{d_2}{b/2} = \frac{2b_3}{ab} \delta_2 \quad (9)$$

$$\Delta = (\theta_1 + \theta_2) a_2 = \frac{2a_2 b_3}{ab} (\delta_1 + \delta_2) \quad (10)$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 - \Delta = \frac{P}{GA_w} \left(a - \frac{2a_2 b_3}{b} \right) \quad (11)$$

$$A_{wb} = A_w / \alpha \quad (12)$$

$$\alpha = 1 - \frac{2a_2 b_3}{(ab_1 - 2a_1 b_3)} \quad (13)$$

ここで a_1 は $I_{b1}=I_{b2}=I_b$ のとき、次式(14)で表わされる。

$$a_1 = \frac{a(b_2 I_a + 2a I_b)}{b_1 I_a + b_2 I_a + 4a I_b} \quad (14)$$

3. 実橋（4橋）の面外座屈に対する強度

3. 1 解析モデル

実橋の面外座屈強度を計算することで、座屈性状と提案式(5)の妥当性を確認する。そこで、実際に施工された下路式アーチ橋の中から、アーチリブ構造の違いに着目して4橋を選び、それぞれの面外座屈強度について、弾性座屈解析を行った。各アーチ橋の形状および断面諸元は図4に示す通りである。アーチリブのタイプは以下の通り。

- ・ A 橋：横構補剛タイプ
- ・ B 橋：L/B 大（細長い） ラーメンタイプ
- ・ C 橋：L/B 小（寸胴） ラーメンタイプ
- ・ D 橋：バスケットハンドルタイプ

弾性座屈解析は全橋モデルの立体骨組と、アーチリブ、支材、上横構からなる組立柱を図1のように一平面に展開した平面骨組について行った。アーチリブのみの解析をしたのは、提案式(5)の妥当性を確認するためである。なお荷重は道示Ⅱ11.4.(2)に

従い、死荷重+活荷重（全載）を載荷して解析を行った。

3. 2 実橋解析結果

実橋の下路式アーチ橋4橋について行った弾性座屈解析の結果を図5、表1に示す。着目した点は座屈モード、アーチリブのせん断断面積、アーチリブの面外有効座屈長、提案式(5)の妥当性である。

(1) 面外座屈モード

本文で対象としているのは下路式アーチ橋の面外座屈であり、解析より得られた面外座屈の1次モードについて検討する。図5のモード図からA橋、B橋については橋門構部で局部的に座屈した逆対称モード、C橋、D橋は対称2次モードで全体的に柱として座屈していることが分かる。一般的に下路式アーチ橋では建築限界の制約により橋門構部の座屈長が長くなる傾向にあるので、橋門構部が弱点となる。解析結果からもA橋、B橋については橋門構部で座屈しており、その傾向が現れている。しかしC橋、D橋は全体的に座屈しているので、橋門構部が弱点となっていない。本文ではこの差異に着目し、以下橋門構部で座屈するものを橋門構座屈、全体的に座屈するものを全体座屈と呼ぶことにする。

(2) アーチリブ構面のせん断断面積

解析の対象とした4橋のアーチリブ構造は大きく2種類に分けられる。すなわちA橋はアーチリブが上横構により補剛されており、橋門構部のみラーメン形式の構造である。それに対してB、C、D橋は上横構によって補剛されていない構造である。このように斜材のない構造は、せん断変形の影響が大きく、無視することができない。そこでせん断断面積で比較することで、せん断変形の影響を検討する。また面外座屈モードの比較結果より橋門構座屈と、全体座屈の2種類の座屈形態が存在しているので、橋門構部とアーチリブ全体の平均せん断断面積をそれぞれ式(3)および式(12)より求めた結果を表1に示す。

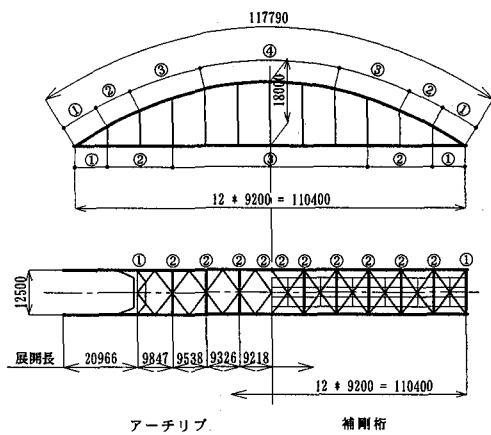
この結果よりA、B、D橋はアーチリブ全体平均と比較して橋門構部のせん断剛性が小さく、C橋はアーチリブのせん断剛性の差が小さいことが分かる。この結果、バスケットハンドルタイプのD橋を除いて面外座屈モードの比較結果の傾向と一致しており、アーチリブのせん断断面積を比較することでその傾向をつかむことができる。逆にバスケットハンドル形式については座屈モードとせん断剛性との関係が一致しない。これはアーチリブ中央部では組立柱としての面外曲げ剛性が小さくなるので、せん断剛性だけで正確に評価できないからである。

(3) アーチリブの面外有効座屈長

設計時に弾性座屈解析を行わない場合、アーチリブの面外方向の有効座屈長は、支材間隔とすることが多い。しかし実際に弾性座屈解析を行い、アーチリブの座屈軸力 N_{cr} から式(15)により座屈長を算出すると、支材間隔よりも長くなることがある。

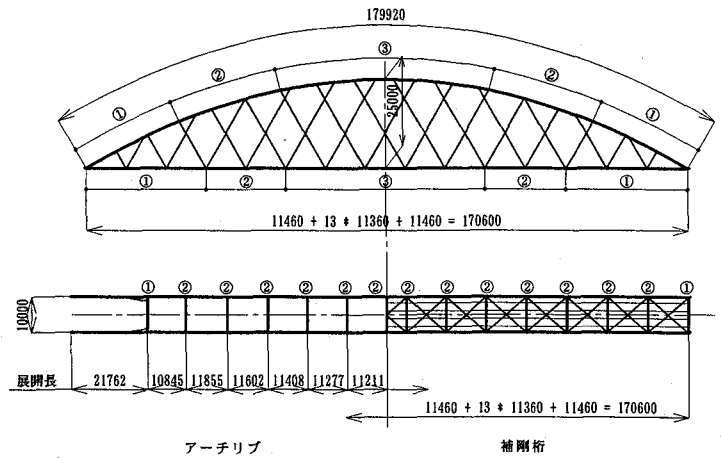
$$L_e = \pi \sqrt{\frac{EI_z}{N_{Cr}}} \quad (15)$$

A 橋



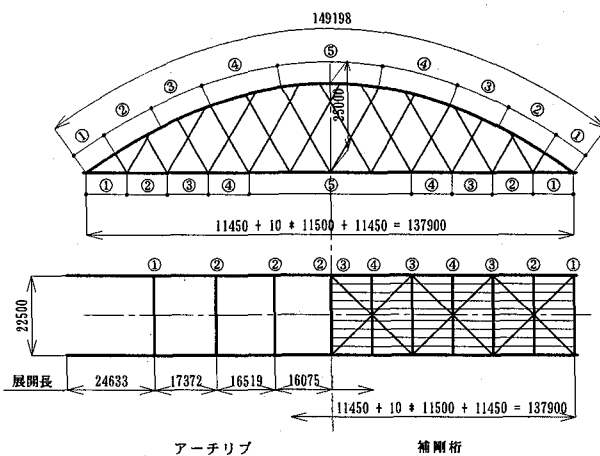
部 材		断面番号			
		①	②	③	④
アーチリブ	A (㎡)	0.08938	0.09523	0.08878	0.07793
	Iy (㎡)	0.02961	0.03251	0.02869	0.02582
	Iz (㎡)	0.01270	0.01316	0.01137	0.01090
補剛桁	A (㎡)	0.05468	0.05868	0.06268	
	Iy (㎡)	0.01607	0.01783	0.01960	
	Iz (㎡)	0.00816	0.00849	0.00882	
吊 材	A (㎡)	0.01426			
	Iy (㎡)	0.00032			
	Iz (㎡)	0.00012			
支 材	A (㎡)	0.04349	0.00890		
	Iy (㎡)	0.00655	0.00038		
	Iz (㎡)	0.00200	0.00002		
横 桁	A (㎡)	0.02798	0.02354		
	Iy (㎡)	0.00876	0.00678		
	Iz (㎡)	0.00019	0.00014		

B 橋



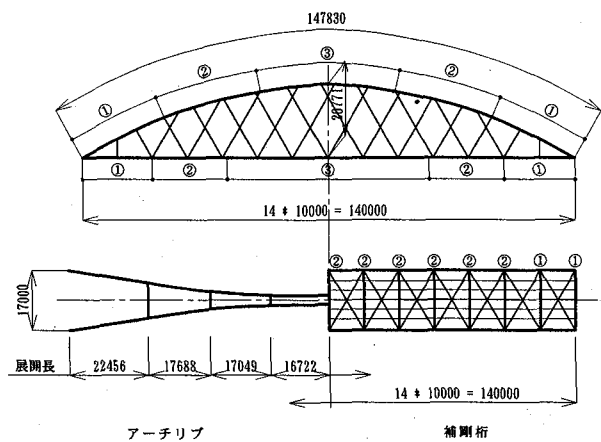
部 材		断面番号		
		①	②	③
アーチリブ	A (㎡)	0.10920	0.10350	0.07800
	Iy (㎡)	0.03500	0.03201	0.02184
	Iz (㎡)	0.01344	0.01301	0.01010
補剛桁	A (㎡)	0.06970	0.06210	0.05830
	Iy (㎡)	0.02366	0.01975	0.01782
	Iz (㎡)	0.00896	0.00839	0.00810
吊 材	A (㎡)	0.00198		
	Iy (㎡)			
	Iz (㎡)			
支 材	A (㎡)	0.05090	0.00643	
	Iy (㎡)	0.00542	0.00876	
	Iz (㎡)	0.00421	0.00501	
横 桁	A (㎡)	0.00723	0.02780	
	Iy (㎡)	0.02073	0.00951	
	Iz (㎡)	0.01041	0.00016	

C 橋



部 材		断面番号				
		①	②	③	④	⑤
アーチリブ	A (㎡)	0.19520	0.18220	0.15020	0.13980	0.13020
	Iy (㎡)	0.11674	0.11179	0.08396	0.07880	0.06889
	Iz (㎡)	0.03868	0.03702	0.03066	0.02793	0.02623
補剛桁	A (㎡)	0.15680	0.12720	0.12000	0.10800	0.10080
	Iy (㎡)	0.10600	0.08910	0.08151	0.06897	0.06150
	Iz (㎡)	0.03431	0.02671	0.02585	0.02441	0.02355
吊 材	A (㎡)	0.00350				
	Iy (㎡)	0.07920	0.05980			
	Iz (㎡)	0.03406	0.01512			
支 材	A (㎡)	0.11889	0.01398			
	Iy (㎡)	0.11760	0.13550	0.11330	0.11620	
	Iz (㎡)	0.09157	0.12822	0.09208	0.09566	
横 桁	A (㎡)	0.01912	0.01980	0.01827	0.01578	
	Iy (㎡)					
	Iz (㎡)					

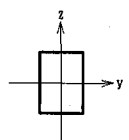
D 橋



部 材		断面番号		
		①	②	③
アーチリブ	A (㎡)	0.12920	0.10830	0.09460
	Iy (㎡)	0.05570	0.04635	0.03766
	Iz (㎡)	0.02587	0.02174	0.02024
補剛桁	A (㎡)	0.09180	0.08460	0.07740
	Iy (㎡)	0.03789	0.03361	0.02937
	Iz (㎡)	0.01813	0.01727	0.01641
吊 材	A (㎡)	0.00280		
	Iy (㎡)	0.03004		
	Iz (㎡)	0.00380		
支 材	A (㎡)	0.07642	0.07102	
	Iy (㎡)	0.02562	0.02376	
	Iz (㎡)	0.00856	0.00820	

図 4 解析モデル

A (㎡): 断面積
Iy (㎡): y軸回りの断面2次モーメント
Iz (㎡): z軸回りの断面2次モーメント



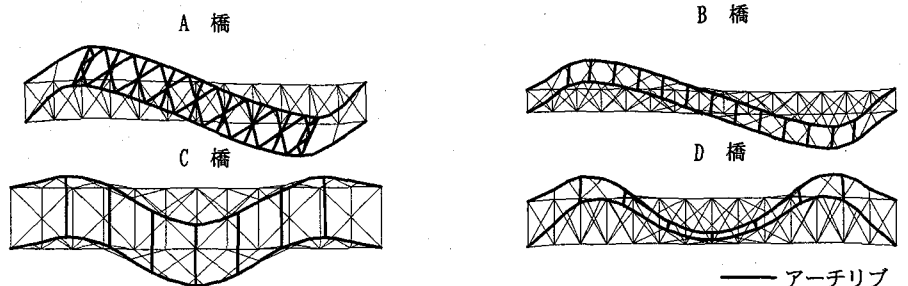


図5 面外座屈モード

表1 実橋の解析結果

		A 橋	B 橋	C 橋	D 橋
せん断断面積 $A_w(m^2)$	橋門構部	0.00071	0.00102	0.00152	0.00092
	全橋平均	0.00912	0.00148	0.00130	0.00136
座屈軸力 $P_{cr}(tf)$	立体骨組モデル	18395	11943	16851	16444
	平面骨組モデル	6407	7939	11486	9969
	式(5)	5712	7864	10433	7457
面外有効 座屈長 $L_e(m)$	設計値(L_e)	20.966	21.762	24.632	22.736
	解析値(L_e)	24.712	28.038	30.449	26.503
	L_e/L_e	1.18	1.29	1.24	1.17
ϕ' (道示 $\phi \approx 0.65$)		0.59	0.82	0.83	0.78

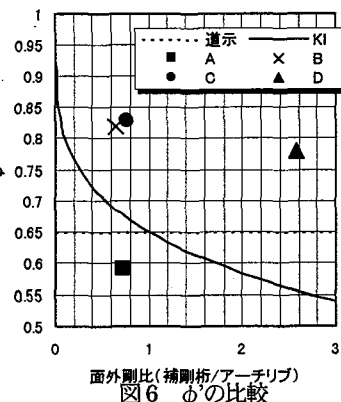


図6 ϕ の比較

そこで実橋において設計時に考慮したアーチリブの有効座屈長と実際の座屈長を橋門構部で比較し、表1にまとめた。これより、各橋梁共に設計時に想定した面外有効座屈長は解析結果と比較して2割～3割短くなっており、設計上危険側となっていることが分かる。これは平面骨組の解析より、アーチリブのせん断変形が影響していると考えられる。

(4) 提案式の妥当性

座屈軸力について組立柱の面外座屈算定式(5)の値と解析値では、バスケットハンドル形式はやや差が大きい。この他は平面骨組モデルの結果とほぼ一致している。なおここで用いているせん断断面積 A_w は橋門構部が小さいA、B、D橋については橋門構部の値を、全体平均が小さいC橋については全体の平均値を用いている。よって橋門構部が全体平均の小さい方で用いるせん断断面積を決定し、式(5)を適用することでアーチリブと支材からなる組立柱の面外座屈軸力を評価できることが分かった。

4. 提案式による面外座屈設計法

4.1 立体骨組モデルの座屈軸力算出法

弾性座屈解析によらず提案式(5)から立体骨組の面外座屈軸力が評価できれば、設計上有用である。そこで組立柱に補正係数 ϕ' を導入し、立体骨組の座屈軸力を求める。 ϕ' は有効座屈長に掛かる係数と考え、立体骨組面外座屈軸力(P_{cr3D})と平面骨組面外座屈軸力(P_{cr2D})との関係から式(16)のように表わされる。これを式(17)のように書き改めると ϕ' が大きくなるほど立体骨組の座屈軸力が小さくなる関係が分かる。この ϕ' の値を表1に示す。これよりA橋を除いて ϕ' は0.8程度の値となっている。

一方下路式アーチ橋には、補剛桁がアーチリブの面外変形を引

$$\phi' = \sqrt{\frac{P_{cr2D}}{P_{cr3D}}} \quad (16)$$

$$P_{cr3D} = \frac{P_{cr2D}}{\phi'^2} \quad (17)$$

き戻す吊材効果が知られている。道示の規定(道示 $\phi \approx 0.65$)では、パラメータ ϕ でこの効果を表わしている。また文献2)、7)では吊り材効果を表す係数KIを与えている。これは本文で扱う ϕ' とは定義が異なるが、 ϕ' にも吊材効果の影響は含まれている。そこで補剛桁とアーチリブの面外剛性比をパラメータにした比較を図6に示すが、B、C、Dの3橋については ϕ' の値が ϕ 、KIよりも大きな値となる。これはラーメン形式のアーチリブを有する下路式アーチでは、横構で補剛されたものより ϕ' が大きくなる可能性を示している。

ϕ' は吊材効果の影響を含み、アーチリブと補剛桁の剛性のバランスにより変化するので評価が難しい。しかし定量的に評価できれば、提案式(5)に ϕ' を考慮することで立体骨組の座屈軸力を把握することができる(式(18))。ここで P_{cr} は式(5)により算出されるせん断変形を考慮した組立柱の面外座屈荷重である。本文では ϕ' を推定し、座屈設計を試みる。

$$P_{cr3D} = \frac{P_{cr}}{\phi'^2} \quad (18)$$

4.2 面外座屈に対する設計法

実橋解析結果から、実橋アーチリブの有効座屈長は設計で考慮しているものより長く、危険側となることがある。このように設計時と弾性座屈解析時とで後者の方が危険側になる場合、断面の変更の可能性が生じ、設計の手戻りとなる。よってここで解析結果と大きな差異のないように、提案式を用いて座屈設計するこ

表3 補強後の解析結果

		A 橋	B 橋	C 橋	D 橋
せん断断面積 $A_w(m^2)$	橋門構部	0.00137	0.00183	0.00175	0.00197
	全橋平均	0.00936	0.00252	0.00220	0.00168
座屈軸力 $P\alpha(tf)$	立体骨組モデル	20096	14525	25949	19850
	平面骨組モデル	10623	11023	15181	11637
	式(5)	11116	13611	17613	15969
面外有効 座屈長 $Le(m)$	設計値(Le_1)	20.966	21.762	24.632	22.236
	解析値(Le_2)	23.643	25.425	24.537	24.122
	Le_2/Le_1	1.13	1.17	1.00	1.06
ϕ' (道示 $\phi \approx 0.65$)		0.73	0.87	0.77	0.77

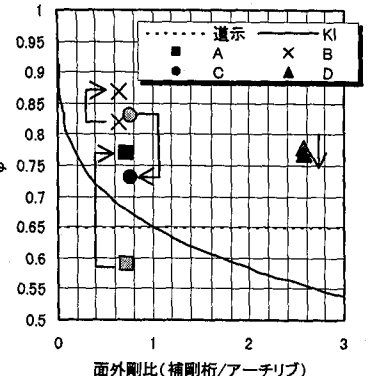


図8 補強後の ϕ'

全体座屈

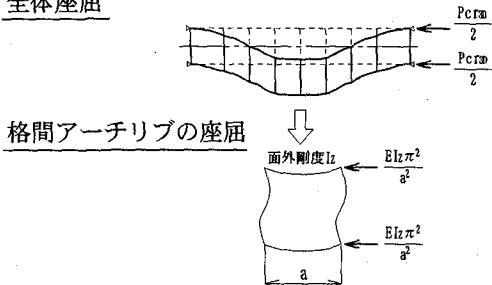


図7 座屈設計

とを考え、その効果について検討する。

座屈設計の考え方は、設計で想定した有効座屈長が正しいことが前提となる。そこで設計時想定した有効座屈長（支材間隔）で実際に格間アーチリブが座屈するようにパネルのせん断剛性を大きく設計すればよい。具体的にはせん断変形を考慮したパネルの面外座屈軸力は式(5)により与えられる。これに補正係数 ϕ' を考慮した荷重（式(18)）より格間アーチリブの面外座屈軸力の方が小さくなるように設計する。その結果、全体座屈より格間アーチリブが先に座屈するという条件（図7）を満たすことになる。この条件を式に表わすと次式(19)のようになる。

$$P_{cr3D} > 2 \frac{EI_z \pi^2}{a^2} \quad (19)$$

ここで Le アーチリブの面外断面二次モーメント a アーチリブの格間長である。

4.3 支材の必要剛度

式(19)の条件式を満たすことでせん断変形によるパネルの座屈軸力が格間アーチリブの座屈軸力よりも大きくなり、設計で想定している有効座屈長でアーチリブが座屈することになる。この条件を満たすためにはアーチリブ断面や支材剛度、格間長、アーチリブ間隔等を変数として変化させればよい。この中で変化することによって設計上影響が少ないのは、支材剛度である。そこで支材の必要剛度 (I_{breq}) の条件に置き換えた条件式を以下に示す。

$$I_{breq} > \frac{b}{a(k_1 - 2r) - k_2} I_a \quad (20)$$

$$k_1 = \frac{6}{\phi^2 \pi^2 r}, k_2 = \frac{3L^2}{\pi^2 r a} \frac{I_a}{I_g} \quad (21)$$

$$r = \frac{a_1}{a} \quad (22)$$

なお式(20)は平行弦ラーメンの条件式を与えているが、バスケットハンドル形式の場合も式(13)の α を用いることにより、 $k_1' = k_1/\alpha$, $k_2' = k_2/\alpha$ とおくことで同様の条件式を得る。ここで a : パネル間隔, b : 主構間隔, L : アーチリブの展開長, I_a : 単パネルのアーチリブ面外断面二次モーメント, I_g : 組立柱の面外断面二次モーメント（式(7)）を表わす。

式(20)は特に $a_1 = a/2$ ($r = 1/2$) のとき、次式で表わされる。

$$I_{breq} > \frac{b}{a \left(\frac{12}{\phi^2 \pi^2} - 1 \right) - \frac{6L^2 I_a}{\pi^2 a I_g}} I_a \quad (23)$$

4.4 補強後の解析結果

支材剛性条件の有効性を確認するため、式(20)の条件式により実橋モデルの橋門構、支材の剛性を大きくし再度解析を行った。その結果を表3に示す。なお座屈モードは補強前とほとんど変化がなかったので省略する。ここで剛性を大きくしたパネルは橋門構部のせん断断面積の小さいA, B, D 橋は橋門構部分、全体平均が小さいC 橋は橋門構、支材全てである。なお式(21)の補正係数 ϕ' は吊材効果と考えると、実橋解析結果からA 橋は効果が大きかったため道示の規定の0.65を、他の3 橋は0.80を想定した支材の面外剛性は式(20)を満足させると実橋より4~10 倍程度大きくなった。

表3の結果から形式により異なるが、実橋よりも座屈軸力が上昇し、有効座屈長も設計時に想定した長さに近づいていることが分かる。また図8に示す通り補正係数 ϕ' の値は、補強前には他の3 橋と比較し小さかったA 橋で大きくなる。その結果4 橋の差が小さくなり、道示の値と比較すると大きくなる（危険側となる）傾向が見られる。さらに平面骨組モデルと式(5)の値を比較すると式(5)の方が大きくなっており、実橋解析結果と異なる。これは格間アーチリブ単材の面外座屈が、せん断変形による面外座屈よりも先に生じることを意味している。これから全体の座屈モードには現れないが、各パネルで見ると座屈形態が変化していることが分かる。これらより、アーチリブを式(20)の条件を満たすようにせん断変形に対して極端に弱いパネルを無くし、バランスよく橋門構や支材を設計することで、面外座屈強度が増し、ラーメン形式であってもせん断変形による面外座屈は生じなくなることが分かる。

5. まとめ

本文で得られた知見を以下にまとめる.

- ・実橋では橋門構座屈するものと、全体座屈をするものがあり、アーチリブを組立柱として各パネルのせん断断面積を比較することで、バスケットハンドル形式を除き、座屈形態の推定ができる.
- ・本文の提案式によりアーチリブ、支材および横構からなる組立柱の座屈軸力を推定することが可能である.
- ・本文の提案式に補正係数 ϕ' を考慮することで面外有効座屈長が極端に長くならないように支材の剛度を事前検討することが可能である.

6. 今後の課題

本文では提案式に補正係数 ϕ' を適用し、座屈設計を試みた.

今後の課題を以下に挙げる.

- ・アーチリブ、補剛桁のせん断剛性を考慮した ϕ' の定量的評価
- ・上路式アーチへの適用
- ・実設計での有効性

式(20)の条件式では ϕ' の影響が大きく、形式により異なる

ϕ' を定量的に評価できれば、より実用的になると考える.

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 II鋼橋編 pp. 316~320 1996. 12.
- 2) (社)土木学会:鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物 p161 1997. 5.
- 3) 崎元達郎, 坂田力, 小堀俊之:弾性固有値解を用いた有効長さ手法による鋼アーチ系橋梁の弾塑性面外座屈強度の算定, 構造工学論文集 Vol. 37 A, 1991 年 3 月
- 4) 尾下里治:下路式アーチ橋の面外座屈に関する簡易計算法, 土木学会第 52 回年次学術講演会論文集, I-A280 pp. 558~559, 1997 年 9 月
- 5) コロナ社:座屈理論 チモシェンコ著, pp. 95~101, 1971 年 10 月
- 6) (社)日本鋼構造協会:構造物の立体挙動と設計法.JSSC テクニカルレポート No. 21, pp. 23~24, 1992. 4.
- 7) 崎元達郎, 鶴田栄一, 坂田力:下路式および中路式アーチ橋の弾塑性面外座屈強度, 構造工学論文集 Vol134 A, 1988 3 月

(1999 年 9 月 17 日 受付)