

上路式アーチ橋の耐震設計による影響と単弦アーチ橋の提案

Influence by the earthquake resistance design of deck arch bridge and Proposal of arch bridge with single rib

鈴木克弥*, 佐々木猛**, 篠原健太郎**, 尾下里治***

Katsuya Suzuki, Takeshi Sasaki, Kentarou Shinohara, Satoji Oshita

* (株)横河ブリッジ 橋梁営業本部技術部第一課 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27番地)

** 工修 (株)横河ブリッジ 橋梁営業本部技術部第一課 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27番地)

*** 工博 (株)横河ブリッジ 取締役・橋梁営業本部技術部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27番地)

When we design steel deck arch bridge, if we use a dynamic analysis, it is in the trend that the section becomes very big. In this study, we clear the relation between natural period and section force during earthquake, for existing steel deck arch bridge, that long natural period is advantageous on an earthquake proof structural design is confirmed. Also, we examine an advantageous structural form for the earthquake from the viewpoint of long natural period. Concretely examples, when we use arch bridge with single rib, there are many structural advantages such as the solution of the negative reaction force, although it does not reach to the reduction of steel heavy.

Key Words: deck arch bridge, natural period, section force during earthquake, arch bridge with single rib

キーワード: 上路式アーチ橋, 固有周期, 地震時断面力, 単弦アーチ橋

1. はじめに

平成8年の道路橋示方書耐震設計編V¹⁾(以下道示Vとする)の改定以来,地震時の挙動が複雑な鋼上路式アーチ橋は動的解析が義務づけられてきた。これに伴い近年一般的に行われている耐震設計法では,動的解析により算出した断面力に対して,部材の降伏以下となるよう安全率1.7を用いて断面計算を行っているが,従来からの常時,あるいは震度法で求めた断面に対して,非常に大きくなる傾向にある。

また,平成14年3月に道示V¹⁾が改訂され,耐震設計の方針がより明確に示された。これによると,橋の重要度によって設計地震動と耐震性能の組合せが整理され,たとえば,重要度の標準的な橋のレベル2の地震動に対する耐震性能は耐震性能2(地震による損傷が限定的なものにとどまり,橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能)と規定されている。本来であれば耐震性能2に対する照査は,部材の塑性化を適切に考慮して行うべきではあるが,アーチ橋のアーチリブのように橋全体系の挙動や安定性に大きな役割を担う部材や,常時において高軸力が作用し,地震時にはその軸力が変動するような部材に関しては,その動的特性がまだ十分に把握されていないことから,現実的には塑性化を考慮することは難しく,前述したように降伏以下となるように断面設計しているのが現状である。

一方,道示Vによると,地震時の応答値は橋の固有周期

により左右され,固有周期を加速度応答スペクトルのピークからはずしてやることで,耐震設計上有利であることは,過去の検討^{2),3)}から明らかとなっている。

そこで,本検討では実在するいくつかの鋼上路式アーチ橋に対して,固有周期と地震時断面力の関係を明確にしたのち,耐震性能上有利な構造形式を検討する。具体的には面外の固有周期が比較的長く耐震性能上有利で,なおかつ面外の地震力に対してアーチリブの断面力の増加がほとんど発生しない,単弦の鋼上路式アーチ橋を提案する。

2. 既存橋の耐震性能の検討

2.1 対象橋梁

既存のRC床版を有する鋼上路式アーチ橋のうち,支間長の異なる5橋を対象とした。具体的な側面形状を図-1に,断面形状を図-2に示す。

対象橋梁は設計時期が同時期ではないため,活荷重や地震時荷重の考え方が必ずしも一致していない。従って現在の設計からすると断面がやや小さい物も存在するが,本検討では活荷重・地震荷重を再度同条件で比較するため,断面性能はあえて当初設計時の値をそのまま用いた。

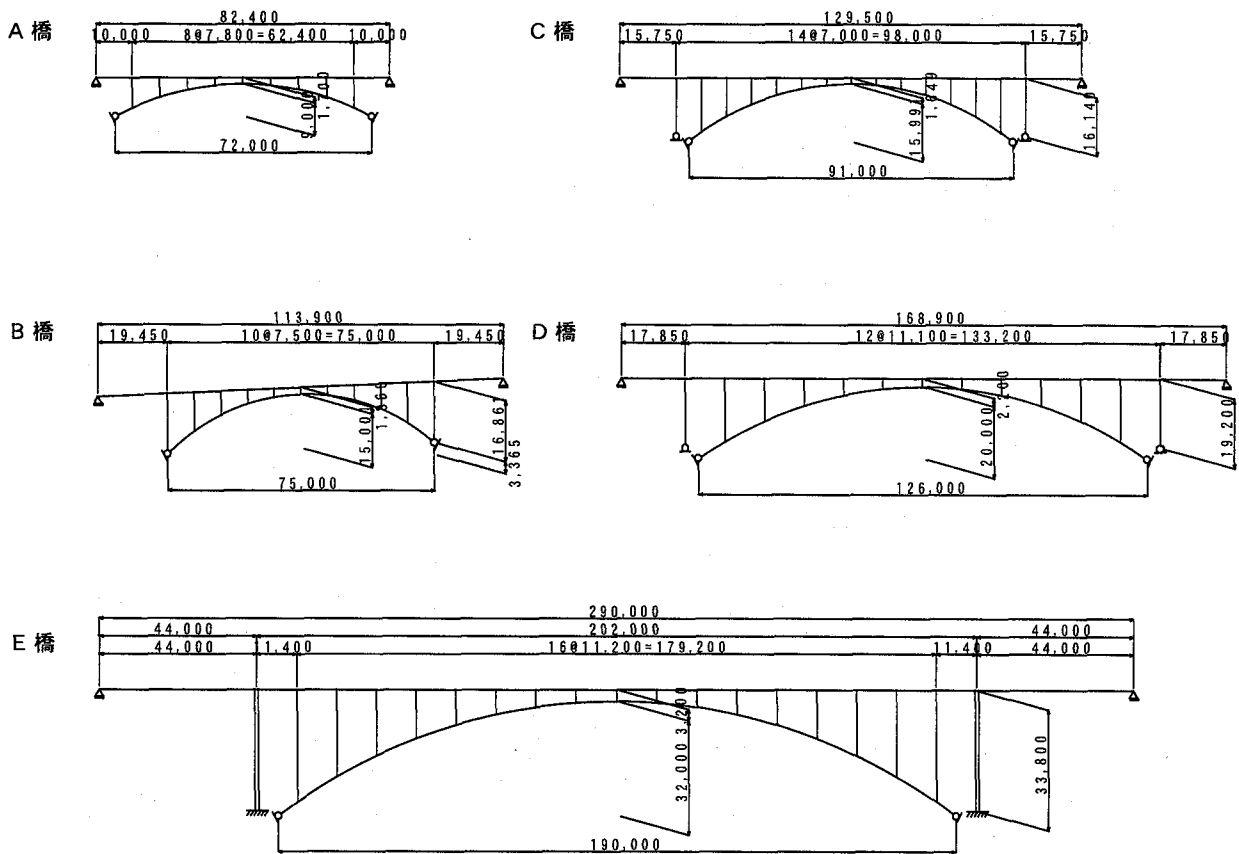
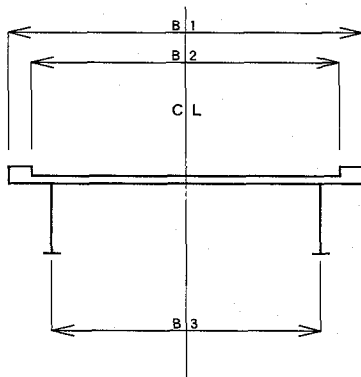


図-1 対象橋梁の側面形状



	B1	B2	B3
A橋	8200	7000	6000
B橋	9200	8000	7000
C橋	11000	10000	9200
D橋	11800	11000	9600
E橋	10750	9750	7650

図-2 対象橋梁の断面形状

2.2 解析方針

各橋梁のそれぞれについて、固有周期、常時断面力、地震時断面力（レベル1、レベル2）を算出した。

解析モデルは、面外方向地震時の性状を正確に把握するために、床版の面外剛性を考慮することとし、床版と補剛桁を一本棒に置き換えた3次元モデル（図-3）とした。一本棒部材の断面性能は、面内に関しては補剛桁のみの

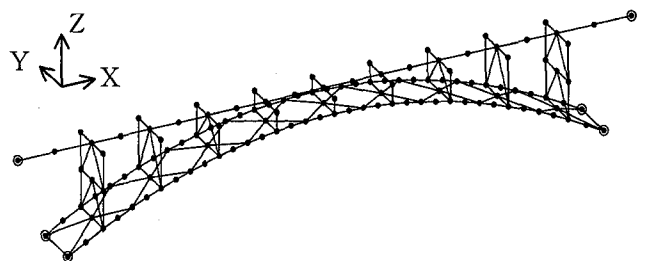


図-3 解析モデル (A橋)

面内断面性能の合計を用い、面外に関しては主桁を鉄筋と見なし、床版の圧縮側のみ有効とした複鉄筋断面の断面性能を用いる。

活荷重載荷時のアーチリブの変形による幾何学的非線形の影響については、アーチリブと支柱に、死荷重と活荷重の最大軸力の1/2に相当する初期軸力を導入して、線形化有限変位理論により考慮した⁴⁾。地震時の解析についても死荷重時の初期軸力を考慮した。解析ソフトは“APOLLO Analyzer（横河技術情報）”を用いた。

レベル2地震時の動的解析法としては応答スペクトル法と時刻歴応答解析法とがあるが、本検討では線形領域での検討のみであるため、応答スペクトル法での解析とした。断面力は常時換算値で比較しているが許容応力度の割増係数は、レベル1地震時は道示Ⅱ3.1より1.5、レベル2地震時は、部材の作用応力を降伏応力以下におさえることを考慮し1.7とした。

全橋共その他の条件をそろえるため、活荷重はB活荷重、

レベル1の設計水平震度は地盤種別をI種地盤と想定し、面内、面外共に該当地盤での最大値、 $K_h=0.20$ 、を用い、鋼部材および床版も含めた補剛桁の減衰定数は0.02とした。

2.3 固有周期算出結果

2.3.1 固有振動数の簡易算出法

耐震性能を議論する場合、固有周期は非常に重要な要因となる。しかし基本設計の段階で上記のようなモデルを組んで固有周期を算出する作業は繁雑となり実用的ではない。そこで、軸力を受ける梁の曲げ固有振動数の算出式を用いて簡易的にアーチ橋の固有周期を算出する手法を提案する。

アーチ橋の面内、面外の代表的なモードと梁の振動モードを対比させたものを図-4に示す。

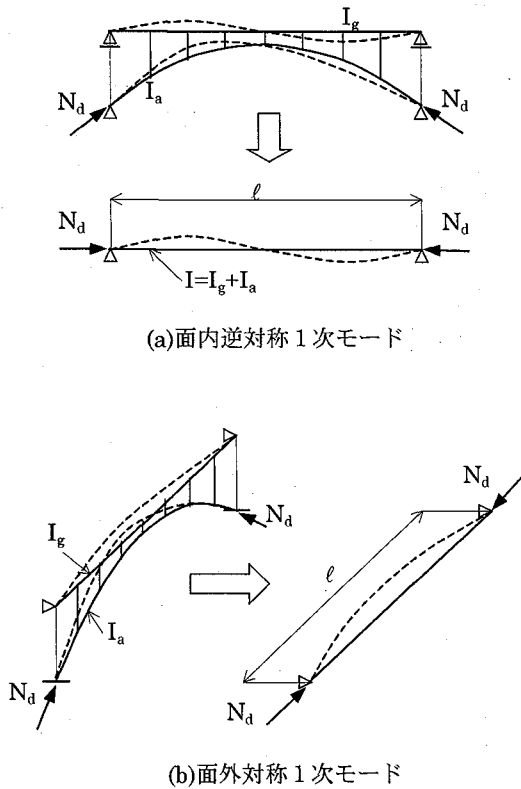


図-4 アーチ橋の振動モードと梁の振動モード

軸力が存在する両端ピン支持梁の固有振動数 f_{pin} は、一般的に式(1)で表される。式(1)の下線部は、アーチリブの軸力の影響を示す項である。

$$f_{pin} = \frac{n^2 \pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EIg}{w}} \sqrt{1 + \frac{N_d l^2}{n^2 \pi^2 EI}} \quad (1)$$

ここで、 n : 振動次数

l : 支間長

I : 断面2次モーメント
(補剛桁とアーチリブの合計)

g : 重力加速度 ($9.8m/s^2$)

w : 単位長さ当たり質量

N_d : アーチリブの死荷重時軸力

上路式アーチ橋において補剛桁の軸方向変位が拘束されていない場合の面内最低次モードは、逆対称1次モードとなり、補剛桁とアーチリブの断面2次モーメントを足して両端ピン支持梁と置き換えたものの2次モードにほぼ等しい、よって式(1)において $n=2$ とすれば評価できる。また、面外最低次モードは対称1次モードとなり、式(1)において $n=1$ とすれば評価できる。

実際の上路式アーチ橋では、補剛桁に側径間を連続させる例が多い。こうした場合の簡易式で用いる支間長は、面内のケースではアーチ支間長を、面外のケースではアーチ支間長と補剛桁の桁長(RC橋脚有するものに関しては、RC橋脚間長)の平均長を用いるとよい。理由は、面内の場合はアーチリブの振動特性が支配的となる一方、面外の場合はアーチ橋の特性よりも、質量の大きな補剛桁部分の振動特性が支配的となるからである。

2.3.2 解析値と簡易計算値との比較

各モデルの簡易計算と固有値解析の結果を表-1、図-5に示す。固有周期は面内、面外共に支間長が長くなるほど長くなり、解析結果と簡易計算結果との値は比較的一致している。2秒以上の周期になると、両者の差が大きくなる傾向にあるが、これは周期との関連というよりも、解析モデルの諸元の差異が影響していると思われる。

対象橋梁の耐震設計上の傾向を把握するために、固有周期を求めようとする場合、簡易式による推定がある程度可能であると言える。ここでは、最低次のモードのみを比較したが、2次以降についてもある程度の推定が可能である。しかし、耐震解析上は1次モードの寄与率が大きいので、簡易式の目的からすると、この程度で十分であろう。

表-1 固有周期の比較

		簡易式① (sec)	解析値② (sec)	①/②
A橋	面内	0.907	1.008	0.90
	面外	0.546	0.509	1.07
B橋	面内	1.126	1.038	1.08
	面外	0.858	0.833	1.03
C橋	面内	1.731	1.852	0.93
	面外	0.959	1.363	0.70
D橋	面内	1.881	2.122	0.89
	面外	1.359	1.110	1.22
E橋	面内	3.070	3.747	0.82
	面外	2.331	2.794	0.83

(注) 面内は逆対称1次モード、面外は対称1次モード

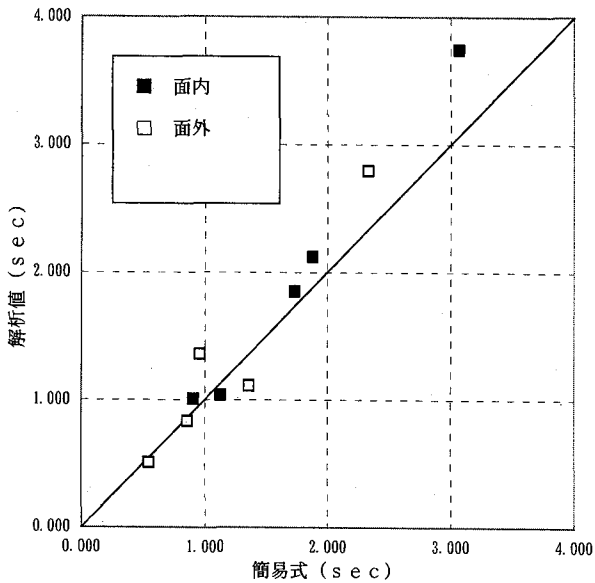


図-5 固有周期と簡易計算値の精度

2.4 断面力算出結果

断面力の傾向を把握するため、各モデルを代表させてA橋の断面力を図-6に示す。図-6は、面内解析と面外解析の全解析結果から最大・最小値をピックアップしたものである。他のモデルも倍率による差があるものの、A橋と同様の傾向を示している。

アーチリブの断面力に関しては、従来の設計法では、曲げモーメント、軸力共にレベル1地震時の断面力(以下、レベル1断面力)に対し常時の断面力が大きいため、常時

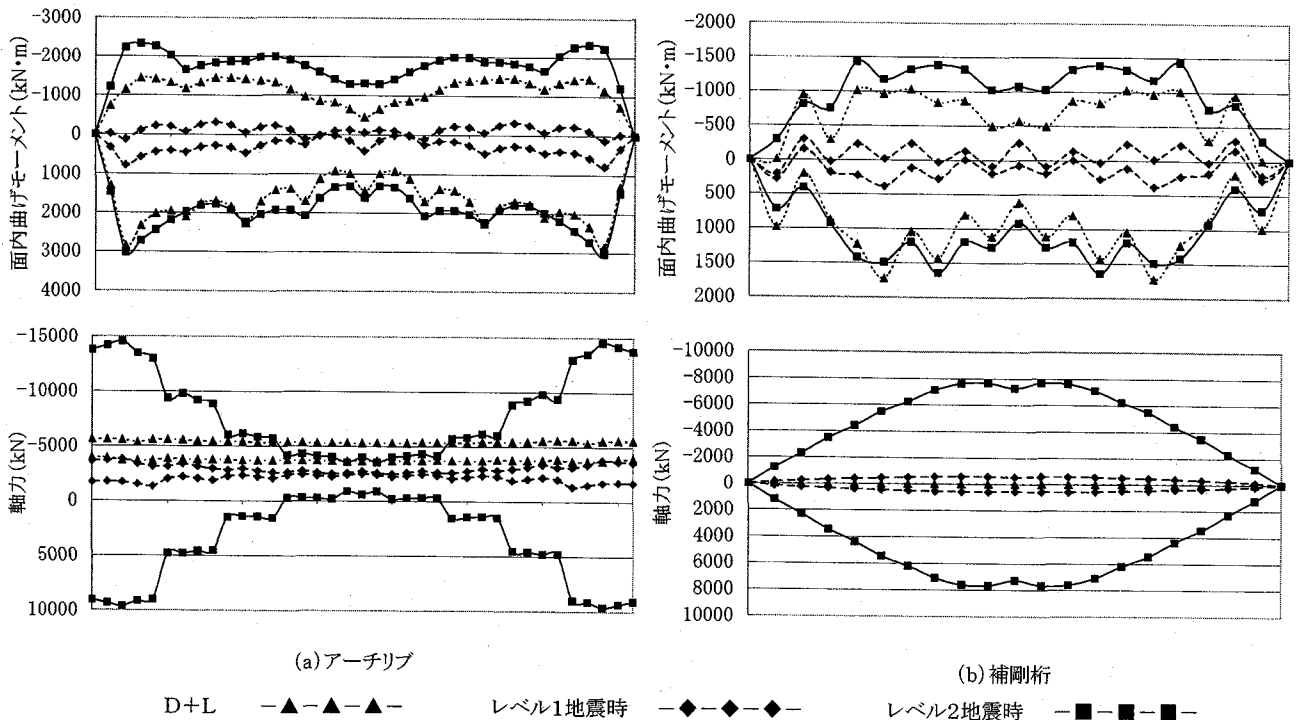


図-6 断面力の算出結果 (A橋)

の断面力で断面が決定していた。一方、レベル2地震を考慮した場合、曲げモーメントは常時より橋軸方向レベル2地震時の断面力(以下、レベル2断面力)の方が、最大で1.6倍と大きく、軸力は常時より橋軸直角方向レベル2断面力の方が、最大で2.5倍と大きい。

補剛桁に関しては、従来の設計法では、曲げモーメントはレベル1断面力に対し常時の断面力が大きいが、軸力に関してはレベル1断面力の方が大きい。一方、レベル2地震を考慮した場合、曲げモーメントは常時より橋軸方向レベル2断面力の方が、最大で1.4倍と大きく、軸力はレベル1断面力より橋軸直角方向レベル2断面力の方が、最大で13.0倍も大きくなる。

反力に関しては、常時、レベル1地震時には最大5,594 kN正反力であるが、レベル2地震時に正反力は2.5倍の13,752 kN発生し、しかも、9,064 kNと非常に大きな負反力が生じる。実設計ではこの大きな負反力に対する支承および支承周辺部の設計も大きな問題となっている。

2.5 地震時断面力に対する固有周期の影響

アーチリブ、補剛桁の最大・最小曲げモーメントおよび最小の軸力を橋梁毎に整理したものを表-2に示す。前述したA橋同様、常時、レベル1断面力、レベル2断面力の代表的な値を整理し、常時、レベル1断面力とレベル2断面力の倍率(倍率=レベル2断面力/常時とレベル1断面力の絶対値の大きい方、以下倍率)を算出している。また、図-7に固有周期と上記倍率との関係を示す。アーチリブ、補剛桁共に曲げモーメントに関しては橋軸方向地震時の断面力が大きく影響するためアーチ面内の固有周期を用

表-2 固有周期と断面力

	固有周期(1次)		アーチリブ				補剛桁			
	面内	面外	面内曲げモーメント(kN-m)		軸力(kN)(反力)		面外曲げモーメント(kN-m)		軸力(kN)	
	sec		最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
A橋	常時	1.008	0.509	2578	-1439	-3938	-5594	1729	-1023	-5
	レベル1			784	-315	-1706	-3607	386	-299	-591
	レベル2			3029 (3.86)	-2319 (7.36)	9064 (-)	-13752 (3.81)	1646 (4.26)	-1427 (4.77)	-7665 (13.0)
B橋	常時	1.038	0.833	531	-351	-2648	-4331	3739	-4153	-19
	レベル1			166	-134	-865	-2879	1344	-1831	-831
	レベル2			713 (4.30)	-695 (5.19)	8498 (-)	-11748 (4.08)	4640 (3.45)	-5264 (2.87)	-8454 (10.2)
C橋	常時	1.852	1.363	2978	-2405	-5917	-8533	3531	-4739	-13
	レベル1			1265	-1378	-3407	-5242	1947	-2517	-1796
	レベル2			4786 (3.78)	-3994 (2.90)	-246 (-)	-7386 (1.41)	4939 (2.54)	-6220 (2.47)	-8090 (4.50)
D橋	常時	2.122	1.110	8212	-6092	-8997	-11666	4088	-5480	-14
	レベル1			4143	-3658	-993	-10292	1798	-2946	-1203
	レベル2			11261 (2.72)	-10776 (2.95)	17543 (-)	-27500 (2.67)	3506 (1.95)	-5342 (1.81)	-7179 (5.97)
E橋	常時	3.747	2.794	13688	-10987	-11700	-15971	15633	-22305	31
	レベル1			8671	-8471	722	-17264	7504	-12572	-4100
	レベル2			13738 (1.58)	-13264 (1.57)	11144 (-)	-25739 (1.49)	13152 (1.75)	-17973 (1.43)	-9732 (2.37)

倍率 レベル2地震時/(常時orレベル1地震時) (レベル2地震時/レベル1地震時)

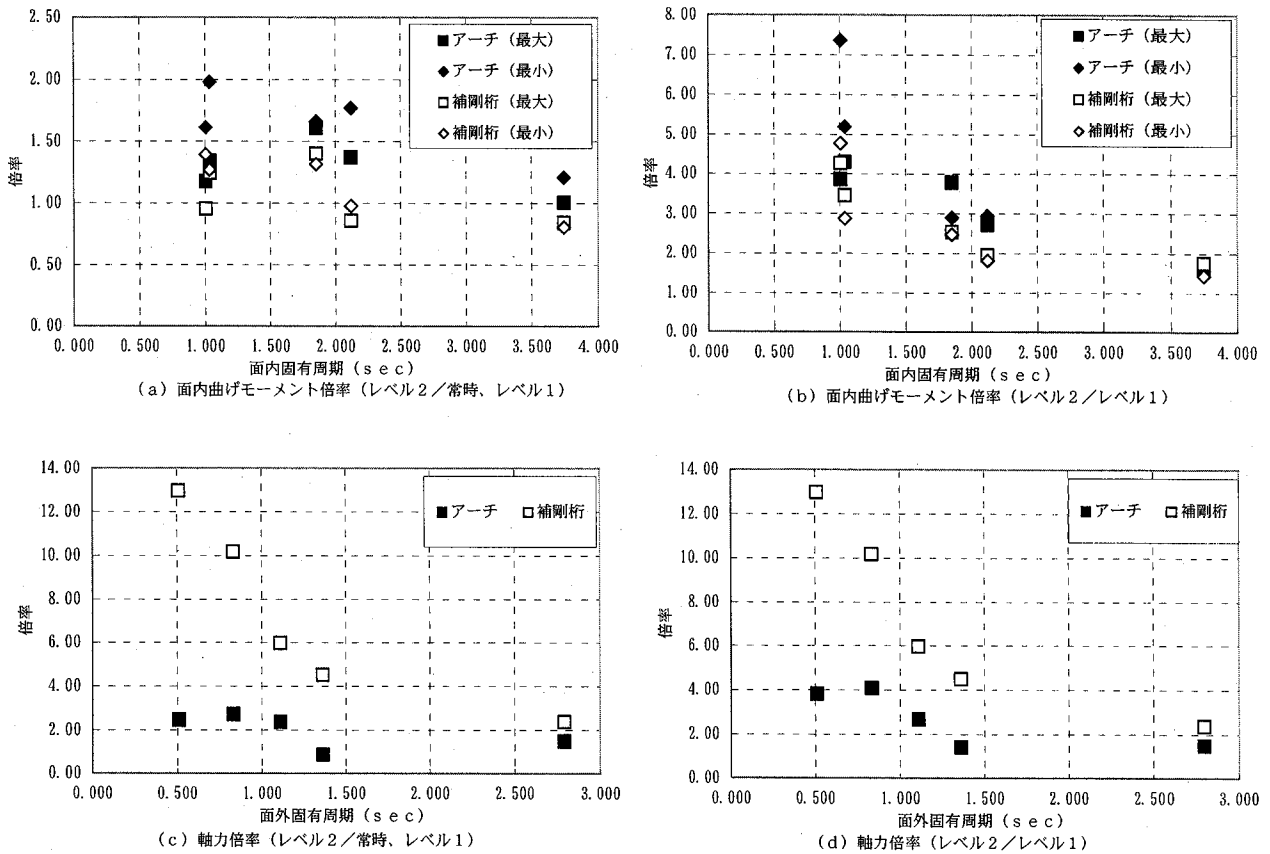


図-7 固有周期と断面力の関係

い、軸力に関しては橋軸直角方向地震時の断面力が大きく影響するためアーチ面外の固有周期を用いている。

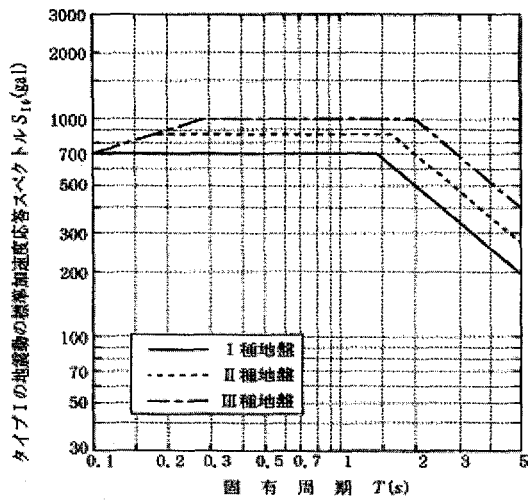
曲げモーメントの倍率に関しては、固有周期が長くなる(支間長が長くなる)ほど倍率は小さくなる傾向にあり、固有周期の短い橋梁(支間長の短い橋梁)で1~2倍程度、固有周期の長い橋梁(支間長の長い橋梁)で1倍前後となっている。一方レベル1断面力とレベル2断面力のみを比較した場合、倍率はやはり固有周期が長くなるほど小さくなるが、値は最大7倍程度とやや大きくなっている。これは、前述したように曲げモーメントに関してはレベル1断面力より常時の断面力の方が大きく、結果的にレベル2地震の影響が少なくなるためである。

軸力の倍率に関しては、曲げモーメント同様固有周期

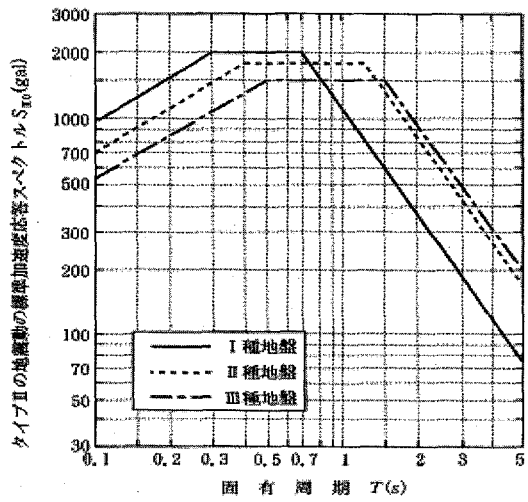
が長くなるほど倍率は小さくなり、固有周期の短い橋梁では13倍程度と非常に大きな値を示し、固有周期の長い橋梁では2倍程度となる、レベル1断面力とレベル2断面力を比較した場合、アーチリブの倍率が若干上がるが、これは補剛桁同様アーチリブの軸力もレベル1断面力より常時の断面力が大きいためである。

支承の負反力は固有周期とは関係なく、橋梁の規模が大きくなるほど大きくなり、その値も最大で正反力の7割程度と非常に大きい。

断面力と固有周期の関係を総合的に考察すると、倍率は固有周期が長くなるほど小さくなり、長固有周期の橋梁でその倍率は1~4倍程度である、一方、短固有周期の橋梁では、補剛桁の曲げモーメントおよびアーチリブ



(a) タイプIの地震動



(b) タイプIIの地震動

図-8 加速度応答スペクトル図

の軸力の倍率は1~3倍程度と比較的小さいが、補剛桁の軸力は6~13倍と極端に大きくなる。これはレベル2地震時の断面力を算出する際の加速度応答スペクトルの性状が図-8の様に規定されているためであり、固有周期が1.0sec程度以下の橋梁では、レベル2のタイプII地震の影響が極端に大きくなるためと考えられ、短固有周期のアーチ橋は耐震設計上、不利であることが分かる。

今回の計算では、I種地盤を想定したが、II種、III種地盤についても図-8(b)の固有周期と加速度応答スペクトルとの関係から、その影響を推測することができる。II種、III種地盤の場合は、I種に比べてピーク値が長周期側にずれており、1.5秒を超えるあたりからスペクトル値が減少している、また、スペクトルの値自体がI種よりも小さいので、地震の影響も多少、少なくなると思われる。

2.6 断面推定結果

解析により得られた断面力を用いて、現断面形状の板厚を決定(断面設計)した結果を表-3に示す。断面設計はアーチリブ、補剛桁共に端部(Sec.1)と中央部(Sec.2)で行い断面長の比率を用いて平均した値を用いる。地震の影響を把握するために、常時、レベル1地震時と、レベル2地震時とでそれぞれ断面設計し決定ケースも示す。また、設計断面の増加倍率(増加倍率=最大断面積/常時、レベル1断面積)もあわせて示す。

増加倍率に関しては、固有周期が長くなるほど小さくなり、B橋では1.49倍と非常に大きな値なのに対し、E橋では1.12倍と比較的小さい値である。また部位別に見た場合、アーチリブの増加倍率は1.2~1.6倍であり、固有周期とののはっきりした関係は見られない。一方、補剛桁の増加倍率は1.1~1.4倍であり、固有周期が長くなるほど増加倍率は低くなっている。補剛桁に関しては固有周期が長いほどタイプ2地震の影響が少ないと言える。

表-3 断面の推定結果

アーチ	補剛桁	決定ケース	Sec. 1		Sec. 2		平均断面 (cm ²)	増加倍率	
			A (cm ²)	決定ケース	A (cm ²)				
A橋	アーチリブ	常時、レベル1	D+L	728.4	D+L	686.4	707.4	1.16	1.22
		レベル2	EII Y	955.2	EII X	652.8	820.8		
	補剛桁	常時、レベル1	D+L	223.2	D+L	252.0	237.6	1.27	
		レベル2	EII X	252.0	EII Y	352.8	302.4		
B橋	アーチリブ	常時、レベル1	D+L	366.8	D+L	366.8	366.8	1.63	1.49
		レベル2	EII Y	764.8	EII X	491.6	596.7		
	補剛桁	常時、レベル1	D+L	354.0	D+L	306.0	333.4	1.39	
		レベル2	EII X	462.0	EII X	462.0	462.0		
C橋	アーチリブ	常時、レベル1	D+L	817.0	D+L	817.6	817.6	1.21	1.33
		レベル2	EII X	969.6	EII Y	1001.6	989.3		
	補剛桁	常時、レベル1	D+L	453.0	D+L	333.0	405.0	1.42	
		レベル2	EII X	593.0	EII X	553.0	577.0		
D橋	アーチリブ	常時、レベル1	D+L	1201.1	D+L	1165.1	1189.1	1.14	1.12
		レベル2	EII Y	1447.3	EII Y	900.5	1353.2		
	補剛桁	常時、レベル1	D+L	464.6	D+L	256.0	395.1	1.10	
		レベル2	EII X	448.6	EII X	373.1	434.1		
E橋	アーチリブ	常時、レベル1	D+L	1797.2	D+L	1855.2	1816.5	1.20	1.12
		レベル2	EII Y	2333.2	EII X	1735.2	2173.9		
	補剛桁	常時、レベル1	D+L	1500.8	D+L	692.0	1231.2	1.07	
		レベル2	EII X	1326.8	EII X	960.0	1320.5		

断面決定ケースを見た場合、アーチリブの基部は橋軸直角方向レベル2地震時が決定ケースである。これは橋軸直角方向地震時に発生する軸力の増加により断面が大きくなるためである。一方中央部でははっきりした決定ケースの傾向は見られない。補剛桁に関しては、端部断面では橋軸方向レベル2地震である。これは橋軸方向地震時に発生する曲げモーメントの増加により断面が大きくなるためである、一方中央部に関しては、固有周期が短い橋梁では直角方向地震時により断面が決定し、固有周期の長い橋梁では橋軸方向地震時に断面が決定している。これは2.5で述べたように、固有周期の短い橋梁では橋軸直角方向地震時に補剛桁に大きな軸力が生じるためと考えられる。

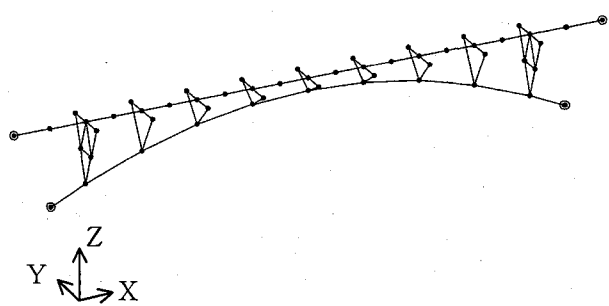
3. 鋼上路式単弦アーチ橋の検討

前述したように、上路式アーチ橋の設計は面外地震時の断面力により決定されるケースが多く、その傾向は面外1次の固有周期がタイプII加速度応答スペクトルのピーク値(0.3~0.7s)付近に固有周期がある場合顕著に現れる。従って、面外の固有周期をこのピーク値からはずしてやることで耐震性能の向上につながる事が予想される。

そこで、今回対象となる規模の橋梁に、面外の剛性を大幅に下げて固有周期を長くするための構造として単弦の上路式アーチを提案する。また、単弦アーチはアーチ支承に負反力を生じないといった構造的な利点もある。

3.1 対象橋梁

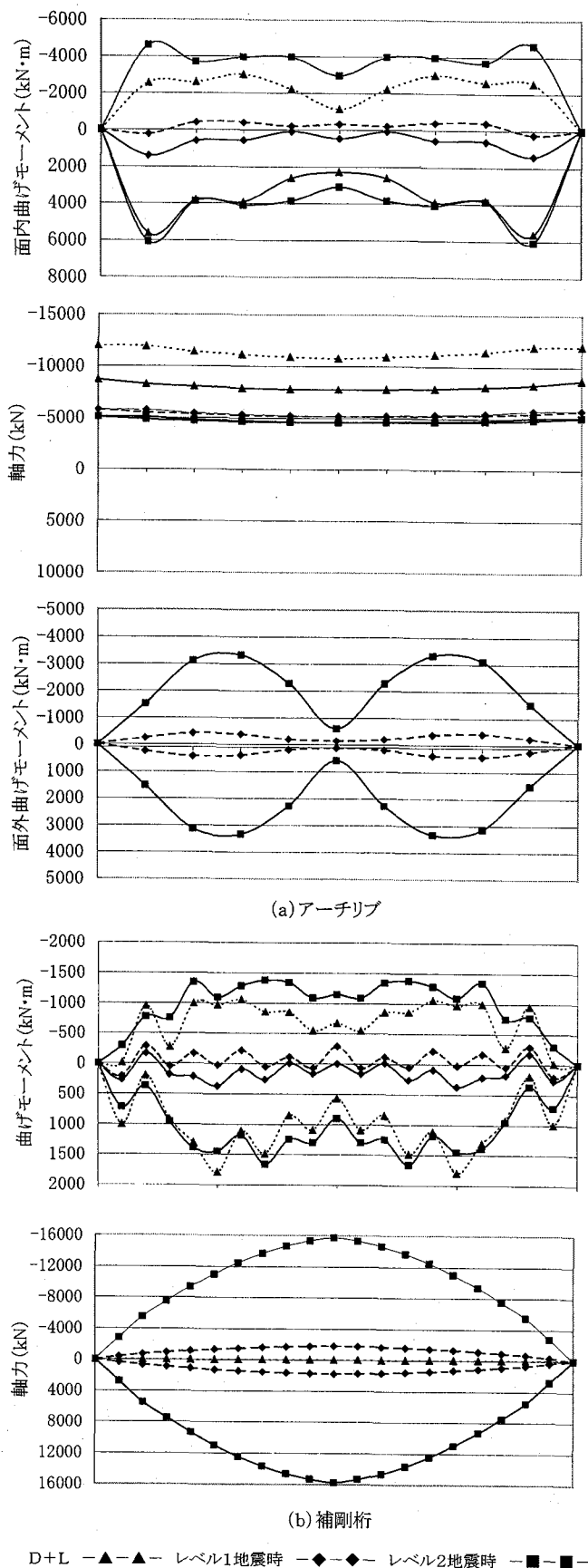
今回対象とする橋梁は、2の検討で面外の固有周期が0.509secとタイプIIのピーク値上に位置し、面外地震時の断面力が常時の断面力に対して著しく大きかったA橋を用いる。



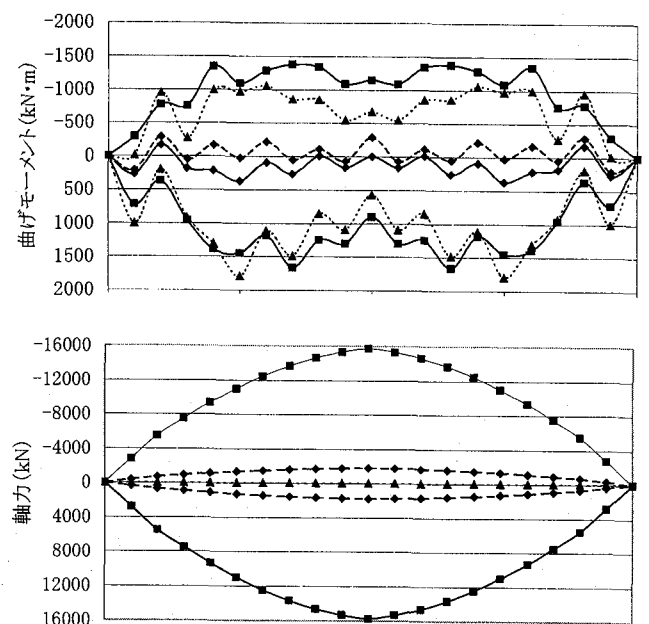
断面性能

	単位	複弦アーチ(A橋)		単弦アーチ	
		アーチ	補剛桁	アーチ	補剛桁
A	cm ²	802.1	707.5	1604.2	707.5
I _x	cm ⁴	1519400	1800400	3038800	1800400
I _y	cm ⁴	849800	19940	3399200	19940
J	cm ⁴	1527200	—	3054400	—

図-9 単弦アーチの解析モデルと断面性能



(a) アーチリブ



(b) 補剛桁

D+L —▲—▲— レベル1地震時 —◆—◆— レベル2地震時 —■—■—

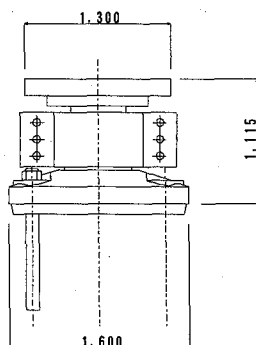
図-10 単弦アーチの断面力算出結果

表-4 複弦アーチと単弦アーチの断面比較

アーチ		補剛桁		決定 ケース	A (cm ²)	平均断面 (cm ²)	鋼重(t)	倍率 (単弦/複弦)
複弦		アーチリブ	Sec. 1	EII Y	955.2	820.8	266.8	1.02
			Sec. 2	D+L	686.4			
		補剛桁	Sec. 1	EII X	252.0	302.4		
			Sec. 2	EII Y	352.8			
単弦		アーチリブ	Sec. 1	D+L	1442.8	1377.2	271.6	
			Sec. 2	D+L	1311.6			
		補剛桁	Sec. 1	EII Y	420.0	564.0		
			Sec. 2	EII Y	708.0			

複弦アーチ支承 $\Sigma = 4$ 個

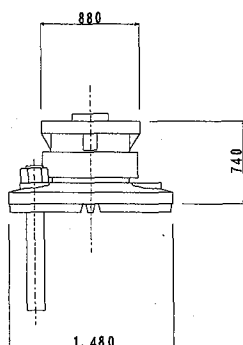
設計反力
R max = 13,752kN
R max = 9,064kN



W = 11,600 kg

単弦アーチ支承 $\Sigma = 2$ 個

設計反力
R max = 11,945kN



W = 4,908 kg

注) 重量はセットボルト、アンカーボルト除く

図-11 支承試設計結果

3.2 解析方針

解析は2で用いたモデルを基本に、アーチ主構を一本とした断面性能で行った。使用したモデルおよび断面性能を図-9に示す。アーチリブは複弦の断面を横方向に2つ並べたような断面を想定し、断面積および面内の剛性は複弦アーチの2倍を、面外の剛性は4倍を用いた。

3.2 解析結果

単弦アーチの断面力性状を図-10に示す。なお、固有周期は面内で1.008sec、面外で0.925secと、複弦の際の周期と比較すると、面外は大幅のびている。

単弦アーチリブの断面力を複弦と比較した場合、面内曲げモーメントに関しては全体の性状は常時、地震時共にほとんど変わらず、アーチリブの本数が2本から1本に変わったために、値のみほぼ2倍になっている。軸力に関しては常時の値は曲げモーメント同様ほぼ倍の値となっているが、複弦時に大きかった地震時の軸力増加は見られない。これは、複弦の場合は左右のアーチリブを柱とする組立柱としての面外剛性が大きく、大きな曲げモーメントを負担するために個々のアーチリブにその偶力としての軸力が生じるが、単弦の場合はアーチリブ単体としての面外剛性が複弦の場合に比べて桁外れに小さいために、面外地震時

の力をほとんど受け持たないからである。また、支点反力に関しても複弦の際に見られた負反力は発生せず支承の設計は問題ないと言える。しかし、複弦の際にはほぼ無視することが出来たアーチリブの面外曲げモーメントが地震時に発生する結果となった。

補剛桁の断面力を比較した場合、曲げモーメントに関しては常時、地震時共ほとんど同じ断面力であった。軸力に関しては、レベル1断面力では3.0倍に増えている。これはアーチリブを単弦としたため面外の剛性が低下し、補剛桁の分担する面外力が相対的に増加したためと考えられる。一方、レベル2断面力では軸力の増加は2.1倍であり、レベル1断面力とレベル2断面力の倍率も8.8倍である。これは複弦の際の倍率が13倍であったことを考慮すると、固有周期が長くなったため、レベル2地震時の耐震性能が改善されたと考えられる。

解析で得られた断面力を用いて、断面構成した結果を表-4に示す。複弦アーチの断面は大部分がレベル2断面力により決定しているが、単弦のアーチの断面は、アーチリブは常時で、補剛桁は橋軸直角方向レベル2断面力により決定している。全体の鋼重を見た場合、ほぼ同程度の鋼重となっている。ここでアーチリブおよび補剛桁の鋼重には横構も含んでいる。これはアーチリブの断面が多少小さくなり、下横構等が無くなったのに対し、補剛桁の断面が著しく大きくなったためである。

また、解析により得られた反力を用いた支承の試設計結果を図-11に示す。複弦アーチではレベル2地震時に常時の反力を大きく上回る正反力と、正反力の7割近い負反力が生じるため、支承の寸法も非常に大きい。一方、単弦アーチでは複弦の際に見られた、反力の増加や負反力は発生せず、常時の値で支承が設計されるため、支承の数が半分であるにもかかわらず、支承の寸法は極めて小さく、それに伴って、支承据付部のアンカーフレーム等、周辺の構造も小さくなる。

上路式単弦アーチ橋は、耐震設計上、有利な点が多いが、アーチリブの面外座屈や架設のやりにくさなどの欠点もある。今回の試設計におけるアーチリブの座屈設計については、線形座屈解析を行って面外の有効座屈長を求めて設計している。結果として、面外有効座屈長はアーチ支間の1/2程度となったが、アーチリブの断面設計上は、それほど不経済なものとはなっていない。また、架設方法に付

いては、補剛桁の端支点を固定して、補剛桁とアーチリブとを同時に張り出し架設を行えば、架設時の不安定さは解消出来る。

4. まとめ

実在するアーチ橋の耐震性能を検討した結果、以下のことが明らかとなった。

- ・簡易式により算出した固有周期は、3次元モデルの解析値とほぼ一致する。
- ・常時あるいはレベル1断面力に対するレベル2断面力の倍率は固有周期と相関があり、加速度応答スペクトルのピーク値付近ではきわめて大きな値を示す。
- ・小規模のアーチ橋は、常時で決定した断面からの増加倍率は2～5割と大きい。
- ・中・大規模のアーチ橋、常時で決定したからの増加倍率は1割程度である。

上記を踏まえ、小規模のアーチ橋に対して鋼上路式単弦アーチ橋を提案・検討した結果、以下の性状が明らかとなった。

- ・アーチリブを単弦とすることにより、面外の固有周期は大幅に長くなる。
- ・断面推定した結果、総鋼重はほぼ変わらない。
- ・複弦のアーチ橋の際に問題となる、アーチ支承の負反力は発生しなくなり、支承は極めて小さくすることが可能である。

今回の検討では、単弦アーチを採用して固有周期の長期化による耐震性能の向上を試みた。結果的に鋼重を減らすまでには至らなかったが、負反力の改善等構造的な利点も多い。今後も、固有周期に着目して、耐震性能上有利なアーチ橋の構造を引き続き検討して行きたい。

本提案が、今後の鋼上路式アーチ橋を設計する上での選択肢の一つになり得れば幸いである。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説、丸善株式会社、平成8年12月、平成14年3月
- 2) 国井竜士、古野潤、白水晃生：鋼上路式アーチ橋の地震時動的性状と耐震設計について、横河ブリッジ技報N○28, pp.17-26, 1999.1.
- 3) 古野潤、国井竜士：鋼上路式アーチ橋の耐震性能向上について、横河ブリッジ技報N○29, pp.47-56, 2000.1.
- 4) 尾下里治、大森邦雄：線形化有限変位理論によるアーチ橋の設計法の提案、構造工学論文集, Vol.44A, pp. 1163-1170, 1998.3.

(2002年9月13日受付)