

コンクリート曲弦トラス橋の構造特性と 道路橋への適用

近藤真一¹・梶川康男²・深田宰史³・前田研一⁴

¹正会員 博(工) 三井住友建設株式会社 技術研究所 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町13番地の4)

E-mail: skondoh@smcon.co.jp

²正会員 工博 金沢大学大学院教授 自然科学研究科 (〒920-8667 石川県金沢市小立野2丁目40番20号)

³正会員 博(工) 金沢大学大学院助手 自然科学研究科 (〒920-8667 石川県金沢市小立野2丁目40番20号)

⁴フェロー会員 工博 東京都立大学大学院教授 工学研究科(〒192-0397 東京都八王子市南大沢1丁目1番地)

本論文では、コンクリート上床版、曲線をなすコンクリート下床版、鋼斜材から構成される上路式のコンクリート曲弦トラス橋を対象にして、斜材が全体系の特性に及ぼす影響に着目し、その基本的な構造特性を明らかにした。また、実橋で実施した振動試験結果により、構造特性を把握するために用いた構造解析手法、およびその解析モデルの妥当性を検討した。さらに、コンクリート曲弦トラス橋を道路橋に適用するために、斜材が曲げ破壊時の挙動に及ぼす影響や、車両走行時における振動に関する使用性について検討した。

Key Words : *curved chord truss bridge, prestressed concrete, two-chord structural system self-anchored stress ribbon bridge, structural characteristics*

1. 緒言

コンクリート上床版、曲線をなすコンクリート下床版および鋼斜材から構成される上路式トラス橋を、ここでは、コンクリート曲弦トラス橋と称することにする。

この形式の橋は、コンクリート上路式吊床版橋の架設工法を応用し、支保工を用いずに他礎構造として懸垂架設した下床版と斜材の上に上床版を構築してから、構造系を自礎構造に変換することによって完成させることができる。したがって、急峻な渓谷などに単径間の道路橋を建設する場合に、最も優位性を発揮する。

2001年には、この形式の支間37mの歩道橋が、世界で初めて石川県において建設され、工法として実用化されたことから、山間部における道路橋への適用が望まれるようになってきている。

コンクリート曲弦トラス橋に関する研究としては、模型試験体による力学的検討¹⁾、および実橋試験による構造特性に関する研究²⁾が、著者らによって行われ、他礎構造から自礎構造への構造系変換時における挙動、および歩道橋としての概略的な構造特性が明らかにされている。

しかし、コンクリート曲弦トラス橋について、斜材の全体系に及ぼす影響に着目して、その構造特性を明らかにしようとした研究は未だ行われていない。また、この形

式の橋を本格的な道路橋に適用した場合に想定される挙動に着目した研究も行われていない。

そこで、本論文では、コンクリート曲弦トラス橋の基本的な構造特性を、斜材が全体系の特性に及ぼす影響に着目して明らかにするために、鉛直材を有する同様な曲弦構造であるコンクリート自礎式吊床版橋の構造特性と比較検討する。次に、コンクリート曲弦トラス橋の実橋で実施した振動試験結果に新たな解析結果を加えて検討することにより、構造特性把握のために用いた構造解析手法、およびその解析モデルの妥当性を確かめる。さらに、コンクリート曲弦トラス橋を道路橋に適用するために、斜材が曲げ破壊時の挙動に及ぼす影響、および車両走行時における振動に関する使用性について検討する。

2. 曲弦トラス道路橋の試設計

本論文では、対象として、コンクリート上路式吊床版橋の実績から、懸垂架設工法により架設可能と考えられるコンクリート曲弦トラス道路橋を設定し、試設計を行った。また、コンクリート曲弦トラス橋の基本的な構造特性を、斜材が全体系の特性に及ぼす影響に着目して明らかにするために、コンクリート上床版、曲線を

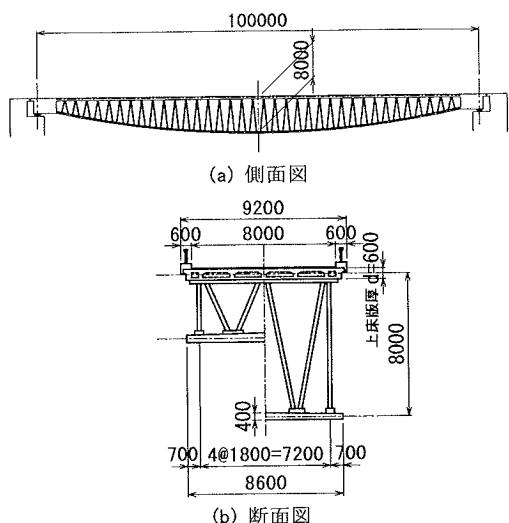


図-1 試設計の対象としたType Aの構造

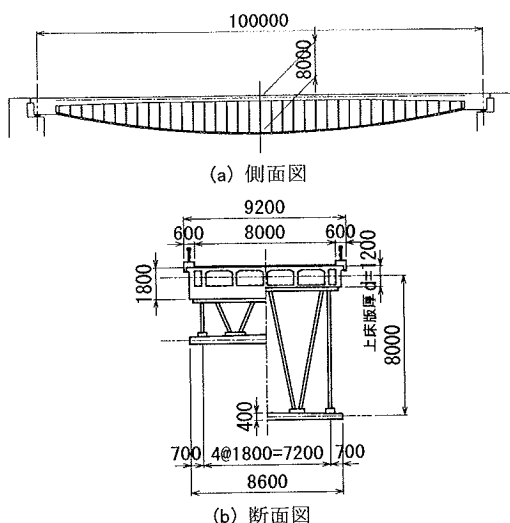


図-2 試設計の対象としたType B2の構造

なすコンクリート下床版および鋼鉛直材から構成される曲弦構造であるコンクリート自碇式吊床版橋の構造特性と比較検討することとし、この形式の上床版厚を変えたタイプの試設計も同時に行った。

なお、本論文では、斜材あるいは鉛直材の曲げ剛性が全体系に及ぼす影響や、これらの上・下床版との結合構造については検討の対象としていない。

(1) 試設計の対象とした橋の構造

試設計の対象としたコンクリート曲弦トラス橋およびコンクリート自碇式吊床版橋は、ともに支間100m、有効幅員8.0mの道路橋である。

図-1に示す Type A が、斜材を有する曲弦構造であるコンクリート曲弦トラス橋、図-2に示す Type B が、鉛直材を有する曲弦構造であるコンクリート自碇式吊床版橋である。

両タイプとも、図-3に示すように、通常コンクリート上路式吊床版橋の建設で用いられている懸垂架設工法による架設を想定していることから、下床版軸線が放物線形状であることや、斜材あるいは鉛直材として、細径の鋼管を比較的密に配置していることなど、特徴的な形態を有している。

また、上床版図心と下床版図心の距離(縦距)は、両タイプに共通であり、支間中央において8.0mとした。縦距を支間で除した縦距比は、1/12.5である。コンクリートの設計基準強度は、40N/mm²とした。

上床版の縦断曲線については、構造モデルを単純化するために、直線とした。

両タイプの、上床版、斜材あるいは鉛直材の諸元、上

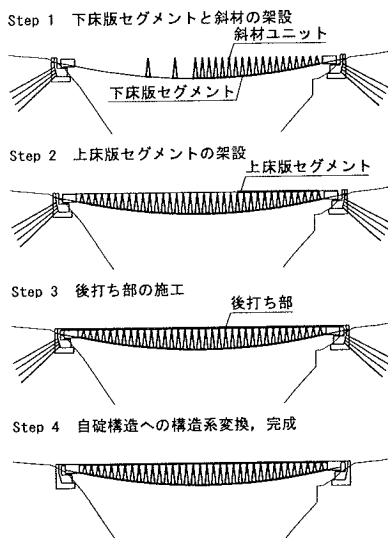


図-3 架設の概念

下床版に配置されるPC鋼材の本数などは、応力照査を行って設定した。

Type B の上床版厚については、斜材と鉛直材の相違のみが、全体系の特性に及ぼす影響の比較要因となるように、Type A と同一に設定したが(Type B₁)、後述するように、試設計において所定の安全度を確保できなかったことから、これを確保できる上床版厚を有するタイプも加えることにした(Type B₂, B₃)。

なお、橋軸方向に配置するPC鋼材の材質は、すべてSWPR7Bとした。

表-1 試設計を行った検討タイプの断面性能

タイプ	部 材		断面積 A (m ²)	断面二次モーメント			ヤング係数 E (kN/m ²)	
				I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	J (m ⁴)		
Type A	上床版 d=0.6m		3.6175	0.1470	24.6328	0.5330	3.1×10^7	
	下床版	標準部	3.0702	0.03355	17.7831	0.1584		
		端部	3.9302	0.06961	23.0835	0.3144		
	斜材	標準部	0.0038	0.00002	0.00002	0.00004		2.0×10^8
端部		0.0101	0.00005	0.00005	0.00010			
Type B	上床版	B ₁ d=0.6m	標準部	3.6175	0.1470	24.6325	0.5330	3.1×10^7
			端部	6.1975	0.4946	40.5339	1.6903	
		B ₂ d=1.2m	標準部	4.6975	0.9058	35.2114	2.8317	
			端部	9.8575	3.2555	67.0142	8.9732	
		B ₃ d=1.8m	標準部	5.7775	2.5057	45.7886	6.8028	
			端部	13.5175	9.6260	93.4928	21.6371	
	下床版	標準部	3.0702	0.03355	17.7831	0.1584		
		端部	3.9302	0.06961	23.0835	0.3144		
鉛直材			0.0025	0.00001	0.00001	0.00002	2.0×10^8	

注) 斜材および鉛直材の断面性能は、鋼管1本あたりの値

(2) 試設計の方法

試設計は、コンクリート標準示方書³⁾に基づき、限界状態設計法により行った。構造解析は、微小変位理論による骨組解析プログラムを用いて行った。

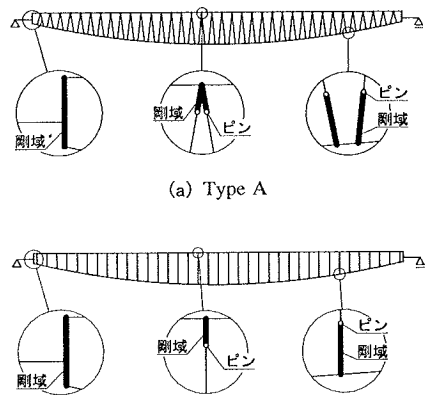
骨組モデルを図-4に示す。本試設計は、斜材あるいは鉛直材の曲げ剛性が全体系に及ぼす影響や、上・下床版との結合構造については検討の対象としないことから、モデルを単純化するために、斜材あるいは鉛直材は上・下床版とピン結合とした。また、上・下床版との接合部には、剛域を設けた(図-4)。

上床版厚 d は、Type A が0.6m(図-1)、Type B₁ が0.6m、B₂ が1.2m(図-2)、B₃ が1.8mである。

表-1に、各タイプの断面性能を示す。ここで、斜材あるいは鉛直材の断面性能は、部材軸方向の値であり、2次元骨組モデルでは、これらの部材が橋軸直角方向に傾斜している影響を考慮した。また、本試設計が、各タイプの構造特性を相対的に比較検討することを目的としていることから、相対的な検討に影響を及ぼすことのないPC鋼材および鉄筋は、断面性能に考慮していない。

上部構造の総死荷重 W は、Type A が $W=28,115$ kN、Type B₁ が $W=29,449$ kN、Type B₂ が $W=35,042$ kN、Type B₃ が $W=40,635$ kN である。

活荷重は、道路橋示方書に規定されたB活荷重であり、曲げモーメントを算出する場合には、橋軸方向10mの範囲に101.8 kN/m、それ以外の範囲に25.3 kN/mの等分布荷重を載荷している⁴⁾。この値には、衝撃の影響を含んでいる。B活荷重の載荷方法は、影響線に基づき、図-5に示す全載と半載の2ケースを設定した。



(a) Type A
(b) Type B
図-4 2次元骨組モデル

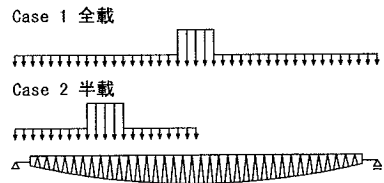


図-5 B活荷重の載荷方法

下床版PC鋼材の本数は、永久荷重作用時においてコンクリート断面に引張応力を生じさせず、また、変動荷重作用時にはコンクリートのひび割れ幅を許容ひび割れ幅以下とするように設定した。

表-2 PC鋼材の断面積および引張力

タイプ	部材	断面積(m ²)	有効引張力(kN)
Type A	上床版	0.002130	2,088
	下床版	0.044384	41,760
Type B ₂	上床版	0.015445	15,869
	下床版	0.054370	51,156
Type B ₃	上床版	0.002130	2,088
	下床版	0.064357	60,552

さらに、すべての荷重組合せケースにおいて、下床版に貫通ひび割れを生じさせない目的で、コンクリート断面に軸方向引張力を生じさせない安全側の設計を行うこととした。

終局限界状態においては、微小変位解析による設計断面力の設計断面耐力に対する比に、構造物係数 $\gamma_i = 1.1$ を乗じた値が、1.0以下であることを確認した。なお、荷重係数 γ_f は1.2とし、活荷重に対しては荷重修正係数 ρ_f として1.65を考慮した⁹⁾。

(3) 試設計の結果

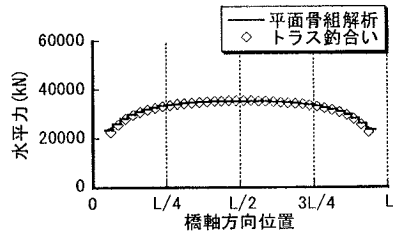
試設計により、上床版および下床版に配置したPC鋼材の断面積および有効引張力を、表-2に示す。なお、Type B₁ (d=0.6m)の上床版については、径間中央部の下縁、径間端部の上縁などにおいて、配置可能な最大本数のPC鋼材を配置しても、永久荷重作用時に大きな引張応力度が生じるなど、断面不足のために、所定の安全度を満たすことができなかった。したがって、表-2には示していない。

Type AよりType B₂、B₃の方が最大引張力が大きいことから、この最大引張力と有効引張力を釣り合わせている下床版PC鋼材についても、Type AよりType B₂、B₃の方が、多くの断面積を必要とすることになった。

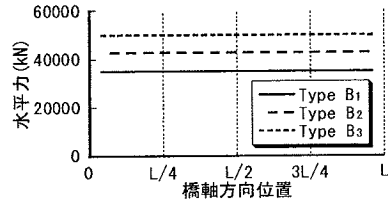
3. コンクリート曲弦トラス橋の構造特性

ここでは、コンクリート曲弦トラス橋 (Type A) の基本的な構造特性を、斜材が全体系に及ぼす影響に着目して明らかにするために、鉛直材を有する同様な曲弦構造であるコンクリート自旋式吊床版橋 (Type B) の構造特性と比較検討する。

静的特性については、これを表す指標として、上・下床版に生じる軸方向力の水平成分 (ここでは単に水平力という)、上床版の曲げモーメント、斜材あるいは鉛直材の軸方向力、および上床版の鉛直変位を取り上げ検討する。また、動的特性は、指標として固有振動モードおよび固有振動数を取り上げ検討する。

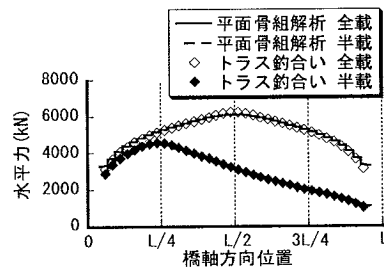


(a) Type A

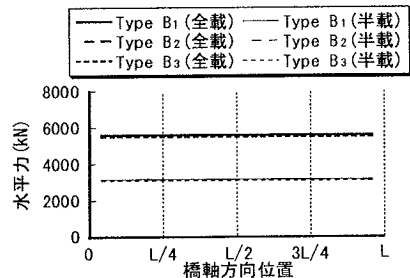


(b) Type B

図-6 死荷重による下床版水平力



(a) Type A



(b) Type B

図-7 活荷重による下床版水平力

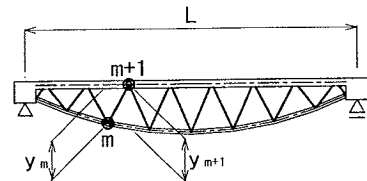


図-8 Type Aにおける格点の構造高

なお、Type B₁ (d=0.6m) は、上床版の断面不足のために、試設計において所定の安全度を確保できなかったが、参考のために断面力や変位を示すこととした。

(1) 静的特性

a) 解析

静的解析は、微小変位理論により、図-4に示した2次元骨組構造モデルを用いて行った。解析の目的が、それぞれの検討タイプの特性値の相対的な差を比較することにあるので、コンクリート部材の剛性に、PC鋼材や鉄筋は、試設計の場合と同様に考慮していない。

なお、静的特性の検討にあたっては、力学特性をより明確に把握できるように、模式化したモデルに対する理論解も示すこととした。

b) 水平力

ここでは、まず2つの弦を有する構造における力学特性の基本的な指標として、死荷重、活荷重(全載、半載)などの鉛直荷重載荷時に、上・下床版に生じる水平力について検討する。

死荷重による下床版水平力を図-6に、活荷重による下床版水平力を図-7に示す。

これらによると、両タイプの水平力分布は、Type A が曲線分布、Type B が直線分布となり、大きく異なっている。

Type A の構造を模式化した図-8において、上床版(上弦材)に生じる軸方向力 U_m の水平成分 H_U 、下床版(下弦材)に生じる軸方向力 L_{m+1} の水平成分 H_L は、トラスの釣合い条件により、格点 m および $m+1$ に相当する単純桁断面の曲げモーメントを M_m, M_{m+1} 、構造高を y_m, y_{m+1} とすれば

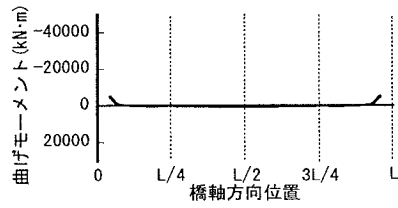
$$H_U = \frac{M_m}{y_m} \quad (1)$$

$$H_L = \frac{M_{m+1}}{y_{m+1}} \quad (2)$$

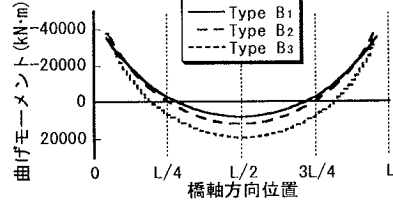
と与えられることから、曲線分布となる。

なお、図-6(a)、図-7(a)には、式(2)によって求めた水平力も示したが、これと骨組解析による水平力は概ね一致していることが確認できる。

一方、図-6(b)、図-7(b)によると、Type B では、鉛直材が水平方向に力を伝達しないことから、上床版、下床版に生じる水平力 H は、水平方向の力の釣合いにより、全長にわたり一定の直線分布となる。これは、吊橋などと同様な特性である⁹⁾。また、Type B₁, B₂, B₃ の順で上床版厚 d が大きくなり、死荷重の増加に伴い水平力も増加して、Type A よりも大きくなるのがわかる。

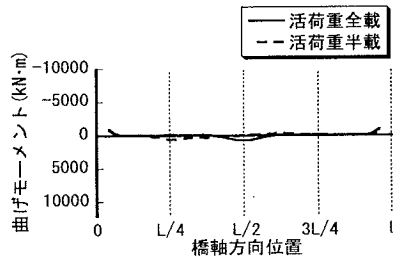


(a) Type A

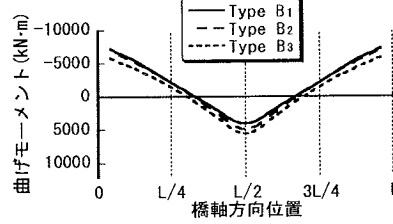


(b) Type B

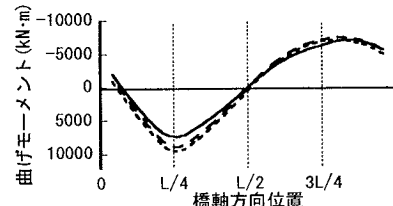
図-9 死荷重による上床版曲げモーメント



(a) Type A



(b) Type B (全載)



(c) Type B (半載)

図-10 活荷重による上床版曲げモーメント

c) 上床版の曲げモーメント

死荷重による上床版曲げモーメントを図-9に、活荷重による上床版曲げモーメントを図-10に示す。

これらによると、Type A の上床版曲げモーメントは、

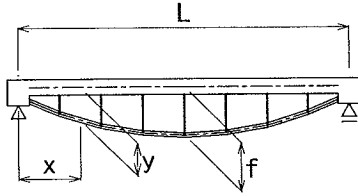


図-11 Type B における縦距

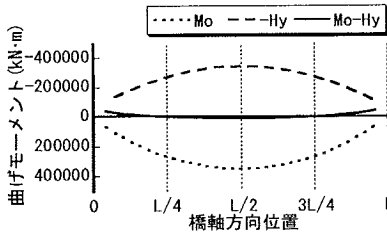


図-12 死荷重による上床版曲げモーメントの内訳 (Type B2)

死荷重作用時、活荷重作用時ともに、ほとんど生じないことがわかる。

一方、Type B の構造を模式化した図-11において、上床版に生じる曲げモーメント M は、式(3)に示すとおり、単純桁としての曲げモーメント M_0 が、下床版水平力 H の作用で上床版に生じる曲げモーメント H_y によって低減されたものである。ここで、 y は縦距である。

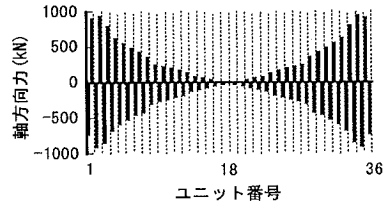
$$M = M_0 - H_y \quad (3)$$

図-9(b)で示した Type B2 の死荷重による式(3)の上床版曲げモーメント M を、 M_0 、 $-H_y$ とともに、あらためて図-12に示す。

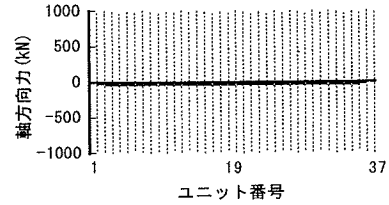
これより、径間の端部において、図-9(b)に示したように曲げモーメント M が負の値をとるのは、水平力 H が全長にわたり一定であることから、比較的大きい値をとる y の影響であることがわかる。したがって、上床版の曲げモーメント M を小さくするように、端部における y を設定することが合理的といえる。

しかしながら、下床版形状は図-3に示した架設方法の制約を受け、このように y を設定することが困難な場合が生じることから、上床版の曲げモーメント M が設計上限になる可能性のあることがわかる。

図-10によると、活荷重全載時における上床版曲げモーメントの傾向は、両タイプとも、死荷重作用時と同様である。活荷重半載時においては、Type B は曲げモーメント形状が逆対称形となるなど、吊橋や主桁剛

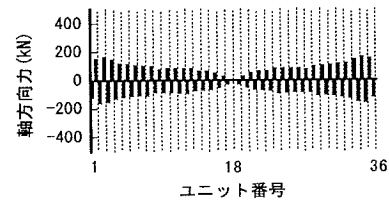


(a) Type A

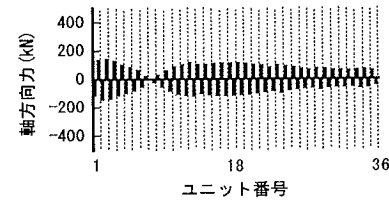


(b) Type B2

図-13 死荷重による斜材、鉛直材の軸方向力



(a) 全載



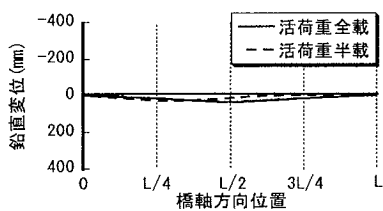
(b) 半載

図-14 活荷重による斜材の軸方向力 (Type A)

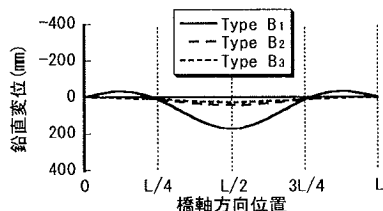
表-3 活荷重による上床版の最大鉛直変位

Type	活荷重による最大鉛直変位(mm)	
	全載	半載
Type A	34.5 (1/2900)	27.3 (1/3660)
Type B1	172.5 (1/580)	328.6 (1/300)
Type B2	44.2 (1/2260)	67.2 (1/1490)
Type B3	26.3 (1/3800)	29.3 (1/3410)

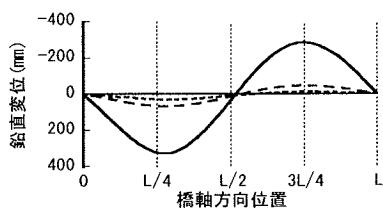
() は、最大変位の支間に対する比を示す。



(a) Type A



(b) Type B (全載)



(c) Type B (半載)

図-15 活荷重による上床版の鉛直変位

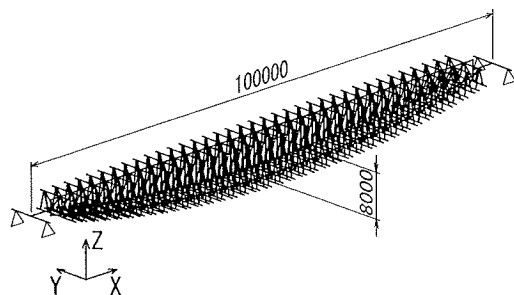


図-16 3次元骨組モデル (Type A)

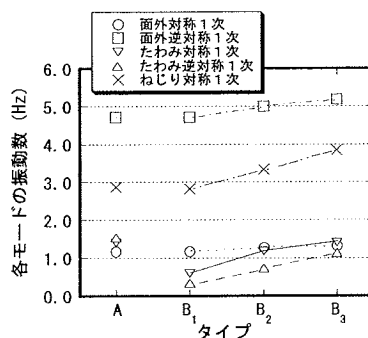


図-17 固有振動数

性の小さい張弦桁橋と同様な特性を示している⁷⁾。

d) 斜材あるいは鉛直材の軸方向力

死荷重により斜材あるいは鉛直材に生じる軸方向力(鋼管1本あたり)を図-13に、活荷重によりType Aの斜材に生じる軸方向力(鋼管1本あたり)を図-14に示す。

図-13におけるType Bの鉛直材の軸方向力は、いずれの上床版厚の場合も、Type Aに比べてはるかに小さいので、Type B₂の値のみを示している。

これらによると、Type Aの斜材の軸方向力は、単純桁としてのせん断力と同様な分布を示しているが、Type Bの鉛直材の軸方向力は、鉛直荷重を受けるのみであるので、ほぼ一定の小さな値となっていることがわかる。したがって、試設計において、Type Bの鉛直材断面は、Type Aの斜材断面より小さく設定している(表-1)。

e) 活荷重による鉛直変位

活荷重による上床版の鉛直変位を表-3および図-15に示す。

これらによると、活荷重全載時の変位については、Type B₁、B₂がType Aより大きくなっている。

活荷重半載時におけるType Bの鉛直変位は、曲げモーメントと同様に逆対称形で、吊橋や主桁剛性の小さい張弦桁橋と同様な特性を示しており⁷⁾、いずれも活

荷重半載時の変位が全載時の変位より大きくなっている。Type B₂では67.2mmとなっているが、最大変位の支間に対する比は1/1490であり、道路橋示方書に規定されている鋼桁形式に対するたわみの許容値(1/500)⁹⁾と比較しても、かなり小さな値に収まっている。しかしながら、Type B₁は上床版の断面不足のために、活荷重半載時における逆対称形の変位が、際だって大きくなった。

(2) 動的特性

a) 解析

動的解析は、骨組構造モデルを図-16に示す3次元モデル(Type Aの場合)として行った。

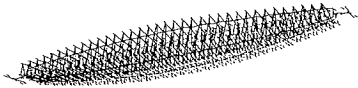
斜材は、図-4と同様に、上・下床版との接合部に剛域を設け、剛域の端部とピン結合した。支持条件は単純支持であり、上部構造中心と支承線の交点の格点1箇所のみ橋軸方向の移動を拘束した。

断面性能は、静的解析の場合と同一であり(表-1)、PC鋼材および鉄筋は考慮していない。

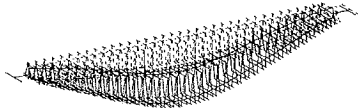
b) 固有振動モード

各タイプの固有振動数を図-17に、固有振動モードを図-18に示す。Type Bの固有振動モードは、いずれも

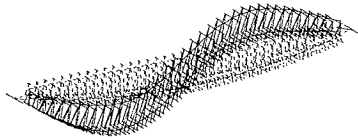
面外対称1次 (1.166Hz)



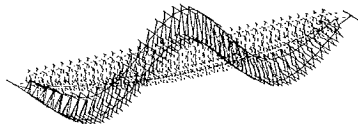
たわみ対称1次 (1.384Hz)



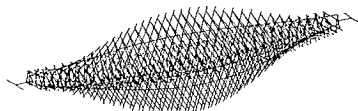
たわみ逆対称1次 (1.579Hz)



たわみ対称2次 (2.618Hz)



ねじり対称1次 (2.789Hz)

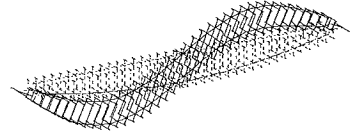


面外逆対称1次 (4.657Hz)

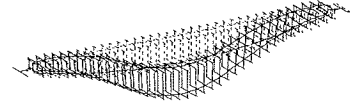


(a) Type A

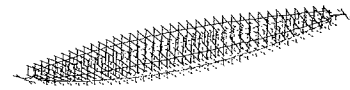
たわみ逆対称1次 (0.747Hz)



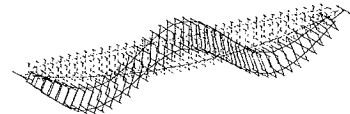
たわみ対称1次 (1.164Hz)



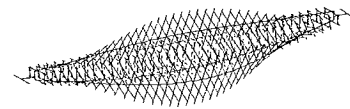
面外対称1次 (1.245Hz)



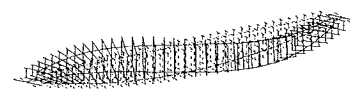
たわみ対称2次 (2.118Hz)



ねじり対称1次 (3.246Hz)



面外逆対称1次 (4.931Hz)



(b) Type B₂

図-18 固有振動モード

形状がほぼ同一であるので、Type B₂の固有振動モードを代表させて示している。

図-17によると、Type Aのたわみモードが、対称、逆対称の順で生じているのに対して、Type Bのたわみモードは、逆対称、対称の順で生じている。

速日峰橋⁹⁾、潮騒橋¹⁰⁾、夢吊橋¹¹⁾など、鉛直材を有する他礎構造のコンクリート上路式吊床版橋では、逆対称モードが最低次たわみモードとして現れており、Type Bは、これらと同様の特性を有している。

一般的な単純桁橋では、対称モードが最低次たわみモードとして現れるので、斜材の存在が面内剛性を増加させているType Aは、桁橋に似た振動特性を有しているといえる。

ただし、単純桁橋の場合は、たわみ逆対称1次モードの振動数が、対称1次振動数の4倍程度となるのに対して、Type Aでは、たわみ対称1次振動数が1.384Hz、逆対称1次振動数が1.579Hzで、両者は近接しており、各種吊構造にみられる特性も有している。

Type Aのねじり1次モードの振動数(2.789Hz)は、上床版厚が同一のType B₁(2.739Hz)と同程度の値であり、ねじりモードの振動数は、鉛直材を斜材に変えても増加させることはできない。

一方、Type Bでは、上床版厚が大きくなるに従ってねじり振動数が増加しており、ねじり振動は主に上床版のねじり剛性の影響を受けていることがわかる。

面外対称1次モードの振動数は、各タイプとも、1.16

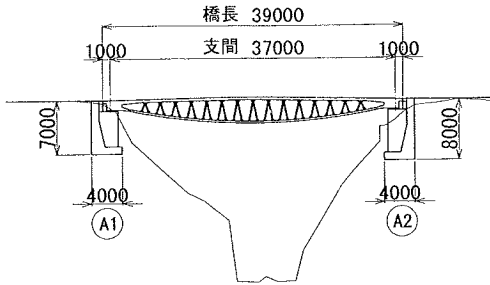


図-19 巖門園地園路橋の全体構造

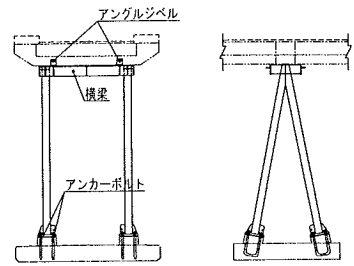
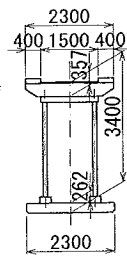
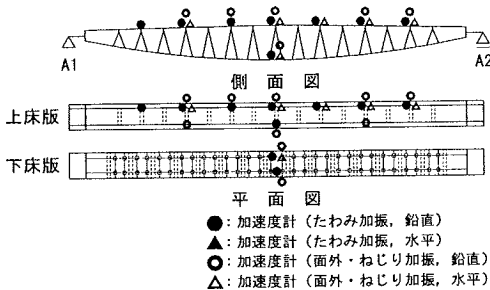
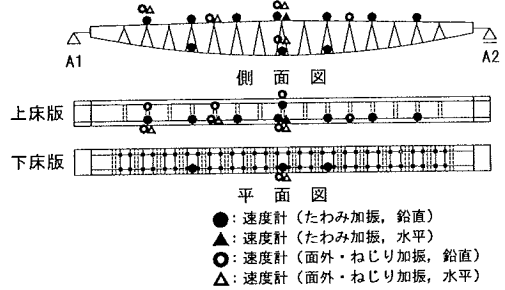


図-20 斜材の構造



(a) 橋体完成時



(b) 橋面工完成時

図-21 計測器の設置位置

Hzから1.30Hzでほぼ一定となっている。これは、上床版の面外曲げ剛性と質量の比が、各タイプでほぼ一定となっているからであるといえる。

なお、斜材の存在により面内剛性が増加しているType Aは、相対的に面外剛性が小さくなっているの、1次モードに、面外対称1次モードが現れている。

以上より、斜材が全体系の動的特性に及ぼす効果は、たわみ振動に現れ、面外振動やねじり振動は、側面構造の相違にほとんど影響を受けないことがわかる。

4. 構造解析手法の妥当性

コンクリート曲弦トラス橋として初めて建設された巖門園地園路橋(歩道橋)において、この形式の橋の構造解析への、骨組モデルを用いた微小変位解析の適用、およびその構造解析モデルの妥当性を確かめることなどを目的として、振動試験を行った。

振動試験の項目は、車両踏台落下試験、人力加振試験および常時微動計測である。

車両踏台落下試験および常時微動計測は、地覆、高欄、舗装などの橋面工が未施工の橋体完成時に、人力加振試験は、橋面工完成時において実施した。

(1) 試験の対象とした実橋の構造

巖門園地園路橋の上部構造は、上床版、下床版、斜材および端部セグメントで構成されたコンクリート曲弦トラス橋である。支間は37.0mであり、支間中央における構造高は3.4mである。全体構造を図-19に示す。

上床版厚は構造中心で357mm、下床版厚は262mmである。コンクリートの設計基準強度は、40N/mm²を基本としている。上床版、下床版ともに、プレキャストセグメントを主体とし、セグメント同士の隙間には、現場で間詰めコンクリートを打ち込んでいる。

斜材は、直径114.3mmの鋼管であり、上床版とは鋼横梁とアンクルジベルを介して、また、下床版とはベースプレートとアンカーボルトにより結合されている。斜材の構造を、図-20に示す。

支承は、ゴム製であり、A₁橋台がアンカーバーによる固定、A₂橋台が可動である。

基礎形式は、A₁橋台、A₂橋台ともに直接基礎である。

(2) 振動試験の概要

橋面工が未施工の橋体完成時に実施した車両踏台落下試験および常時微動計測では、サーボ型加速度計を12個、完成系で実施した人力加振試験では、サーボ型速度計を10個用い、図-21に示すように配置した。



(a) 車両踏台落下試験 (b) 人力加振試験
写真-1 振動試験の状況

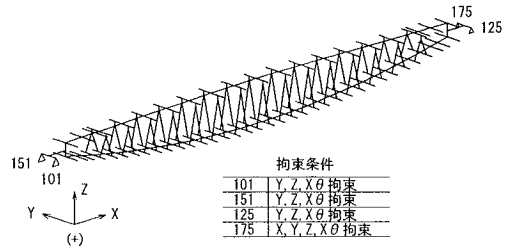


図-22 3次元骨組モデル

表-4 橋体完成時におけるコンクリートのヤング係数

部材	ヤング係数 (kN/m ²)
場所打ち部	上床版 3.0 × 10 ⁷
	下床版 3.1 × 10 ⁷
プレキャストセグメント	3.4 × 10 ⁷

表-5 巖門園地園路橋の断面性能

部材	断面面積 A (m ²)	断面二次モーメント		
		I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J (m ⁴)
上床版	標準部 0.7488	0.0074	0.2930	0.0275
	端部 1.0967	0.0268	0.4436	0.1029
下床版	標準部 0.6278	0.0033	0.2699	0.0114
	端部 0.8809	0.0118	0.3828	0.0427
端部セグメント	2.7470	0.3918	1.2082	1.0930
斜材	標準部 0.002041	0.000003	0.000003	0.000006
	端部 0.003277	0.000004	0.000004	0.000009

注)コンクリート部材の断面性能には、PC鋼材、鉄筋を考慮し、プレキャストセグメントのヤング係数(実測値)で換算した。斜材の断面性能は、鋼管1本あたりの値。

表-6 振動数と減衰定数

次数	振動モード	橋体完成時(橋面工未施工時)				橋面工完成時			
		振動数 (Hz)			減衰定数	振動数 (Hz)		減衰定数	
		解析結果	試験結果			解析結果	試験結果	試験結果	ひずみエネルギー比
			車両落下	常時微動					
1	面外1次	2.58	—	2.07	0.021	2.42	2.17	0.025	—
2	たわみ1次	4.70	4.79	4.81	0.007	4.40	4.76	0.007	0.007
3	たわみ2次	5.69	5.81	5.81	0.004	5.35	5.75	0.006	0.006
4	ねじり1次	7.25	6.41	6.45	0.010	6.92	6.59	0.009	0.007
5	たわみ3次	9.09	9.20	9.19	0.005	8.54	9.22	0.006	0.006

なお、本試験では、曲弦トラス橋の基本的な構造特性を側面構造に着目して検討するための、構造解析手法および解析モデルの妥当性を確かめることを目的としているため、面内振動およびねじり振動を主たる検討対象とした。

a) 車両踏台落下試験

車両踏台落下試験では、ハンドガイド式小型振動ローラーを試験車両とし、車輪を高さ154mmの踏台から落下させることにより橋体に衝撃力を与え、その後の減衰自由振動波形からフィルター処理を行って、卓越振動数、振動モードおよびモード減衰定数を求めた。ローラーの総質量は600kg、前輪荷重が2.75kN、後輪荷重が

3.14kNであり、固有振動数は2.38Hzである。複数のモードを捉えるため、たわみ加振では幅員中央の3ヵ所で、ねじり加振では橋軸直角方向に偏心させた位置で車輪を落下させた。試験の状況を、写真-1(a)に示す。

b) 人力加振試験

人力加振試験では、衝撃加振試験および定点加振試験を実施した。

衝撃加振試験は、高さ40cmの椅子から2人が同時に飛び降りることで、橋体に衝撃力を与える試験である。面外方向の衝撃加振では、地覆部分に水平方向に飛び移ることで衝撃力を与えた。試験の状況を、写真-1(b)に示す。

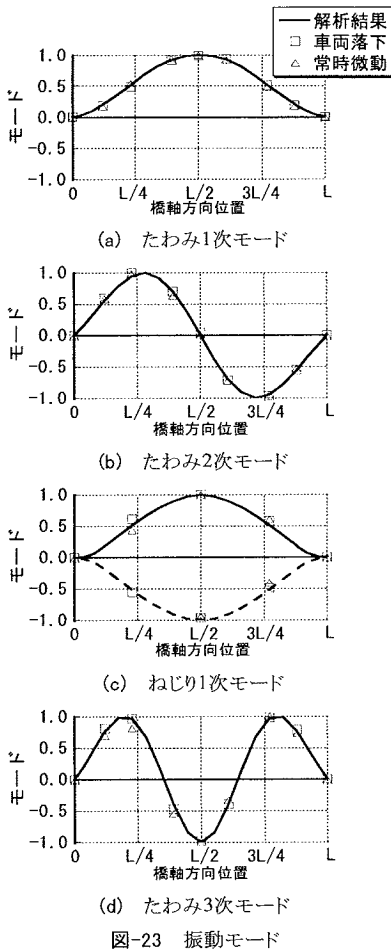


図-23 振動モード

定加振試験では、衝撃加振試験により得られた卓越振動数近傍に設定したメロノームの発音音を聞きながら、2人が振動モードの腹の位置で、屈伸やジャンプをすることで共振を起こし、大きく加振されたことを確認した後に加振を止めて、減衰自由振動波形からフィルター処理を行ってモード減衰定数を求めた。

c) 常時微動計測

常時微動計測では、各測点の微動を記録し、パワースペクトルがピークとなる振動数から卓越振動数を、クロススペクトルから振動モードを求めた。

(3) 解析

固有値解析は、上部構造のみをモデル化した図-22に示す3次元骨組モデルを用いて行った。斜材と上・下床版は剛結とし、接合部には図-4と同様に剛域を設けている。支持条件は単純支持であり、4箇所での支承のうち、1箇所のみ橋軸方向の移動を拘束した。

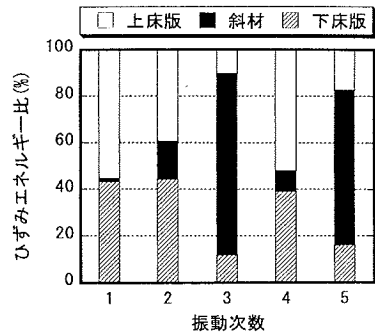


図-24 各振動モードにおける構成部材のひずみエネルギー比

解析における、鋼およびPC鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 、上床版および下床版のコンクリートのヤング係数は、振動試験実施時における静弾性係数試験に基づいて表-4に示すように設定した。

上床版の上部は、プレキャストセグメントを架設した後にコンクリートが後打ちされていたため、解析においては、これら2種類のコンクリートのヤング係数比を考慮するとともに、PC鋼材と鉄筋も含めた表-5に示す換算断面性能を用いた。

(4) 試験の結果と考察

振動試験より得られた卓越振動数および減衰定数を表-6に、振動モードを図-23に示す。これらには、固有振動数、固有振動モードの解析結果も示している。

振動モードは、橋体完成時のものを示したが、橋面工完成時も同一形状であった。

試験結果と解析結果は、よく一致しており、微小変位理論を適用した骨組構造解析およびその骨組構造モデルの妥当性を確かめることができた。

なお、本橋の減衰定数は、たわみ振動について0.004~0.007、面外振動で0.021~0.025、ねじり振動で0.009~0.010であり、PC斜張橋¹²⁾やPC吊床版橋¹³⁾において、これまでに得られている値と同程度の値であった。

次に、本橋の減衰機構がひずみエネルギー比例減衰に基づく仮定して、各部材の等価減衰定数を検討した。材料は、上床版と下床版がコンクリート、斜材が鋼である。橋面工完成時の骨組モデルを用いて固有値解析を行い、得られた固有モードベクトルから全振動エネルギーに対する各構成部材のひずみエネルギー比を算出した。その結果を図-24に示す。

これによると、逆対称1次モード形状をした3次振動(たわみ2次)では、全振動エネルギーに対して斜材が大きな割合を占めているが、ねじり振動や面外振動に

対しては、斜材の占める割合が小さいことがわかる。

さらに、このひずみエネルギー比と橋面工完成時に実測して得られた減衰定数から、非線形最小2乗法を用いて各部材の等価減衰定数を算出した。なお、本試験では面内振動およびねじり振動を主たる検討対象としたため、面外1次振動については検討から除外した。

その結果、本橋の実測データから算出した等価減衰定数としては、上床版で0.005、下床版で0.01、鋼斜材で0.005となった。

この値を用いて、各振動モードの減衰定数をエネルギー的に評価する方法¹⁹⁾により算出した結果を表-6に付記した。これより、対象から除外した面外1次振動を除いて、概ねひずみエネルギー比例減衰で本橋の減衰機構を表せることがわかった。

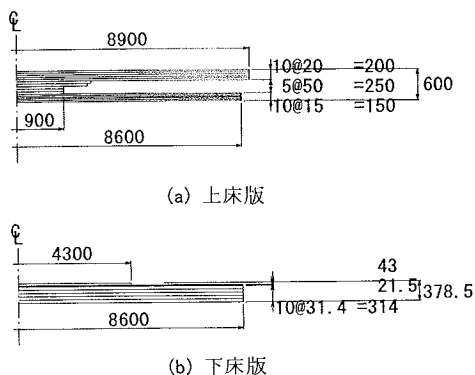


図-25 部材断面のファイバーモデル (Type A)

5. 曲げ破壊時の挙動と終局耐力

コンクリート曲弦トラス橋を道路橋に適用するには、曲げに関する終局時の特性を検討し、安全性を確かめておく必要がある。そこで、斜材を有する曲弦構造であるコンクリート曲弦トラス橋 (Type A) と、鉛直材を有する曲弦構造であるコンクリート自碇式吊床版橋 (Type B) の非線形解析を実施して、側面構造の相違が曲げ破壊時の挙動に及ぼす影響を明らかにする。なお、Type B については、試設計において所定の安全度を確保できなかったことから、検討対象とはしなかった。

(1) 解析の方法と条件

解析は、ファイバーモデルを用い、個々の材料要素の非線形性を入力することで、荷重載荷状態に応じた断面の剛性を設定し、幾何学的非線形性も考慮できる荷重増分法による骨組解析プログラムを用いた¹⁹⁾。

構造モデルは、図-4と同一の2次元骨組モデルである。コンクリート断面のファイバーモデルの一例として、Type A の場合を図-25に示す。材料の応力-ひずみ関係は、コンクリート標準示方書に従うものとし、コンクリートの引張強度は0とした。PC鋼材の材質はSWPR 7Bで、設計引張強度は $f_{td}=1860\text{N/mm}^2$ である。鉄筋の材質はSD 345で、設計引張降伏強度は $f_{td}=345\text{N/mm}^2$ である。

荷重は、2章で述べた試設計におけるものと同一であり、活荷重の載荷も同様に全載および半載とした (図-5)。荷重の漸増方法は、活荷重全載の場合は $\beta(D+L)$ 、活荷重半載の場合は $D+\beta L$ とした。ここで、 D は死荷重、 L は道路橋示方書に規定されている B 活荷重 (衝撃の影響を含む) である⁹⁾。

β は荷重倍率であり、1.0 から漸増させていき、いず

れかの断面において、圧縮縁のコンクリートが終局ひずみ ($\epsilon_{cu} = 0.0035$) に達した時点、あるいはPC鋼材が破断ひずみに達した時点をもって破壊とした。PC鋼材の破断ひずみ ϵ_{su} は、JIS G 3536 に示されたPC鋼より線の伸びの規格より、 $\epsilon_{su} = 0.035$ とした。

(2) 解析の結果と考察

破壊時における上床版の鉛直変位を図-26に、曲げモーメントを図-27に示す。荷重倍率と着目点の鉛直変位との関係を図-28に示す。破壊時においてPC鋼材が降伏したタイプについては、PC鋼材の降伏域の分布を図-29に示す。

図-26によると、Type B は、活荷重半載時における変形が、Type A と異なり逆対称形になっていることが特徴である。また、図-27によると、Type A は、活荷重全載、半載の場合ともに、破壊時においても曲げモーメントがそれほど大きく生じていないのに対して、Type B は、かなり大きな曲げモーメントが生じている。

図-28によると、半載時における Type B の鉛直変位は、Type A と異なり、3L/4点で荷重倍率の小さい段階から上方 (負の方向) に進むことが特徴である。

図-29によると、PC鋼材の降伏域の分布は、Type A については、3章で述べた弾性範囲内での線形解析による水平力の特性と傾向が一致していることがわかる。

Type B については、線形解析によって下床版水平力が全長にわたり一定となることを示したが、下床版の軸方向引張力としては、傾斜角の大きい位置で大きくなることから、Type B₃ の下床版PC鋼材の降伏域も、径間端部に現れている。しかし、下床版PC鋼材の応力やひずみは、下床版コンクリート断面の曲げの影響も受けることから、PC鋼材のひずみが最大となる断面は、3L/8点および5L/8点の鉛直材直下に現れている。

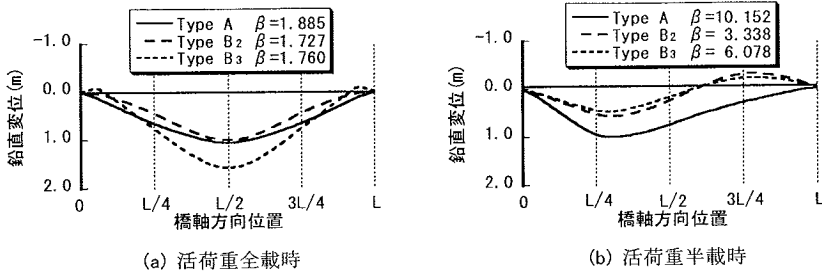


図-26 破壊時の上床版鉛直変位

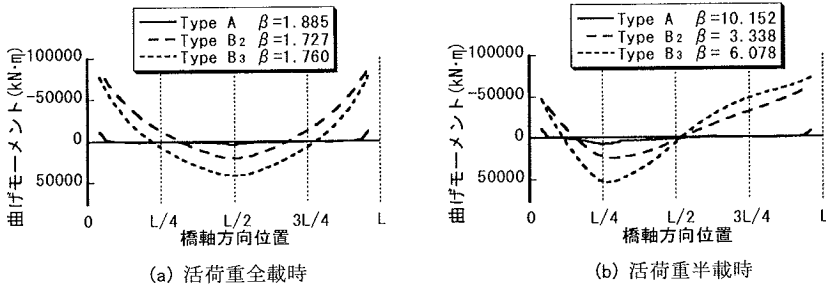


図-27 破壊時の上床版曲げモーメント

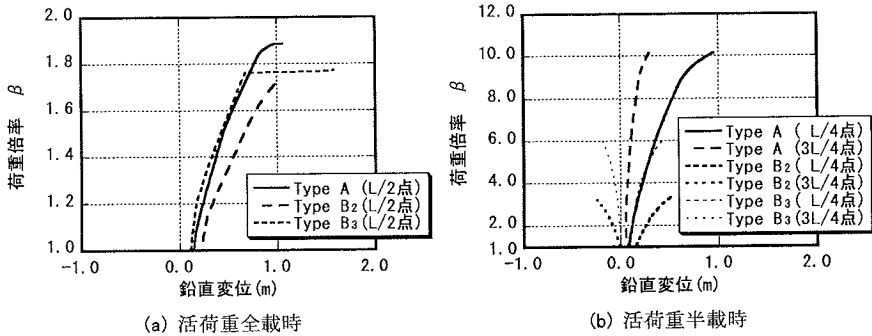


図-28 鉛直変位

荷重倍率と下床版PC鋼材の応力度との関係を図-30に、下床版PC鋼材のひずみとの関係を図-31に、上床版のコンクリートひずみとの関係を図-32に示す。

活荷重全載の場合における破壊時の挙動については、図-30(a)、図-31(a)、図-32(a)によると、Type Aは、荷重倍率 $\beta=1.503$ から $\beta=1.671$ にかけて、L/3点とL/2点における下床版鉄筋の引張応力度が 345N/mm^2 (f_{td}) に達して降伏することで、L/2点における上床版上縁のコンクリートひずみの増加が大きくなる(図-32(a))。その後、 $\beta=1.826$ から $\beta=1.867$ にかけて、L/3点とL/2点における下床版PC鋼材の引張応力度が 1562N/mm^2 ($0.84f_{td}$) に達して降伏し(図-30(a))、これに伴い、PC

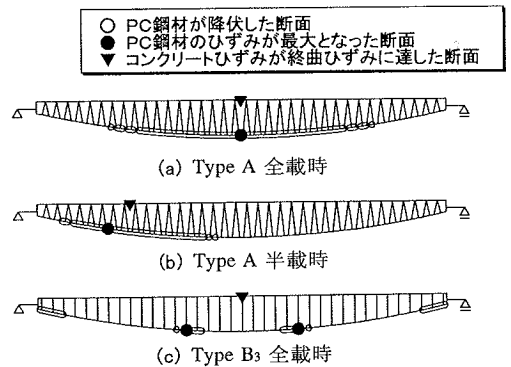


図-29 破壊時における降伏域の分布

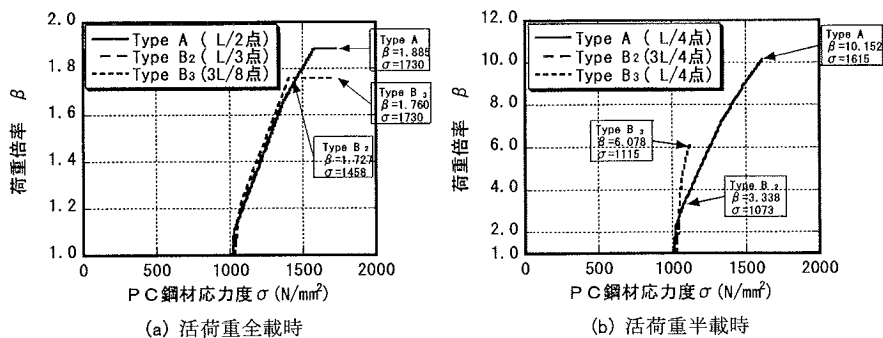


図-30 下床版PC鋼材の応力度

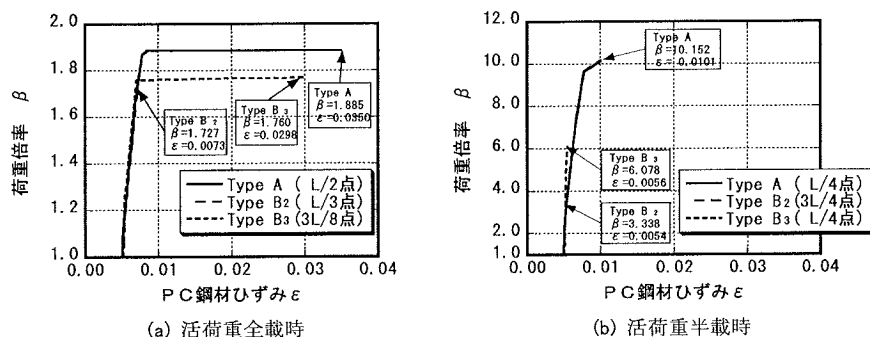


図-31 下床版PC鋼材のひずみ

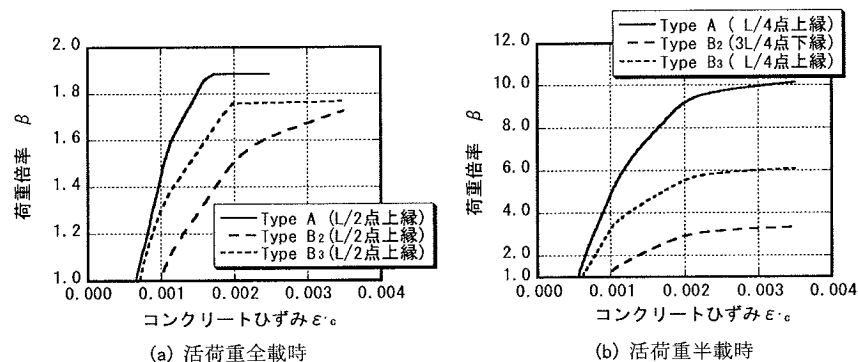


図-32 上床版のコンクリートひずみ

鋼材の応力度とひずみが大きく増加し始め、 $\beta=1.885$ でL/2点において引張応力度が 1730N/mm^2 ($0.93f_{ud}$)になるとともに(図-30(a))、ひずみも破断ひずみ($\epsilon_s=0.035$)に達して破壊した(図-31(a))。Type Aの下床版PC鋼材のひずみが破断ひずみに達した $\beta=1.885$ において、L/2点における上床版上縁のコンクリートひずみは $\epsilon'_c=0.0025$ に留まっていた(図-32(a))。

Type B2は、 $\beta=1.550$ から $\beta=1.630$ にかけて、径間端部とL/2点における下床版鉄筋が降伏することにより、L/2点における上床版上縁のコンクリートひずみの増加が大きくなり、 $\beta=1.727$ で終局ひずみに達して破壊した(図-32(a))。

PC鋼材は、破壊時においても降伏していない(図-31(a))。

これに対して、Type B₃は、荷重倍率 $\beta=1.660$ から $\beta=1.740$ にかけて、径間端部やL/2点における下床版鉄筋が降伏することで、径間端部における下床版PC鋼材引張応力度やひずみの増加が大きくなり、荷重倍率 $\beta=1.760$ で、3L/8点の下床版PC鋼材が降伏し(図-31(a))、L/2点における上床版上縁のコンクリートひずみが終局ひずみに達して破壊した(図-32(a))。

この時、PC鋼材の引張応力度は1730N/mm²に達しているが、破断には至っていない(図-31(a))。

このように、活荷重全載の場合には、Type Bは、上床版上縁のコンクリートひずみが終局ひずみに達することによって破壊したが、Type Aは、破壊時においても上床版の曲げモーメントがそれほど大きく増加しない特性から、Type Bに比べて荷重倍率も伸び、下床版PC鋼材が破断ひずみに達することで破壊した。

活荷重半載の場合における破壊時の挙動については、図-30(b)、図-31(b)、図-32(b)によると、Type Aは、荷重倍率 $\beta=9.650$ で、L/4点における下床版PC鋼材の引張応力度が1562N/mm²に達して降伏し(図-30(b))、ひずみが大きく増加している(図-31(b))。これに伴って、L/4点における上床版上縁のコンクリートひずみも、急激に増加し、 $\beta=10.152$ で終局ひずみに達し破壊した(図-32(b))。

Type B₂は、 $\beta=3.338$ で、活荷重の載荷されていない区間の3L/4点における上床版下縁のコンクリートひずみが、終局ひずみに達し破壊した(図-32(b))。PC鋼材は、破壊時においても降伏していない(図-31(b))。

Type B₃は、 $\beta=6.078$ で、L/4点上床版上縁のコンクリートひずみが、終局ひずみに達して破壊した(図-32(b))。PC鋼材は、破壊時においても降伏していない(図-31(b))。

すなわち、Type AがPC鋼材の降伏により、L/4点上床版上縁のコンクリートひずみが終局ひずみに達することによって破壊したのに対して、Type B₂はPC鋼材が破壊時においても降伏せずに、活荷重が載荷されていない3L/4点の上床版下縁が破壊したことなど、Type AとType B₂の破壊時の挙動には明かな相違点がある。また、活荷重半載時に上床版の変形が逆対称形となって、活荷重が載荷されていない区間の断面が破壊するType B₂の特性は、主桁剛性の小さいコンクリート張弦桁橋と同様のものである⁷⁾。

一方、Type B₃は、上床版の変形は逆対称形となったが、活荷重が載荷されている区間の断面が破壊したことなど、Type AとType B₂の中間的な特性を示している。

このような破壊時の特性は、図-15に示した線形解析による変位特性と傾向が一致している。

以上の非線形解析結果により、Type AとType Bにおける側面構造の相違が曲げ破壊時の挙動に及ぼす

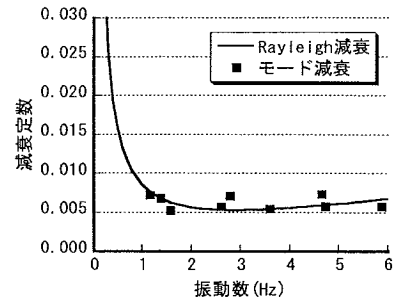


図-33 ひずみエネルギー比例減衰から算出したモード減衰定数と仮定したRayleigh減衰曲線(Type A)

影響として、Type Aの斜材に、活荷重全載時、半載時ともに、破壊時荷重倍率を高める効果が認められた。

すなわち、活荷重全載での曲げ破壊時の挙動については、斜材の存在により破壊時においても上床版の曲げモーメントが卓越しない特性を有するType Aの破壊時荷重倍率が、下床版PC鋼材のひずみが破断ひずみに達するまで伸びることから、Type Bに比べて大きな値が得られた。また、活荷重半載での曲げ破壊時には、Type Bは上床版の変形が逆対称形となって破壊し、対称形となるType Aと明かな差異が認められるとともに、斜材の存在により上床版の曲げモーメントが卓越しない特性を有するType Aの破壊時荷重倍率の方が、かなり大きな値となった。

さらに、Type A、Type Bともに、活荷重半載よりも活荷重全載の場合の曲げ破壊時における荷重倍率が小さい特性を有していたが、両者とも線形解析に基づいて設定した断面に対して、破壊時荷重倍率が十分確保されたことから、破壊時の特性に起因して、設計が限界になることはないことがわかった。

6. 車両走行時における挙動と振動使用性

コンクリート曲弦トラス橋を道路橋として適用するためには、車両走行時における特性を検討し、供用時における使用性についても確かめておく必要がある。

そこで、斜材を有するコンクリート曲弦トラス橋(Type A)と、鉛直材を有するコンクリート自旋式吊床版橋(Type B)を対象として、車両走行による動的応答解析を実施し、側面構造の相違が車両走行時における動的応答に及ぼす影響を明らかにするとともに、振動使用性を検討する。なお、Type B₁については試設計において所定の安全度を確保できなかったが、参考のために解析結果を示すこととした。

表-7 車両モデルの諸元

総重量		kN	245.0
ばね上質量	前軸 M_{S1}	kN/(sec ² /m)	0.362
	後軸 M_{S2} M_{S3}	kN/(sec ² /m)	0.395
ばね下質量	前軸 M_{T1}	kN/(sec ² /m)	0.020
	後軸 M_{T2} M_{T3}	kN/(sec ² /m)	0.051
ばね上ばね定数	前軸 K_{S1}	kN/m	882.0
	後軸 K_{S2} K_{S3}	kN/m	1715.0
ばね上減衰係数	前軸 C_{S1}	kNsec/m	2.55
	後軸 C_{S2} C_{S3}	kNsec/m	3.92
ばね下ばね定数	前軸 K_{T1}	kN/m	1274.0
	後軸 K_{T2} K_{T3}	kN/m	3430.0
ばね下減衰係数	前軸 C_{T1}	kNsec/m	2.06
	後軸 C_{T2} C_{T3}	kNsec/m	5.10
前輪～後輪前軸間距離	r_1	m	5.87
前輪～後輪中心間距離	r_2	m	6.53
後輪軸間距離	r_3	m	1.32
左右軸間距離	r_4	m	2.00

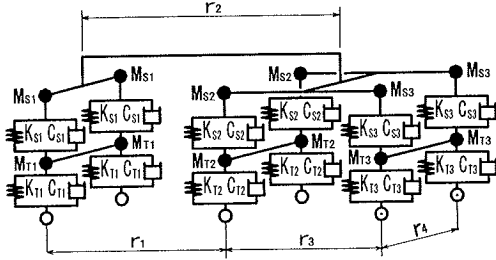


図-34 車両モデル

(1) 解析の方法と条件

解析では、Newmark β 法(時間間隔0.01sec, $\beta=1/4$)を用いて直接積分法により応答値を算出した。

構造モデルは、図-16に示した3次元骨組モデル(Type Aの場合)である。解析の目的が、両タイプの特性値の相対的な差を比較することにあるので、試設計および3章と同様に、コンクリート断面の剛性にPC鋼材や鉄筋は考慮していない。

構造モデルの減衰特性は、固有値解析から得られたひずみエネルギー比を用いて、ひずみエネルギー比例減衰を適用することで各振動モード減衰を算出した。

この際に用いた各部材の等価減衰定数は、4章で述べた巖門園地園路橋の橋面工完成時における振動試験で得られた各部材の等価減衰定数とし、上床版で0.005、下床版で0.01、斜材あるいは鉛直材で0.005を用いた。動的解析における減衰マトリックスは、ひずみエネルギー比例減衰より算出した最低次元内振動と車両ばね上振動数領域を含む4Hz近傍の面内振動におけるモード減衰定数、およびこれらに対する振動数を用いてRayleigh減衰を仮定した。Type Aの場合について、ひずみエネルギー比例減衰より算出した各モードの減衰定数と仮定したRayleigh減衰曲線を図-33に示す。

車両モデルとしては、図-34に示す総重量245kN(前輪ばね上1.9Hz, 前輪ばね下16.6Hz, 後輪ばね上2.7Hz, 後輪ばね下16.3Hz)の立体車両モデルを用いた。この車両モデルの諸元を表-7に示す。

解析に用いた路面の凹凸は、式(4)に示すISOの評価基準¹⁰⁾における良好に相当する路面凹凸パワースペクトル密度を用い、シミュレーション法¹⁷⁾により作成した。

$$S_r(\Omega) = \begin{cases} a_1 / \Omega^{n_1} & \Omega_L < \Omega \leq \Omega_c \\ a_2 / \Omega^{n_2} & \Omega_c \leq \Omega \leq \Omega_U \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 a は平坦性を表す平滑度パラメータ、 Ω は路面凹凸周波数、 n は周波数によるパワー分布を示す指数である。

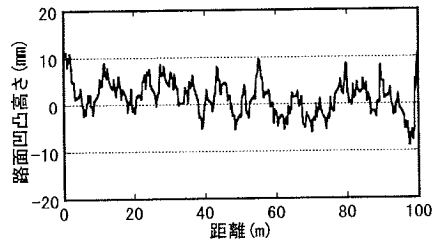


図-35 路面凹凸

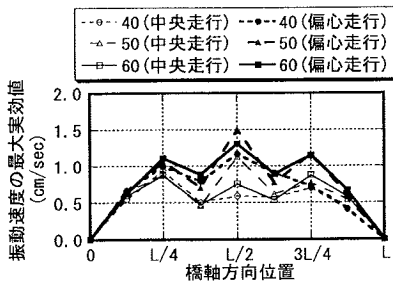
各パラメータは、 $a_1=1.67$, $a_2=0.005$, $n_1=0.0$, $n_2=1.94$, $\Omega_L=0.0$, $\Omega_c=0.05$, $\Omega_U=2.5$ と設定した。作成した路面凹凸を図-35に示す。

車両走行のパターンは、2車線道路の中央を走行させるパターンと、ねじり振動の影響を把握するために、構造中心に対して偏心させて走行させるパターンとの2パターンとした。また、車両の走行速度は、40, 50, 60 km/hの3種類を設定した。

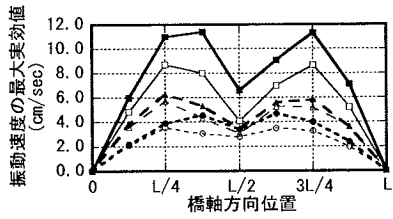
(2) 解析の結果と考察

供用時における使用性は、振動速度の最大実効値に着目して検討することとし、両タイプの鉛直方向振動速度の最大実効値を図-36に示す。また、鉛直方向振動速度の波形を、Type Aの50km/h走行時およびType B₂の60km/h走行時について図-37に示す。両タイプで最も大きな最大実効値を記録した位置および走行速度における鉛直方向振動のフーリエスペクトルを図-38に示す。

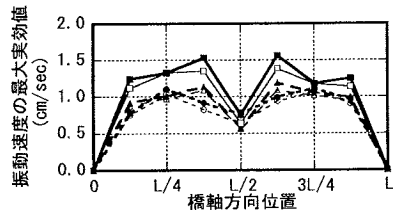
図-36および図-38によると、斜材の存在により面内剛性が増加しているType A ($d=0.6$ m)は、上床版厚 d が同一のType B₁に比べて、はるかに小さな振動速度し



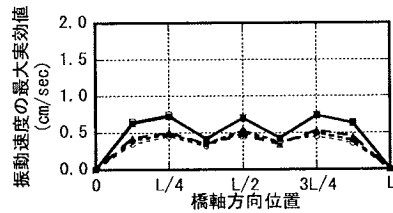
(a) Type A



(b) Type B1



(c) Type B2



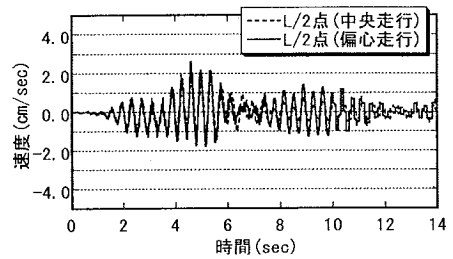
(d) Type B3

図-36 鉛直方向振動速度の最大実効値

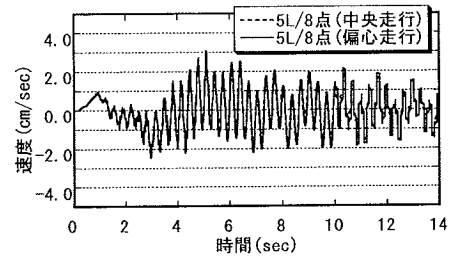
か生じていないことがわかる。

しかし、50km/hの中央走行の場合の鉛直方向振動速度の最大実効値が、L/2点において1.12cm/secであるのに対して、偏心走行の場合は、1.50cm/secと30%以上大きくなっている。また、中央走行時には、たわみ対称2次振動(2.618Hz)が卓越しているのに対して、偏心走行時には、たわみ対称2次振動およびねじり対称1次振動(2.789Hz)が卓越している。

これより、車両の走行を偏心させてねじり振動を励起する走行パターンの場合には、たわみモードに加えてねじりモードが卓越することで振動速度が増加していることがわかる。



(a) Type A 50km/h走行時



(b) Type B2 60km/h走行時

図-37 鉛直方向振動速度

Type Bについては、Type B1($d=0.6\text{m}$)が、断面不足のために、試設計において所定の安全度を確保できておらず、60km/hの偏心走行の場合に、3L/4点において実効値で11.30cm/secと、かなり大きな値を示している。この時は、たわみ逆対称1次振動(0.392Hz)が卓越しており、たわみ1次モードが逆対称モードとなるType Bの動的特性(図-17)と傾向が一致している。

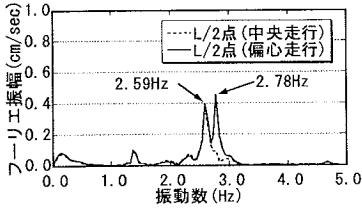
Type B2($d=1.2\text{m}$)では、60km/hの中央走行の場合の鉛直方向振動速度の最大実効値は、5L/8点において1.38cm/secであるのに対して、偏心走行の場合には1.56cm/secと、10%程度しか大きくなっていない。

これは、中央走行時、偏心走行時ともに、たわみ逆対称2次振動(3.057Hz)が卓越し、偏心走行時に、ねじり対称1次振動(3.246Hz)が大きく励起されることがなかったためである。

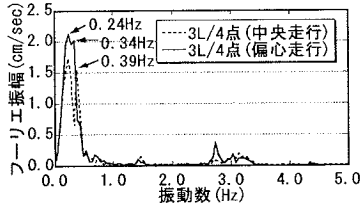
Type B3($d=1.8\text{m}$)では、鉛直方向振動速度の最大実効値は、中央走行と偏心走行でほとんど差が生じておらず、60km/hの中央走行時に、3L/4点において0.75cm/secと、他のタイプに比べて最も小さかった。この時は、たわみ対称2次振動(2.807Hz)が卓越していた。

Type A($d=0.6\text{m}$)で、たわみモードに加えてねじりモードが卓越したのは、3章で述べたように、斜材にはねじりモードの振動数を増加させる効果がほとんどないからであると考えられる。

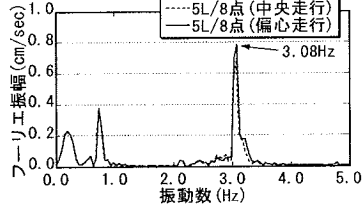
一方、Type B2($d=1.2\text{m}$)で、ねじりモードが卓越しなかったのは、ねじり振動が主に上床版のねじり剛性の影



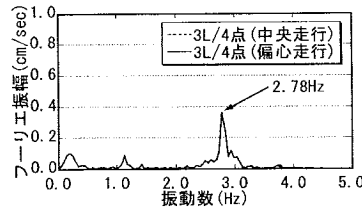
(a) Type A 50km/h走行時



(b) Type B1 60km/h走行時



(c) Type B2 60km/h走行時



(d) Type B3 60km/h走行時

図-38 鉛直方向振動のフーリエスペクトル

響を受けることから、上床版厚 d が1.2mあれば、ねじりモードが卓越しないために必要なねじり剛性を確保できたからであるといえる。

ただし、振動使用性については、Type Aは偏心走行時においても、振動速度の最大実効値が1.50cm/secであり、歩行者が少し歩きにくいと感じる実効振幅1.7cm/sec¹⁸⁾を十分下回った。また、Type Bは、上床版厚が大きくなるにつれて振動速度が減少しており、上床版厚 d が1.2mのType B2では、偏心走行時においても1.56cm/secと、Type Aと同程度の値に収まった。

なお、水平方向振動速度の最大実効値については、いずれのタイプも、鉛直方向より小さく、最も大きな値を示したType B1の40km/hの偏心走行の場合におけるL/2点でも、1.27cm/sec程度であった。この時は、ねじり

対称1次振動(2.739Hz)が卓越していた。

以上の車両走行による動的応答解析結果により、Type AおよびType Bにおける側面構造の相違が車両走行時の動的応答に及ぼす影響としては、3章で述べたように、斜材の動的特性に及ぼす効果が、たわみ振動に現れて、ねじり振動は側面構造の影響を受けない特性と、同様な傾向が認められた。

すなわち、斜材の存在により面内剛性が増加しているType A ($d=0.6m$)は、大きな鉛直方向振動速度が生じることはないが、上床版のねじり剛性が相対的に小さいことから、車両走行がねじり振動を励起するパターンの場合に、たわみモードに加えてねじりモードが卓越することで、鉛直方向振動速度が大きくなる特性を有していることがわかった。

これに対して、Type B2 ($d=1.2m$)は、Type Aに比べ上床版のねじり剛性大きいことから、ねじり振動の卓越により振動速度が大きくなることはなかった。

また、Type AおよびType B2, B3において生じた振動速度の最大実効値は許容される範囲内に収まっており、両タイプとも2章で述べた線形解析に基づいて設定した構造であれば、車両走行時の特性に起因して、橋の振動に関する使用性について、とくに問題が生じることはないことがわかった。

7. 結 言

支間100m、縦距8.0mのコンクリート曲弦トラス橋について行った試設計結果と、斜材の全体系に及ぼす影響を把握するために、鉛直材を有するタイプの試設計結果とを対比させて行った構造特性の検討、破壊時の挙動に関する検討、車両走行時の振動使用性に関する検討、および実橋で実施した振動試験などから得られた知見は、以下のとおりである。

- (1)斜材を有するコンクリート曲弦トラス橋の上・下床版(上・下斜材)に生じる軸方向力の水平成分が、トラスの釣合い条件から求められ、曲線分布となるのに対し、鉛直材を有するタイプにおける上・下床版の水平力は、吊橋や張弦桁橋と同様に、全長にわたり一定の直線分布となることが確かめられた。
- (2)上床版の曲げモーメントについては、鉛直材を有するタイプでは、径間端部に大きな負の曲げモーメントが生じることから、コンクリート曲弦トラス橋に比べて上床版厚を大きく設定する必要が生じるのに対して、コンクリート曲弦トラス橋ではわずかしか生じないため、設計上有利となることがわかった。
- (3)コンクリート曲弦トラス橋のたわみ振動モードは、対称モード、逆対称モードの順で現れ、両者の振

- 動数が近接する点を除けば、桁橋に似た特性を示すのに対して、鉛直材を有するタイプでは、逆対称モード、対称モードの順で現れ、他従構造のコンクリート上路式吊床版橋と同様の特性を示した。
- (4)コンクリート曲弦トラス橋の斜材が全体系の動的特性に及ぼす効果は、たわみ振動に現れて、面外振動やねじり振動は、側面構造の相違にほとんど影響を受けないことがわかった。
- (5)実橋で実施した振動試験により、検討に用いた微小変位理論を適用した骨組構造解析およびその骨組構造モデルの妥当性を確かめることができた。
- (6)活荷重全載での曲げ破壊時の挙動については、破壊時においても上床版の曲げが卓越しない特性を有するコンクリート曲弦トラス橋の破壊時荷重倍率が、下床版PC鋼材のひずみが破断ひずみに達するまで伸びることから、鉛直材を有するタイプより大きな値となる結果が得られた。
- (7)活荷重半載時における曲げ破壊の形態は、鉛直材を有するタイプでは、上床版の変形が逆対称形となって破壊し、対称形となるコンクリート曲弦トラス橋と明かな差異が認められるとともに、上床版の曲げが卓越しない特性を有するコンクリート曲弦トラス橋の破壊時荷重倍率の方が、大きな値となった。
- (8)曲げ破壊時における荷重倍率は、コンクリート曲弦トラス橋および鉛直材を有するタイプともに、活荷重全載時において最小となる特性を有しているが、両者ともこの破壊時の特性によって設計が限界になることはないことがわかった。
- (9)コンクリート曲弦トラス橋は、上床版のねじり剛性が相対的に小さいことから、車両走行がねじり振動を励起するパターンの場合に、たわみモードに加えてねじりモードが卓越することで鉛直方向振動速度が大きくなる特性が認められた。
- (10)コンクリート曲弦トラス橋および鉛直材を有するタイプの両者とも、車両走行時における特性によって、橋の振動に関する使用性について、とくに問題が生じることはないことがわかった。

なお、斜材を有する曲弦構造であるコンクリート曲弦トラス橋や、鉛直材を有する曲弦構造であるコンクリート自旋式吊床版橋の構造特性は、構造高と支間の比や上・下床版の剛性の比などにも影響を受けるため、今後は、この点に関する検討を行っていく必要がある。

また、斜材や鉛直材を有する曲弦構造の下床版は、軸方向引張力が卓越する部材であることから、合理的な設計手法の確立が課題として挙げられる。さらに、斜材あるいは鉛直材と上・下床版との結合構造に関する

検討も必要である。

一方、コンクリート曲弦トラス橋を、支間100mを超える長支間の橋に適用する場合には、架設時における安定性なども検討課題になると考えられる。

参考文献

- 熊谷紳一郎, 近藤真一, 池田尚治 : 吊床版構造を応用した新しいPC複合トラス橋に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.44, No.1, pp.73-82, 2002.1.
- 熊谷紳一郎, 近藤真一, 梅津健司, 加藤幸則, 小松原隆之 : 吊床版構造を応用した新しいPC複合トラス橋の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol.44, No.6, pp.128-136, 2002.11.
- 土木学会 : コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.148-172, 2002.3.
- 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp.11-25, 2002.3.
- プレストレストコンクリート技術協会 : PC吊床版橋設計施工規準(案), pp.15-16, 2000.11.
- 平井 敦 : 鋼橋(Ⅲ), pp.336-356, 技報堂, 1967.9.
- 近藤真一, 梶川康男, 前田研一 : コンクリート張弦桁橋の力学特性と車両走行時, 破壊時の挙動, 土木学会論文集, No.704/V-55, pp.201-217, 2002.5.
- 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, pp.118-122, 2002.3.
- 鳥野清, 成富勝, 日笠山徹巳, 小坪清真 : 上路式PC吊橋の動特性とその改善, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.691-698, 1986.3.
- 近藤真一, 花岡志郎, 中井裕司 : 連続構造上路式吊床版橋の構造特性について, 土木学会論文集, No.658/VI-48, pp.107-119, 2000.9.
- 梶川康男, 久保修平, 深田宰史, 近藤真一 : 上路式PC吊床版橋の振動特性, 橋梁振動コロキウム'01論文集, pp.97-104, 土木学会, 2001.10.
- 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二 : 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.147-161, 1999.7.
- 梶川康男, 深田宰史, 吉川裕晃 : 単径間PC吊床版橋歩道橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.811-817, 1998.3.
- 角本 周, 梶川康男 : PC吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.337-348, 1999.1.
- 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎 淳 : 非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について, 第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.309-314, 1995.10.

- 16) 橋梁振動研究会編 : 橋梁振動の計測と解析, pp.173-182, 技報堂出版, 1993.10. に関する考察, 土木学会論文報告集, No.304, pp.47-58, 1980.12.
- 17) 橋梁振動研究会編 : 橋梁振動の計測と解析, pp.375-379, 技報堂出版, 1993.10.
- 18) 梶川康男 : 振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析 (2003. 5. 7 受付)

STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF CONCRETE CURVED CHORD TRUSS BRIDGES AND APPLICATION TO HIGHWAY BRIDGES

Shinichi KONDOH, Yasuo KAJIKAWA, Saiji FUKADA and Ken-ichi MAEDA

We investigated the structural characteristics of concrete curved chord truss bridges consisting of a roadway slab deck, steel diagonals and a bottom slab which is prestressed by tendons. The bridge can be erected in the same method as used for stress ribbon bridges. After the roadway slab is completed, the structural system changes to a self-anchored system. The Ganmon Bridge is the first bridge constructed as a concrete curved chord truss bridge in Japan. We carried out the vibration test, and the validity of our analytical model was shown. Moreover, we showed the interesting comparison results of the structural and vibration characteristics using analytical models with diagonal members or vertical members. Finally, we could estimate the serviceability of this bridge applied by dynamic responses analysis under moving vehicles. Furthermore, we showed the structural behavior in ultimate loading applied by non-linear analytical method using the fiber model.