

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

近藤真一¹・梶川康男²・前田研一³

¹正会員 住友建設株式会社 土木本部技術部 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町13番地の4)

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 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)

張弦桁橋は、ケーブルで主桁を下方から支持した自碇構造の橋である。本論文では、多数のストラットを有する張弦桁橋の基本的な力学特性を明らかにするとともに、主桁剛性が全体系の静的特性、動的特性などに及ぼす影響について検討した。また、構造解析の妥当性を確認するために行った実橋における静的・動的載荷試験結果を示した。さらに、主桁剛性が、車両走行時および破壊時の挙動に及ぼす影響について検討を加えた。

Key Words : bridge supported from below, external prestressing, self-anchored cable supported bridge, two-chord structural system, structural characteristics

1. 緒 言

張弦桁橋は、ケーブルで主桁を下方から支持した自碇構造の橋であり、従来から建築分野において屋根材などに採用されてきた張弦梁構造を、軽量化を主な目的として、橋梁分野に適用した形式である。

コンクリート張弦桁橋についてみると、1994年にフランスで支間53mの Truc de la Fare overpass¹⁾、1998年に静岡県で支間40mのあゆみ橋²⁾が建設されている。また、同様な構造として、ケーブルで下方から床版(以下、床版も含めて主桁という)を支持した支間39mの自碇式上路吊橋³⁾も、1998年に長野県で建設されている。ただし、これらの橋は、農道橋あるいは歩道橋であり、本格的な道路橋の実績はない。

コンクリート張弦桁橋に関する研究としては、桁高を支間で除した桁高比が1/28の模型を用いた終局耐力の研究⁴⁾などが行われているほか、自碇式上路吊橋に関しても、桁高比1/111の模型を用いた終局挙動の研究⁵⁾や桁高比1/95の実橋を対象とした振動使用性の研究⁶⁾が発表されている。

しかし、コンクリート張弦桁橋について、基本的な力学特性を明らかにした研究は報告されておらず、また張弦桁橋や自碇式上路吊橋を含め、1/30程度から1/100程度までの可能と考えられる広範囲の桁高比を対象とし、主桁の剛性に着目して力学特性を明らかにしようとした研究も行われていない。

さらに、コンクリート張弦桁橋を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発表されていない。

そこで、本論文では、多数のストラットを介してケーブルで主桁を支持したコンクリート張弦桁橋の基本的な力学特性を明らかにするとともに、桁高比1/33から1/133の範囲について主桁剛性の相違に着目し、張弦桁橋や自碇式上路吊橋を含めて、その特性について検討する。また、これに先立ち、実橋で実施した静的・動的載荷試験結果により、特性把握のための構造解析および解析モデルの妥当性を示す。

さらに、コンクリート張弦桁橋を道路橋として適用した場合における挙動を明らかにするために、主桁剛性が車両走行時の動的挙動および破壊時の挙動に及ぼす影響について述べる。

2. 構造解析モデルおよび試設計

(1) 試設計の対象とした橋の構造

本論文では、力学特性を把握する対象として、3で実橋試験結果を示すあゆみ橋と同一である、支間40m、有効幅員7mのコンクリート張弦桁橋を設定し、道路橋として試設計を行った。構造は、主桁、多数のストラット、桁下に配置した2本のケーブル(以下、張弦ケーブルという)で構成されている。試設計を行った橋の側面図を図-1に示す。

検討は、主桁剛性が全体系の特性に及ぼす影響に

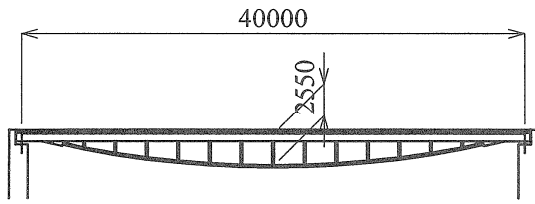


図-1 試設計の対象とした橋の側面図

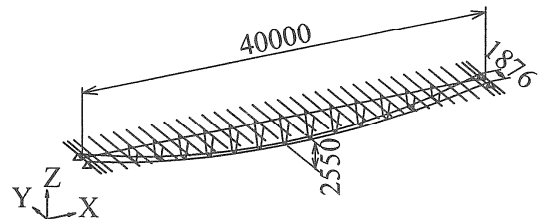
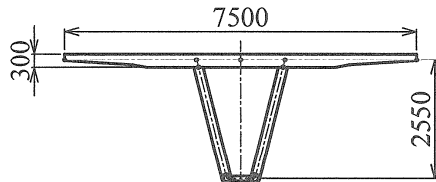
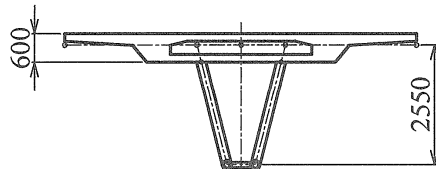


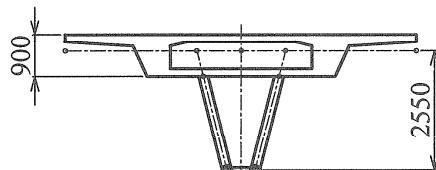
図-3 骨組モデル



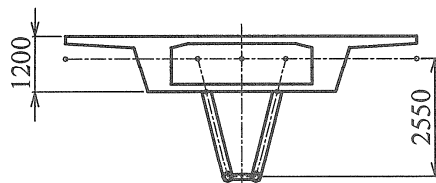
(a) $h = 0.3 \text{ m (1/133)}$



(b) $h = 0.6 \text{ m (1/67)}$



(c) $h = 0.9 \text{ m (1/44)}$



(d) $h = 1.2 \text{ m (1/33)}$

注) () は、桁高比を示す。

図-2 各検討タイプの断面図

着目して行うこととし、比較対象の橋として、桁高0.3m、0.6m、0.9m、1.2mの4タイプを設定した(図-2)。桁高を支間で除した桁高比は、それぞれ 1/133、1/67、1/44、1/33 である。

コンクリートの設計基準強度は 50N/mm^2 とした。

ストラットは、 $\phi 190.7\text{mm}$ の鋼管とし、2.5m間隔で計13箇所設けている。また、主桁図心から張弦ケーブル図心までの距離(縦距)は、各タイプ共通で支間中央において2.55mとしている。縦距を支間で除した縦距比は1/16 である。これらの検討タイプのうち桁高0.9mのモデ

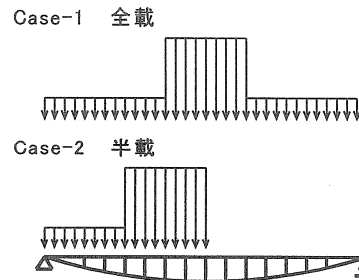


図-4 B活荷重の載荷方法

ルの主桁形状は、3において実橋載荷試験結果を示すあゆみ橋と同一である。

各タイプの張弦ケーブルを構成するPC鋼材や主桁に配置する主PC鋼材の本数は、それぞれ試設計により設定した。張弦ケーブルおよび主PC鋼材の材質は、SWPR7Bとした。

(2) 試設計の方法

試設計は、コンクリート標準示方書に基づき、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。骨組モデルは、各タイプ共通であり、図-3に示す。ストラットの主桁との接合部には剛域を設けている。ストラットと張弦ケーブルの接合部は、ケーブルを、鋼管とPCグラウトによりストラットと一体化する構造を想定し、剛結とした。

表-1に、各検討タイプの断面性能を示す。本試設計が、各タイプの構造特性を比較検討することを目的としていることから、相対的な差に影響を及ぼすことのないPC鋼材、鉄筋は、主桁の断面性能に考慮していない。

橋面荷重は $w = 19.1 \text{ kN/m}$ である。活荷重は、道路橋示方書⁷⁾に示された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 97.4 kN/m 、それ以外の範囲に 25.2 kN/m 載荷している。この値には衝撃の影響を含んでいる。B活荷重の載荷方法を、図-4に示す。

張弦ケーブルおよび主PC鋼材の本数は、永久荷重作用時においては主桁引張縁に引張応力を生じさせ

表-1 各検討タイプの断面性能

桁高 (m)	部 材	断 面 積 A (m ²)	断面二次 モーメント I_y (m ⁴)	弾性係数 E (kN/m ²)
0.3	主 桁	1.9595	0.0132	3.3×10^7
	張弦ケーブル	0.00971	0.0	2.0×10^8
0.6	主 桁	2.4410	0.0906	3.3×10^7
	張弦ケーブル	0.00832	0.0	2.0×10^8
0.9	主 桁	2.8310	0.2673	3.3×10^7
	張弦ケーブル	0.00624	0.0	2.0×10^8
1.2	主 桁	3.2210	0.5618	3.3×10^7
	張弦ケーブル	0.00416	0.0	2.0×10^8

注) 主桁の断面性能には、PC鋼材および鉄筋は考慮していない
張弦ケーブルの断面積には、グラウト、保護管を考慮していない
張弦ケーブルの断面積は、1本あたりの値

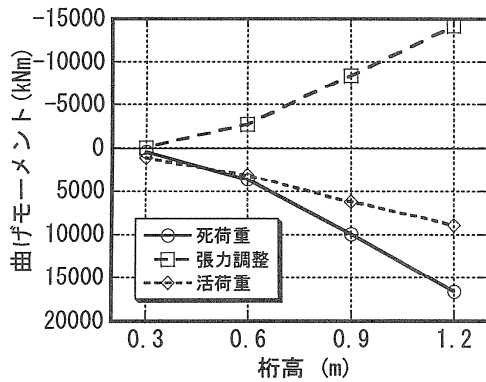


図-5 荷重による曲げモーメント(L/2点)

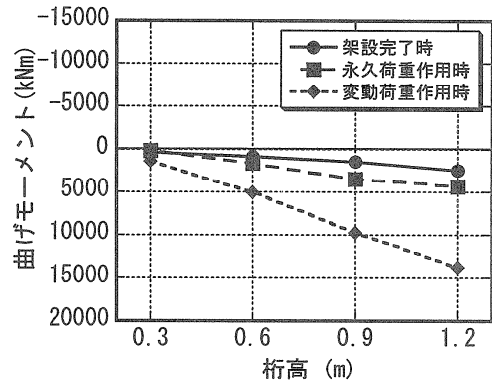


図-6 各荷重状態の曲げモーメント(L/2点)

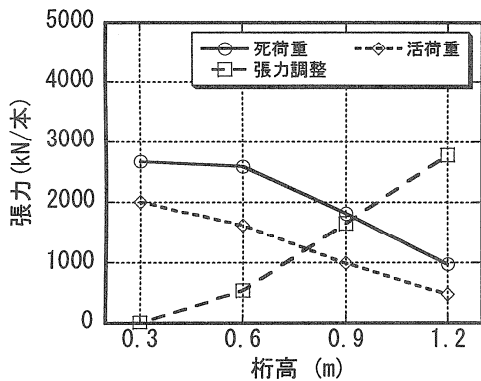


図-7 荷重による張弦ケーブルの張力

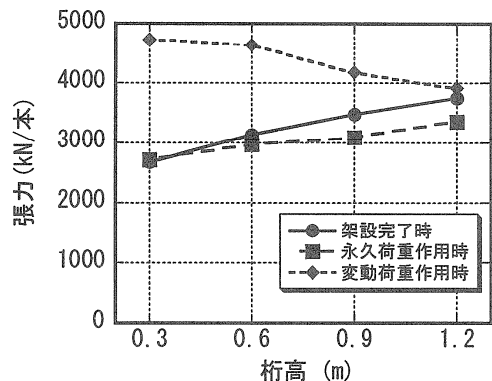


図-8 各荷重状態の張弦ケーブルの張力

ず、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。

使用限界状態における張弦ケーブル張力は、ケーブルの引張荷重に対して約2倍以上の安全度をもたせた。

また、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を乗じた値が、1.0以下であることを確認している。

本検討は、主桁剛性をパラメータとして行うが、試設計の結果、主桁の曲げ剛性に応じて張弦ケーブルの伸

び剛性も、表-1に示すとおり変化させて設定することとなった。

(3) 試設計の結果

各検討タイプの、荷重によるL/2点における主桁の曲げモーメントを図-5に、主要な荷重状態における主桁の曲げモーメントを図-6に示す。各検討タイプの、荷重による張弦ケーブル張力を図-7に、主要な荷重状態における張弦ケーブル張力を図-8に示す。

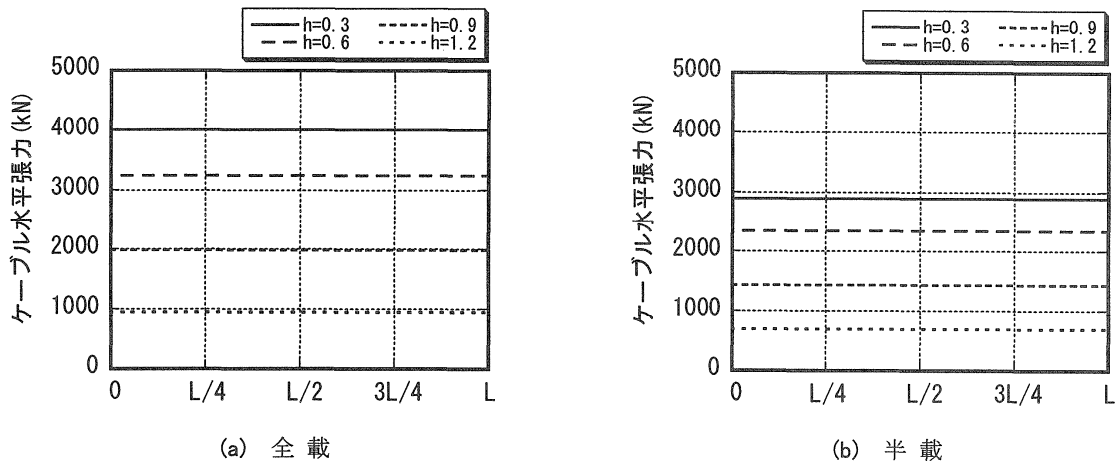


図-9 活荷重による張弦ケーブルの水平張力分布

表-2 主PC鋼材の断面積および引張力

桁高(m)	断面積(m ²)	有効引張力(kN)
0.3	0.018952	0
0.6	0.007107	5,828
0.9	0.010661	8,742
1.2	0.011845	9,713

表-3 活荷重による最大変位

桁高(m)	活荷重による最大変位 (mm)	
	全載	半載
0.3	178.8 (1/224)	210.8 (1/190)
0.6	134.2 (1/298)	86.4 (1/463)
0.9	105.6 (1/379)	60.2 (1/664)
1.2	74.1 (1/540)	40.9 (1/978)

注) ()は、変位の支間に対する比を示す。

ここで、活荷重についてはすべて全載時における値を示している。図-6, 8における架設完了時は、死荷重断面力に張力調整による断面力を加えたケースである。永久荷重作用時は、架設完了時に、コンクリートのクリープ、収縮の影響を加えたケースである。変動荷重作用時は、これに活荷重を加えたケースである。

図-5に示すとおり、張弦ケーブルの張力調整は、これによる曲げモーメントが、死荷重による曲げモーメントをほぼ打ち消すように設定した。

また、死荷重および活荷重による曲げモーメントは、いずれも桁高が高くなり、主桁剛性が増すにつれて大きくなった。

図-7によると、死荷重および活荷重による張弦ケーブル張力は、いずれも主桁剛性が増すにつれて小さくなった。

これに対して、張弦ケーブル張力は、死荷重による主桁曲げモーメントを打ち消すために、主桁剛性が増すにつれて大きくなっている。

図-8によると、使用限界状態の変動荷重作用時における張力は、主桁剛性が増すにつれて小さくなっており、張弦ケーブル断面積も、表-1に示すように、主桁剛性が増すにつれて小さくなっている。

活荷重により張弦ケーブルに生じる張力の水平成分

(以後、ケーブル水平張力という)の分布を、図-9に示す。これによると、ケーブル水平張力は、活荷重を全載した場合も、半載した場合も、ケーブル全長にわたり一定となっている。これは、ケーブル構造の基本的な特性である。

なお、桁高0.3m(桁高比 1/133)のモデルでは、荷重によって主桁に生じる曲げモーメントが小さく、軸圧縮力が大きいため、張弦ケーブルを緊張して張力を調整することにより主桁の応力状態を改善する必要はなかった(図-7)。

主桁に配置する主PC鋼材の断面積および有効引張力を、表-2に示す。

桁高0.3mの場合の主PC鋼材は、終局荷重作用時における破壊抵抗曲げモーメントを確保するために配置している。

活荷重による主桁の最大鉛直変位を、表-3に示す。これによると、桁高0.3m(桁高比 1/133)の場合は、活荷重半載時の変位が全載時の変位より大きく、最大変位の支間に対する比が1/190とかなり大きくなっている。

主桁剛性が増すにつれて活荷重変位は小さくなり、桁高1.2m(桁高比 1/33)になると、道路橋示方書⁸⁾に規定されているプレートガーダーに対するたわみの許容値(1/500)におさまる。

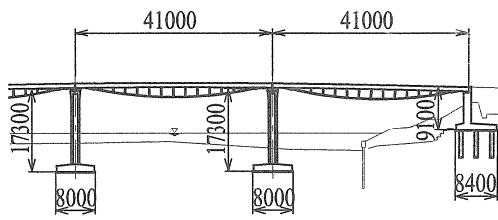


図-10 あゆみ橋における張弦桁橋の構造

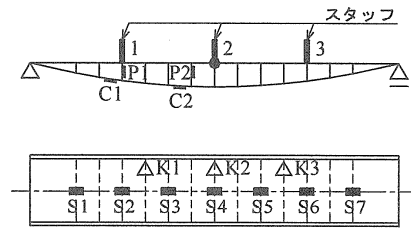


図-13 計測位置

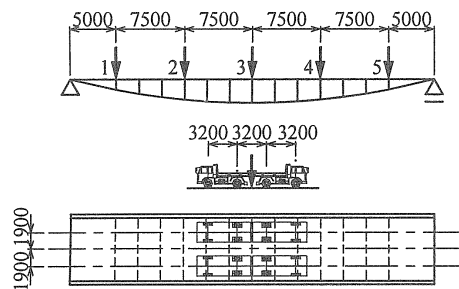
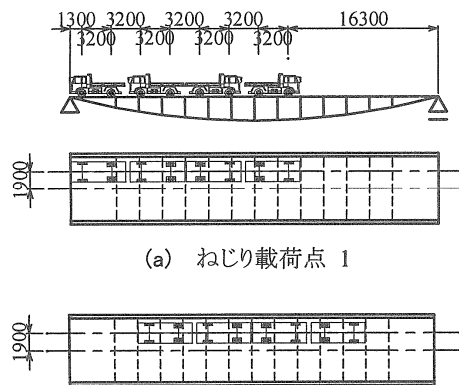


図-11 曲げ载荷位置



(a) ねじり载荷点 1

(b) ねじり载荷点 2

図-12 ねじり载荷位置

3. 構造解析モデルの妥当性

多数のストラットを有するコンクリート張弦桁橋の構造解析に、骨組モデルを用いた微小変位解析を適用することの妥当性を確認することを主な目的として、静岡県沼津市に建設された自転車歩行者専用橋である あゆみ橋において静的および動的载荷試験を実施した。

(1) あゆみ橋の構造

あゆみ橋は、本論文の対象とするコンクリート張弦桁橋 2連、およびコンクリート張弦桁橋の端部を斜張ケーブルで吊り上げた構造の橋から構成されている。あゆみ橋における張弦桁橋の構造を、図-10に示す⁹⁾。

張弦桁橋は、それぞれ支間40mの単純構造となつて

表-4 あゆみ橋の断面性能

部 材	断面積 A (m ²)	断面二次モーメント		
		I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	J (m ⁴)
主 桁	2.8710	0.2727	10.5928	0.6248
ストラット	0.01073	0.00004	0.00004	0.00008
張弦ケーブル	0.00866	0.0	0.0	0.0

注) 主桁の断面性能には、PC鋼材を考慮
張弦ケーブル断面積は、グラウト、鋼保護管を考慮
(張弦ケーブルのみの断面積は、0.003745m²)
ストラット、張弦ケーブルの断面積は1本あたりの値

いる。主桁および全体系の構造は、2で示した桁高0.9mのモデルと同一であるが、主桁はプレキャストセグメント構造であり、コンクリートの設計基準強度は、49.1N/mm²(500kgf/cm²)である。

張弦ケーブルは、SWPR7B 27φ15.2(引張荷重7,047kN)の二面構成である。また、張弦ケーブルは、φ165.2mmの一般構造用炭素鋼鋼管(STK490)で保護され、鋼管内部にはPCグラウトが充填されている。

主桁の主PC鋼材は、SWPR7B 12φ12.7(引張荷重2,196kN)が12本配置されている。

なお、試験実施時点では、橋面工は施工されていない。

(2) 静的载荷試験

静的特性は、荷重による主桁の変位、ひずみで把握することとし、曲げ試験およびねじり試験を実施した¹⁰⁾。

a) 载荷および計測の方法

载荷荷重は、山砂を満載した2軸4トンダンプトラック(総質量8,085kg)4台である。

曲げ試験においては、4台の車両の重心位置を载荷着目位置に一致させるようにし、橋軸方向には、各着目位置から対称に1.6m離れた位置に各車両の後輪を合わせ、橋軸直角方向には、主桁構造中心から対称に1.9m離れた位置に各車両の中心線を合わせるように载荷した。

载荷位置を図-11に示す。図中に载荷点番号を示す。

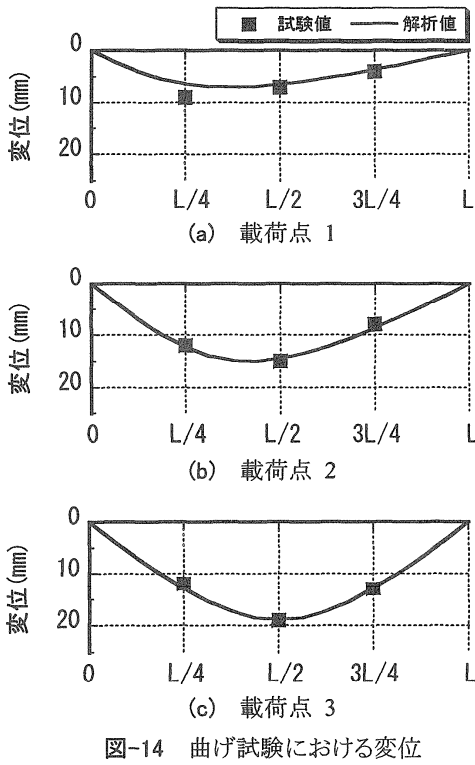


図-14 曲げ試験における変位

ねじり試験においては、車両中心を主桁構造中心から1.9m偏心させ、橋軸方向に1列に4台载荷した。载荷位置を図-12に示す。

主桁の変位は、レベルおよびスタッフを用いて測定した。主桁上下縁の応力度は、静的ひずみ測定器を用いて、ねじり角は傾斜計を用いてそれぞれ計測した。計測位置を図-13に示す。

b) 解析

解析は、微小変位理論により図-3に示す骨組モデルで行った。ここでは、解析値を、絶対値としての試験結果と比較するために、主桁の剛性としては、PC鋼材を考慮した換算断面性能を用い、張弦ケーブルの剛性にはPCグラウトおよび鋼保護管を考慮した(表-4)。

解析におけるダンプトラックの荷重は、前輪の実荷重 26.0kN と後輪の実荷重 53.5kNの2点载荷とした。

c) 試験結果

曲げ試験における主桁変位を、解析値と対比させて図-14に示す。

図-14によると、試験結果と解析結果の変位はほぼ一致している。

主桁上下縁のコンクリートのひずみを、図-15に示す。これによると、試験結果と解析結果のコンクリートひずみは、ほぼ一致している。

ねじり試験におけるねじり角を、図-16に示す。これによると、試験値と解析結果のねじり角は、ほぼ一致している。

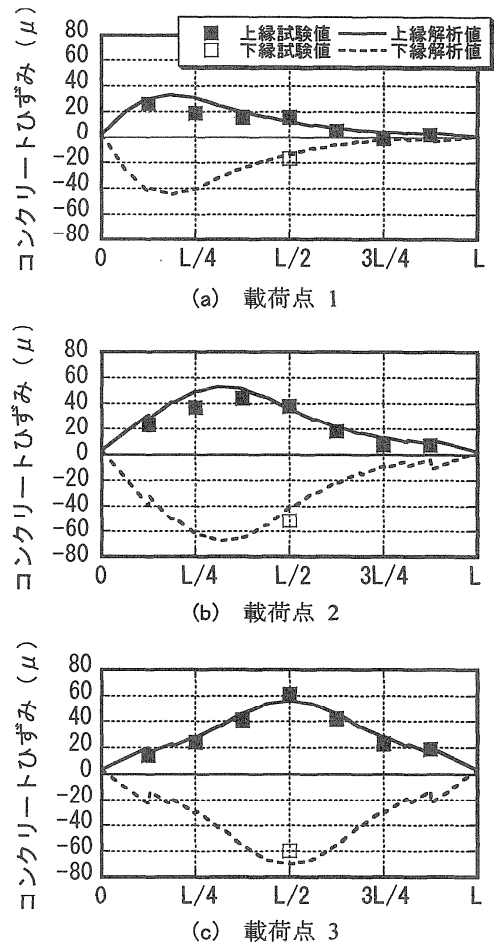


図-15 曲げ試験におけるコンクリートのひずみ

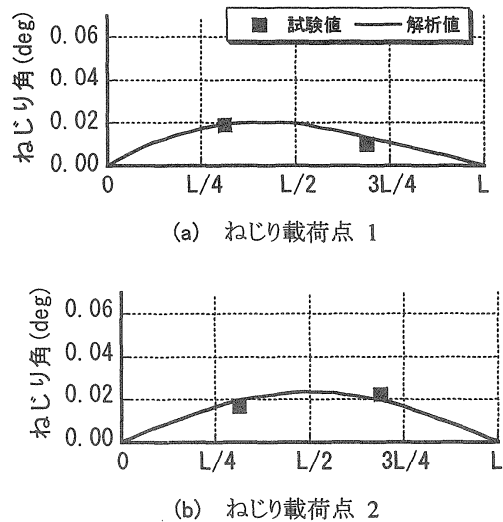


図-16 ねじり試験における主桁のねじり角

これらの静的载荷試験結果より、微小変位理論を適用した骨組構造解析および構造解析モデルが、実橋の挙動を精度良く反映できていることを確認することができた。

表-5 動的載荷試験の結果

次数	振動モード	振動数 (Hz)			対数減衰率	
		解析結果	試験結果			
			人力加振	砂袋落下		常時微動
1	曲げ1次	1.696	1.78	1.85	1.82	0.06
2	曲げ2次	4.884	4.83	4.90	4.86	0.10
3	ねじり1次	7.574	—	—	—	—
4	曲げ3次	10.470	—	10.40	—	—
5	面外1次	10.613	—	—	—	—
6	ねじり2次	15.192	—	—	—	—

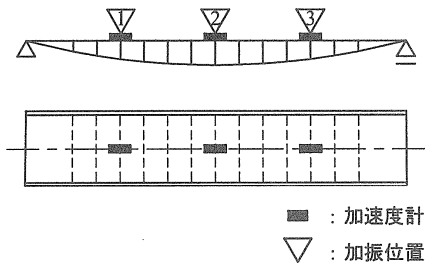


図-17 加振点および加速度計の配置

(3) 動的載荷試験

動的載荷試験の項目は、減衰自由振動試験および常時微動計測とした。

a) 加振方法

加振方法は、砂袋落下法および人力加振法とし、各モードの減衰自由振動波形より、モードごとのモード減衰を求めた。

砂袋落下法では、加振点において質量約25kgの砂袋を約3.0mの高さから自由落下させて減衰自由振動を起こした。人力加振法では、一人あるいは数人で屈伸したり飛び跳ねたりして、一定の振動数で加振した。加振点は、図-17に示す3点とした。

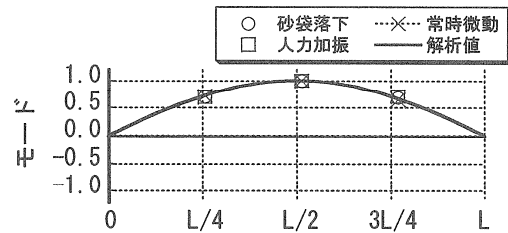
b) 計測方法

自由減衰振動試験の計測は、サンプリング間隔100Hzで30Hzのローパスフィルターをかけることにより行った。加速度計の配置を、図-17に示す。

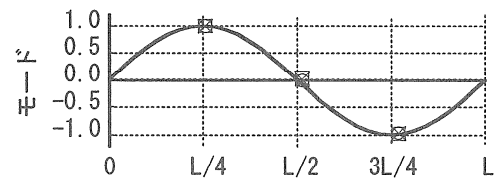
常時微動計測は、減衰自由振動試験における計測と同じとし、各測点の微動をデータレコーダに同時記録した。このデータをFFT法によってフーリエ変換し、各測点のパワースペクトルを得て、パワースペクトルのピークとなる振動数より固有振動数を求めた。

c) 解析

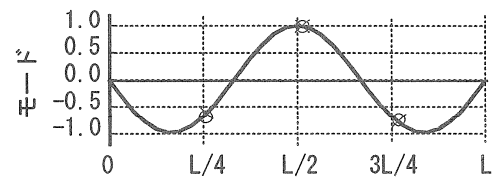
動的解析は、静的解析と同一の条件で行った。骨組解析モデルは3次元である。質量は、自重のみを考慮した。



(a) 曲げ1次モード



(b) 曲げ2次モード



(c) 曲げ3次モード

図-18 固有振動モード

d) 試験結果

動的載荷試験の結果を、表-5に示す。ここには、減衰自由振動試験より得られた対数減衰率も示している。試験から得られた固有振動モードを、図-18に示す。

固有振動モードは、砂袋落下法、人力加振法および常時微動計測により得られたモードが、解析により得られた振動モードとすべて一致した。固有振動数も、解析値とほぼ一致した。対数減衰率は、PC斜張橋¹¹⁾やPC吊床版橋¹²⁾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。

これより、微小変位理論を適用した骨組構造解析および構造解析モデルが、実橋の挙動を精度よく反映できていることを確認することができた。

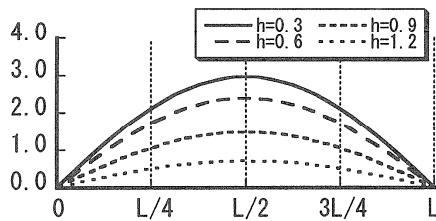


図-19 張弦ケーブル水平張力の影響線

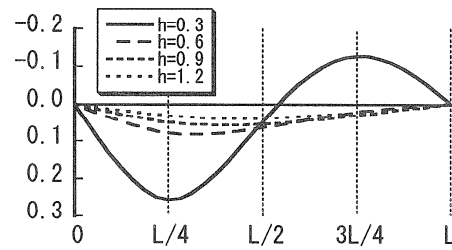


図-22 主桁L/4点の変位の影響線

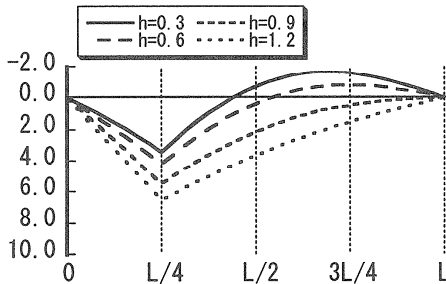


図-20 主桁L/4点の曲げモーメントの影響線

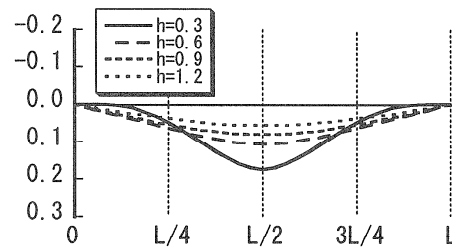


図-23 主桁L/2点の変位の影響線

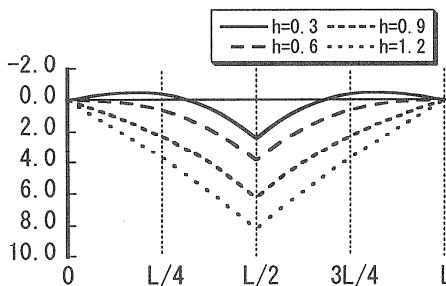


図-21 主桁L/2点の曲げモーメントの影響線

4. 張弦桁橋の力学特性

ここでは、張弦桁橋の基本的な力学特性について述べる。静的特性としては、張弦ケーブルの水平張力、主桁の曲げモーメントおよび鉛直変位の影響線を示す。また、これらの影響線に張弦ケーブルの果たす役割を明らかにする。動的特性については、固有振動モードおよび振動数について述べる。

(1) 静的特性

a) 解析

静的解析は、微小変位理論により、図-3に示す骨組解析モデルで行った。解析の目的が、各検討タイプの特性値の相対的な差を比較することであるので、主桁の剛性には、PC鋼材は考慮していない。同様の理由で、張弦ケーブルの剛性にはPC鋼より線のみ考慮している。

b) 張弦ケーブル水平張力の影響線

主桁剛性が異なるタイプの張弦ケーブルに生じる水

平張力の影響線を、図-19に示す。

張弦ケーブルに生じる水平張力 H については、水平方向の力の釣り合いから、ケーブル全長にわたって一定である特性を有している。

図-19によると、張弦ケーブルに生じる水平張力 H の影響線縦距は、桁高が高くなり、張弦ケーブルの伸び剛性に比べ、相対的に主桁の曲げ剛性が増すに従い小さくなっている。

c) 主桁曲げモーメントの影響線

主桁L/4点における曲げモーメントの影響線を図-20に、L/2点における曲げモーメントの影響線を図-21に示す。

図-20および図-21によると、主桁の曲げモーメントの影響線は、着目点と支点の間で上に凸となっており、単純桁とは異なる特性を示している。

図-20における3L/4点に着目すると、桁高0.9m(桁高比 1/44)および1.2m(1/33)の場合、影響線の縦距は正であるが、0.3m(1/133)および0.6m(1/67)の場合は、負となっている。桁高0.3mの場合、3L/4点の縦距の絶対値は、L/4点のそれに対して約 1/2 に達する値となっており、単純桁とは異なり、負の曲げモーメントが設計上限界になる可能性を示している。

図-21においても同様に、桁高0.3mの場合、支点位置から概ねL/4の範囲は、縦距が負となっている。

d) 主桁鉛直変位の影響線

主桁L/4点における鉛直変位の影響線を図-22に、L/2点における鉛直変位の影響線を図-23に示す。

図-22および23によると、桁高0.3mの主桁変位の影響線は、他の桁高の場合と異なる特性を示している。

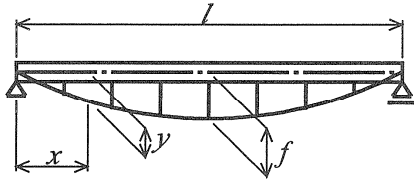


図-24 張弦桁橋の構造モデル

図-22におけるL/4点に着目すると、桁高0.3mの場合の鉛直変位は、桁高0.6mの場合の約3倍となっており、全体剛性が大きく低下していることを示している。

また、3L/4点に着目すると、桁高が0.6~1.2mの場合、影響線の縦距は正であるが、0.3mの場合だけ負となっており、他とは異なる特性を示している。

図-23によると、L/2点の縦距は、桁高0.3mの場合が桁高0.6mに対して約1.6倍となっており、他とは異なる特性を示している。

(2) 力学特性に及ぼす張弦ケーブルの影響

張弦桁橋の力学特性に及ぼす張弦ケーブルの役割を把握するために、吊橋の弾性理論¹³⁾により構造解析を行い、曲げモーメントの影響線について考察する。

a) 解析の方法

張弦桁橋は、一つの単純桁とケーブルを組み合わせた構造である(図-24)。

この構造に、荷重P が載荷された場合に主桁が受ける曲げモーメントM は、荷重P による単純桁としての曲げモーメントをM₀、ケーブルに生じる水平張力をH とすれば

$$M = M_0 - Hy \quad (1)$$

すなわち、主桁に生じる曲げモーメントM は、単純桁としての曲げモーメントM₀ が、張弦ケーブルの水平張力H の作用で主桁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。

この構造の弾性仕事Wは、主桁の断面二次モーメントをI_g、ケーブルの断面積をA_c、ケーブルの引張力をSとすると式(2)で示される。ただし、主桁に作用する水平張力の影響については無視する。

$$W = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{E_g I_g} ds + \frac{1}{2} \int \frac{S^2}{E_c A_c} ds \quad (2)$$

ここで、ds は要素の長さを表し、弾性係数をEで表す。
 $\partial W / \partial H = 0$ とおいて整理すると

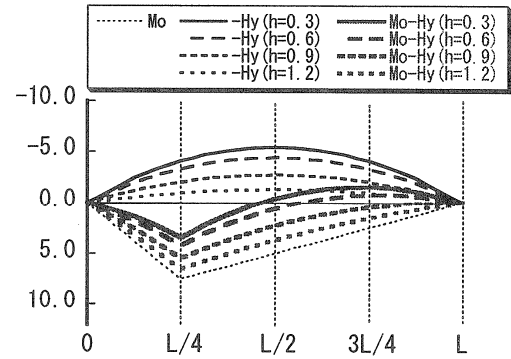


図-25 L/4点の曲げモーメント影響線

$$H = \frac{\int \frac{M_0 y}{E_g I_g} dx}{\int \frac{y^2}{E_g I_g} dx + \int \frac{ds^2}{E_c A_c dx^2}} \quad (3)$$

ここに、
 $E_g I_g$: 主桁の曲げ剛性
 $E_c A_c$: ケーブルの伸び剛性
 y : ケーブルの縦距
 M_0 : 荷重による単純桁としての曲げモーメント
 H : ケーブルの水平張力

これより、H の影響線を与える式は

$$H = \frac{1}{nN} \cdot B(j) \quad (4)$$

$$\text{ここに } N = \frac{8}{5} + 3 \left[\frac{1}{f^2} + \frac{8}{l^2} \right] \frac{E_g I_g}{E_c A_c} \quad (5)$$

$$B(j) = j(1 - 2j^2 + j^3) \quad (6)$$

$$j = x / l$$

$$n = f / l \quad (7)$$

b) 曲げモーメントの影響線に対する考察

吊橋の弾性理論によって解析した主桁L/4点における曲げモーメントの影響線を図-25に示す。各桁高のモデルに対する影響線は、骨組解析による影響線と一致している。

主桁曲げモーメントM は、単純桁としての曲げモーメントM₀ が、張弦ケーブル水平張力H による曲げモーメントH・y によって低減されたものであることから、影響線は、M₀ の影響線、H・y の影響線、M₀ - H・y の影響線に分けて示している。

図-25によると、単純桁としての曲げモーメントM₀ の影響線が直線であるのに対して、張弦ケーブルの水平

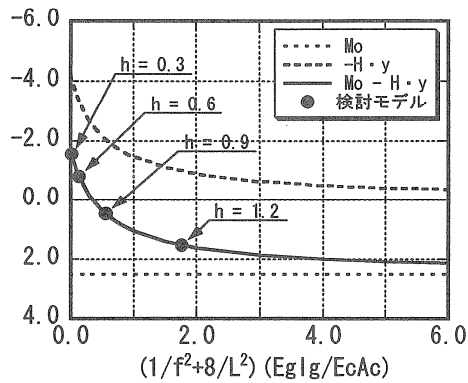


図-26 L/4点の曲げモーメント影響線における3L/4点の縦距

張力による主桁曲げモーメント $-H \cdot y$ の影響線が上に凸であるため、主桁の曲げモーメント $M = M_0 - H \cdot y$ の影響線も、着目点と支点の間で上に凸となっている。

荷重载荷によって張弦ケーブルに生じる水平張力 H は、荷重の载荷状態に関わらずケーブル全長にわたって一定であることから、張弦ケーブルの水平張力による主桁曲げモーメント $-H \cdot y$ は、張弦ケーブルの縦距 y の関数となり、張弦ケーブル配置形状の相似形となる。

したがって、集中荷重が载荷される場合や、分布荷重が部分的に载荷される場合で、荷重载荷によって張弦ケーブルに生じる水平張力 H が大きくなるケース、すなわち主桁剛性の小さいケースにおいて、荷重が载荷されていない部分の張弦ケーブル水平張力 H による主桁曲げモーメント $H \cdot y$ の絶対値が、単純桁としての曲げモーメント M_0 より大きくなり、主桁曲げモーメント M の影響線に負の領域が生じる。これは、吊橋と同様な特性である。

このように、主桁曲げモーメント M の影響線に負の領域が生じるか否かは、水平張力 H によって決定される。水平張力 H は、式(5)における $(1/f^2 + 8/l^2)(EgIg/EcAc)$ の関数となっていることから、これをパラメータにとって、 M_0 、 $-H \cdot y$ 、および $M = M_0 - H \cdot y$ の関係について調べる。ここでは、L/4点の曲げモーメント影響線における3L/4点の縦距を例にとって、図-26に示す。

図-26によると、主桁曲げモーメントの影響線に関するパラメータ $(1/f^2 + 8/l^2)(EgIg/EcAc)$ が4.0程度を超えると $-H \cdot y$ の値が0に漸近してくるため、主桁曲げモーメント M の影響線が単純桁としての曲げモーメント M_0 の影響線に近づいてくる。

また、このパラメータが0.4程度より小さくなると、 M の影響線が負となり、吊橋にみられる特性が現れてくる。

すなわち、張弦桁橋の力学特性は、張弦ケーブル水平張力により主桁に生じる曲げモーメントに着目して整

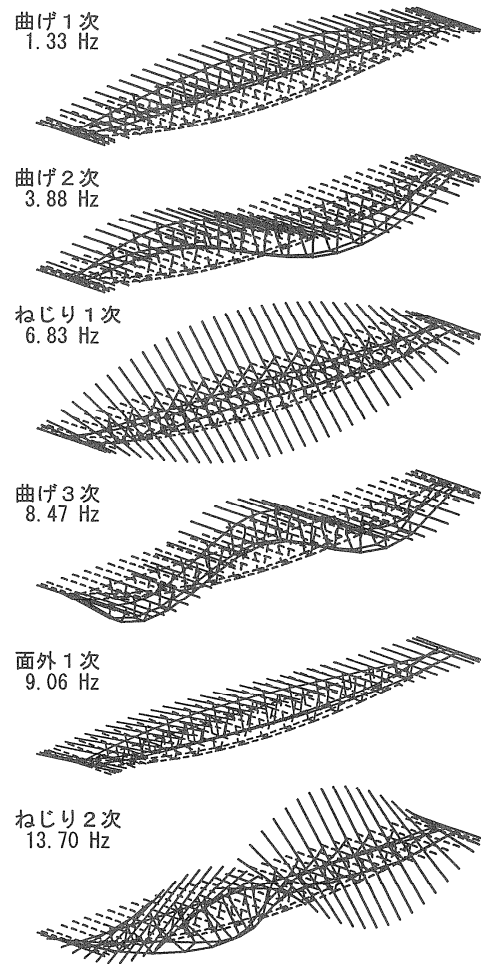


図-27 固有振動モード ($h = 0.9\text{m}$)

理すると、主桁曲げモーメントの影響線に関するパラメータ $(1/f^2 + 8/l^2)(EgIg/EcAc)$ が0.4程度より小さい領域では吊橋にみられる特性を、4.0程度を超える領域では桁橋にみられる特性を示すといえる。

(3) 動的特性

a) 解析

動的解析は、静的解析と同一の条件で行った。骨組モデルは3次元である。

b) 固有振動モード

固有振動モードは、主桁剛性の異なる各タイプともその形状がほぼ同一であるので、桁高0.9m(桁高比1/44)の場合のモード図を代表させて図-27に示す。また、各タイプ各モードの固有振動数を、図-28に示す。

図-28によると、対称1次モードである曲げ1次モードは、各タイプとも1.3Hzから1.5Hzとなっており、ほぼ一定である。

これは、桁高が高くなるにつれて張弦ケーブルの断面積が小さく設定されており、張弦ケーブルの伸び剛

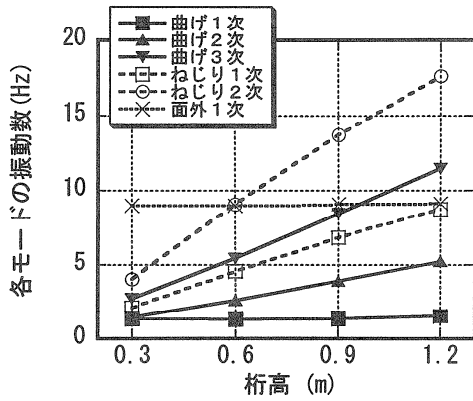


図-28 各検討モデルの固有振動数

性も考慮に入れた主桁の換算曲げ剛性に対する質量の比が、支間中央において各タイプでほぼ一定となっているからである。

面外1次モードの振動数は、各タイプとも9.0Hzから9.1Hzで一定となっている。これは、曲げ1次モードの場合と同様に、主桁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。桁高0.3m(桁高比 1/133)の場合は、曲げ1次モードと曲げ2次モードが非常に近接している。

ねじり1次および2次モードは、桁高が小さくなり、ねじり剛性が小さくなるにつれて、振動数も減少している。とくに、桁高0.3mの場合は、ねじり1次モード(2.09Hz)が曲げ1次(1.31Hz)、曲げ2次モード(1.42Hz)に近接して生じており、ねじり振動の影響が生じやすくなっている。

すなわち、張弦桁橋では主桁剛性の相違によって、曲げ1次モードや面外1次モードの振動数は変化しないのに対して、ねじりモードはねじり剛性が小さくなるにつれて振動数が小さくなることから、桁高比が1/133程度と主桁剛性が小さい場合に、曲げ振動やねじり振動のモードが近接して生じることになり、動的挙動が複雑になるといえる。

5. 車両走行時における動的挙動

コンクリート張弦桁橋を道路橋として適用した場合の、供用時における挙動を明らかにする目的で、主桁剛性の相違が車両走行時における動的応答に及ぼす影響に着目して実施した車両走行動動的応答解析の結果について述べる。

(1) 解析の方法および条件

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

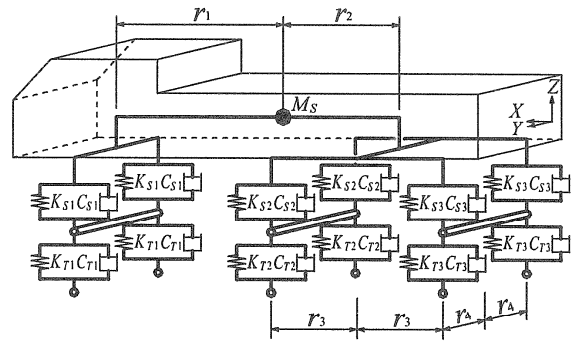


図-29 11自由度車両モデル

表-6 車両モデルの諸元

総重量	(kN)	245.0
ばね上ばね定数 前軸 K_{S1}	(kN/m)	1333/2
後軸 $K_{S2} K_{S3}$	(kN/m)	2646/2
ばね上減衰係数 前軸 C_{S1}	(kNs/m)	3.1/2
後軸 $C_{S2} C_{S3}$	(kNs/m)	6.2/2
ばね下ばね定数 前軸 K_{T1}	(kN/m)	2127/2
後軸 $K_{T2} K_{T3}$	(kN/m)	4253/2
ばね下減衰係数 前軸 C_{T1}	(kNs/m)	3.2/2
後軸 $C_{T2} C_{T3}$	(kNs/m)	6.3/2
前軸ばね上～重心 距離 r_1	(m)	3.56
重心～後軸ばね上 距離 r_2	(m)	1.39
後軸間距離 / 2 r_3	(m)	0.65
左右軸間距離 / 2 r_4	(m)	1.00

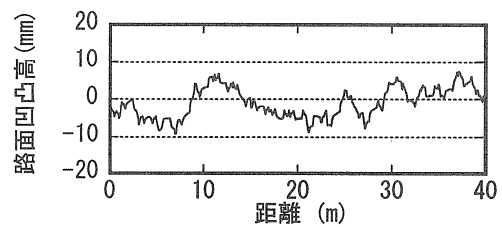


図-30 解析に用いた路面凹凸

構造モデルは、図-3に示す骨組モデルである。解析の目的が、主として各検討タイプの特徴値の相対的な差を比較することであるので、主桁の剛性に、PC鋼材は考慮していない。同様な理由で、張弦ケーブルの剛性にはPC鋼より線のみ考慮している。

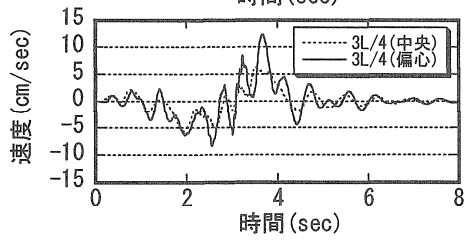
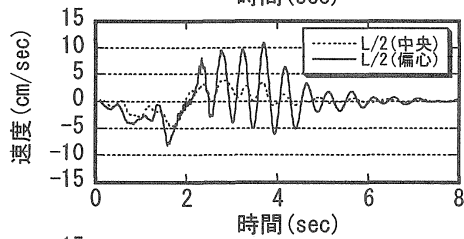
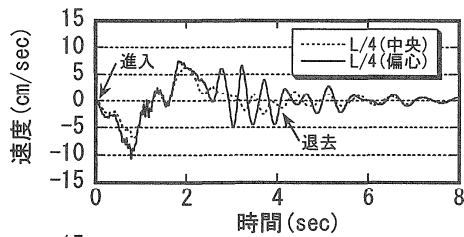
構造モデルの減衰特性は、固有値解析から得られた曲げ1次モードおよび曲げ2次モードの振動数に対して、3で示したあゆみ橋における試験で得られた減衰定数、曲げ1次モード 0.0095、曲げ2次モード 0.016を用いて、Rayleigh減衰を仮定した¹⁰⁾。

車両モデルは、図-29に示す11自由度のモデルを用いた。車両モデルの諸元を表-6に示す。車両重量は、245kN(25tf)とした。

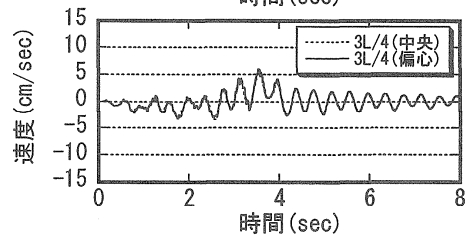
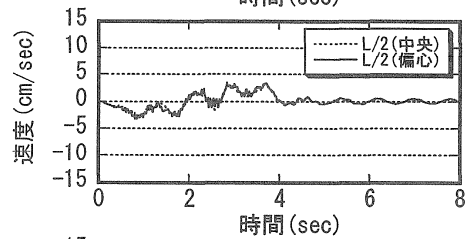
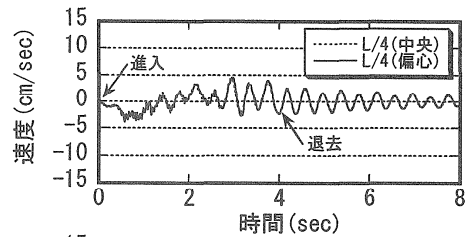
表-7 鉛直方向応答振動速度(実効値)の最大値

(cm/sec)

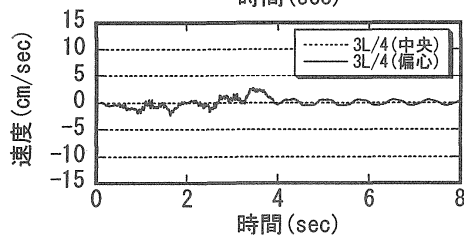
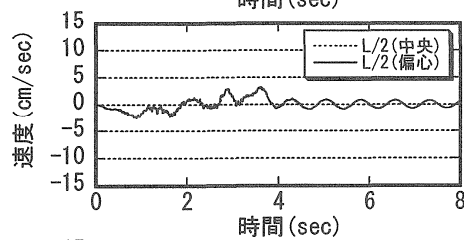
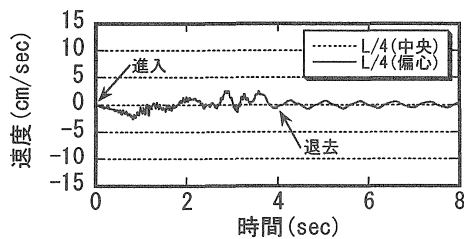
桁高(m)	0.3			0.6			0.9			1.2		
着目点	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
中央走行	4.89	3.27	4.95	2.43	2.06	2.96	1.41	1.98	1.70	1.09	1.48	1.14
偏心走行	6.75	6.92	7.61	2.70	2.31	3.45	1.59	2.07	1.87	1.15	1.52	1.27



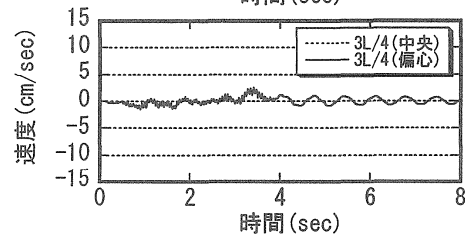
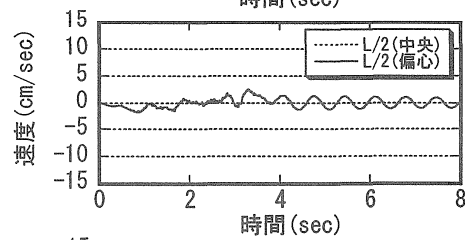
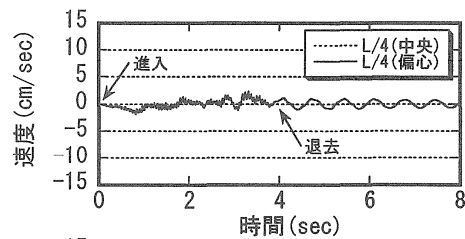
(a) $h = 0.3 \text{ m}$



(b) $h = 0.6 \text{ m}$



(c) $h = 0.9 \text{ m}$



(d) $h = 1.2 \text{ m}$

図-31 鉛直方向応答振動速度

解析に用いた路面の凹凸を図-30に示すが、これはISOの評価基準¹⁴⁾における良好に相当するものである。

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、およびねじり振動の影響を把握するための、構造中心に対して偏心させて走行させるパターンとした。なお、車両の走行速度は40km/hとした。

(2) 解析の結果および考察

車両走行動的応答解析結果として、車両が走行する車線側の張出し床版先端における鉛直方向応答振動速度の実効値の最大値を、表-7に示す。また、鉛直方向応答振動速度を、図-31に示す。

表-7についてみると、桁高1.2~0.6mの場合は、中央走行と偏心走行で、それほど振動速度に差が生じていないのに対して、桁高0.3mの場合は、偏心走行が中央走行に比べてかなり大きな値となっている。桁高0.3mの卓越振動数は2.15Hzであり、ねじり1次モード(2.09Hz)が卓越しているといえる。

すなわち、桁高0.3m(桁高比 1/133)のタイプは、他のタイプに比べてねじり1次モードの振動数が、曲げ1次モードの振動数に近接しているため、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、ねじり1次モードが卓越することで大きな振動速度が生じたものといえる。

振動速度は、桁高が高くなり主桁剛性が大きくなるにつれて、減少している。

桁高1.2m(桁高比 1/33)になると、偏心走行においても振動速度の実効値の最大値は、1.52cm/secであり、使用性において歩行者が少し歩きにくいと感じる実効振幅1.7cm/sec¹⁵⁾を下回った。しかし、桁高1.2m以外のタイプは、いずれもこの値を上回る結果となった。

すなわち、車両走行時における動的挙動の検討により、張弦桁橋を道路橋に適用する場合には、桁高比が1/33程度の主桁剛性を有していれば、橋の振動に関する使用性上、問題が生じないことがわかった。

6. 曲げ破壊時における挙動

主桁剛性の相違が、コンクリート張弦桁橋の曲げ破壊時における挙動に及ぼす影響を把握するために、桁高をパラメータにとって実施した非線形解析の結果について述べる。

(1) 解析の方法および条件

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、荷重増分状態に応じた断面の剛性を考慮し、荷重増分法を用いて幾何学的非

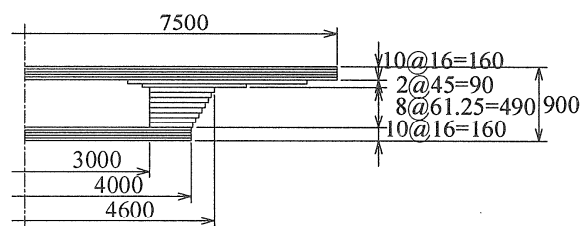


図-32 主桁断面のファイバーモデル(h=0.9m)

線形性を考慮する、変位法による骨組解析プログラムを用いた¹⁶⁾。

構造モデルは、図-3と同一である。主桁断面のファイバーモデルの一例として、桁高が0.9mの場合を図-32に示す。

材料の応力度-ひずみ関係は、道路橋示方書¹⁷⁾に従った。コンクリートの引張強度は 0 とした。

荷重は、2で示した試設計と同一である。荷重の載荷方法は、 $\beta(D+L)$ とした。活荷重の載荷方法は、全載および半載とした(図-4)。ここで、 D は死荷重、 L はB活荷重(衝撃の影響を含む)である。 β は荷重倍率であり、1.0 から漸増させていき、主桁のいずれかの断面において圧縮縁が終局ひずみ($\epsilon = 0.0035$)に達した時点まで曲げ破壊とした。

(2) 解析の結果および考察

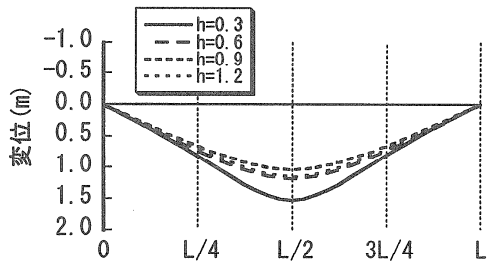
曲げ破壊時における主桁の変位を図-33に、曲げモーメントを図-34に示す。荷重倍率と鉛直変位の関係を図-35、36、37に示す。

図-33によると、桁高0.3mの場合、活荷重半載時における変形が、他のタイプと大きく異なり逆対称形となっている。また、図-34によると、桁高0.3および0.6mの場合、活荷重半載時における曲げモーメントが、他のタイプと大きく異なり逆対称形となっている。

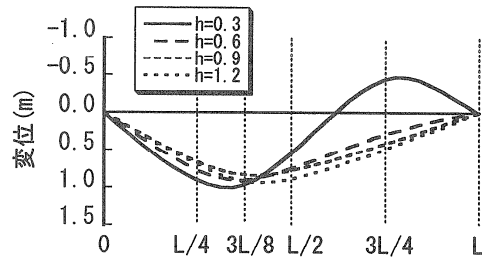
これらの活荷重半載での破壊時における変形および曲げモーメントの特性は、4で示した弾性解析結果と傾向が一致している。

活荷重全載時における鉛直変位(図-35)と、半載時における鉛直変位(図-36、37)をみると、桁高0.3m(桁高比 1/133)の場合、半載時における3L/8点および3L/4点の鉛直変位は、荷重倍率の小さい段階から、他のタイプとは傾向の異なった軌跡を描いていることがわかる。とくに、3L/4点の変位は、上方(負の方向)に進むことが特徴である。

活荷重全載時のL/2点における、荷重倍率と主桁上縁のコンクリートひずみの関係を図-38に、同様に活荷重半載時の3L/8点における主桁上縁のコンクリートひずみを図-39に、3L/4点における主桁下縁のコンクリートひずみを図-40に、それぞれ示す。

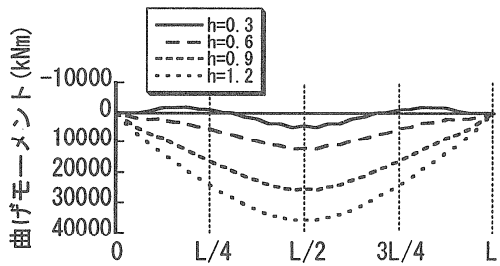


(a) 活荷重全載時

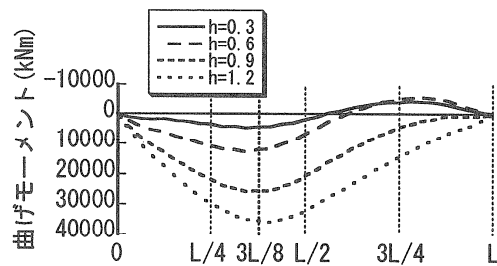


(b) 活荷重半載時

図-33 破壊時の主桁変位



(a) 活荷重全載時



(b) 活荷重半載時

図-34 破壊時の主桁曲げモーメント

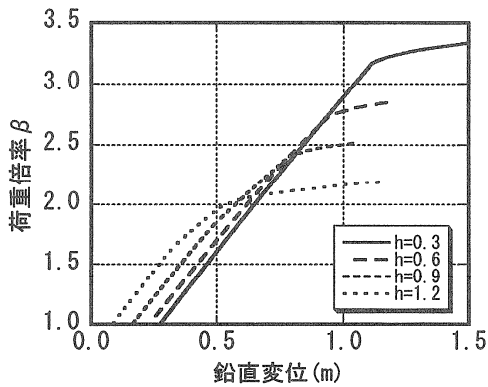


図-35 全載時におけるL/2点の鉛直変位

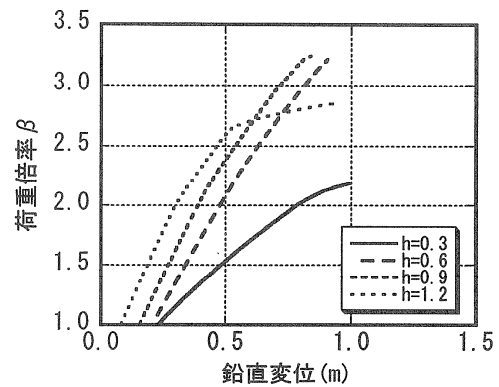


図-36 半載時における3L/8点の鉛直変位

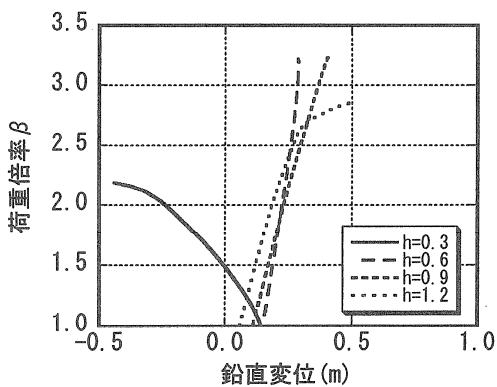


図-37 半載時における3L/4点の鉛直変位

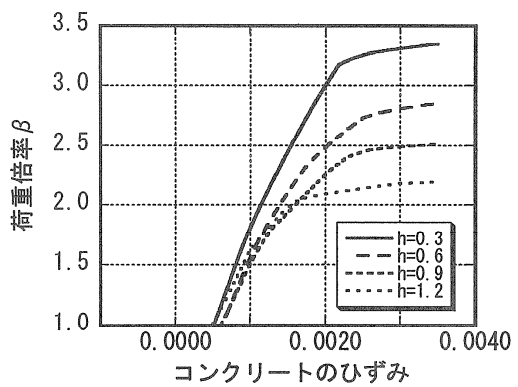


図-38 全載時L/2点における主桁上縁のコンクリートひずみ

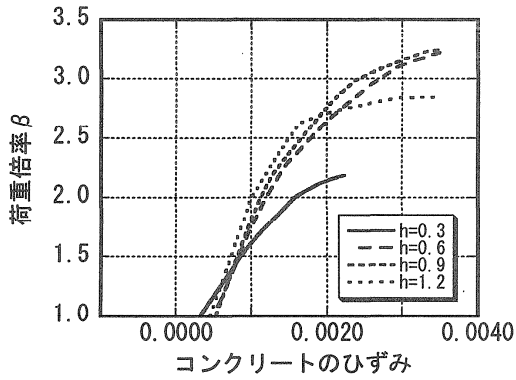


図-39 半載時3L/8点における主桁上縁のコンクリートひずみ

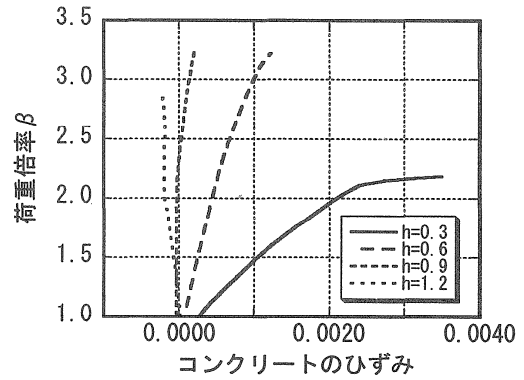


図-40 半載時3L/4点における主桁下縁のコンクリートひずみ

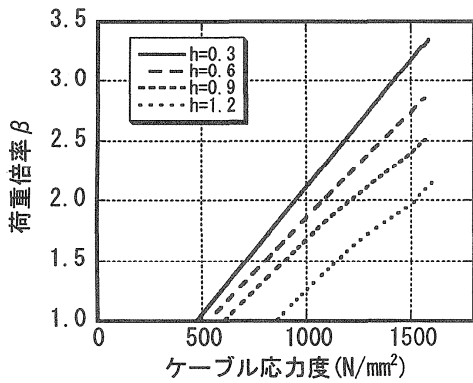


図-41 全載時における張弦ケーブルの応力度

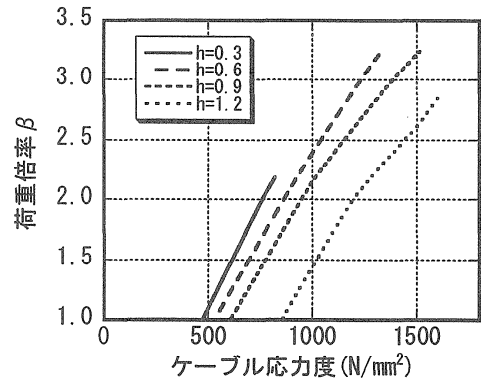


図-42 半載時における張弦ケーブルの応力度

また、荷重倍率と張弦ケーブルの応力度の関係を、図-41、42に示す。

図-38によると、活荷重全載時においては、すべての桁高のタイプで、L/2点の主桁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ている。

図-41によると、この時張弦ケーブルの応力度は、どのタイプも降伏点(1562N/mm²)には達しているものの、コンクリート断面の破壊に至るまでほぼ直線的に増加している。

図-39および図-40によると、活荷重半載時においては、桁高0.6、0.9、1.2mの場合は、3L/8点で主桁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ているのに対して、桁高0.3mの場合は、3L/4点で主桁下縁のコンクリートひずみが終局ひずみに達して破壊しており、この時の荷重倍率は他のタイプに比べてかなり低い値にとどまっている。

曲げ破壊時における挙動のまとめとして、活荷重全載時および半載時において、主桁断面が破壊する時の荷重倍率を図-43に示す。

図-43によると、活荷重全載の場合の破壊時荷重倍率は、桁高が0.3mから1.2mまで単調に減少しているが、

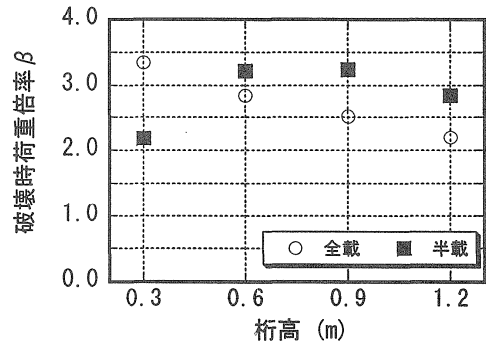


図-43 破壊時の荷重倍率

半載の場合は、桁高0.6mおよび0.9mが高く、桁高0.3mの場合は、全載の場合の破壊時荷重倍率よりかなり小さな値にとどまっている。

すなわち、活荷重全載の場合における破壊時の荷重倍率は、桁高比が小さくなるにつれて大きくなるが、桁高比が1/133程度の主桁剛性の小さい張弦桁橋は、活荷重半載時に主桁の変形が逆対称形となって破壊する時の荷重倍率が、活荷重全載の場合に比べて小さくなる特性を有しているといえる。

7. 結 言

多数のストラットを有する、支間40m、縦距比1/16のコンクリート張弦桁橋について、桁高比を1/33から1/133の範囲に変化させて行った試設計の結果に基づく力学特性に関する検討、および車両走行時、破壊時の挙動に関する検討から得られた知見は、以下のとおりである。

- (1) 張弦桁橋に対する微小変位理論を適用した骨組構造解析および解析モデルの妥当性を、実橋で実施した静的・動的載荷試験結果により確認した。
- (2) 張弦桁橋の曲げに関する特性として、主桁曲げモーメントの影響線は、張弦ケーブル全長にわたり一定である水平張力の作用により、着目点と支点の間で上に凸となり、負の領域が生じる場合がある。
- (3) 張弦桁橋の力学特性は、主桁曲げモーメントの影響線に関するパラメータ $(1/f^2 + 8/l^2)(E_g I_g / E_c A_c)$ が0.4程度より小さい場合には吊橋にみられる特性を、4.0程度を超える場合には桁橋にみられる特性を示す。
- (4) 主桁剛性の相違が張弦桁橋の動的特性に及ぼす影響は、曲げ1次モードと面外1次モード以外のモードに現れ、とくに桁高比が1/133程度と主桁剛性の小さい場合、曲げ振動やねじり振動のモードが近接して生じることがわかった。
- (5) 車両走行時における動的挙動は、桁高比が1/133程度と主桁剛性が小さい場合は、車両の偏心走行によりねじり1次振動が卓越し大きな振動速度が生じるのに対して、桁高比が1/33程度の主桁剛性を有していれば、橋の振動に関する使用性上、問題は生じないといえる。
- (6) 活荷重全載の場合における破壊時の荷重倍率は、桁高比が小さくなるにつれて大きくなるが、桁高比が1/133程度の主桁剛性の小さい張弦桁橋は、活荷重半載時に主桁の変形が逆対称形となって破壊する時の荷重倍率が、活荷重全載の場合に比べて小さくなる特性を有している。

また、張弦桁橋の力学特性は、主桁剛性の大小によって桁橋から吊橋の領域にまたがっているが、基本的には吊橋の弾性理論で説明できることを示した。

さらに、張弦桁橋は、コンクリート橋の軽量化を可能とする構造形式であるが、軽量化を推し進めると吊橋の領域に入る可能性が生じることから、道路橋として設計する場合には、その力学特性、および車両走行時の挙動、破壊時の挙動を考慮して桁高を設定することが重要であることがわかった。

すなわち、本論文では、張弦桁橋を道路橋に適用する場合に限界となる可能性のある特性を明らかにすると

ともに、桁高を設定する際に参考となる資料を提供できたと考える。

一方、張弦桁橋の力学特性は、主桁剛性と張弦ケーブル剛性の比のほか、ケーブルの縦距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。

謝辞： 本論文を取りまとめるにあたり、横浜国立大学大学院池田尚治教授に貴重なご助言を賜りました。また、本論文では、沼津市のご厚意によりあゆみ橋における載荷試験結果を用いました。ここに、厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) Virlogeux, M., Bouchon, E., Lefevre, J., Resplendino, J., Crocherie, A., Ageron, C., Bourjot, A., Clement, M., Million, P., Gudefin, C. and Valence, M. : A Prestressed Concrete Slab Supported from Below, The Truc de la Fare Bridge, *La Technique Francaise*, The 12th FIP Congress, pp.403-417, 1994.
- 2) 清水政和, 竹内禰禮, 近藤真一, 奥村一彦 : 高流動コンクリートを用いたプレキャストセグメント張弦げた橋の構造と施工, *コンクリート工学*, Vol.36, No.10, pp.31-35, 1998.10.
- 3) 大沼孝司, 堀 達浩, 請川 玲, 大信田秀治 : 自碇式吊橋の設計・施工, *プレストレストコンクリート技術協会第8回シンポジウム論文集*, pp.619-624, 1998.10.
- 4) 前田文男, 崎元達郎, 小幡大輔, 渡辺 浩 : 張弦PC橋の終局耐力に関する研究, *土木学会論文集 No.619/I - 47*, pp.203-214, 1999.4.
- 5) 角本 周, 大信田秀治, 梶川康男, 南部敏行 : 自碇式上路PC吊橋の終局挙動に関する実験的検討, *構造工学論文集*, Vol.44A, pp.1341-1348, 1998.3.
- 6) 梶川康男, 犬島秀治, 角本 周, 大沼孝司, 堀 達浩 : 自碇式上路PC吊橋の構造特性と振動使用性, *構造工学論文集*, Vol.45A, pp.1377-1386, 1999.3.
- 7) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp.10-15, 1996.12.
- 8) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, pp.104-105, 1996.12.
- 9) 清水政和, 竹内禰禮, 阿部 登, 近藤真一, 奥村一彦 : あゆみ橋の設計と施工, *橋梁と基礎*, Vol.33, No.3, pp.2-9, 1999.3.
- 10) 近藤真一, 内村高利, 中積健一, 梶川康男, 前田研一 : 斜張橋を複合させた張弦桁橋の構造特性と振動使用性, *構造工学論文集*, Vol.46A, pp.1449-1459, 2000.3.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 平井 敦 : 鋼橋(Ⅲ), pp.336-356, 技報堂, 1967.9.
- 14) 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.
- 15) 梶川康男 : 振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察, 土木学会論文報告集, No.304, pp.47-58, 1980.12.
- 16) 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, プレストレストコンクリート技術協会第5回シンポジウム論文集, pp.309-314, 1995.10.
- 17) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, pp.116-117, 1996.12.
- (2001. 8. 21 受付)

STUDY ON STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF PRESTRESSED CONCRETE DECK BRIDGE SUPPORTED FROM BELOW BY CABLES

Shinichi KONDOH, Yasuo KAJIKAWA and Kenichi MAEDA

This paper presents structural characteristics of a prestressed concrete deck bridge supported from below.

The prestressed concrete deck bridge supported from below consist of roadway deck, struts which support the deck, and subtending cables. The subtending forces balance the permanent loads as perfectly as possible.

A series of tests under static and dynamic loading are carried out on the Ayumi Bridge in Numazu City. The analytical model of the structure is confirmed by comparing the analytical results with the experimental results.

The dynamic responses of the bridge under the passage of moving vehicle are analysed for a parametric study. The non-linear analysis for ultimate loading was carried out using the fiber model program taking the material and geometrical nonlinearity into account.