

斜張橋を複合させた張弦桁橋の構造特性と振動使用性

Structural Characteristics and Vibration Serviceability of Prestressed Concrete Girder
Stayed by Stay-Cables and Suspended from Below by External-Cables

近藤 真一*, 内村 高利**, 中積 健一***, 梶川 康男****, 前田 研一*****
Shinichi Kondoh, Takatoshi Uchimura, Kenichi Nakatsumi, Yasuo Kajikawa and Kenichi Maeda

*	住友建設(株)	土木本部技術部	(〒160-8577 東京都新宿区荒木町13番地の4)
**	沼津市	建設部	(〒410-8601 沼津市御幸町16番1号)
***	住友建設(株)	土木本部技術部	(〒160-8577 東京都新宿区荒木町13番地の4)
****	工博 金沢大学大学院教授	自然科学研究科	(〒920-8667 金沢市小立野2丁目40番20号)
*****	工博 東京都立大学大学院教授	工学研究科	(〒192-0397 八王子市南大沢1丁目1番地)

Ayumi Bridge in Numazu city is cyclist and pedestrian bridge. It is a prestressed concrete girder stayed by the stay-cables and suspended from below by the external-cables. A series of tests under static loading are carried out to investigate the stiffness of the structure and to compare with the result of static analysis. Vibration tests are also carried out to grasp natural frequency, vibration mode and damping characteristics of the bridge. The structure is loaded by trucks and excited by either a mechanical rotation exciter or human force. The simulations of static response, eigen value and dynamic response are carried out. The structural characteristics of this bridge are confirmed by comparing the analytical results with the experimental results.

Key Words: girder suspended from below by cables, structural characteristics, vibration serviceability

キーワード: 張弦桁, 構造特性, 振動使用性

1. まえがき

わが国では、新しい形式の中規模橋梁の建設が最近多くなってきている。その理由の一つは、様々な技術的見直しから力学的に無駄な部分を省いた合理的な橋梁を目指したものであり、また一つは、異種材料の特長を最大限に生かし切ろうとする複合構造の橋梁を目指したものである¹⁾。

一般的には、重厚なイメージのあるコンクリート橋においてもスレンダーなプロポーションにすることができるならば構造的な優美さで、眺める人の目を楽しませることができる。このような景観性が重視される近年の状況から新しい橋梁形式が多く採用される傾向にある^{2) 3)}。

このような傾向は、橋梁建設技術の向かうべき進化の当然の結果であり、大いに歓迎され、さらに進むものと考えられる。例えば、吊ケーブルと補剛桁を一体化した吊形式としてのPC吊床版橋や上路式に床版を配置した上路式吊床版橋、吊ケーブルを床版の下側に配置した自碇式上路PC吊橋⁴⁾が研究され、架設され

はじめている。

また、主桁高をさらに低くするために、外ケーブル(PC鋼材)を桁下に大きく偏心させて、プレストレスの効率を高めた形式として張弦桁橋がある⁵⁾。

この形式を主構造として、その端部を斜張ケーブルで吊り上げた構造(斜張定着張弦桁)を持つ国内で初めての複合構造の橋梁(写真-1)が架設されたことから、解析方法の妥当性の確認および今後の設計資料と

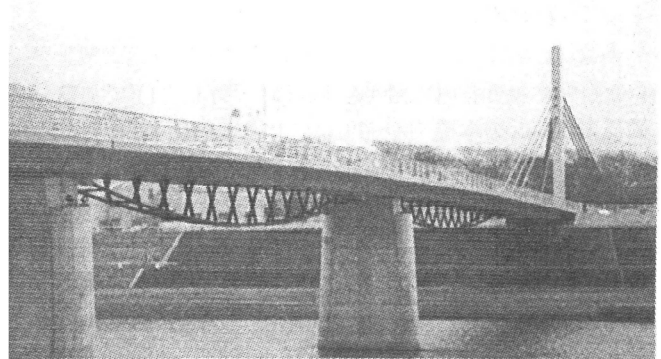


写真-1 あゆみ橋(静岡県沼津市, 狩野川)

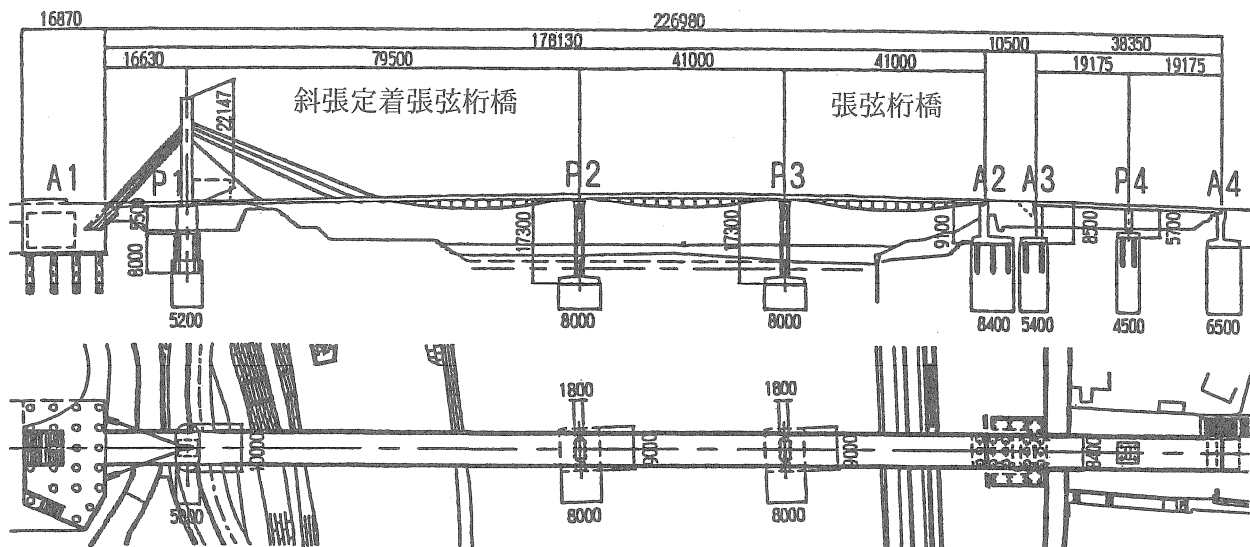


図-1 橋梁一般図

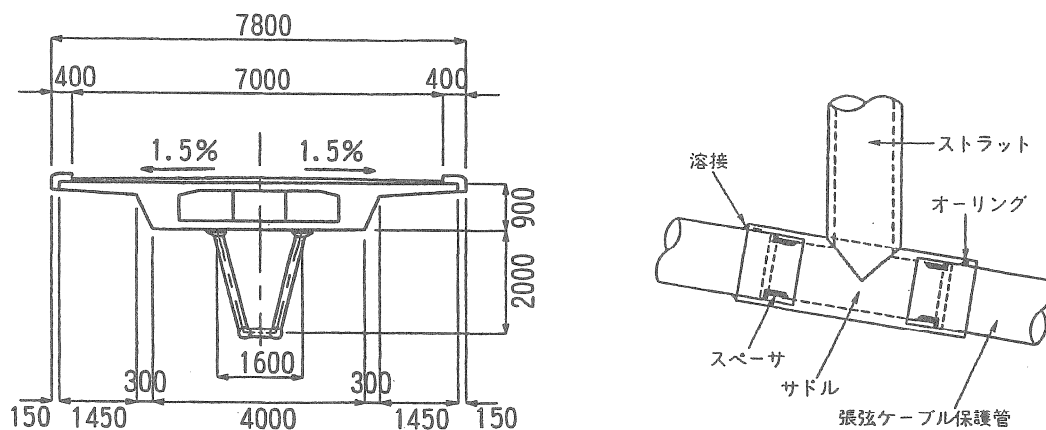


図-2 断面図および張弦ケーブルとストラットの接合部の構造

するため、静的および動的な構造特性および歩行者通行時の振動使用性を実橋載荷試験にて把握した。

本文では、試験を実施した橋梁の構造概要を述べるとともに、実橋載荷試験の結果について報告したものである。

2. 構造概要

2.1 橋梁概要

本橋は、沼津市の中心市街地を貫流する狩野川に架設された自転車歩行者専用橋「あゆみ橋」(写真-1)である。橋長226.98mの本橋(図-1)は、主橋部と取付部から成っており、狩野川を渡る主橋部の低水路に架かる部分には複合構造である張弦桁橋が、左岸側の高水敷に架かる部分には、この張弦桁の端部を斜張ケーブルで吊り上げた斜張定着張弦桁橋が採用されている。構造や施工などの詳細については文献⁶⁾7)を参照されたい。ここでは、概要のみを示す。

2.2 複合張弦桁橋の概要

本橋の第3径間および第4径間は、それぞれ支間40mの単純構造の張弦桁橋であり、コンクリート主桁と鋼ストラットの複合構造である。桁高は90cmで、桁高・支間比は1/44である。主桁断面図および張弦ケーブルとストラットの接合部の構造を図-2に示す。張弦ケーブルの支間中央における偏心量は、2.55m(主桁下縁からの偏心量は2.0m)である。

主桁は、隔壁の配置に合わせて19分割(1径間あたり)したプレキャストセグメント構造の1室箱桁であり、コンクリートの設計基準強度は49.1N/mm²である。

ストラットは、φ190.7mmの溶接構造用鋳鋼管(SCW520CF)である。ストラットは、計13箇所(1径間あたり)設けており、間隔は2.5mである。ストラットを設置する主桁には、ストラットから作用する上向き力および曲げモーメントを伝達させるために隔壁を設けている。

張弦ケーブルは、SWPR 7B 27φ15.2(引張荷重7,047kN)の二面構成である。張弦ケーブル保護管は、φ165.2mmの一般構造用炭素鋼鋼管(STK490)である。

張弦桁橋の張弦ケーブル緊張力は、死荷重による曲げモーメントを打ち消すように設定されている。

2. 3 斜張定着張弦桁橋の概要

斜張定着張弦桁橋の支間は第1 径間 16.63m, 第2 径間 79.00m で、桁高・支間比は 1/88 である。斜張定着張弦桁橋は、コンクリート主桁と鋼ストラット、鋼主塔を組み合わせた複合構造である。また、張弦桁橋に斜張橋を複合させた構造でもあり、主桁は、張弦桁部、斜張橋部および閉合部から構成されている。

張弦桁部の構造は、第3 および第4 径間の張弦桁橋と同一である。A1 橋台は、P1 橋脚から後方に分離させて主桁と剛結し、P1 橋脚およびP2 橋脚上では主桁は可動支持構造としている。

張弦桁部の主桁は、プレキャストセグメントであるが、斜張橋部は現場打ちコンクリートである。設計基準強度は同じく 49.1N/mm² である。

斜張ケーブル配置は、一本柱形の主塔から一面吊りの前方ケーブルを、平面的に Y 字形に開いた二面の後方ケーブル（開角 40.832°）で定着する形式である。主塔は、五角形断面の鋼製であり、主桁を貫いて橋脚と剛結している。

主塔の鋼材は、溶接構造用圧延鋼材（SM490YB, SM490YA, SM570）である。斜張ケーブル定着構造の鋼材は、低マンガン合金鋼品（SCMn2A）である。

斜張ケーブルは、SWPR7B 19~48 φ 15.2mm（引張荷重 4,959kN~12,528kN）を用いている。ケーブル保護管は FRP 管であり、セメントグラウトを注入している。

最上段の斜張ケーブルの主桁への定着は、図-3 に示すように、2 列に配置した張弦ケーブル定着体に挟まれて定

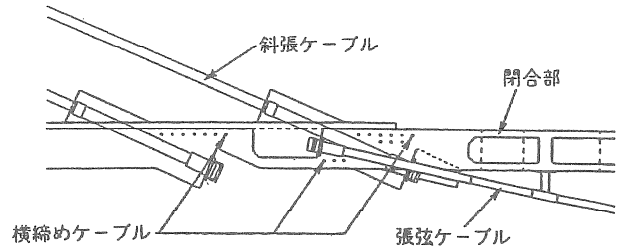
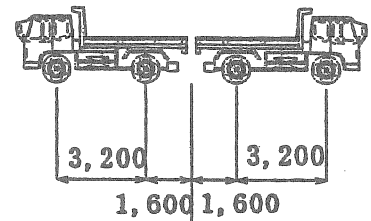


図-3 張弦ケーブルと斜張ケーブルの定着構造

側面図



平面図

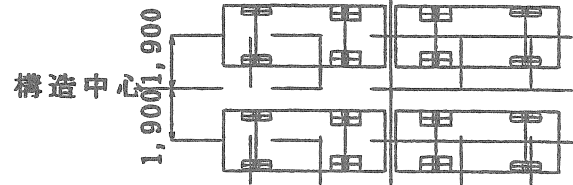
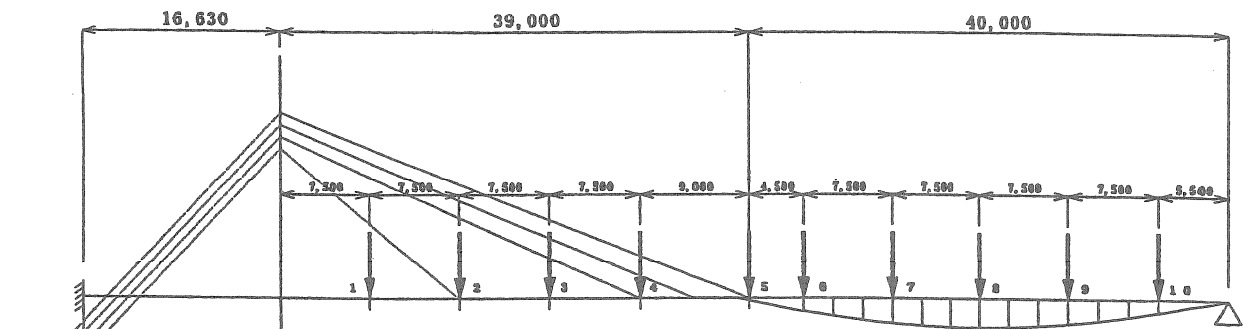
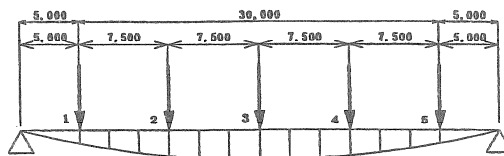


図-4 載荷トラックの配置図

着する構造である。斜張定着張弦桁橋の主桁 PC 鋼材は、SWPR 7B 12φ 12.7 を 16 本配置している。

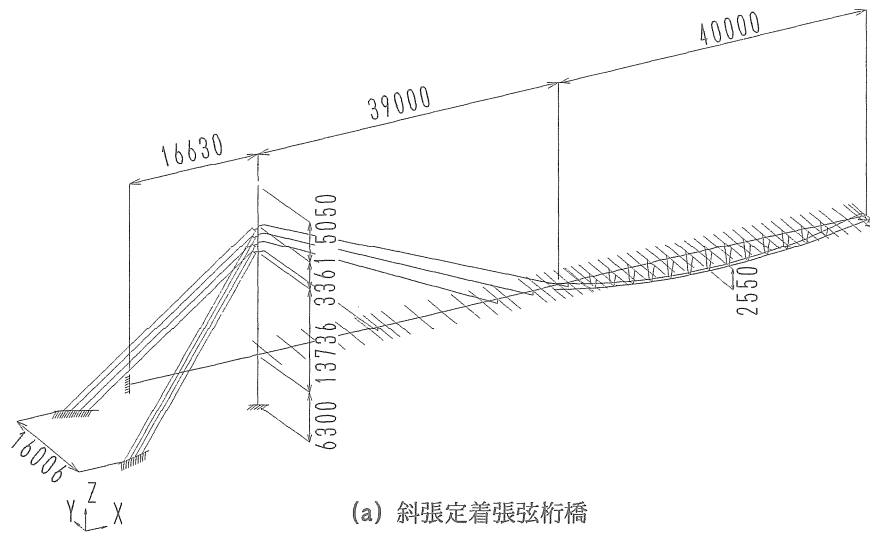


(a) 斜張定着張弦桁橋

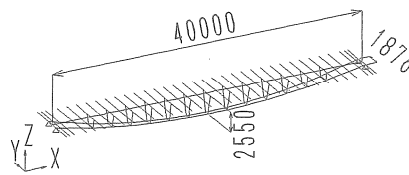


(b) 張弦桁橋

図-5 荷重載荷位置



(a) 斜張定着張弦桁橋



(b) 張弦桁橋

図-6 解析モデル図

表-1 解析モデルにおける断面性能

部 材		断面積 A(m ²)	断面 2 次モーメント			ヤング係数 E(GPa)
			I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J(m ⁴)	
主桁	標準部	2.9543	0.2809	10.4643	0.6680	33
	無垢部	6.8733	0.4697	31.6406	1.6847	
主塔	標準部	0.1353	0.0803	0.0300	0.0694	200
	基 部	0.1536	0.0908	0.0339	0.0783	
ストラット		0.01073	0.00004	0.00004	0.00008	200
斜張ケーブル	最大 48 φ 15	0.01097	0.0	0.0	0.0	200
	最小 19 φ 15	0.00475	0.0	0.0	0.0	
張弦ケーブル		0.00866	0.0	0.0	0.0	200
P1 橋脚		16.0000	21.3333	21.3333	35.9883	28

3. 静的構造特性

3. 1 試験方法

本橋の静的特性を把握する目的で、静的載荷試験を行った。試験の項目は、たわみ試験である。なお、試験実施時には、橋面工は施工されていなかった。

載荷は、山砂を満載した 2 軸 4 トンダンブトラック (1 台の重量約 79.2kN) 4 台による。

たわみ試験においては、図-4 に示すように、4 台の車両の重心位置を載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載荷した。載荷位置を図-5 に示す。

主桁の変位は、載荷荷重が大きく、数 cm の変位量となる

ため、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計測した。

3. 2 解析方法

静的解析は、微小変位理論により 3 次元骨組モデルで行った。図-6 に解析モデルを示す。ストラットは、主桁と剛結合しており、主桁のストラット取付部には剛域を設けた。主桁の剛性は、PC 鋼材および鉄筋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。斜張ケーブルの剛性は PC 鋼より線のみの数値とした。主要部材の断面性能を表-1 に示す。解析におけるダンブトラックの荷重は、前輪荷重 26.0kN と後輪荷重 53.5kN の 2 点載荷とした。

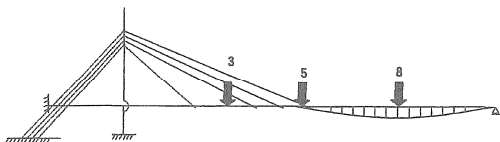
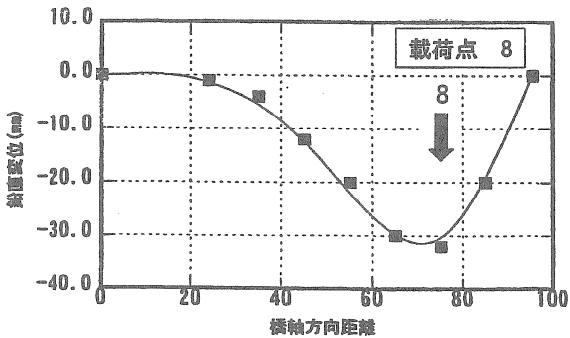
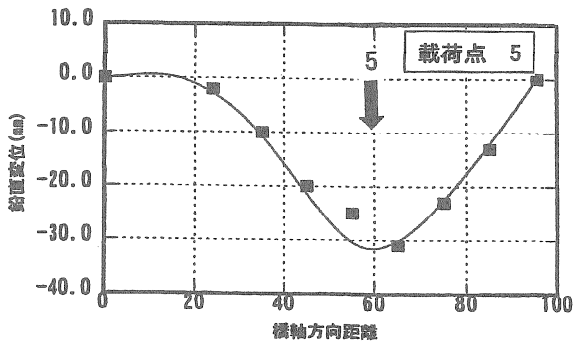
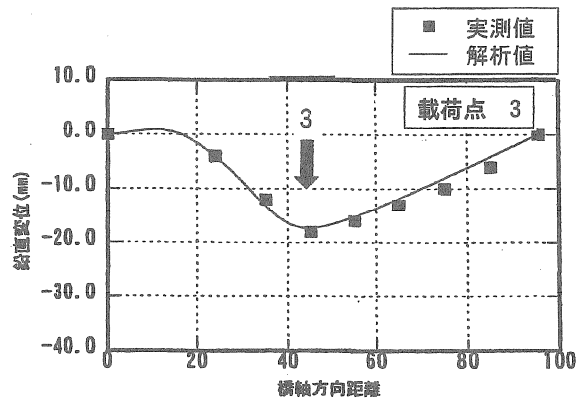


図-7 鉛直変位

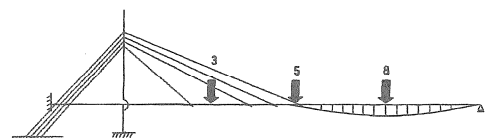
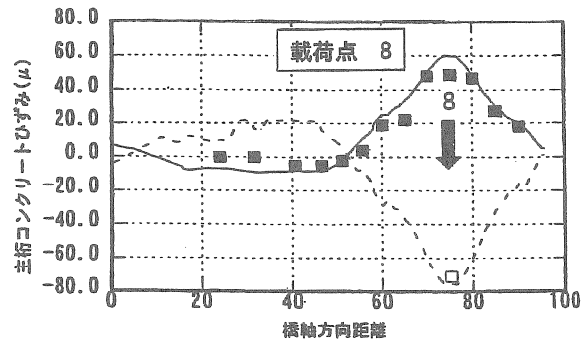
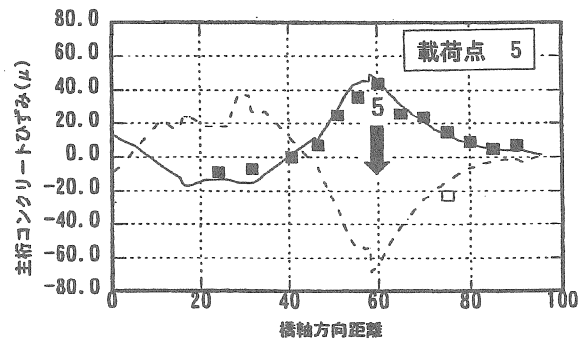
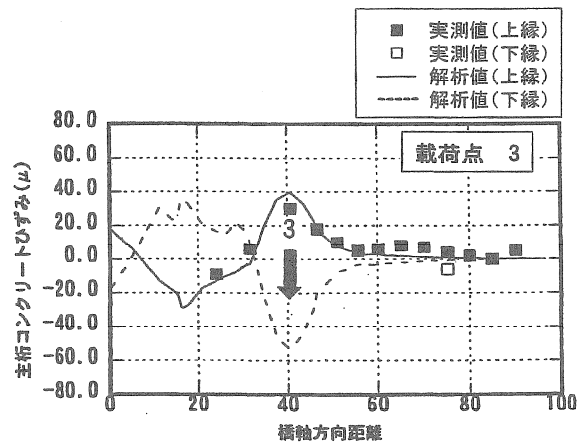


図-8 主桁コンクリート上下縁のひずみ

3. 3 試験・解析結果

荷重試験における変位と主桁コンクリート上下縁のひずみを、解析結果と対比させて図-7~図-9に示す。図-7によると、斜張定着張弦桁橋の鉛直変位は、斜張橋の主桁の先端に、より剛性の高い主桁が連結された構造としての挙動を示しており、この特徴は、斜張橋部に荷重が荷重されたケースによく現れている。また、図-9より、張弦桁橋の鉛直変位は、はり部材としての挙動を示しており、自旋式上路PC吊橋⁴⁾や上路アーチのように、荷重点以外の部分の変位が逆符号となるような変形は生じていない。

これらの試験結果と解析結果の変位は、ほぼ一致しており、微小変位理論による骨組解析および構造モデルが実構造の挙動を精度良く反映できている。

4. 動的特性

4. 1 試験方法

単径間張弦桁橋と斜張定着張弦桁橋の動的特性を把握する目的で、それぞれ動的荷重試験を行った。試験の項目は、鉛直方向の正弦波加振試験、自由減衰振動試験および常時微動計測とした。これらの試験は、橋面工施工前に実施した。

加振方法は、砂袋落下法、人力加振法および起振機法とした⁸⁾。砂袋落下法は、加振点において約245N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す方法であり、加振点は第2径間の3箇所、第4径間の3箇所とした。また、人力加振法は、一人あるいは数人で屈伸

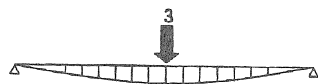
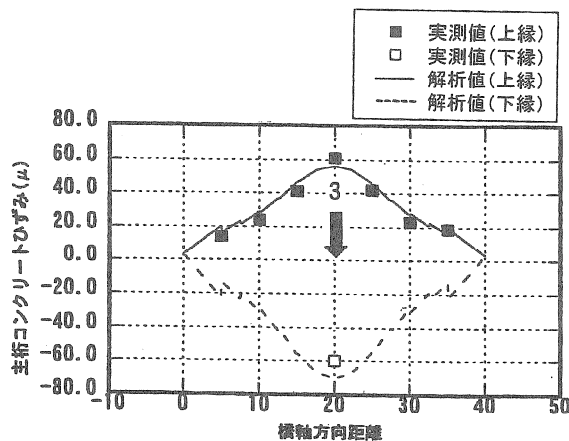
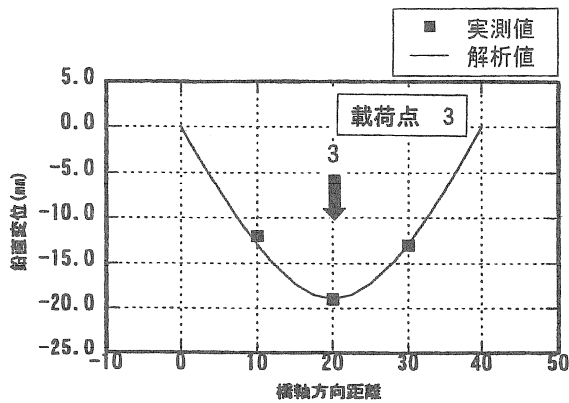


図-9 張弦桁橋における鉛直変位と主桁コンクリート上下縁のひずみ

したり飛び跳ねたりして、一定の振動数で加振する方法である。人力加振での加振点は5箇所とした。それらの加振点を図-10に示す。

正弦波加振試験における起振機による加振方法は、起振機を所定の位置(図-10:▽位置)に置き、任意の正弦波外力を加え、2.0~12.0Hzの範囲で振動数を少しずつ変化させ、共振点付近は0.01Hz刻みで、それ以外は刻みを粗くし、加振と応答の関係をプロットして共振曲線を作成した。加振方向は、鉛直方向のみとした。起振機は、偏心重錘式起振機(最大起振力39.2kN)であり、仕様を表-2に示す。

表-2 起振機の仕様

起振方式	直列配置, 3軸不平衡重錘反転式
起振方向	垂直および水平
起振モーメント	0~392kNmm
最大起振力	39.2kN
振動数	0.75~15Hz, 1.5~30Hz
重量	9.8kN
寸法	1165×1100×1160mm

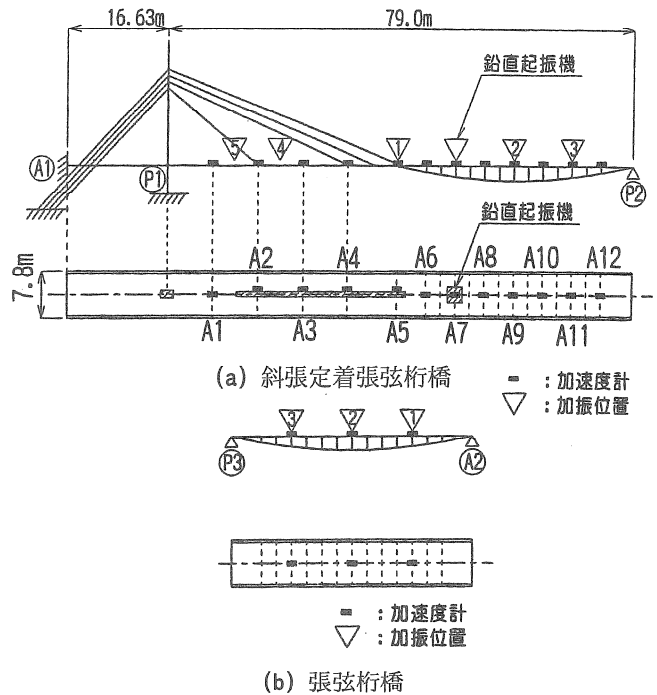


図-10 測点配置図と起振機の設置図

正弦波加振試験において、固有振動数は共振曲線より加速度計の応答振幅が最大値を示す振動数とした。

自由減衰振動試験の計測は、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。加速度計の設置位置を図-10に示す。

常時微動計測は、自由減衰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、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⁹⁾。

4.2 解析方法

固有値解析は、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(図-6参照)。斜張ケーブルの剛性については、FRP保護管およびPCグラウトも考慮した(表-1参照)。試験実施の時点で橋面工が施工されていなかったため、質量は自重のみを考慮した。張弦ケーブルや斜張ケーブルの張力は考慮していない。固有値解析より求めた振動モード結果を図-11、図-12に示す。

4.3 固有振動特性

動的载荷試験の結果を表-3に示す。卓越振動モードについては、砂袋落下法、起振機法、人力加振法および常時微動計測により得られたモードと解析により得られた振動モードがすべて一致した。また、卓越振動数も、ほぼ解析した固有値と一致しており、本橋の固有振動特性は、骨組モデルを用いた微小変位解析で把握することが可能であることがわかった。

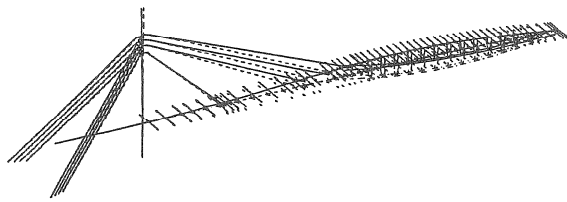
表-3 振動数と対数減衰率

(a) 張弦桁橋

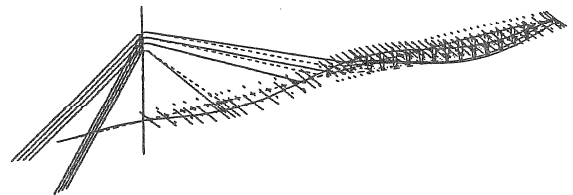
次数	振動モード	振動数 (Hz)				対数減衰率
		解析結果	試験結果			
			人力加振	砂袋落下	常時微動	
1	鉛直曲げ1次	1.696	1.78	1.85	1.82	0.06
2	鉛直曲げ2次	4.884	4.83	4.90	4.86	0.10
3	水平曲げ1次	6.861	—	—	—	—
4	ねじり1次	7.585	—	—	—	—
5	鉛直曲げ3次	10.470	—	10.4	—	—

(b) 斜張定着張弦桁橋

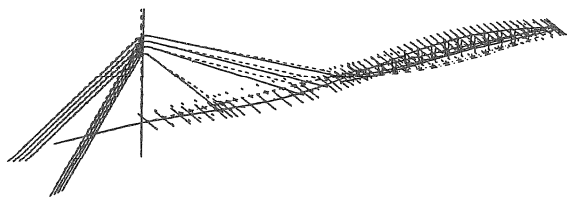
次数	振動モード	振動数 (Hz)					対数減衰率
		解析結果	試験結果				
			起振機	人力加振	砂袋落下	常時微動	
1	鉛直曲げ1次	1.021	—	1.00	1.02	1.03	0.04
2	鉛直曲げ2次	2.078	2.06	2.05	2.10	2.10	0.05
3	水平曲げ1次	2.505	—	—	—	—	—
4	鉛直曲げ3次	3.422	3.49	3.49	3.53	3.54	0.05
5	ねじり1次	3.945	—	4.22	—	—	0.11
6	鉛直曲げ4次	5.012	5.10	5.13	5.16	5.15	0.08
7	鉛直曲げ5次	7.173	7.46	—	7.48	7.47	—
8	面外主塔1次	7.277	—	—	—	—	—
9	水平曲げ2次	7.789	—	—	—	—	—
10	ねじり2次	8.116	—	—	—	—	—



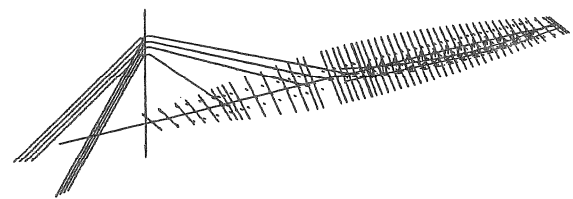
(a) 鉛直曲げ1次 1.021Hz



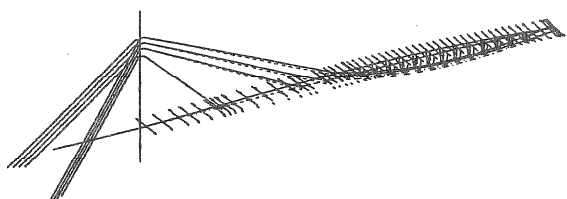
(d) 鉛直曲げ3次 3.422Hz



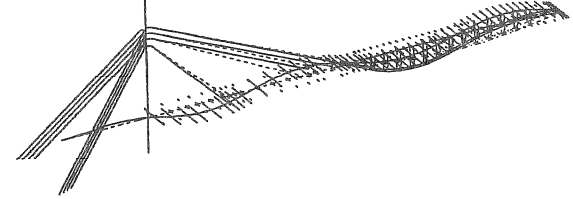
(b) 鉛直曲げ2次 2.078Hz



(e) ねじり1次 3.945Hz

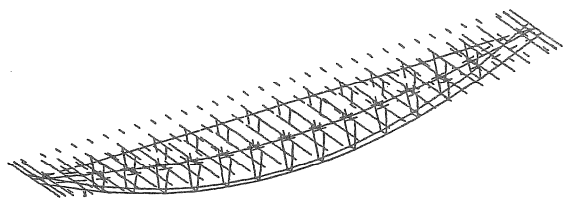


(c) 水平曲げ1次 2.505Hz

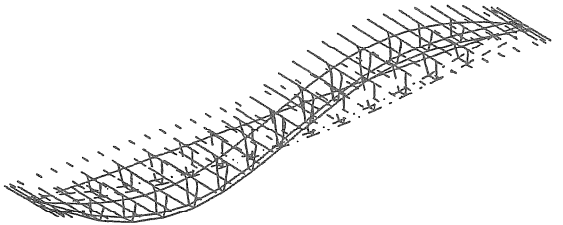


(f) 鉛直曲げ4次 5.012Hz

図-11 振動モード図 (斜張定着張弦桁橋)



(a) 鉛直曲げ1次 1.696Hz



(b) 鉛直曲げ2次 4.884Hz

図-12 振動モード図(張弦桁橋)

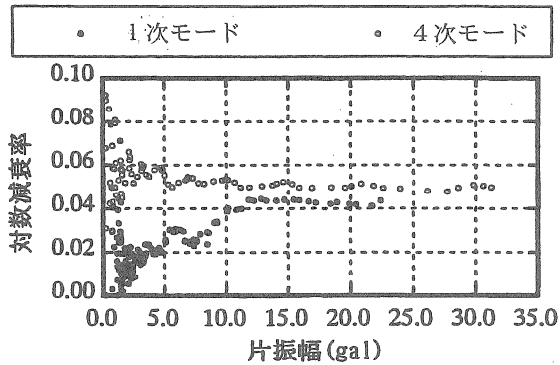


図-13 斜張定着張弦桁橋の対数減衰率と波形の振幅依存の関係

4. 4 減衰特性

減衰特性については、表-3 に減衰自由振動試験より得られた対数減衰率を示した。対数減衰率と波形の振幅依存の関係を図-13 に示す。対数減衰率は、1~2 次モードで応答加速度 10gal 以上で安定し、その他のモードで約 5gal で安定した。対数減衰率の算出は、ハーフパワー法と自由減衰法の 2 方法で行った。起振機法を用いた自由減衰波の測定による減衰特性の把握は、2, 4, 6 次モードであり、7 次以降は困難であった。これは、起振機の完全停止までに低次の振動を励起し、その影響によってうなりが発生したためである。砂袋落下法で得られた結果は、ハーフパワー法で 1~10 次モード、自由減衰法では 7 次モードであった。砂袋落下法による 1 次モードの対数減衰率が約 0.15 となり、他の加振法や他のモードと比較して大きな値を示した。これは約 245N の砂袋を約 3.0m の高さから自由落下させた時の衝撃力が小さく、振動波形が常時微動波形と同程度であったためである。この砂袋落下法では、衝撃力が小さかったため低次モード(1~6 次モード)でハーフパワー法による対数減衰率が大きい値となる傾

向を示した。一方、7 次モードで得られている対数減衰率は、ハーフパワー法および自由減衰法いずれの方法においても同程度(0.05~0.07)であった。人力加振では、1~6 次モード減衰が得られた。いずれのモードにおいても、自由減衰法より算出した減衰は、起振機による場合とほぼ同一の値が得られた。この種の構造形式の減衰特性を同定する方法として、人力加振、衝撃加振が有効であることがわかった。

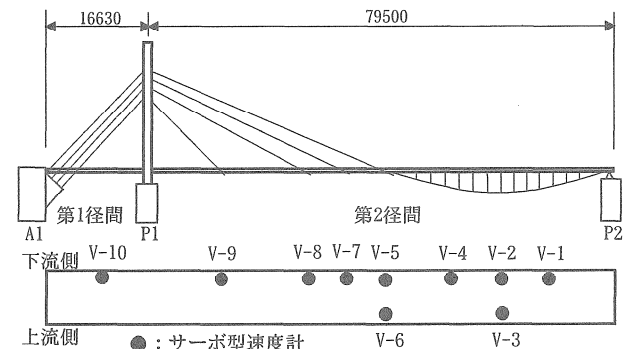
以上より、本橋の対数減衰率は、1, 2, 4 次モードで 0.04~0.05 程度、6 次モードで 0.07~0.08 程度であるといえる。これは、既往の PC 吊床版橋¹⁰⁾や PC 斜張橋¹¹⁾などの振動試験結果と同程度の値である。

5. 使用時の振動の検討

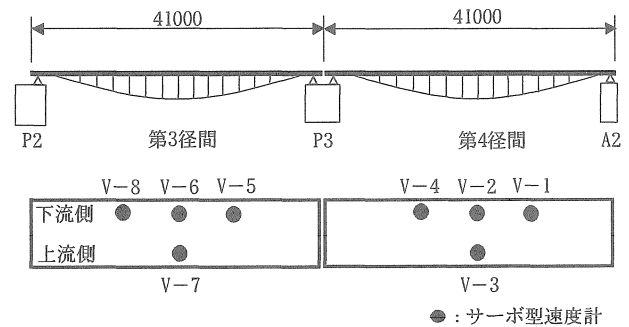
4 章で示した動的試験時は舗装や高欄などの橋面工が施工される前に実施した。そのため、使用時の振動の性状を開通直前に確認することとした。

5. 1 卓越振動数特性

振動特性および振動使用性を把握する振動試験として、人力による衝撃加振試験、定点加振試験(屈伸、ジャンプ)および歩行・走行試験を行った。それぞれの試験では、サーボ型速度計(東京測振(株)製・VSE-15、計測周波数 0.1~70 Hz) 10 個を図-14 に示すように配置した。



(a) 斜張定着張弦桁橋



(b) 張弦桁橋

図-14 測点配置図

また、第3, 4 径間にはそれぞれ4 個ずつ配置し、同様の試験を行った。衝撃加振試験では、2 人が椅子（高さ約40cm）から飛び降りることにより、橋梁に衝撃を与え、得られた速度波形からFFT によるスペクトル解析を行い、卓越する振動数、振動モードを求めた。

図-15 に、第2 径間張弦桁橋の中央点で2 人が椅子から飛び降りたときに、その点で測定された速度波形とそのスペクトルを示す。この衝撃加振により、斜張定着張弦桁橋の鉛直曲げ1 次モードの0.95Hz に卓越振動数が見られた。

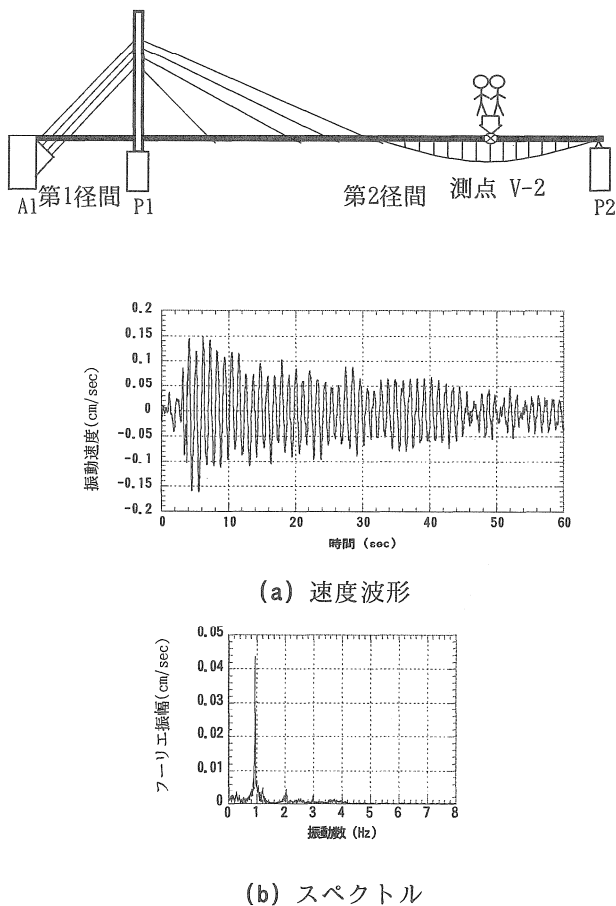


図-15 測点 V-2 における応答値

また、同様な衝撃加振を第4 径間張弦桁橋の中央点で行ったときの速度波形を図-16 に示した。その結果鉛直曲げ1 次モードの1.7Hz が卓越した。

このような、衝撃加振を各点で行い、各測点の卓越振動数や速度波形の位相を確認することで、本橋の振動モードを確認した。表-4 に試験により得られた振動数を示す。また、その振動数に対応した解析により得られた振動モードは図-11, 図-12 と同じであることを確認した。表-3 に示した橋面工施工前の値に比べて、舗装や高欄などの質量や剛性が若干変化しているものの、ほぼ同じ振動数および振動モードとなっている。

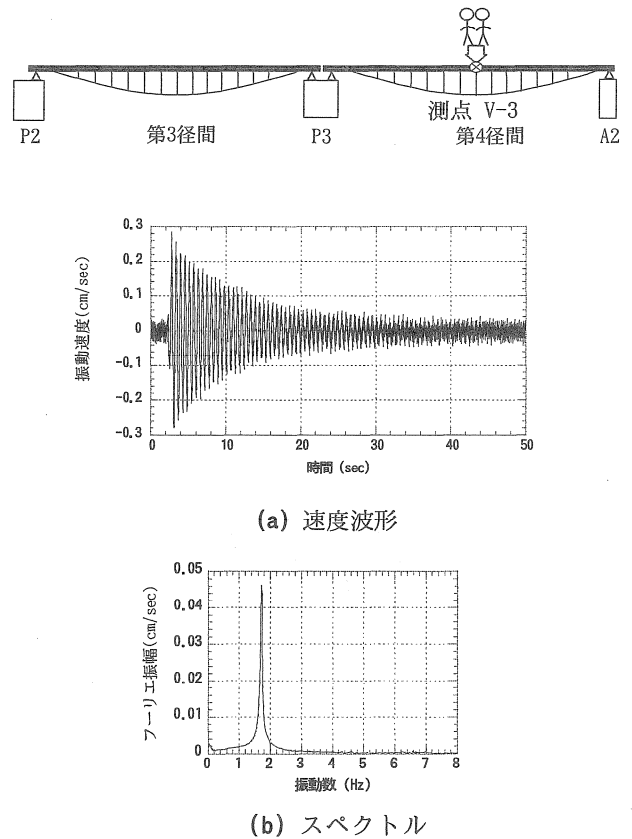


図-16 測点 V-3 における応答値

表-4 卓越振動数

(a) 張弦桁橋

次数	振動モード	振動数	対数減衰率
1	鉛直曲げ1 次	1.71	0.088
2	鉛直曲げ2 次	4.91	—

(b) 斜張定着張弦桁橋

次数	振動モード	振動数	対数減衰率
1	鉛直曲げ1 次	0.95	0.082
2	鉛直曲げ2 次	2.05	0.157
3	鉛直曲げ3 次	3.56	0.126
4	ねじり1 次	4.00	—

5. 2 減衰性

定点加振試験により各振動モードに共振させた後の自由減衰振動波形から、対数減衰率を求めた結果を表-4 に示す。第1, 2 径間における各振動モードの減衰を比較すると、鉛直曲げ2, 3 次モードの対数減衰率がその他の振動モードの減衰率に比べて大きい値となっている。これについては、人力で加振した振幅が0.5cm/sec (6gal) 以下と小さく、前に述べたように、振幅依存性が表われたものと考えている。

ここで、試験から得られた減衰特性を、橋梁を構成する部材個々のエネルギー吸収に着目して評価する^{1,2)}。鉛直曲げ1 次モードは、他の振動モードに比べて斜張ケーブルのエネルギー比率が高いモードであり、このことがモード

減衰定数が小さくなる要因と考えられる。単径間の張弦桁橋である第3, 4径間の減衰定数は、橋面工施工前とほぼ同じ減衰値が得られた。また、それらの値は、同規模の歩道橋¹³⁾と同様の値となっている。

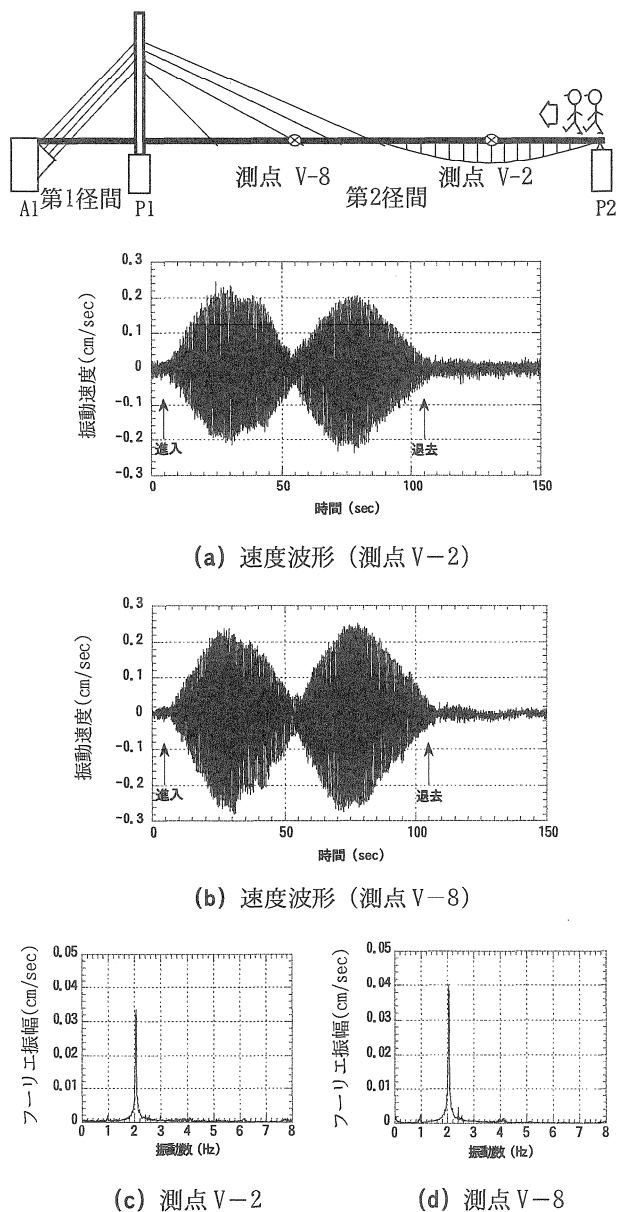


図-17 歩行時の応答速度とスペクトル

5. 3 振動使用性

本橋の各径間は、比較的低い振動数範囲に卓越する振動モードが存在するため、それらが歩行者の歩調と一致して共振する可能性がある。そこで、歩行者の通行に対する振動使用性を検討するため、共振歩調による歩行および走行により最大でどの程度の振動レベルに達するか、試験により把握した。なお、試験では、卓越振動数前後のピッチ音に合わせて歩行時には2人、走行時には1人が、一定の衝撃力を橋梁に作用させるように歩行した。また、一般的な歩調範囲である2Hz前後(1.5~2.3歩/秒)には第2径間の鉛直曲げ2次モード(2.05Hz)と第4径間の鉛直曲げ1

次モード(1.71Hz)が存在するが、第2径間の鉛直曲げ3次モード(3.56Hz)も試験の対象とした。試験対象とした振動モードのうち、平均的歩調に最も近いたわみ鉛直曲げ2次モードについて、共振歩行した場合の速度波形とそのスペクトルをそれぞれ図-17に示す。

本橋の振動使用性を評価するため、歩行、走行試験において各振動モードに共振させた場合に得られた最大応答値と、歩行者の振動に対する心理的な影響から見た振動じよ限度^{14) 15)}の関係を図-18に示す。また、比較として、東海、関西、北陸地方に架設されている様々な橋梁形式の鋼歩道橋において、同種の試験¹³⁾により得られた結果を付記する。これより、2Hz前後の歩調範囲(1.6~2.4歩/秒)に存在する第2径間の鉛直曲げ2次モード(2.05Hz)と第4径間の鉛直曲げ1次モード(1.71Hz)は、いずれの振動使用性に対するじよ限度の提案値に比較して十分小さく、本橋の振動使用性には特に問題はないと考えられる。

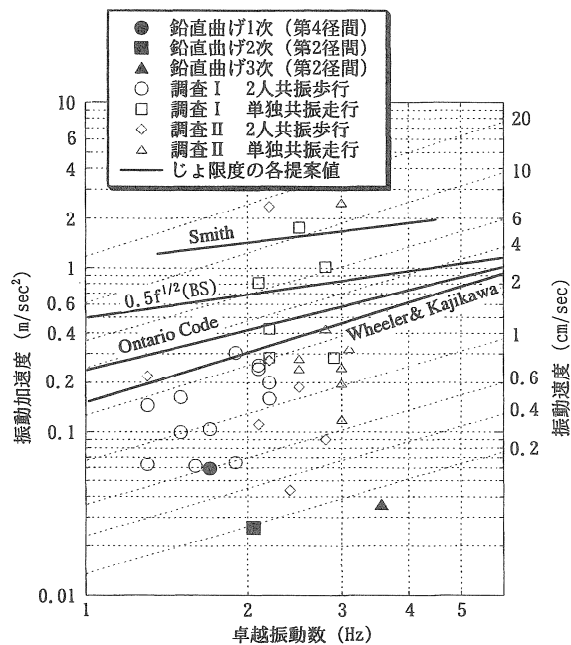


図-18 振動じよ限度の提案値との比較

6. まとめ

本研究では、複合張弦桁橋とさらにその張弦桁を斜張橋と複合させる(斜張定着張弦桁橋)という国内初の形式の橋梁において静的載荷試験と起振機や人力による振動試験を行い、この構造形式の橋梁が有する静的および振動特性を把握するとともに歩行者交通に対する振動使用性を検討した。本試験により得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- (1) 静的荷重に対する張弦桁橋の鉛直変位は、はり部材に近い挙動を示しており、自旋式上路PC吊橋や上路アーチのように、載荷点以外の部分の変位が逆符号となるような変形は生じていない。

- (2) 斜張定着張弦桁橋（第 1, 2 径間）の鉛直変位については、張弦桁部に荷重が載荷したときには、張弦桁は、第 3, 4 径間のときと全く同様な変形を示している。斜張橋部の桁部分は、上方に変位し、負の曲げを受け予想した通りの挙動を示している。また、斜張橋部へ荷重が載荷されたときは、斜張橋部のみ変形する。これらの傾向は、解析と一致しており、本形式に対する解析モデルの妥当性が示された。
- (3) 卓越振動数と振動モードについては、砂袋落下による衝撃試験、起振機法、人力加振法、常時微動計測によって得られたものが、それぞれよく一致した。解析した固有振動数、固有振動モードとも一致し、解析した動的な 3 次元モデルの妥当性が確認できた。
- (4) 本橋の対数減衰率は、鉛直曲げモードで 0.04~0.08（減衰定数で 0.6%~1.5%）程度であり、同規模の歩道橋に比べて、同じ程度であるが、単径間 P C 吊床版橋では、低次振動モードで 0.5%以下の値が多く、本橋ではやや大きい値となっている。
- (5) 本橋では、通常の歩調範囲（1.6~2.4 歩/秒）に鉛直曲げモードが存在しているが、広幅員のために全体として質量が大きく、歩行者の通行により生じる振動レベルは、非常に小さく、また、鋼歩道橋の振動と比較しても小さいことから、通常では、振動使用性に問題ない。

参考文献

- 1) Schlaich, J. and Bergermann, R. : Fussgängerbrücken, ETH Zurich, 1992.3.
- 2) Virlogeux, M., Bouchon, E., Resplendino, J., Lefevre, J., Valence, M., Million, P.: A PRESTRESSED CONCRETE SLAB SUSPENDED FROM BELOW : THE TRUC DE LA FARE OVERPASS, Proceedings of FIP Symposium'96, pp.1031-1038, London, UK.
- 3) 坪内秀泰, 吉田 功, 恒川昌宏, 梅田 聡: MIHO MUSEUM BRIDGE の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol. 32, No. 7, pp. 2-10, 1998. 7.
- 4) 梶川康男, 犬島秀治, 角本周: 自碇式 P C 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.
- 5) 前田文男, 崎元達郎, 伊東雪: 張弦 P C 橋の特性について, 第 7 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. 213-216, 1997. 10.
- 6) 清水政和, 武内禧禮, 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.
- 7) 清水政和, 武内禧禮, 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.
- 8) 岡林隆敏, 原忠彦: 道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用, 構造工学論文集, Vol. 34A, pp. 731-738, 1998. 3.
- 9) 橋梁振動研究会 編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993. 10.
- 10) 梶川康男, 深田宰史, 吉川裕晃: 単径間 P C 吊床版歩道橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 811-817, 1998. 3.
- 11) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づく P C 斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No. 626, pp. 147-161, 1999. 7.
- 12) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No. 543, pp. 217-227, 1996. 7.
- 13) 深田宰史, 吉川裕晃, 梶川康男: 鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 765-772, 1997. 3.
- 14) Blanchard, J., Davies, B.L. and Smith, J.W.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supple. Rpt. 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.5.
- 15) 梶川康男: 振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察, 土木学会論文報告集, No. 325, pp. 23-33, 1982. 9.

(1999年9月17日受付)