

4 径間連続上路式吊床版橋の振動実験と解析

VIBRATION TEST AND ANALYSIS ON 4-SPAN CONTINUOUS STRESS-RIBBON BRIDGE
WITH A ROADWAY SLAB DECK

梶川 康男*・唐下善文**・深田 宰史***・松元香保里****

Yasuo KAJIKAWA, Yoshifumi TOUGE, Saiji FUKADA and Kaori MATSUMOTO

*	金沢大学	工学部土木建設工学科	(〒920 金沢市小立野 2 丁目 40-20)
**	金沢大学大学院	工学研究科	(同上)
***	金沢大学大学院	自然科学研究科	(同上)
****	住友建設(株)	技術研究所	(〒329-04 栃木県河内郡南河内町仁良川 1726)

The number of prestressed concrete stress-ribbon pedestrian bridge has increased in recent years because of their simple structure, beautiful and economical and so on. Recently prestressed concrete stress-ribbon bridge with a roadway slab deck as road bridge has been constructed. However prestressed concrete stress-ribbon bridge is so flexible that it is necessary that we grasp the dynamic characteristics when a vehicle runs on the bridge. This study examined the dynamic problems of 4-span continuous prestressed concrete stress-ribbon bridge with a roadway slab deck when test vehicle is running on.

Key Words: stress-ribbon bridge, roadway slab deck, vibration characteristics

1. はじめに

PC吊床版橋は、その構造のシンプル性からくる景観性、施工の簡便さ、経済性などから近年その建設が盛んである。そして、最近では2～3径間連続形式^{1) 2)}や、3方向分岐式³⁾のものも建設され、構造形式も多様化の傾向を見せている。さらに、PC吊床版橋は歩道橋だけでなく道路橋として路面の平坦性を保たせるために、上床版を吊床版上に鉛直材を介して架設した上路式PC吊床版橋^{4) 5)}も架設されており、現在計画中のものもある。しかし、PC吊床版橋はその構造形式ゆえに非常にフレキシブルであり、歩行者が歩行・走行した際や、車両が走行した際の動的な特性を十分に把握する必要がある^{6) -8)}。特に、単径間の上路式PC吊床版橋における車両走行による振動実験は行われている⁴⁾が高い橋脚を有し、上床版と吊床版がその橋脚と剛結されて4径間が連続した場合の振動特性は明確にされていない。

そこで本研究では、4径間連続上路式PC吊床版歩道橋である潮騒橋を対象として、歩行者による歩行・走行試験、または車両走行試験を行い、上路式PC吊床版橋の動的な特性について実験および解析から考察した。

2. 潮騒橋の概要

潮騒橋(図-1、写真-1)は、静岡県にあり、橋長232.0m、支間55.0m+61.0m+61.0m+55.0mを有する4径間連続上路式PC吊床版歩道橋であり、本形式は世界で初めて建設された構造形式である。上部構造は、吊床版、鉛直材および上床版から構成されている。また、橋台に作用する水平力をできるだけ小さくしつつ、経済性を向上させるために、吊床版のサグ・スパン比が1/10に設定されている。通常の吊床版橋では、吊床版そのものが路面となるためにサグが縦断線形の制約を受けることに加えて、サグは振動特性に大きな影響を与えるために、その設定に対する自由度は比較的小さい。しかし、上路式吊床版橋は、橋面形状に制約されずに吊床版のサグを設定でき、張力をコントロールできる。また、耐風安定性および耐震性を向上させるために、吊床版および上床版を各橋脚と剛結構造とし、全体構造を連続ラーメン化して全体剛性が高められている。基礎形式は、橋脚、橋台ともに杭基礎であり、橋台における上床版端部の支持構造としては、鉛直ゴム支承とともに水平ゴム支承が設けられている。

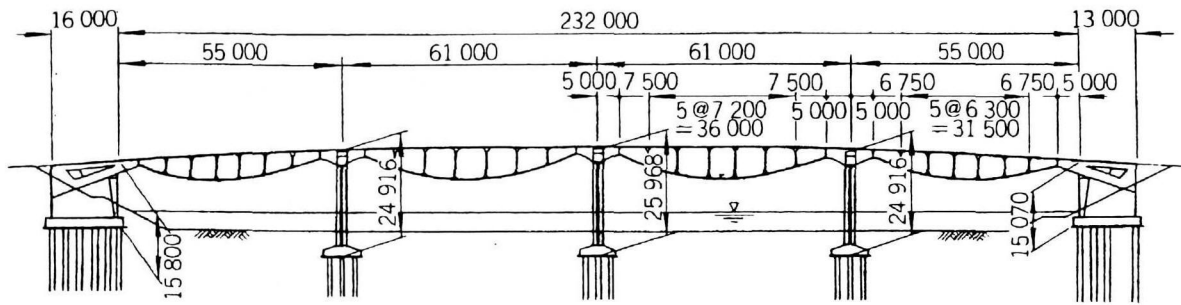


図-1 潮騒橋の一般図

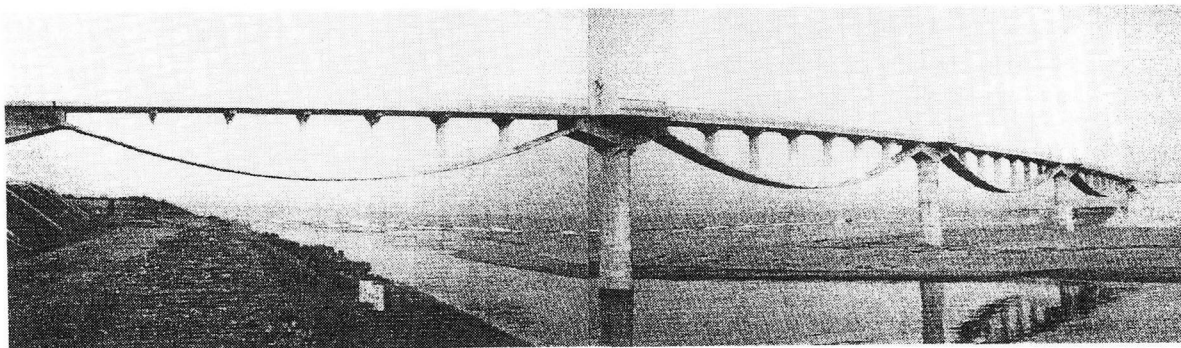


写真-1 潮騒橋

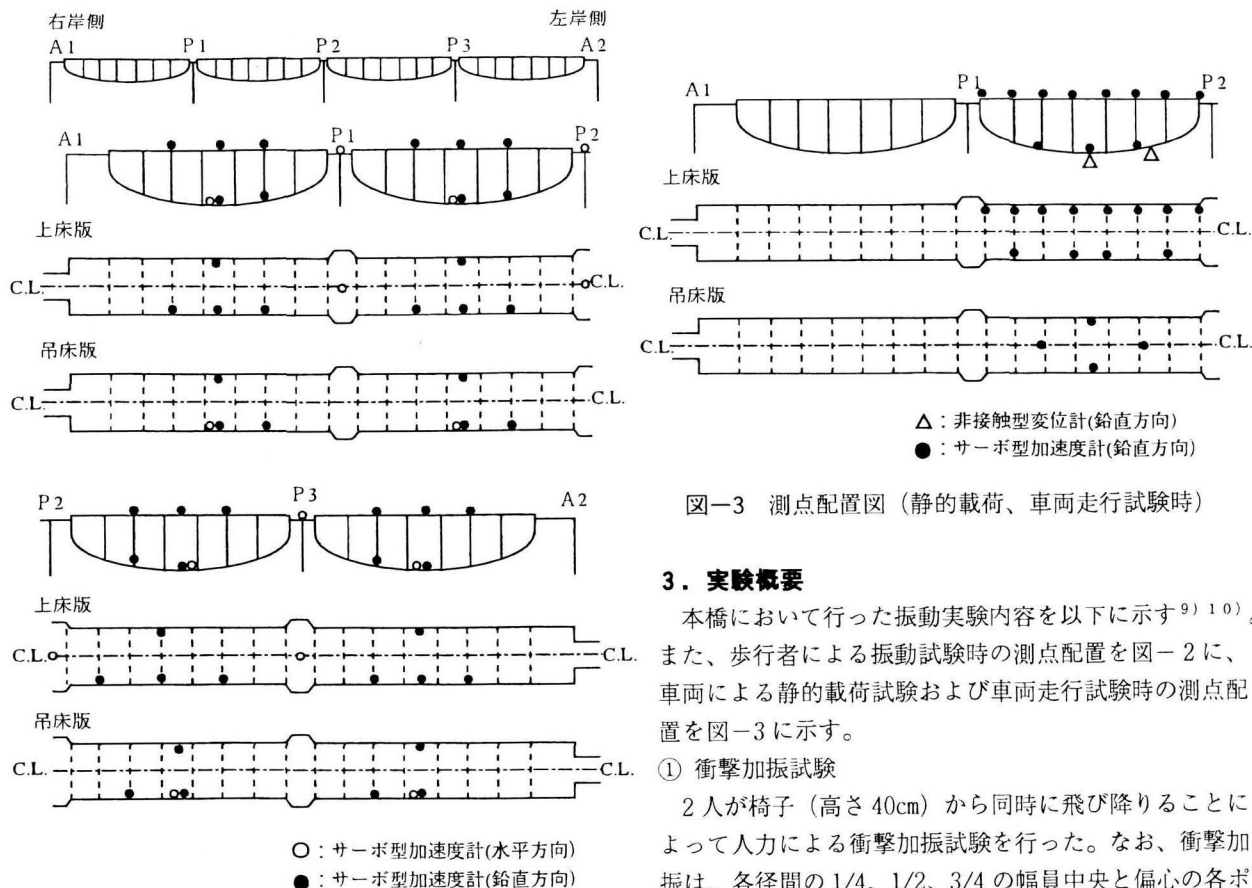


図-2 測点配置図(衝撃、定点、歩行・走行試験時)

図-3 測点配置図(静的載荷、車両走行試験時)

3. 実験概要

本橋において行った振動実験内容を以下に示す^{9) 10)}。また、歩行者による振動試験時の測点配置を図-2に、車両による静的載荷試験および車両走行試験時の測点配置を図-3に示す。

① 衝撃加振試験

2人が椅子(高さ40cm)から同時に飛び降りることによって人力による衝撃加振試験を行った。なお、衝撃加振は、各径間の1/4、1/2、3/4の幅員中央と偏心の各ポイントで行った。

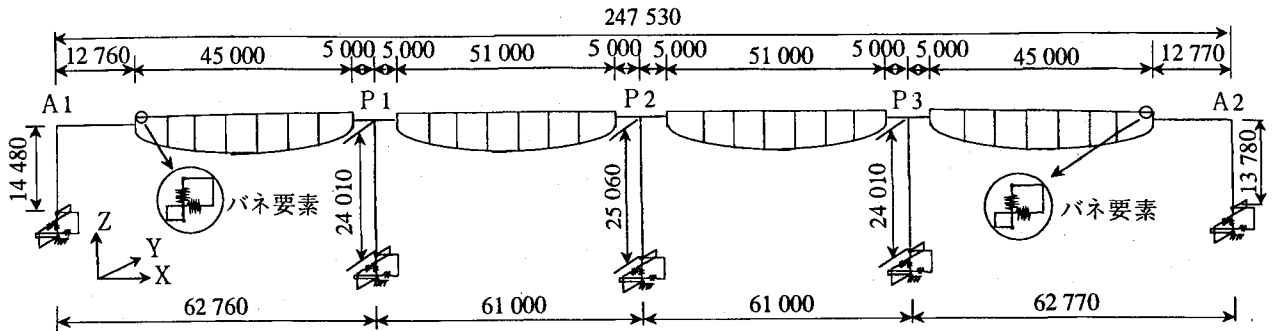


図-4 解析モデル図

② 定点加振試験

衝撃加振試験より得られた卓越振動数に合わせて2人が各モードの腹の位置でジャンプ加振をして、十分共振したところで、加振をやめて自由減衰波形を測定する。

③ 共振歩行・走行試験

衝撃加振試験から得られた卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら2人が、できるだけ歩調を合わせて歩行(走行試験は単独による走行)する試験を行った。

④ 静的载荷試験

山砂を満載した総重量 72.72kN (7.42tf) の2軸ダンプトラック1台を载荷荷重として静的载荷試験を行った。

⑤ 車両走行試験

上述した車両を用いて車両走行試験を行った。車両はA1をスタート地点とし、第1径間内で速度 30 km/h まで加速、試験対象の第2径間上はその速度を保ったまま通過し、その後徐々に減速させ、車両停止による外力が加わらないように、静かにゆっくりと停止させた。

4. 解析方法

本橋を図-4に示すような骨組構造にモデル化した。この解析モデルでは、上床版、吊床版、鉛直材の各コンクリート部材を梁部材として扱い、吊床版部ではケーブル張力による幾何剛性を考慮した。また、橋台における上床版端部ではゴム支承を用いているためにばね部材に置き換えた。橋脚下端での杭基礎および地盤については地盤ばねを用いた。次に、この解析モデルを用いて静的解析およびサブスペース法による固有値解析を行い、最後に動的応答解析として、歩行と車両走行の2つの解析を行った。なお、動的応答解析では路面の凹凸を考慮して直接積分法によるニューマークβ法(β=1/4)を用いて、時間間隔 0.01sec で逐次積分した。

橋梁系の各節点の変位ベクトルを $Z(t)$ とすると、運動方程式は(1)式で表される。

$$[M]\{\ddot{Z}(t)\} + [C]\{\dot{Z}(t)\} + [K]\{Z(t)\} = \{F\} \quad (1)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ は、それぞれ橋梁の全質量、減衰、剛性マトリックスを表す。

減衰マトリックスについては、(2)式に示す剛性依存

型の減衰を仮定し、各要素の減衰定数は上床版、鉛直材および吊床版部材で $h=0.6\%$ 、橋脚部材で $h=1.0\%$ とした。

$$[C] = a[K] \quad (2)$$

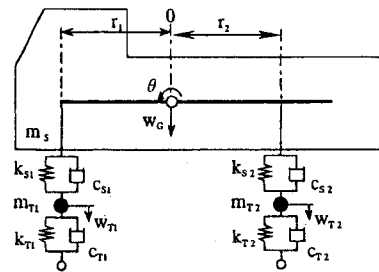
ここに、 $a = \frac{h}{\pi f}$ の関係がある。

また、歩行者による歩行外力 $\{F\}$ を(3)式に示す。

$$\{F\} = mg + mg\alpha \cos(2\pi f t) \quad (3)$$

ここに、 mg は歩行者の体重、 α は外力振幅比で文献7)を参考にしている。また、 f は歩行振動数である。この際に、本研究では梶川らが提案した余弦波を用いる方法を若干改良した半余弦波を用いる方法¹¹⁾を採用した。よって、(3)式の第2項での負の荷重部分を除去した外力を解析では用いている。

図-5に実験時に使用した総重量 72.72kN (7.42tf) の2軸ダンプトラックの前後輪のばね上およびばね下をモデル化した車両モデルとその諸元を示す。



<車両モデルの諸元>

ばね上質量 m_s : 0.655 tf·sec²/m

回転慣性質量 m_θ : 2.34 tf·sec²/m·m²

前輪

後輪

ばね下質量 : m_{T1} 0.034 m_{T2} 0.068 tf·sec²/m

ばね上ばね定数: k_{s1} 138.0 k_{s2} 276.0 tf/m

ばね下ばね定数: k_{T1} 302.0 k_{T2} 604.0 tf/m

ばね上減衰定数: c_{s1} 0.44 c_{s2} 0.88 tf·sec/m

ばね下減衰定数: c_{T1} 0.64 c_{T2} 1.28 tf·sec/m

図-5 車両モデル図

車両が橋梁に作用する外力 $\{F\}$ を (4) 式に示す。ここに、 $m_i g$ 、 c_{Ti} 、 k_{Ti} は、それぞれ i 軸目の車両の軸重、ばね下の減衰係数とばね定数を表し、 w_{Ti} は車両のばね下部の鉛直変位、 z_i は車軸の載荷点における桁の鉛直変位、 Δ_i は路面の凹凸、 $\varphi(t)$ は任意の要素にかかる車両からの外力をその要素の両節点に作用するように比例配分する係数ベクトルを表す。

$$\{F\} = \sum_{i=1}^2 \{m_i g - c_{Ti}(\dot{w}_{Ti}(t) - \dot{z}_i(t) - \dot{\Delta}_i(vt)) - k_{Ti}(w_{Ti}(t) - z_i(t) - \Delta_i(vt))\} \varphi(t) \quad (4)$$

また、路面凹凸については、解析により“良”¹²⁾程度の路面凹凸を算出して用いた。

5. 実測値と解析値の比較

(1) 固有振動特性

実験および解析から得られた卓越振動数と振動モードを表-1に、モード図を図-6に示す⁹⁾。但し、表中の“-”は実験時に励起が認められなかったことを示す。

これより、本橋の場合には3Hzまでに10個以上の卓越振動数が存在し、その中の3、4次、6、7次および9、10次振動においては、モード形状が逆対称と対称の組みで振動数が近接していることがわかる。表中の文献9)の欄においては、測点の配置が第2径間のみとなっていたために、3、4次と9、10次の振動モードが分離できなかった。しかし、本実験での共振歩行・走行試験において3、4次の振動数の位相を調べたところ、逆対称モードと対称モードが励起していることがわかった。

表-1 卓越振動数と振動モード (単位: Hz)

次数	振動モード	実測 文献9)	実測 (歩行)	解析
1	水平1次	1.64	1.60	1.68
2	水平2次	1.73	1.73	1.74
3	第2、3径間逆対称1次	1.90	1.95	1.80
4	第2、3径間対称1次	-	1.98	1.83
5	水平3次	-	2.05	2.16
6	第4径間1次	-	2.34	2.375
7	第1径間1次	2.27	2.32	2.376
8	水平4次	2.14	2.36	2.37
9	第2、3径間逆対称2次	2.83	3.08	2.78
10	第2、3径間対称2次	-	-	2.83
11	水平5次	2.79	-	3.09

また、4径間連続である本橋と単径間の上路式吊床版橋⁴⁾と比べると、吊床版橋特有のねじりと水平の連成振動⁷⁾に伴う橋軸直角水平方向の振動モードが3Hzまでに出現していない。これは、本橋の場合には高い橋脚を有しているために、桁自身のねじれモードが卓越する前に

表-1に示すような水平1次や2次の橋脚自体の水平方向の倒れに伴うモードが現れるためと考えられる。

なお、文献9)の車両走行時の実験値と本実験での歩行・走行で得られた振動数に差異が生じている理由は、車両走行時の実験時では、地覆や高欄を取り付けていない状態であったためと考えられる。

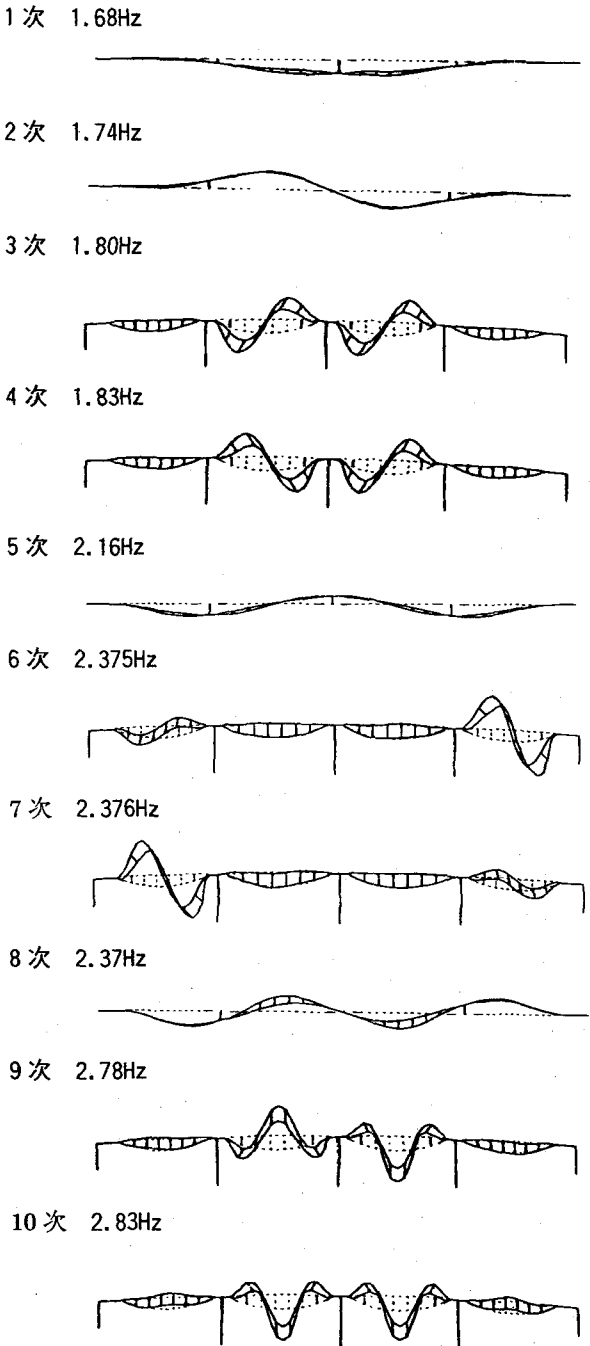
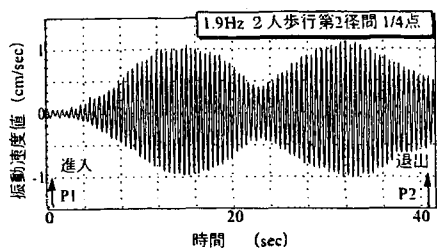


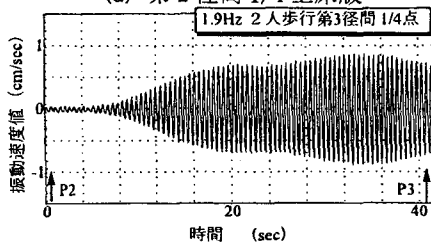
図-6 固有振動数とモード図

(2) 歩行・走行時の動的特性

本橋は歩道橋であり、歩調範囲内に多くの振動モードが存在していたために、歩行者が歩行、走行したときの動的特性を調べた。

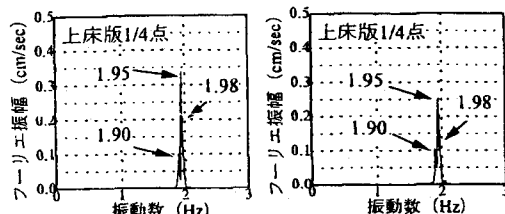


(a) 第2径間 1/4 上床版

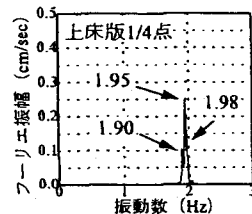


(b) 第3径間 1/4 上床版

図-7 2人歩行時 (1.9Hz) の速度応答波形 (実験)



(a) 第2径間 1/4



(b) 第3径間 1/4

図-8 図-7のスペクトル (実験)

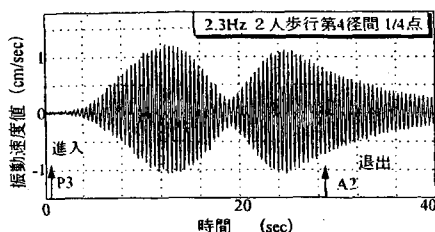


図-11 2人歩行時 (2.3Hz) の第1径間 1/4 上床版の速度応答波形 (実験)

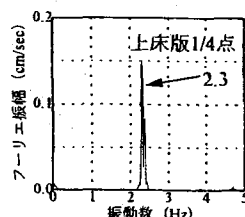
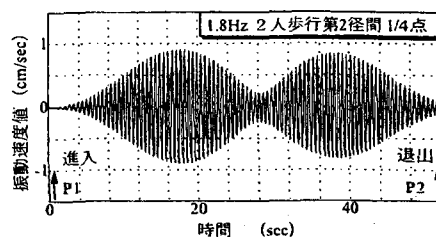


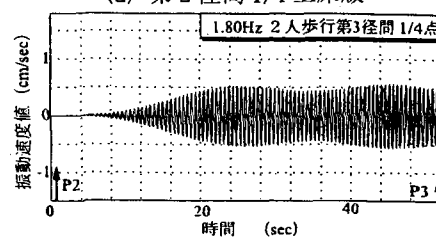
図-12 図-11のスペクトル (実験)

まず、3、4次モード (表-1 参照) に共振させるために2人 (計 120kgf) が実験時 1.9Hz で A1 から A2 まで、解析時 1.8Hz で第2径間上のみを共振歩行した時に得られた第2および第3径間の 1/4 点上床版の実験での速度応答波形とそのスペクトルを図-7、8に、それに対応した解析での速度応答波形とそのスペクトルを図-9、10にそれぞれ示す。

次に、6次モードに共振させるために2人が実験時 2.3Hz で A1 から A2 まで、解析時 2.37Hz で第4径間上の

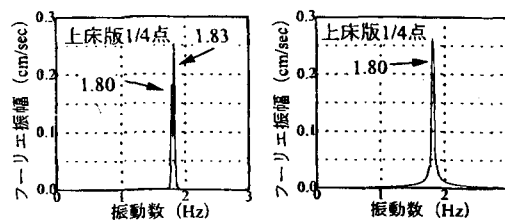


(a) 第2径間 1/4 上床版



(b) 第3径間 1/4 上床版

図-9 2人歩行時 (1.8Hz) の速度応答波形 (解析)



(a) 第2径間 1/4

(b) 第3径間 1/4

図-10 図-9のスペクトル (解析)

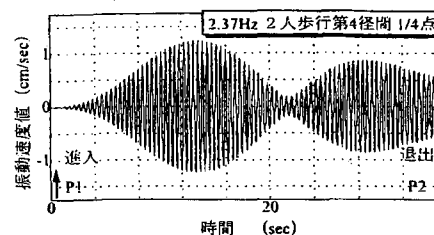


図-13 2人歩行時 (2.37Hz) の第1径間 1/4 上床版の速度応答波形 (解析)

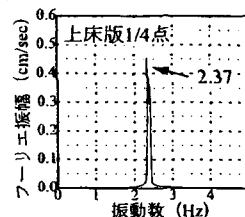


図-14 図-13のスペクトル (解析)

みを共振歩行した時に得られた第4径間 1/4 点上床版の実験での速度応答波形とそのスペクトルを図-11、12に、それに対応した解析での速度応答波形とそのスペクトルを図-13、14にそれぞれ示す。

これより、解析においても実験値と同様に各固有振動数に共振していることがスペクトルからわかる。また、実験と解析において振幅の差が生じた理由としては、(3)式で示した外力振幅比において、実験と解析で差異があったためと考えられる。

固有値解析の結果から3,4次振動では振動数がかなり近接していたが、実験において3,4次の振動数に共振歩行した場合には、図-8の実測のスペクトルからもわかるように1.9Hz、1.95Hzおよび1.98Hzの3つの卓越振動数が確認できた。この内1.9Hzは、この時の歩行振動数であるために、その影響が現れたとみられる。残りの2つの卓越振動数については、図-7の(a)と(b)の位相を調べたところ、逆対称と対称モードが励起していることがわかった。これより、固有値解析で得られていた2つの近接モードが実験で確認されたことになる。

一方、解析では歩行していない第3径間では逆対称振動しか励起していないが、第2径間では逆対称と対称振動がそれぞれ励起しており、実験に近い結果が得られた。

(3) 振動使用性

本橋においては歩調範囲内に多くの卓越振動数が確認されたため、歩行者に対する本橋の振動使用性を検討した。振動使用性についてのじょ限度^{10) 13)}を参考にし、本橋における共振歩行・走行試験より求めた最大加速度および速度値と卓越振動数の関係を図-15に示す。

また、比較のため同図に、以前に実測を行った単径間の吊床版橋の共振歩行・走行試験の最大速度値¹⁴⁾を示す。なお、これらの値は十分に共振させた場合の結果である。この図より、以前に測定された吊床版橋の最大速度値および Ontario code や Wheeler・Kajikawa の基準と比較しても、本橋においては歩行・走行時の振動使用性に問題はないと思われる。

この理由としては、本橋は単径間吊床版とは違い、吊床版と上床版が橋脚と4径間分剛結されているために構造全体としての質量が大きいことが挙げられる。

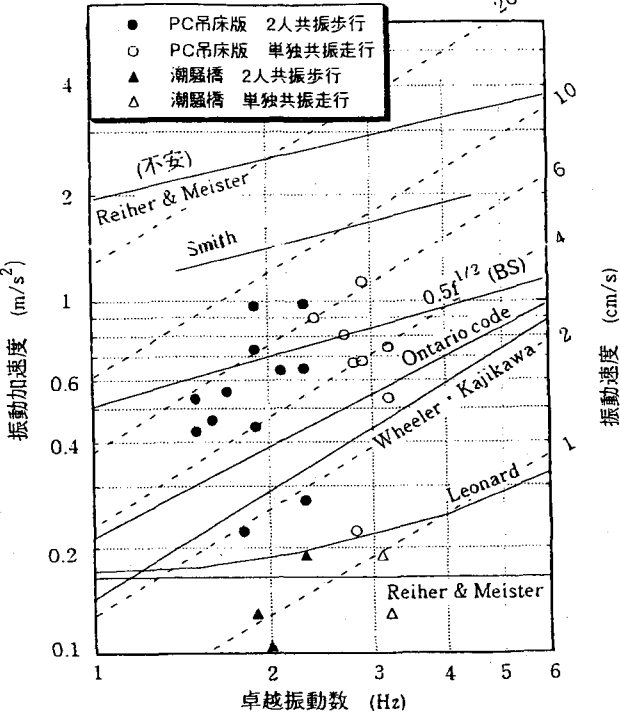
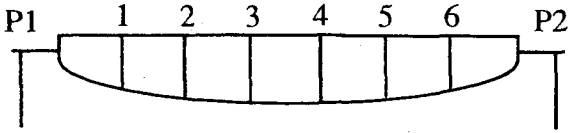


図-15 振動じょ限度と最大加速度値

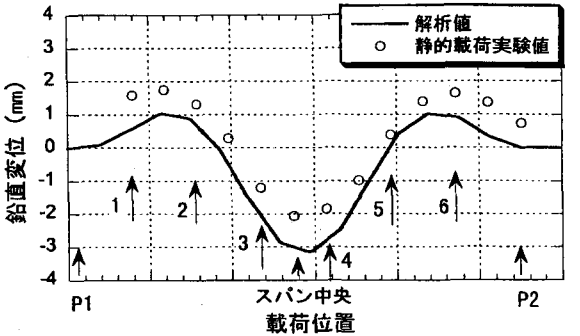
(4) 車両走行時の動的特性

静的載荷試験の結果として、総重量 72.72kN (7.42tf) の2軸ダンプトラックを用いて、図-16(a)の各ポイントに車両が載荷した時の第2径間スパン中央の吊床版部における実験と解析の鉛直変位を図-16(b)に示す⁹⁾。

この図から、実験で得られた値と解析とは概ね一致しており、実橋に対する解析モデルの剛性の評価がほぼ合っていると考えられる。



(a) 第2径間上の車両載荷ポイント



(b) 第2径間スパン中央の吊床版部の鉛直変位

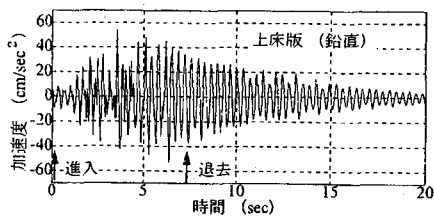
図-16 静的載荷試験の結果

次に、本橋において車両走行による振動実験を行い、動的な特性について実験と解析から考察した。

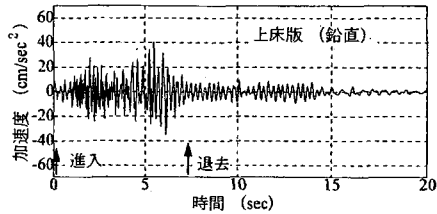
上述した車両が第2径間上を走行速度30km/hで走行した時の第2径間の上床版と吊床版におけるスパン中央と1/4点の実測での鉛直方向加速度波形を図-17に、そのスペクトルを図-18に示す。また、それらに対応した解析値を図-19、20にそれぞれ示す。

図-17の実験により得られた上床版と吊床版の加速度振幅の大きさを比較すると、両者ともに同程度の振幅量を有しており、スパン中央で最大加速度振幅は約60cm/sec²、スパン1/4点で約40cm/sec²程度となっている。また、スパン中央と1/4点での加速度振幅の大きさを比較する。スパン中央では9次振動の第2,3径間逆対称2次モードである2.83Hzが大きく励起し、3次振動の第2,3径間逆対称1次モードである1.9Hzが励起しているスパン1/4に比べて大きい振幅となっている。

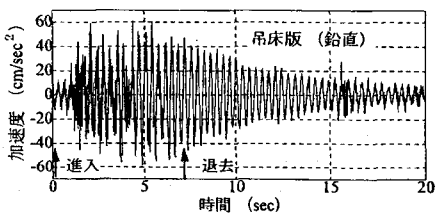
次に、実験値と解析値で比較すると、スパン中央で得られた両者のスペクトルからは、実験結果と同様に9次振動の第2,3径間逆対称2次モードの2.78Hzと車両のばね上振動数である4.0Hzが励起しているが、9次振動のスペクトルエネルギーの大きさに相違がある。また、図-17と図-19のスパン中央の波形を見てもわかるよ



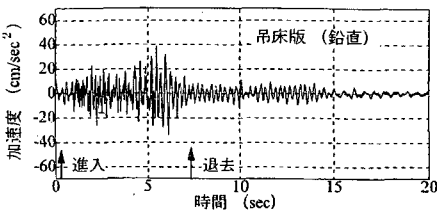
(a) 上床版スパン中央



(b) 上床版スパン 1/4 点の加速度応答波形

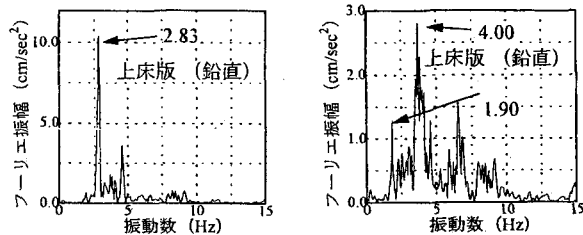


(c) 吊床版スパン中央の加速度応答波形

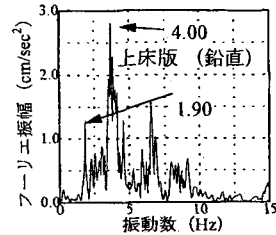


(d) 吊床版スパン 1/4 点の加速度応答波形

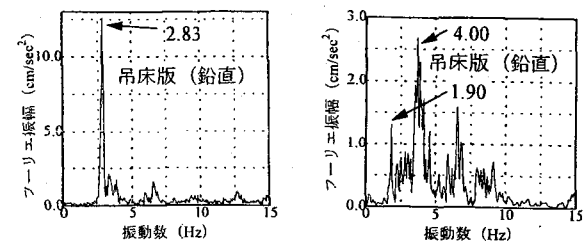
図-17 車両走行時の加速度応答波形 (実験)



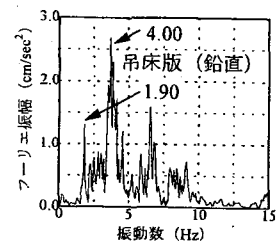
(a) 上床版スパン中央



(b) 上床版スパン 1/4 点

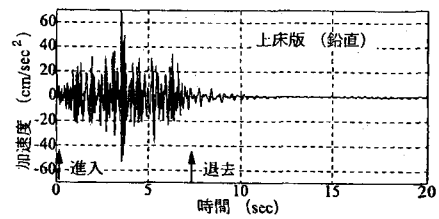


(c) 吊床版スパン中央

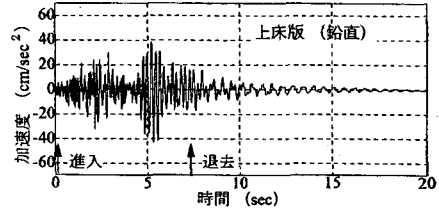


(d) 吊床版スパン 1/4 点

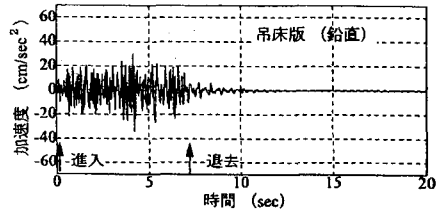
図-18 図-17 の波形のスペクトル (実験)



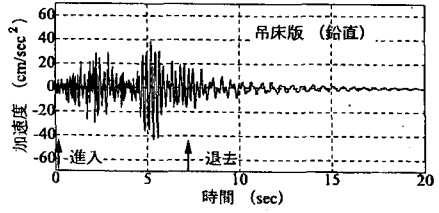
(a) 上床版スパン中央



(b) 上床版スパン 1/4 点の加速度応答波形

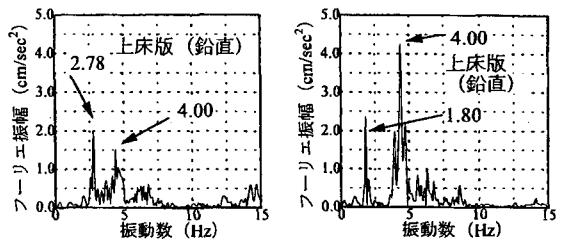


(c) 吊床版スパン中央の加速度応答波形

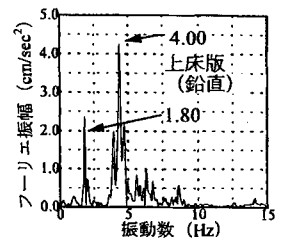


(d) 吊床版スパン 1/4 点の加速度応答波形

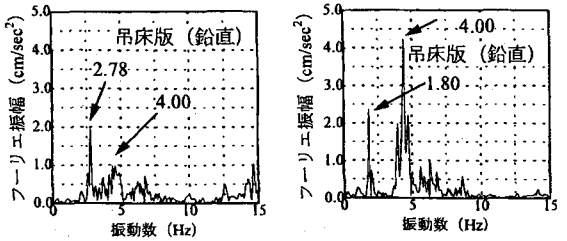
図-19 車両走行時の加速度応答波形 (解析)



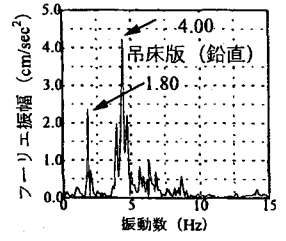
(a) 上床版スパン中央



(b) 上床版スパン 1/4 点



(c) 吊床版スパン中央



(d) 吊床版スパン 1/4 点

図-20 図-19 の波形のスペクトル (解析)

うに、車両が退去した後の自由減衰部分に相違がある。しかし、1/4 点で得られた解析の波形からは振幅量も実験値に近く、スペクトルにおいても 1.80Hz の第 2、3 径間逆対称 1 次や車両のバネ上振動数である 4.0Hz が励起しており実験値と似た傾向にある。スパン中央において実験と解析において相違が生じた理由としては、9 次振動のモード減衰に差があったためと考えられ、本解析で仮定した減衰機構に検討の余地があるといえる。

また、車両走行による実験および解析からは 3 次や 9 次振動の近接している 2 つの振動モードの内の逆対称振動のみの励起となっており、歩行者による歩行、走行時とは違う挙動を示していることがわかる。これは、加振している車両および歩行者と橋梁との重量比に影響しているものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、4 径間連続上路式 PC 吊床版橋である潮騒橋に対して、歩行者の歩行・走行および車両走行による振動特性について実験および解析から考察した。

本研究で明らかとなった事項は次の通りである

(1) 静的解析の結果および固有値解析により得られた固有振動数は、本橋の振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており、本橋のモデル化について妥当性が確かめられた。

(2) 本橋における歩行・走行時の振動使用性については、以前に測定された吊床版橋の最大速度値および Ontario code や Wheeler・Kajikawa の基準と比較しても、問題はないと思われる。

(3) 固有値解析により近接した振動モードの存在が認められ、実験によりそのモードの確認をした。

(4) 本橋の場合には、単径間の上路式 PC 吊床版橋の振動特性とは異なり、桁自身のねじれモードが出現していない。これは、高い橋脚を有しているために、桁自身のねじれモードが卓越する前に橋脚自体の倒れに伴うモードが現れるためと考えられる。

(5) 本橋のように規模の大きな吊床版橋においても、歩行（走行）実験の結果や車両走行実験の結果を、解析によってある程度再現できることがわかった。

謝辞：振動実験を実施するにあたって、多くの方々に大変お世話になりました。深く感謝いたします。

参考文献

1) Strasky J. : Precast Stress Ribbon Pedestrian Bridges in Czechoslovakia PIC Journal / May - June, pp. 52-73, 1987.

- 2) 藤田稔・吉川正行・相良謙治・児山祐樹：宇多津歩道橋について、プレストレストコンクリート技術協会 第 2 回シンポジウム論文集, pp. 161-164, 1991.11.
- 3) 新井英雄・錦英樹・中村収志・永井篤, : 亀甲橋の設計, プレストレストコンクリート, Vol. 34, No. 2, pp. 7-17, 1992.3.
- 4) 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.
- 5) 鈴木昭男・鈴木勲・渡邊信幸・菅沼信夫・和田直隆・久米計生：菊川橋の設計, 橋梁と基礎, pp. 23-28, 1994.11.
- 6) 徳山清治・上迫田和人・石原元・矢野一正：吊床版橋の動的挙動について—車両走行試験と風洞実験—, プレストレストコンクリート技術協会 第 3 回シンポジウム論文集, pp. 201-206, 1992.11.
- 7) 梶川康男・津村直宜・角本周：PC 吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 685-695, 1990.3.
- 8) 中沢隆雄・今井富士夫・前田文男・高橋司：PC 吊床版橋「うさぎ橋」の静的および動的力学特性, プレストレストコンクリート, Vol. 36, No1, pp. 61-68, 1994.
- 9) 松元香保理・小田切隆幸・中井祐司：上路式吊床版橋の振動解析について, 住友建設技術研究所所報, pp. 19-28, 1996.
- 10) 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.
- 11) 小幡卓司・林川俊郎・及川昭夫・窪田公二・佐藤浩一・伊藤公彦：歩道橋の動的応答特性に関する解析および実験について, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, I-511, pp. 1022-1023, 1995.
- 12) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査, 土木学会論文報告集, 第 315 号, pp. 149-155, 1981.11.
- 13) Blanchard, J., B.L.Davis and J.W.Smith: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges, Proc. Of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, UK TRRL, pp. 90-106, 1977.
- 14) 梶川康男・吉川裕晃：単径間 PC 吊床版橋の振動特性, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, I-B 234, pp. 468-469, 1997.9.

(1997. 9. 26 受付)