

外ケーブル併用吊床版橋の構造と振動特性

Structural and vibration characteristics of stress ribbon bridge with external tendons

梶川康男*, 深田幸史**, 大木 太***, 角本 周****, 町 勉*****, 熊谷 高*****

Yasuo Kajikawa, Saiji Fukada, Futoshi Ooki, Meguru Tsunomoto, Tsutomu Machi and Takashi Kumagai

*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 2-40-20)

**博(工), 金沢大学大学院助手, 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20)

***金沢大学大学院, 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20)

****工修, オリエンタル建設(株), 福岡支店技術部 (〒810-0001 福岡市中央区天神 4-2-31)

*****工修, オリエンタル建設(株), 第二技術部 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

*****福島県, いわき建設事務所道路課 (〒970-8026 いわき市平字梅本 15)

The stress ribbon bridge with external tendons is the structural type that prestressing cables, is arranged inside of the concrete deck in the conventional stress ribbon bridge, is arranged outside as external tendons by appending vertical supporting members. At a public park of Iwaki-city, this type of bridge is adopted for the first time in the world. In this study, we examined loading test in this bridge in the aim of grasping static and vibration characteristics, vibration serviceability subjected to pedestrians walking and vehicle's movement. The test results show that this type of bridge has vibration characteristics with low natural frequency and low damping. An analytical model was made by finite element method, and simulation of static, eigen value and dynamic response analysis were carried out. From this study, structural and vibration characteristics of this bridge was confirmed.

Key Words : stress ribbon bridge, external tendons, structural characteristics, vibration characteristics

キーワード: 吊床版橋, 外ケーブル, 構造特性, 振動特性

1. まえがき

P C吊床版橋は, ドイツの U. Finsterwalder 博士によって提案された吊橋の吊ケーブルと補剛桁とを一体化した形式の橋梁であり, 国内でも 1980 年代末からゴルフ場の歩道橋を皮切りに架設数が増加し, 現在では 80 橋近くの実績がある¹⁾. この構造形式は, 軽快な曲線ラインが景観的に優れ, また, 桁下空間の条件に左右されずに短期間で施工できることから, 今後も架設数は増加するものと思われ, さらに, 長支間化や道路橋への適用が要望されている.

一方, P C吊床版橋を長支間化する場合, 次のような問題が設計上の制約になってくる.

(1) ねじれ振動数が低くなることから, フラッター振動が低風速で発現する可能性がある²⁾.

(2) 下部構造への作用水平力が増大することから, 地質条件によっては下部工費が割高になる.

(3) 活荷重により床版に生じる引張力が増大することから, 吊床版へのプレストレス導入レベルを大きくする必要があるが, プレストレス導入用の 2 次ケーブルを吊床

版断面内に配置することが困難になる.

これらの問題に対処するため, 従来の P C 吊床版橋では吊床版断面内に配置していたプレストレス導入用の 2 次ケーブルを, 鉛直材を介して吊床版断面外に設置して外ケーブル化した外ケーブル併用吊床版橋(写真-1)が提案されている³⁾. 外ケーブル併用吊床版橋には, 次のような特徴がある.

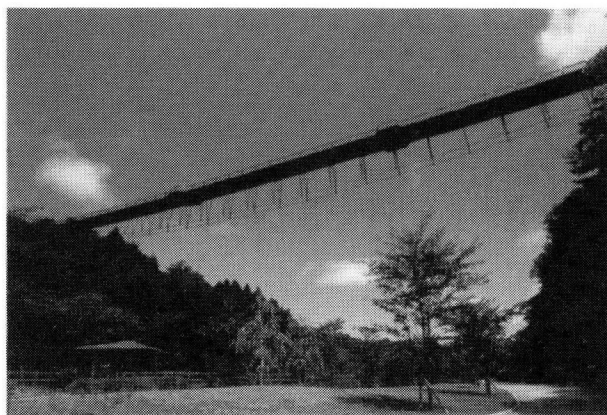


写真-1 外ケーブル併用吊床版橋

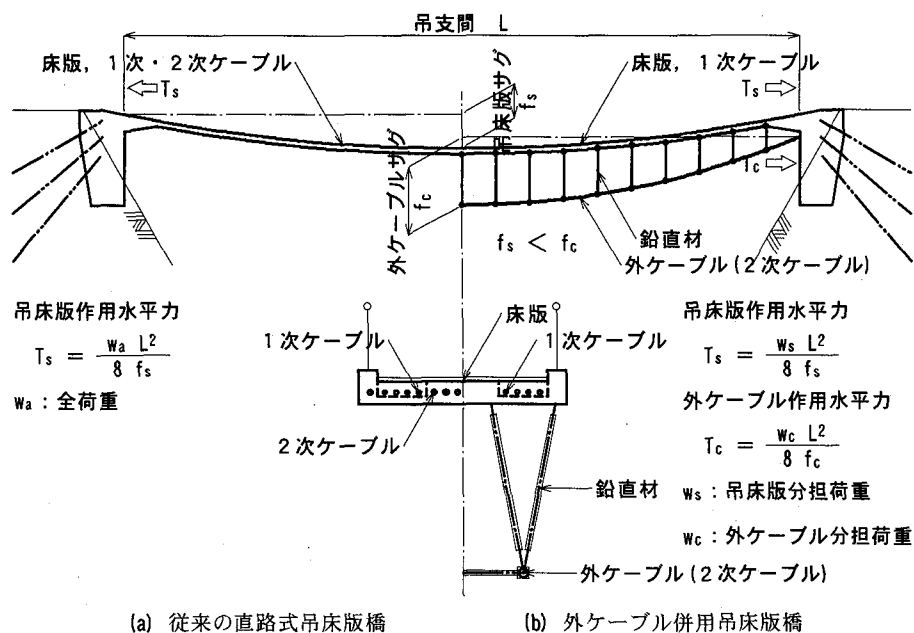


図-1 従来の直路式吊床版橋と外ケーブル併用吊床版橋との比較

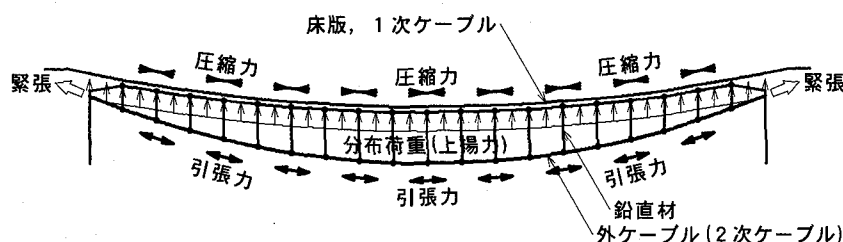


図-2 外ケーブル併用吊床版橋のプレストレス導入の概念

(1) 吊床版のサグよりも外ケーブルのサグを大きく設定することで、下部構造への作用水平力を従来の直路式吊床版橋の60~80%に低減できる。

(2) ねじれ振動モードの特性が改善され、フラッター発現風速が増加し耐風安定性が向上する。

(3) 2次ケーブルを床版断面外に配置することから、ケーブル配置本数の制約が無くなる。

(4) 2次ケーブルにプレハブケーブルを用いることで、耐久性上弱点となる可能性のあるグラウトが不要となるうえ、必要に応じて取替えや再緊張も可能となる。

(5) 施工方法は、従来の直路式吊床版橋で用いられるプレキャスト版を使用した懸垂架設工法¹⁾が適用できるので、桁下条件の制約を受けない。

従来の直路式吊床版橋と外ケーブル併用吊床版橋との比較を図-1に、外ケーブル併用吊床版橋における吊床版へのプレストレス導入の概念を図-2に示す。

今回、福島県に、世界で初めて外ケーブル併用吊床版橋が架設されたことから⁴⁾、解析方法の妥当性の確認および道路橋へ適用する場合の設計資料とするなどのために、静的特性、固有振動特性、歩行者通行時や車両走行時の動的応答特性および振動使用性などを実橋載荷実験により把握した^{5)~7)}。本報告は、実験を実施した橋梁

の構造概要を述べるとともに、載荷実験およびそのシミュレーション解析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

森のわくわく橋(いわき公園展望橋)は、福島県いわき市の県立いわき公園内に架設された歩行者専用橋である。本橋は、①架設地点が丘陵地であること、②景観性に優れること、③架設地点の支持層が泥岩であるためグラウンドアンカーの周辺摩擦抵抗が小さいなどのことから、外ケーブル併用吊床版橋が採用されている。

森のわくわく橋の一般図を図-3および図-4に、設計条件および使用材料を表-1に示す。

2.2 設計概要

外ケーブル併用吊床版橋の構造解析は、①構造形式が吊構造であること、②吊床版取付部の局部応力を合理的に把握できることなどから、幾何学的非線形性と材料非線形性(コンクリートのひびわれ)を考慮した複合非線形解析を用いて行っている⁸⁾。また、吊床版の照査は、吊床版に用いるプレキャスト版の接合部がモルタル目地

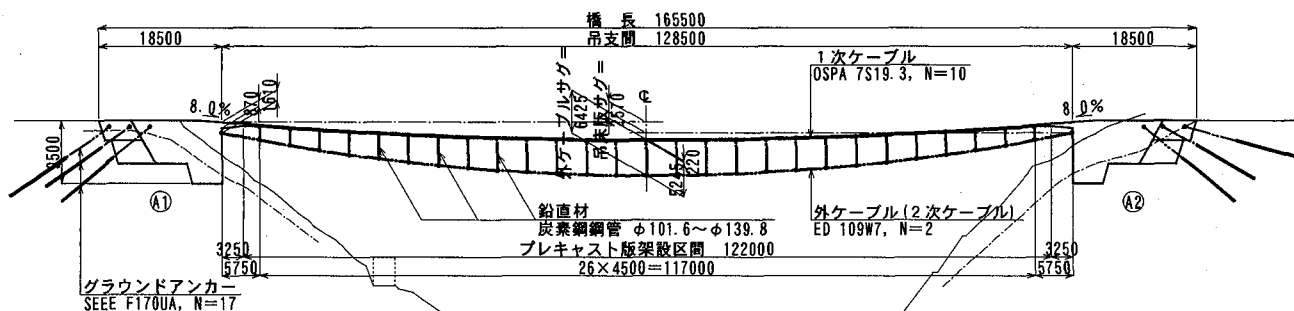


図-3 森のわくわく橋（いわき公園展望橋）側面図

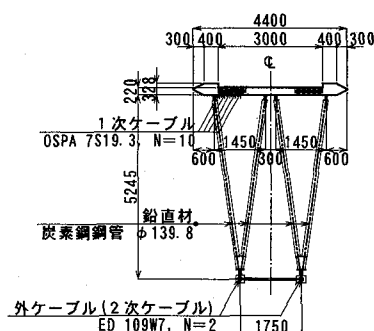


図-4 支間中央断面図

表-1 設計条件および使用材料

設計吊支間	128.500 m		
基本サグ	吊床版：2.570 m (L/50)，外ケーブル：6.425 m (L/20)		
活荷重	群集荷重：2.0 kN/m ²		
温度変化	吊床版：±15℃，外ケーブル・鉛直材：+25℃，-15℃		
コンクリート	吊床版部	橋台定着部	橋台一般部
	$\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
P C 鋼材	1 次ケーブル	2 次ケーブル	グラウンドアンカー
	SWPR19L, 7S19.3	SPWC, 109W7	SWPR7AL, 7S15.2
鋼管	STK400, $\phi 101.6$, $t=5.7\sim\phi 139.8$, $t=4.5$		

表-2 供用時および各施工段階の設計値

状 態	荷重状態	サグ量 (m)	作用水平力 (kN)		鋼材応力度 (N/mm ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			吊床版	外ケーブル	1 次ケーブル	外ケーブル	上縁	下縁
施工時	1 次ケーブル架設・張力調整	0.229	11850		695			
	プレキャスト版・吊足場架設	2.990	16780		983			
	吊床版後打部打設	3.319	17930		1051			
	外ケーブル緊張	2.942	4630	7104	979	848	10.06	12.64
	橋面工・吊足場撤去	2.917	3840	7026	975	838	10.64	13.42
	外ケーブルリラクセーション終了	2.938	4520	6694	978	799	10.13	12.76
供用時	永久荷重作用時 (クリープ・収縮終了)	2.570	9413	5502	916	656	4.97	6.66
	群集荷重	2.679	12545	5834	933	696	2.70	3.60
	群集荷重+温度上昇	2.831	11348	5821	927	694	4.33	4.27
	群集荷重+温度降下	2.542	14068	5691	941	679	0.90	2.57

1 次ケーブル： $\sigma_{py}=1600\text{N/mm}^2$ ， $\sigma_{pu}=1850\text{N/mm}^2$ ／外ケーブル： $\sigma_{py}=1160\text{N/mm}^2$ ， $\sigma_{pu}=1570\text{N/mm}^2$

表-3 同一設計条件での作用水平力の比較

供用時		外ケーブル 併用吊床版橋	従来の直路式 吊床版橋	比率
永久荷重作用時		14915 kN	20952 kN	0.71
変 動 荷 重 作用時	群集荷重	18379 kN	24722 kN	0.74
	群集荷重+温度上昇	17169 kN	23395 kN	0.73
	群集荷重+温度降下	19759 kN	26054 kN	0.76

構造であることから、吊床版標準部は引張応力発生限界部材とし¹⁾、一方、場所打ち構造である吊床版取付部はひび割れ幅限界部材として照査を行っている。ここで、吊床版取付部の許容ひび割れ幅は、変動荷重作用時で 0.25mm (0.005×かぶり) とした。

供用時および各施工段階の設計値を表-2 に、従来の直路式吊床版橋との作用水平力の比較結果を表-3 に示

す。永久荷重作用時の死荷重分担比率は、吊床版 (1 次ケーブル) が約 40%，外ケーブルが約 60% となるように設定している。また、作用水平力は、従来の直路式吊床版橋に比べて永久荷重作用時で 71%，変動荷重作用時で 76% に低減されている。

P C 鋼材の応力度は、供用時の最大で 1 次ケーブルが約 $0.51\sigma_{pu}$ 、外ケーブルが約 $0.44\sigma_{pu}$ である。また、群集荷重による応力変動は、1 次ケーブルが 17N/mm^2 、外ケーブルが 40N/mm^2 であり、いずれも疲労強度 ($\sigma_{pp}=0.6\sigma_{pu}$ ， $N=200\times 10^4$ の場合、 $f_{prd}=93.5\text{N/mm}^2$) を十分満足している。

鉛直材には一般構造用炭素鋼鋼管を用い、細長比 120 を満足する鋼管径を設定している。なお、クリープ・収縮により過度な断面力が生じないように、鉛直材の両端は橋軸方向の回転を拘束しないヒンジ構造としている。

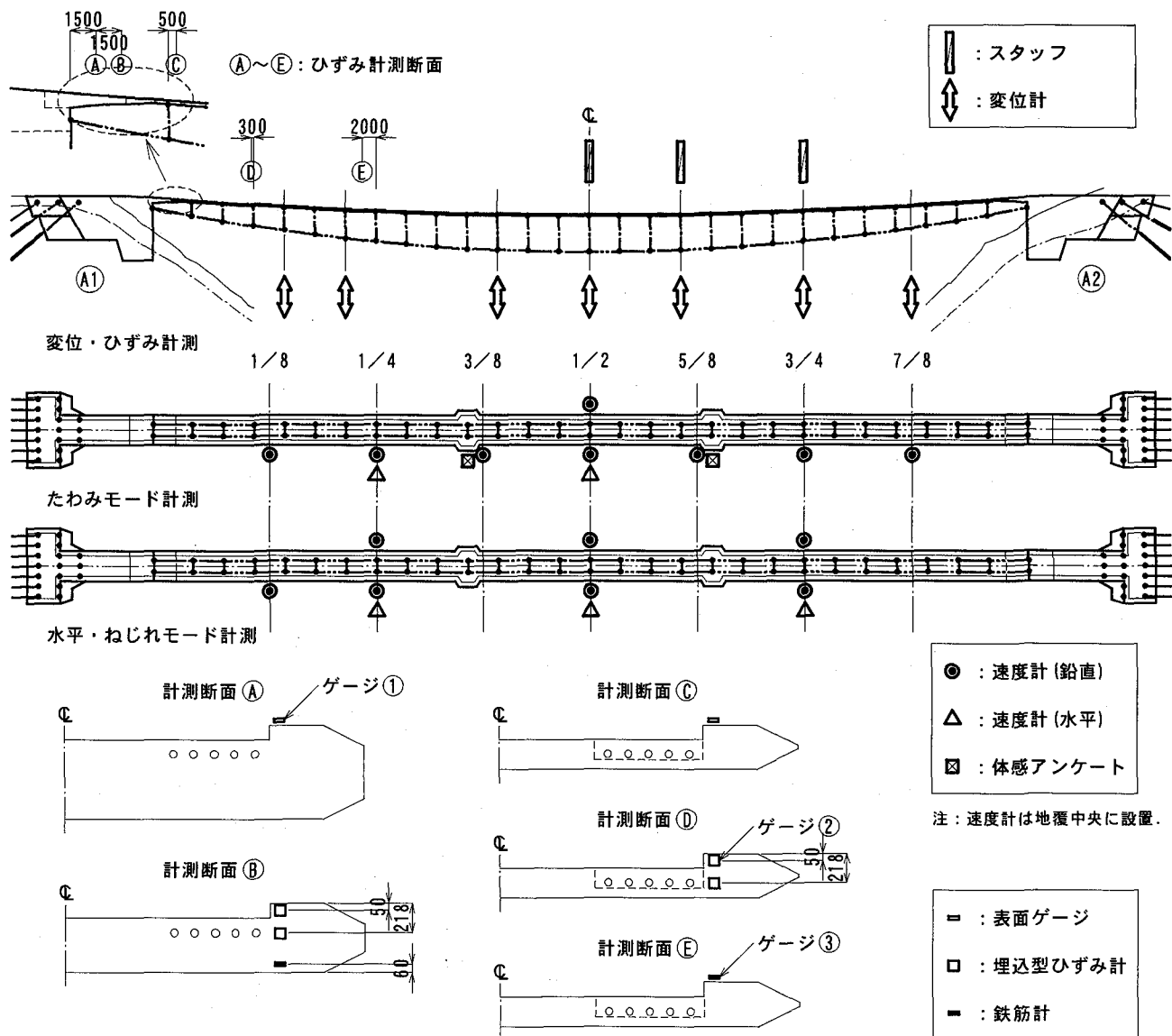


図-5 測点配置

3. 実験概要

外ケーブル併用吊床版橋の構造特性および振動特性を把握するために、静的載荷実験および振動実験を行った。実験における測点配置を、図-5に示す。

変位は、橋面上から測点直下の地表面のアンカーまで張ったワイヤーを変位計に取付けて計測した。さらに、レベルによる変位測量もあわせて行った。振動速度は、サーボ型速度計（東京測器（株）製・VSE-15、計測周波数0.1～70Hz）を用い、たわみ振動モード用と水平およびねじれ振動モード用の2つのパターンで速度計を配置して計測した。

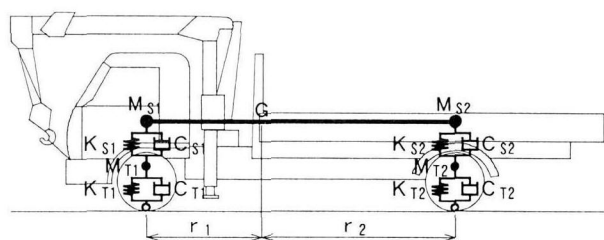
ひずみの計測は図-5に示す測点に対して行ったが、本報告では、吊床版取付部（ゲージ①）、支間1/8点付近（ゲージ②）および支間の1/4点付近（ゲージ③）の計測結果を示している。

3.1 静的載荷実験^{9), 10)}

静的載荷実験では、外ケーブル併用吊床版橋の有する剛性の確認および車両載荷時の挙動を把握することを目的として、試験車両を用いた静的載荷実験を行った。ここで、試験車両には、小規模吊橋の設計で想定する自動車荷重を考慮して^{1), 11)}、図-6に示す前軸28.9kN、後軸17.1kN、総重量46.0kNの車両を用いた。また、実験では、試験車両をA1橋台側からA2橋台側へ順次移動し、各鉛直材位置に前軸を停止して鉛直変位およびひずみを計測した。

3.2 衝撃加振実験^{2), 12)}

外ケーブル併用吊床版橋の各卓越振動数を把握することを目的として、人間の飛び降りによる衝撃を利用した衝撃加振実験を行った。衝撃加振実験では、8等分点の幅員中央と地覆側にてそれぞれ2人が椅子（高さ約400mm）から同時に飛び降り橋梁に衝撃を与えた。もし



図－６ 試験車両と動的解析における車両モデル

表－４ 車両モデルの諸元

総重量 W_S (kN)			46.0
前軸重 W_{S1} (kN)			28.9
後軸重 W_{S2} (kN)			17.1
ばね上関係	質量 ($\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$)	前軸 M_{S1}	2.45
		後軸 M_{S2}	1.24
	ばね定数 (kN/m)	前軸 K_{S1}	784
		後軸 K_{S2}	1372
	減衰係数 ($\text{kN} \cdot \text{s}/\text{m}$)	前軸 C_{S1}	4.9
		後軸 C_{S2}	5.9
ばね下関係	質量 ($\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$)	前軸 M_{T1}	0.50
		後軸 M_{T2}	0.50
	ばね定数 (kN/m)	前軸 K_{T1}	3920
		後軸 K_{T2}	3920
	減衰係数 ($\text{kN} \cdot \text{s}/\text{m}$)	前軸 C_{T1}	9.8
		後軸 C_{T2}	11.8
前軸～重心間距離 r_1 (m)			1.700
重心～後軸間距離 r_2 (m)			2.900

て、この衝撃加振により得られた速度波形から、FFT によるスペクトル解析を行い、卓越振動数、振動モードを求めた。

3.3 定点加振実験^{2), 12)}

外ケーブル併用吊床版橋の減衰定数を求めるために、衝撃加振実験の結果を基にして、モードの腹となる位置で卓越振動数前後のピッチの屈伸やジャンプを行う定点加振実験を行った。この定点加振実験では、屈伸やジャンプにより単一のモードだけを卓越させ、その後加振を止め、自由減衰させることによって減衰定数を求めた。なお、定点加振実験は、人のリズムが振動数に追従可能な 4Hz 以下の振動モードを対象とした。

3.4 人力による共振歩行・走行実験^{2), 12)}

PC 吊床版橋は比較的低い振動数範囲に多くの卓越振動数を有しており、それらのいくつかは人の歩調範囲に存在するため、歩行者の歩調に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、歩行者が共振歩調で歩行または走行する実験を行った。共振歩行・走行実験では、衝撃加振実験の結果より得られた卓越振動数前後に歩調を合わせ、歩行時には 2 人が共振歩行を、走行時には 1 人が共振走行を行い、得られた結果より本橋の振動使用性を検討した。



写真－２ 46kN 車による車両走行実験状況

3.5 車両走行実験^{9), 10)}

本研究では、外ケーブル併用吊床版橋における車両通行時の動的応答特性を把握し、道路橋への適用を検討するため、図－６に示した試験車両を用いた静的載荷実験に加えて、低速での車両走行実験を行った。車両走行実験では、車両が図－３に示す橋梁の A 1 側から A 2 側に向けて、約 20km/h および 30km/h の 2 パターンの速度で走行し、振動速度および床版のひずみを測定した。車両走行による実験状況を、写真－２に示す。

4. 解析概要

実橋載荷実験結果を評価するために、本橋を図－７に示す 3 次元骨組構造にモデル化した。なお、解析モデルにおけるサグ量は、実験時に計測したサグ量 ($f = 2.852 \text{ m}$) とし、そのサグ量に応じた吊床版と外ケーブルの張力を解析モデルに与えている。解析モデルは吊床版コンクリートを梁部材、1 次ケーブルおよび外ケーブルは幾何剛性を考慮した弦部材、鉛直材および横繋ぎ材は曲げ剛性を考慮した梁部材、吊床版コンクリートと 1 次ケーブルを繋ぐ部材を剛部材にモデル化した。

本研究では、この解析モデルを用いて静的解析を行い静的載荷実験の結果と比較することにより、解析モデルで用いた剛性の確認を行った。また、サブスペース法を用いて固有振動解析を行い、実験によって得られた卓越振動数や振動モードとの比較を行った。さらに、歩行者通行時および車両走行時の動的応答解析を行い、本橋の振動使用性や車両走行時の動的増幅率について検討を行った。

動的応答解析は、Newmark β 法 (時間間隔 0.01sec, $\beta = 1/4$) を用いた直接積分法にて解析を行った。ここで、減衰マトリックスは Rayleigh 減衰を仮定している。歩行者通行時の動的応答解析には、歩行外力として半余弦波¹³⁾を用い、衝撃力比としては実験での歩行加振力を考慮して 1.0 を用いた。車両走行時の動的応答解析には、実験に用いた試験車両を基に図－６および表－４に示す動的解析用の車両モデルを用いた。車両モデルの各

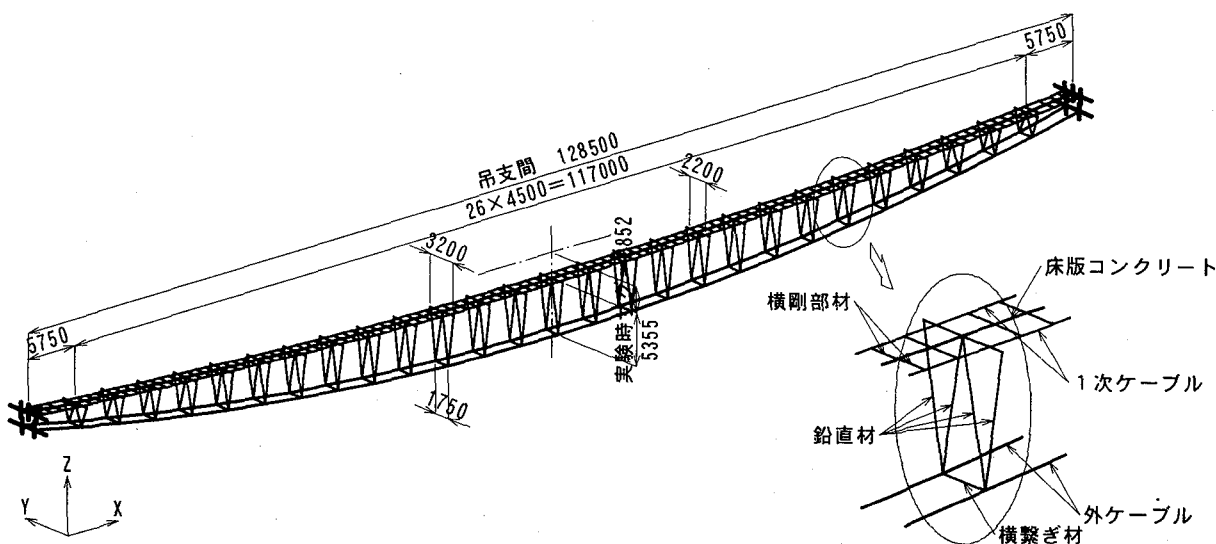


図-7 解析モデル

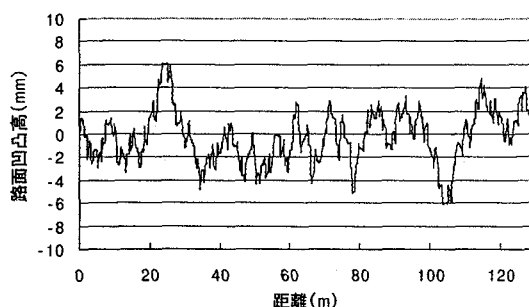


図-8 路面凹凸波形

パラメータは、試験車両の前軸、後軸のばね上、ばね下振動の計測結果(前軸ばね上 2.61Hz, 後軸ばね上 4.4Hz, 前軸および後軸ばね下 10~20Hz) から決定している。なお、解析に用いた路面凹凸は、実験時は未舗装であるが比較的良好な橋面状態であったことから、“極良”程度の路面凹凸をシミュレーションにより算出した^{9), 14)}。解析に用いた路面凹凸波形を、図-8に示す。

5. 実験・解析結果

5.1 静的特性

46kN 車両の前軸を各鉛直材位置に載荷したときの実験結果とシミュレーション解析の結果を、図-9および図-10に示す。図-9(a), (b)は、それぞれ支間 1/2点と 5/8点の鉛直変位であり、変位計で測定した値とレベル測量によって測定した値を示している。図-10(a), (b)および(c)は、それぞれ吊床版取付部(ゲージ①)、支間 1/8点付近(ゲージ②)および支間 1/4点付近(ゲージ③)のコンクリートひずみであり、圧縮を-値、引張を+値で示している。

吊床版の鉛直変位は、鉛直変位の各測定位置に車両が載荷された場合に最大値を示しており、支間 1/2点および支間 5/8点ともに最大値は 30mm 程度となっている。

また、支間 1/2点では車両を 1/8点および 7/8点付近に載荷した場合、支間 5/8点では車両を 1/4点付近に載荷した場合にそれぞれ鉛直上方向に変位しており、本橋の吊構造としての特性を実験結果および解析結果ともに示している^{1), 5)}。

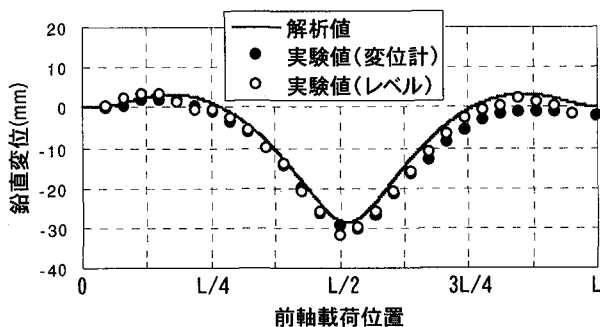
吊床版の上縁ひずみは、吊床版標準部(ゲージ②およびゲージ③)では、車両を測点近傍に載荷した場合に圧縮側の最大値を示し、それ以外ではほぼ一定の引張が生じている。これは、集中荷重載荷点近傍では曲げ部材としての、それ以外では軸部材としての機能が卓越することを示している¹⁾。一方、吊床版取付部(ゲージ①)では、車両を支間中央より測点側に載荷した場合に引張側の最大値を示し、支間中央より測点と反対側に載荷した場合には圧縮が生じている。これは、吊構造を支持する片持ち梁としての挙動を示している¹⁾。

図-9および図-10より、吊床版の鉛直変位およびひずみは実験結果と解析結果がほぼ一致した値を示しており、吊構造としての解析モデル化およびその剛性評価の妥当性が確認された。なお、鉛直変位の実験値は解析値より若干大きい値となっているが、これは、吊床版に用いるプレキャスト版の接合部の剛性低下を解析モデルでは無視していることなどによるものと考えられる。

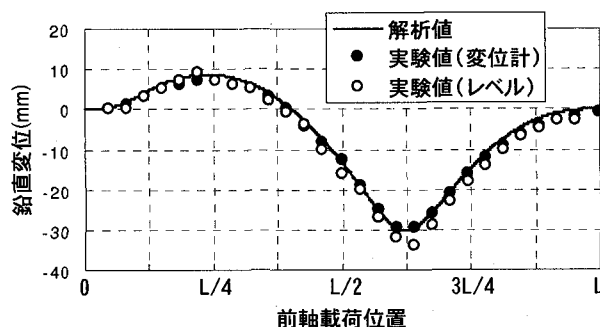
5.2 固有振動特性

衝撃加振実験および定点加振実験より得られた固有振動数を表-5に示す。また、固有振動解析より得られた固有振動数を表-5に、固有振動モードを図-11に示す。さらに、定点加振実験から得られた固有振動モード(最大振幅で正規化)の一例を、固有振動解析結果と比較して図-12に示す。

PC吊床版橋では、サグや部材剛性などの影響より、一般的に最低次のたわみ振動モードに逆対称 1次モードが発現し、次いで対称 1次モードが発現する。外ケーブ

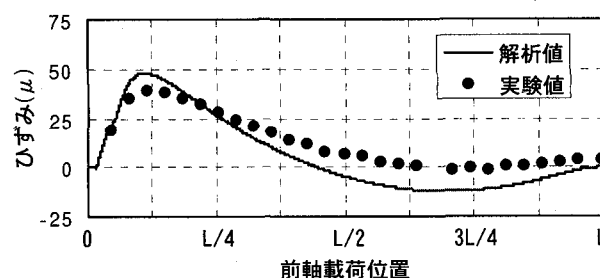


(a) 測点：支間 1/2 点

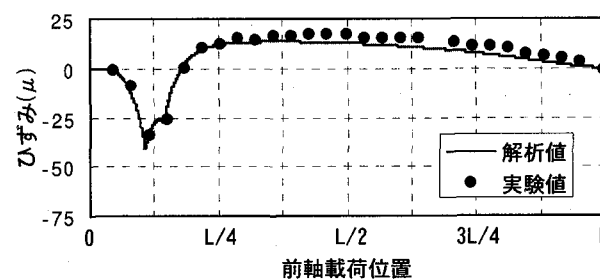


(b) 測点：支間 5/8 点

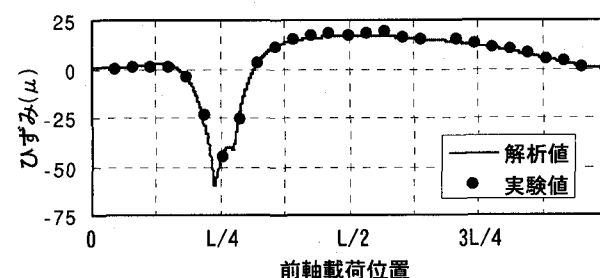
図-9 吊床版の鉛直変位



(a) 測点：ゲージ①



(b) 測点：ゲージ②



(c) 測点：ゲージ③

図-10 吊床版のひずみ

ルを併用した本橋においてもそれらと同様の傾向が見られ、たわみ振動に関しては、同等のスパンを有する吊床版橋と近い値を示している²⁾。また、本橋では、人の歩行に対する歩調範囲である 1.5Hz~2.5Hz には、たわみ対称 3 次、水平ねじれ連成 1 次およびたわみ逆対称 3 次の 3 つの固有振動数が、走行範囲である 3.0Hz 付近には、水平ねじれ連成 2 次およびたわみ逆対称 4 次の 2 つの固有振動数が存在している。

表-5 および図-12 より、固有振動数および固有振動モードは実験結果と解析結果がほぼ一致しており、動的特性からも吊構造としての解析モデル化およびその剛性評価の妥当性が確認された。なお、水平およびねじれ振動モードを除き固有振動数の実験値は解析値より若干高い振動数となっているが、これは、振動実験で対象とした振幅レベルでは、静的载荷実験で対象とした変形レベルに比べて高欄などの付加剛性の影響が大きいためであると考えられる。

表-5 固有振動数

次数	振動モード	固有振動数 (Hz)	
		実験値	解析値
1	たわみ逆対称 1 次	0.63	0.58
2	たわみ対称 1 次	0.73	0.72
3	水平 1 次	0.88	0.93
4	たわみ対称 2 次	1.05	0.99
5	ねじれ 1 次	1.22	1.23
6	たわみ逆対称 2 次	1.35	1.22
7	たわみ対称 3 次	1.77	1.61
8	水平ねじれ連成 1 次	1.84	1.82
9	たわみ逆対称 3 次	2.22	2.00
10	たわみ対称 4 次	2.67	2.43
11	水平ねじれ連成 2 次	2.91	2.75
12	たわみ逆対称 4 次	3.19	2.91

表-6 モード減衰定数

次数	振動モード	減衰定数 (%)	最大振幅 (cm/s)
1	たわみ逆対称 1 次	0.241	4.31
2	たわみ対称 1 次	0.260	4.33
3	水平 1 次	0.437	2.47
4	たわみ対称 2 次	0.303	4.10
5	ねじれ 1 次	0.534	3.36
6	たわみ逆対称 2 次	0.303	4.26
7	たわみ対称 3 次	0.286	5.99
8	水平ねじれ連成 1 次	0.476	5.56
9	たわみ逆対称 3 次	0.315	3.18
10	たわみ対称 4 次	0.344	3.83
11	水平ねじれ連成 2 次	0.486	6.08
12	たわみ逆対称 4 次	0.398	4.50

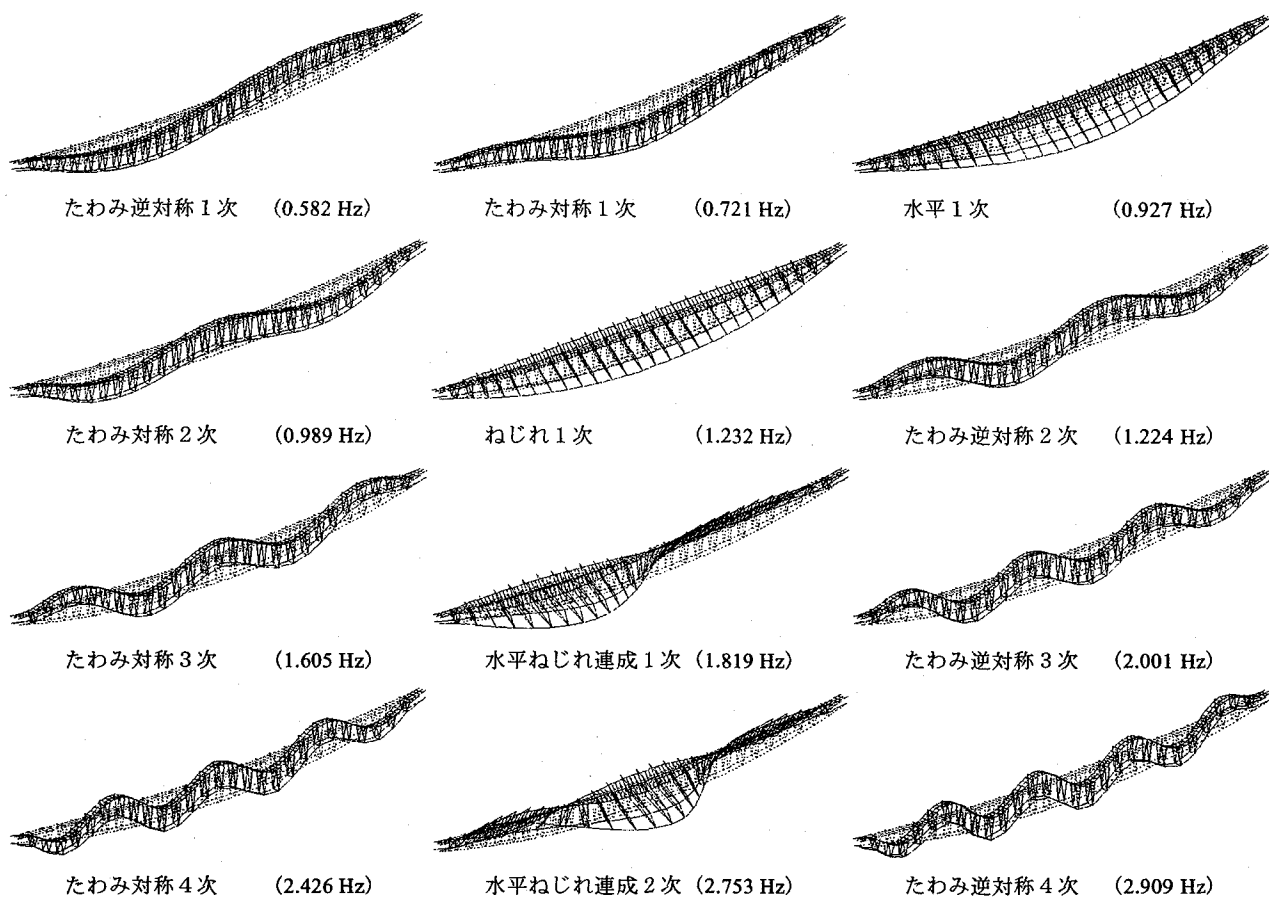
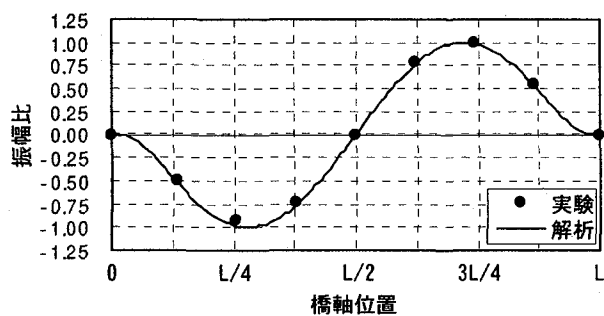
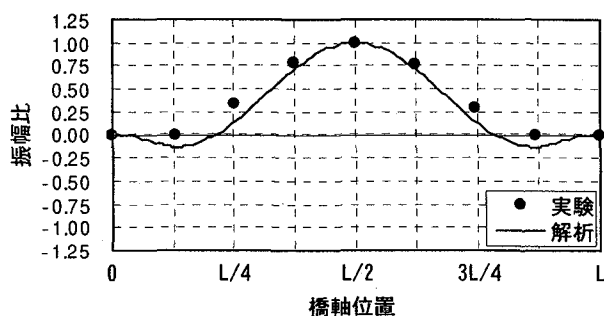


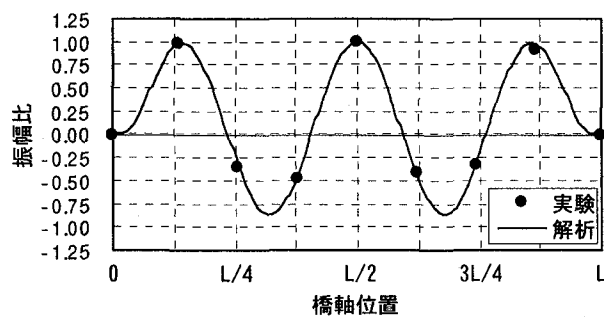
図-11 固有振動モード



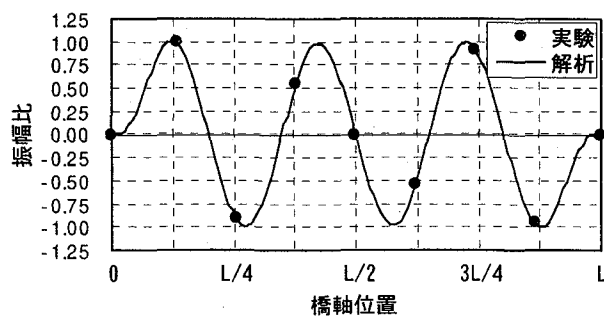
(a) たわみ逆対称 1 次モード



(b) たわみ対称 1 次モード



(c) たわみ対称 3 次モード



(d) たわみ逆対称 3 次モード

図-12 定点加振実験から得られた各振動モード

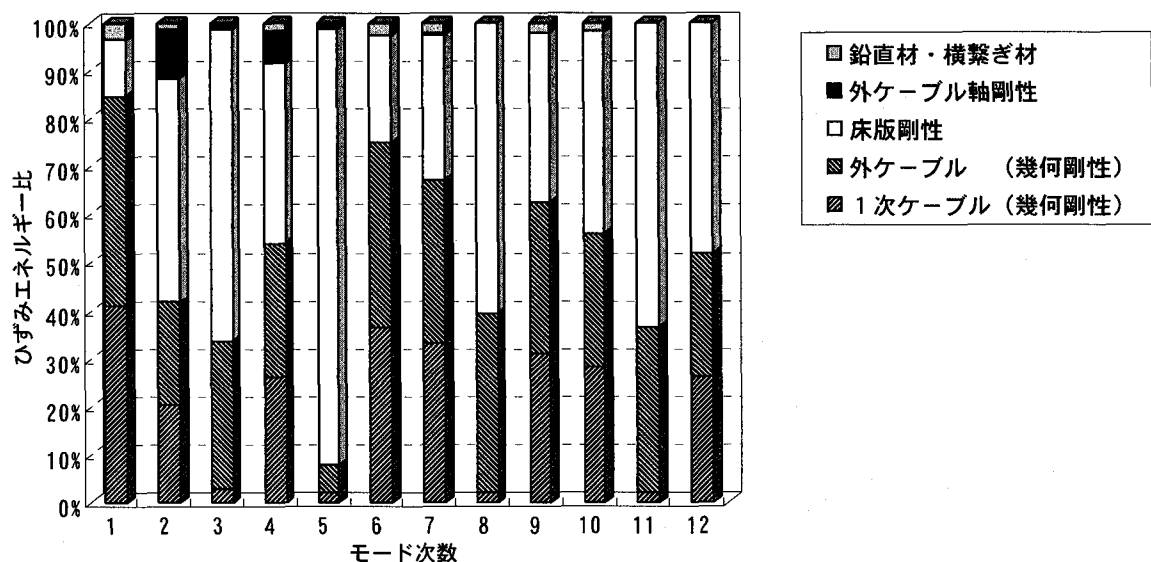


図-13 各振動モードにおける構成部材のひずみエネルギー比

5.3 減衰特性

定点加振実験により各振動モードに共振させた後の自由減衰波形から求めたモード減衰定数を、自由振動波形の最大振幅とともに表-6に示す。また、固有値解析より得られた各振動モードを用いて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¹⁵⁾を算出しか結果を、図-13に示す。ここで、1次ケーブルの軸剛性のひずみエネルギーは、床版剛性のひずみエネルギーに含めて示している。

たわみ振動モードの減衰定数は0.2~0.4%の範囲に、水平およびねじれ振動モードの減衰定数は0.4~0.6%の範囲にある。一方、図-13に示すように、水平およびねじれ振動モード(3, 5, 8および11次)においては、床版剛性のひずみエネルギー比が50%以上となっており、床版剛性の寄与率が高い。このことが、水平およびねじれ振動モードの減衰定数が、たわみ振動モードの減衰定数に比べて大きい原因の一つと考えられる¹⁵⁾。

本研究の動的応答解析では、減衰マトリックスをRayleigh減衰で仮定した。図-14に、モード減衰定数の実測値と振動数との関係を示す。前述したように水平およびねじれ振動モードの減衰定数はたわみ振動モードの減衰定数より大きい結果を示しているが、動的応答解析では、1次のたわみ逆対称1次振動と10次のたわみ対称4次振動の振動数およびモード減衰定数を用いてRayleigh減衰のパラメータを設定した。動的応答解析で設定したRayleigh減衰を、図-14に付記する。

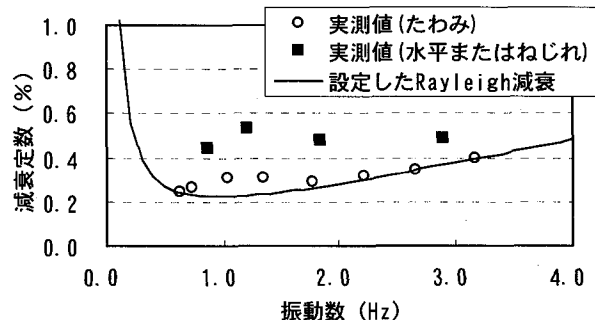


図-14 減衰定数の実測値と解析におけるRayleigh減衰

も示す。実験値には対象とした振動モード以外の振動数成分が含まれているが、解析値とは概ね一致した結果となっている。

歩行および走行の歩調範囲の各振動モードに対する実験から得られた最大応答値を、歩行者の心理的な影響から見た振動じょ限度^{16)~18)}の関係とともに図-16に示す。なお、図-16には、他のPC吊床版橋の実験結果も比較して示している²⁾。図-16より、たわみ逆対称3次振動に対する共振歩行時の応答値以外は、いずれの振動使用性に対するじょ限度の提案値も超えていない。また、たわみ逆対称3次振動に対する共振歩行時の応答値はWheeler-Kajikawaの提案値を超えているが、実験は2人による共振歩行時であり、通常ではこのような状態は起こりにくいことから、使用性が損なわれるような振動振幅に達する可能性は低いものと考えられる。

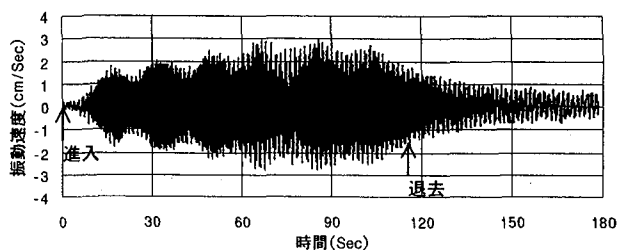
5.4 動的応答特性

(1) 歩行による振動使用性

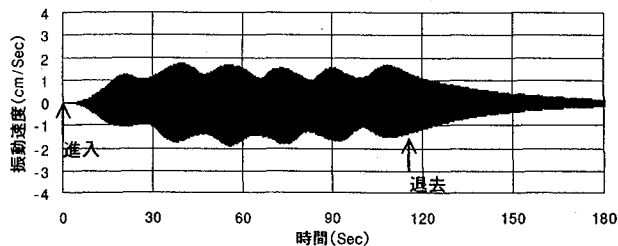
共振歩行・走行実験結果の一例として、図-15にたわみ逆対称3次振動に対して2人が共振歩行した場合の応答速度波形とそのスペクトルを示す。さらに、図-15には、共振歩行をシミュレーションした動的応答解析結果

(2) 車両走行による動的応答特性

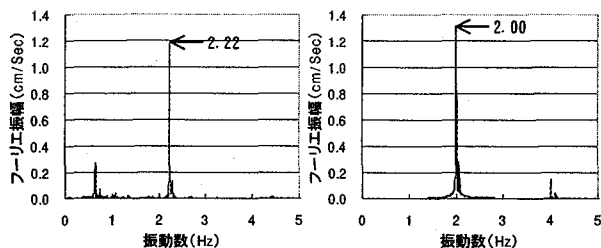
車両走行実験結果の一例として、図-17に試験車両が約30km/hの一定速度で走行した際の支間1/4点および支間1/2点の応答速度波形とそのスペクトルを示す。また、図-18に、同じ走行条件での支間1/8点付近(ゲージ②)のコンクリートひずみの波形を示す。さらに、図



(a) 実験値：支間 1/4 点



(b) 解析値：支間 1/4 点



(c) 実験値：支間 1/4 点 (d) 解析値：支間 1/4 点

図-15 共振歩行時の速度波形とスペクトル
(たわみ逆対称 3 次振動モード)

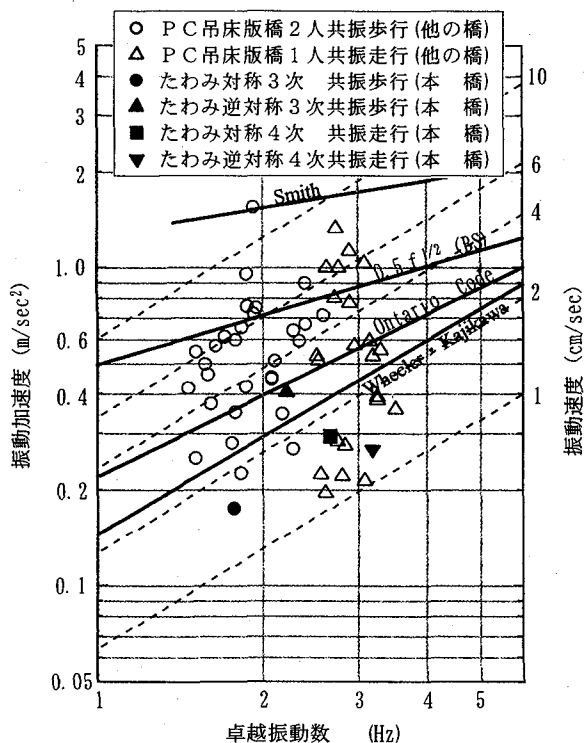
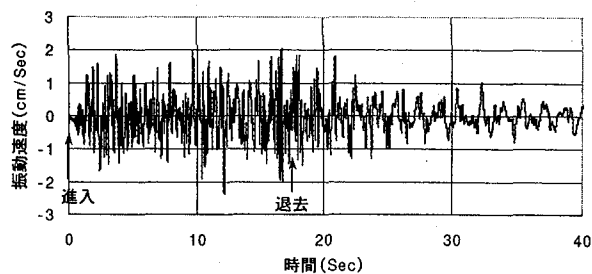
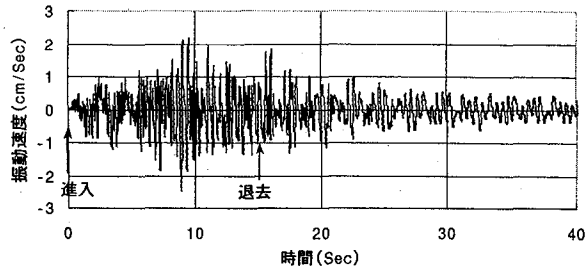


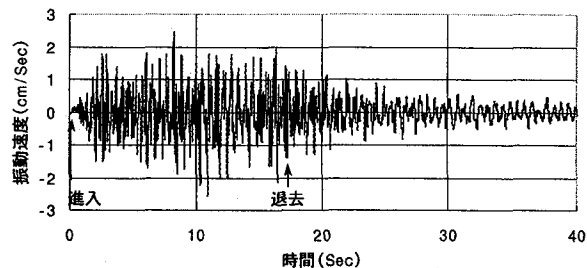
図-16 共振歩行・走行実験結果と振動じょ限度



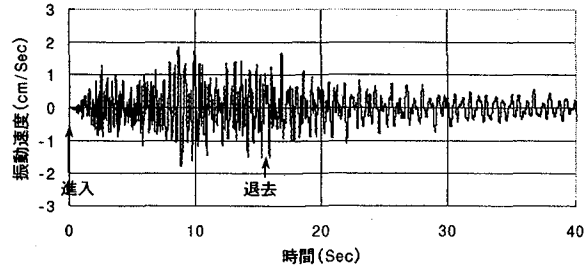
(a) 実験値：支間 1/4 点



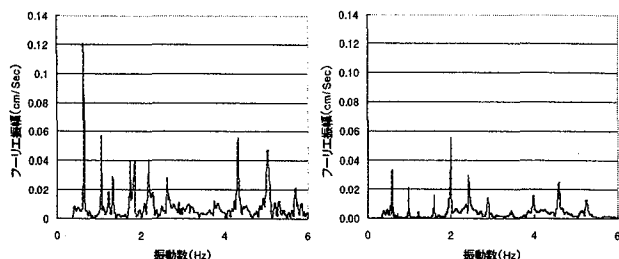
(b) 解析値：支間 1/4 点



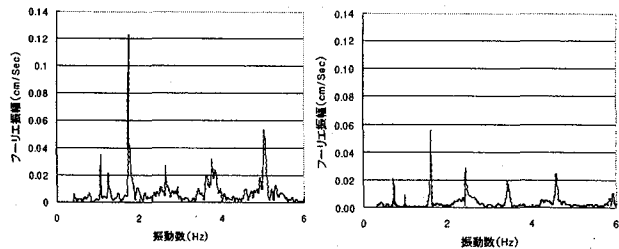
(c) 実験値：支間 1/2 点



(d) 解析値：支間 1/2 点

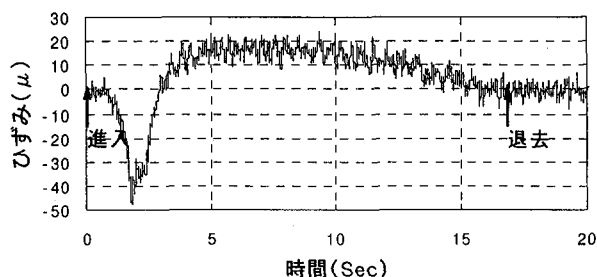


(e) 実験値：支間 1/4 点 (f) 解析値：支間 1/4 点

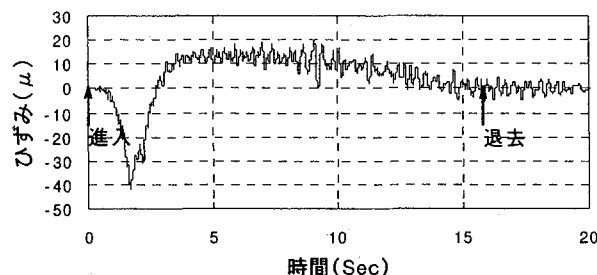


(g) 実験値：支間 1/2 点 (h) 解析値：支間 1/2 点

図-17 車両走行時の速度波形とスペクトル



(a) 実験値：測点ゲージ②



(b) 解析値：測点ゲージ②

図-18 車両走行時のひずみ波形

図-17 および図-18 には、図-8 に示す路面凹凸を用い、30km/h での走行をシミュレーションした動的応答解析結果も示す。実際の路面凹凸を用いた解析ではなく、走行速度にも若干差があるので厳密な比較ではないが、振動振幅およびひずみ振幅等は比較的良好に一致した結果となった。

車両走行実験およびシミュレーション解析より得られた車両走行時の動的増幅率 DIF を、表-7 に示す。ここで、動的増幅率 DIF は、式(1)により評価した^{9), 14)}。

$$DIF = 1 + S_{I,dy,max}/S_{st,max} \quad (1)$$

ここで、 $S_{I,dy,max}$ は静的応答成分の最大値、 $S_{st,max}$ は $S_{I,dy,max}$ を含む1サイクル中の動的応答成分の最大値である。設計における衝撃係数に相当する「動的増幅率-1」は、ゲージによりばらつくが、実験値および解析値とも正載荷に対して0.2~0.3程度、負載荷に対して0.4~0.6程度である。なお、道路橋示方書に規定するT荷重に対する衝撃係数は¹⁹⁾、本橋の吊支間に対して算出すると0.12、鉛直材間隔に対して算出すると0.37であり、正載荷に対する「動的増幅率-1」はその中間の値となっている。

車両走行実験およびシミュレーション解析より得られた車両走行時の応答速度波形の最大振幅および実効値を、表-8 に示す。さらに、車両走行時の振動使用性について5人の被験者に体感アンケートを実施した結果を、表-8 に付記する。車両走行時の応答速度波形の最大振幅は3cm/sec程度、実効値は0.40cm/sであることから（立位において「明らかに感じた」という振動感覚に対する閾値は0.40cm/s、「不快である」という振動感覚に対する閾値は約1.90cm/s¹⁾）、46kN 車両が20~30km/h程度で走行した際の振動使用性には問題が無いと考えられる。

表-7 車両走行時の動的増幅率

実験ケース		速度 20km/h		速度 30km/h	
		①	②	①	②
実走行速度 (km/h)		18.0	17.7	26.4	27.2
実験値	正載荷	ゲージ①	1.12	1.08	1.21
		ゲージ②	1.23	1.17	1.51
		ゲージ③	1.31	1.19	1.34
		平均	1.18	1.33	
	負載荷	ゲージ①	1.58	2.30	1.88
		ゲージ②	1.18	1.26	1.27
		ゲージ③	1.38	1.40	1.71
		平均	1.52	1.60	
解析値	正載荷	ゲージ①	1.07	1.07	
		ゲージ②	1.33	1.44	
		ゲージ③	1.16	1.49	
		平均	1.19	1.33	
	負載荷	ゲージ①	1.63	1.51	
		ゲージ②	1.40	1.29	
		ゲージ③	1.52	1.45	
		平均	1.52	1.42	

正載荷：ゲージ①は+値、ゲージ②およびゲージ③は-値。

表-8 車両走行時の振動使用性

実験ケース		速度 20km/h		速度 30km/h	
		①	②	①	②
実走行速度 (km/h)		18.0	17.7	26.4	27.2
実測値	最大振幅 (cm/s)	1/4点	2.49	2.43	2.58
		3/8点	2.45	2.27	2.30
		1/2点	2.58	2.43	2.41
	振幅実効値 (cm/s)	1/4点	0.35	0.35	0.29
		3/8点	0.31	0.30	0.26
		1/2点	0.31	0.33	0.25
	最大振幅 (cm/s)	1/4点	2.32	2.48	
		3/8点	2.33	2.98	
		1/2点	2.34	1.85	
解析値	振幅実効値 (cm/s)	1/4点	0.42	0.34	
		3/8点	0.40	0.39	
		1/2点	0.36	0.31	
	最大振幅 (cm/s)	1/4点	2.32	2.48	
アンケート	感じない	0	0		
	少し感じた	0	2		
	明らかに感じた	5	3		
	不快である	0	0		
	苦痛である	0	0		

6. まとめ

本研究では、上部構造の構造形式としては世界で初めての採用となる外ケーブル併用吊床版橋において、静的載荷実験と人力および車両走行による振動実験を行い、この構造形式の橋梁が有する静的および動的特性を把握した。本研究により得られた知見を以下に示す。

(1) 静的荷重に対する本橋の吊床版の鉛直変位およびひずみの値は、実験値と解析値を比較すると概ね一致した値を示している。このことより、本研究で用いた解析モ

デルの妥当性が示された。

(2) 定点加振実験より得られた本橋の減衰定数は、たわみ振動モードに比べて水平およびねじれ振動モードの方が大きな値を示している。これは、たわみ振動モードは幾何剛性に依存する割合が大きいのに対して、水平およびねじれ振動モードは床版剛性に依存する割合が大きいためであると考えられる。

(3) 本橋では、歩行者の歩行および走行の歩調範囲に多くの振動モードが存在するが、いずれの振動モードにおいても使用性を損なうような振動振幅に達する可能性はほとんど無く、振動使用性上の問題は少ないものと考えられる。

(4) 本研究で用いた解析モデルは、本構造形式の橋梁の動的応答特性に対してもその妥当性が示され、外ケーブル併用吊床版橋を道路橋へ適用する際の、シミュレーション解析による検討にも適応可能であると考えられる。

(5) 46kN車が20～30km/h程度で走行した場合の吊床版のひずみの「動的増幅率-1」は、正載荷に対して0.2～0.3程度、負載荷に対して0.4～0.6程度である。

(6) 46kN車が20～30km/h程度で走行した場合の応答速度の実効値は0.40cm/sec程度であることから、小規模吊床橋で想定する自動車荷重では、振動使用性は問題が無いと考えられる。

謝辞：本構造形式の検討において多大な御指導・御協力をいただきました、神鋼鋼線工業(株)の荒木毅氏、榊一平氏をはじめとする関係各位に感謝いたします。

参考文献

- (1) (社)プレストレストコンクリート技術協会：P C吊床版橋設計施工標準(案)，2000.11.
- (2) 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.
- (3) 角本周，重信孝臣，須田勤：外ケーブルを併用した吊床版橋の構造特性，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.627-632，1997.10.
- (4) 二階堂輝幸，柳内博光，町勉，熊谷高：外ケーブル併用吊床版橋(いわき公園展望橋)の設計・施工，第11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.201-206，2001.11.
- (5) 梶川康男，犬島秀治，角本周，大沼孝司，堀達浩：自碇式上路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.
- (6) 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.
- (7) 梶川康男，深田宰史，山田智之：上路式P C吊床版歩道橋の振動特性と振動使用性，構造工学論文集，Vol.47A，pp.363-370，2001.3.
- (8) 町勉，吉川卓，正司明夫，角本周：P C吊床版橋の吊床版取付部形状に関するパラメトリック解析，第11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.207-212，2001.11.
- (9) 深田宰史，梶川康男，角本周：2径間連続P C斜張橋の車両走行時の振動特性と動的増幅率，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.37-47，1998.10.
- (10) 梶川康男，唐下善文，深田宰史，松元香保里：4径間連続上路式吊床版橋の振動実験と解析，構造工学論文集，Vol.44A，pp.835-842，1998.3.
- (11) (社)日本道路協会：小規模吊橋指針・同解説，1984.4.
- (12) 梶川康男，津村直宜，角本周：P C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.
- (13) 小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I-35，pp.217-231，1996.4.
- (14) 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.
- (15) 角本周，梶川康男：P C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.
- (16) Wheeler, J. : Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Journal of the structural division ASCE, Vol.108, No.ST9, pp.2045-2065, 1982.
- (17) 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，第325号，pp.23-33，1982.9.
- (18) Blanchard, J., Davis, B. L. and Smith, J. W. : Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridge, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supple. Rpt. 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.5.
- (19) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，1996.12.

(2001年9月14日受付)