

## 吊形式歩道橋の振動特性と地震応答特性

ヤマト設計株式会社 正〇馬越一也 九州産業大学 正 水田洋司  
九州産業大学大学院 学 田中孝久 九州産業大学 正 吉村健

**1 序論：** 本研究では、既設の陣屋の森吊橋（吊床版歩道橋、スパン:123m）と同じ諸元を持つ二種類の複合吊床版歩道橋（吊床版吊橋、吊床版斜張吊橋）を文献 1)、2) に従って設計し、その動的特性を調べた。複合吊床版橋については面外振動に対する対策として、横材を対角に結ぶラテラルを配置し、面外方向の剛性を大きくしたモデルも作製した。まず、固有値解析を実施し、吊床版橋、吊床版吊橋、吊床版斜張吊橋の固有振動数・固有モードを比較した。また、ラテラルの有無が複合吊床版橋の固有値特性に及ぼす影響についても検討した。次に、兵庫県南部地震の地震波を作用させたときの変位応答やモーメント応答等の比較から吊床版橋、吊床版吊橋、吊床版斜張吊橋の動的特性を論じている。

**2 解析対象モデル：** 吊床版橋には大分県大分郡挾間町にある陣屋の森吊橋を用い、吊床版吊橋、吊床版斜張吊橋は、吊床版橋と同じスパンを用いて設計し、表-1 の諸元を持つ図-1 の吊形式歩道橋を設計した。表-1 中の重量（床版）の（有）、（無）はラテラル有りのモデル、ラテラル無しの場合のモデルを表す。図-2 に複合吊床版橋のラテラル有りとならぬ場合の床版モデルを示す。解析には集中質量系の三次元骨組み構造を用いた。地震応答解析の複合吊床版橋モデルはラテラル有りのモデルを用いた。図中の X は橋軸方向、Y は鉛直方向、Z は面外方向であり、矢印の方向を正方向としている。

**3 固有値解析：** 吊床版橋、吊床版吊橋、吊床版斜張吊橋の固有値解析は TDAPⅢ（楕円情報システム）を用いて実施し、固有振動数、固有モード、刺激係数を求めた。表-2 に三橋の固有振動数を固有モードごとに列記している。図-3 に三橋の低次固有モードを示す。ここに、複合吊床版橋の固有モードはラテラル有り、無しの場合とも形状が似ているためラテラル無しの場合を載せている。鉛直方向最低次固有振動数は吊床版橋では逆対称 1 次モードであるのに対し、複合吊床版橋では対称 1 次モードである。また、それぞれの固有モード形状は三橋とも非常に類似しているが、複合吊床版橋はケーブルを有するためケーブルのみが揺れる振動数や、ケーブルと面外水平振動やねじり振動が連成する固有振動数を持っている。複合吊床版橋ラテラル有りの面外水平方向最低次固有振動数はラテラル無しの場合に比べ約 2 倍大きくなっているが、最低次鉛直固有振動数よりも小さい。

**4 地震応答解析：** 地震応答解析には Newmark β 法 (β=1/4) を用い、時刻歴応答を求めた。材料非線性は考慮せず剛性は弾性とした。減衰マトリックスは固有値解析で得られた鉛直 1 次振動と 2 次振動の固有円振動数キーワード：振動、地震応答、吊橋、吊形式、固有値解析

連絡先：福岡市東区松香台 2-3-1 九州産業大学 TEL：092-673-5050

表-1 解析対象吊形式歩道橋の諸元

		吊床版橋	吊床版吊橋	吊床版斜張吊橋	
種別		PC	PC	PC	
スパン	m	123.00	123.00	123.00	
幅員	m	3.30	2.10	2.10	
サグ比 (f/L)	床版	0.033	0.02	0.02	
	外ケーブル		0.10	0.10	
	内ケーブル		0.02	0.02	
重量 (床版)	t/m	2.4480	0.2766(無) 0.2789(有)	0.2808(無) 0.2831(有)	
弾性係数	×10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	床版	3.63	3.10	3.10
		外ケーブル		14.00	14.00
		下ケーブル		14.00	14.00
断面積	m <sup>2</sup>	床版	0.36	0.06022	0.06022
		外ケーブル		0.00097×2	0.00097×2
		下ケーブル		0.00104×4	0.00104×4
初期張力	tf	床版	1088.80	0.00	-5.21(斜張部床版)
		外ケーブル		159.50	131.75
		下ケーブル		491.50	491.50

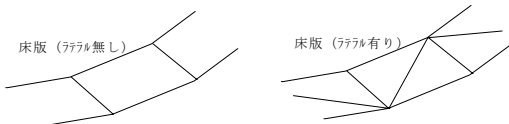
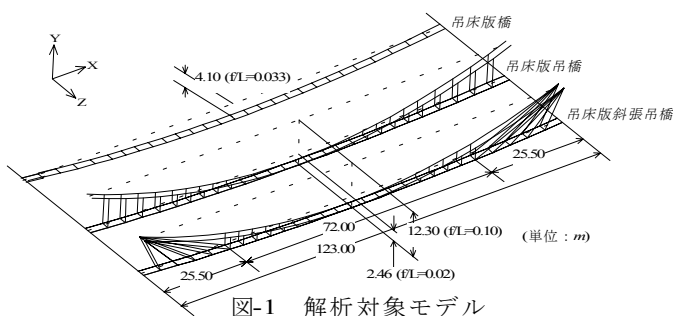


表-2 固有振動数の比較

固有振動数 (Hz)		吊床版吊橋		吊床版斜張吊橋		
		ラテール無	ラテール有	ラテール無	ラテール有	
鉛直振動	対称1次	0.8540	0.7098	0.7026	0.7130	0.7076
	対称2次	1.1693	1.0353	1.0273	1.2631	1.2487
	対称3次	1.7527	1.3314	1.3148	2.0788	2.0462
	逆対称1次	0.6356	0.7896	0.7831	0.8961	0.8874
	逆対称2次	1.3417	1.0389	1.0266	1.6432	1.6212
面外水平振動	対称1次	1.2205	0.2953	0.5699	0.2900	0.5690
	逆対称1次	2.0699	0.5847	1.1954	0.5739	1.2499
ねじり振動	1次	1.2205	1.0995	1.1212	1.0581	1.0827
ケーブルの振動		-	1.5727	1.5753	1.4191	1.4216
		-	1.5878	1.5859	1.4196	1.4228

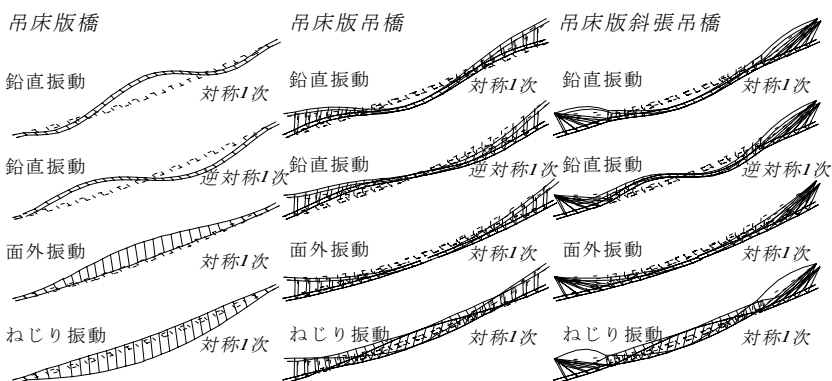


図-3 固有モード

( $\omega_1, \omega_2$ ) と振動実験で求めた陣屋の森吊橋の鉛直 1 次振動と 2 次振動の減衰定数 ( $h_1, h_2$ ) を使用し、レリー減衰として算定した。三橋とも応答は床版の L/4 点、L/2 点に着目した。

**4-1 入力地震波：** 地震応答解析に用いた地震波は、兵庫県南部地震（阪神淡路大震災）で記録された J R 西日本鷹取駅構内地盤上（II 種地盤）地震波の振幅調整波である。NS 波 (max:626.83gal) を面外方向、EW 波 (max:654.79gal) を橋軸方向、NS 波の 1/2 に振幅調整した波を鉛直方向に等倍でそれぞれ入力し、三方向同時加震も行った。時間間隔  $\Delta t$  を 0.01 秒とし、40 秒間の地震応答解析を行った。

**4-2 応答値の比較：** 鉛直加震、面外水平加震、橋軸加震、三方向同時加震時の各橋の最大応答変位を図-4、最大加速度を図-5、最大応答曲げモーメントを図-6 に示す。表中の値は応答値の絶対最大である。図-6 の○印部分は要素応力度の降伏を表す。三方向同時加震時の最大応答変位は複合吊床版橋の L/2 点面外変位に生じ、吊床版橋の L/2 点の約 5 倍である。これより、複合吊床版橋は面外水平方向に弱いことがわかる。鉛直加震、橋軸加震では入力地震波と同程度の応答加速度が生じているのに対し、面外水平方向加震では鉛直方向と面外水平方向に入力地震波の 3 倍の加速度が発生している。その最大値は吊床版橋、吊床版吊橋、吊床版斜張吊橋の順に小さくなる。鉛直加震時、橋軸加震時に複合吊床版橋では面外水平方向曲げモーメントが発生するが、鉛直加震時の面内曲げモーメントは吊床版橋の 1/50 程度に減少している。

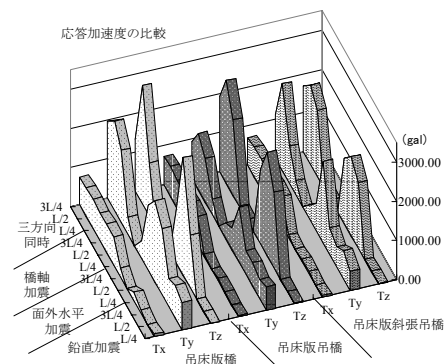


図-4 応答加速度

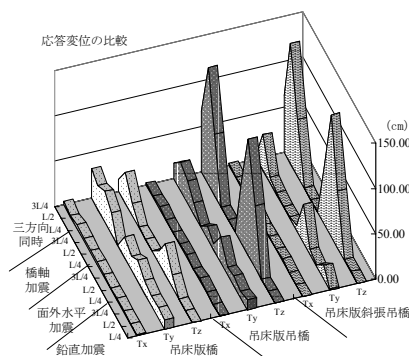


図-5 応答変位

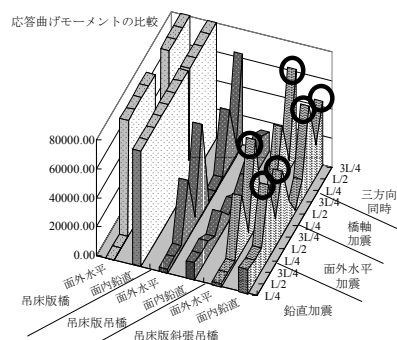


図-6 応答曲げモーメント

**5 結論：** 三種類の吊形式歩道橋の固有値解析と地震応答解析から以下のことが判明した。①吊床版橋の鉛直 1 次固有振動数は逆対称 1 次モードであるのに対し、複合吊床版橋のそれは対称 1 次モードであり、前者と後者の振動特性は異なる。②三方向同時加震時に最大応答変位、最大応答加速度が生じる方向は一方向入力時に最大値が生じる方向と同じである。③面外水平方向加震時の応答曲げモーメントは、吊床版橋、吊床版斜張吊橋は L/4 点、3L/4 点で降伏曲げモーメント値を越えており、タイプ II の地震動では非線形解析が必要となる。

参考文献

1) (株)マエダ：陣屋の森吊橋設計業務上・下部工設計計算書、1993 年 3 月。  
 2) Yoshimura et al : Proposal of a Hybrid Stress-Ribbon Pedestrian Bridge for its Application to Roadway Bridges, Proceedings of the fib Symposium 1999 Vol.2, pp.697~703, October(1999).