第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

橋全体系の挙動観測記録を用いたシステム同定による鋼逆ランガー橋の振動特性の推定

石井　洋輔[1]・中尾　吉宏[2]

[1]正会員　国土交通省国土技術政策総合研究所　道路地震防災研究室（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）
[2]正会員　修（工）国土交通省国土技術政策総合研究所　道路地震防災研究室長（同上）

1. はじめに

構造物に地震動等の外力が作用する際，構造物の応答が減衰することが知られている．この特性は，構造物の振動特性として設計計算に考慮されている．橋の動的解析では，減衰定数が応答値の算出に大きく影響するなど，減衰特性は構造物の設計計算をする上で重要なパラメータである．

道路橋示方書・同解説[1)]には，既往実験結果[2)]等に基づいて定めた設計に用いる減衰定数が示されており，実橋の地震観測記録を用いた減衰特性の算出結果は直接反映されていない．現行基準で設計された道路橋の減衰特性を検証するためには，十分な知見が蓄積されておらず，実測記録を踏まえた設定値の検証を進めていく必要がある[3)]．

道路橋は，桁橋やアーチ橋など，様々な構造形式があり，構造形式や橋を構成する部材ごとに振動特性が異なる．しかし，実橋の全体系挙動の観測事例は限られており，その様々な振動特性を解明できていない．筆者らは，地盤と橋全体系の挙動を一体で観測する「強震モニタリングシステム」[4)]を開発した．それにより，様々な構造形式の橋に対し，橋梁構造－地盤に多点に加速度センサーを設置して観測している．

本研究では，挙動観測の事例が限られている逆ランガー橋に着目し，実測の挙動記録を用いて固有振動数と減衰特性を評価した．観測記録より橋全体系の振動特性を算出する手法には，部分空間法に基づくシステム同定[3), 5)~8)]（以下，「システム同定」という．）を用いた．システム同定は，多入出力系に適用可能な同定法であり[3)]，構造物の多点での観測記録から振動特性を推定することに適していると考えられる．なお，橋を対象としたシステム同定は，既往研究で従前より実施されているものの，振動モードの同定[例えば9)]を行い，損傷検知等への活用を目的[9)]としたものが多い．本研究のように，逆ランガー橋といったアーチ構造を有した橋梁を対象に振動特性を算出した研究[10)]は実施されているものの，実橋の多点観測記録を用い，直接的に振動特性を算出した事例は限られている．

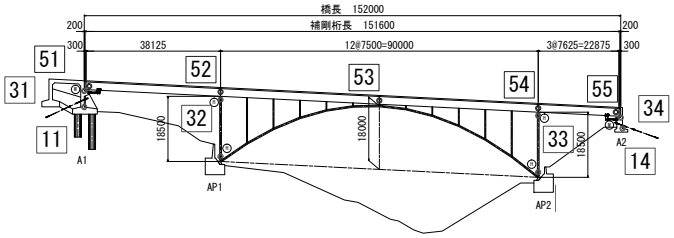


図-1　対象橋のセンサー設置状況

表-1　対象橋の諸元

橋長	152.0m
支間長	38.125m + 90.000m + 22.875m
上部工形式	3 径間連続鋼補剛アーチ桁（鋼逆ランガー）
下部工形式	逆 T 型橋台
支承形式	地震時水平力分散構造
基礎形式	深礎杭，直接基礎
地盤種別	I 種地盤
適用基準	鋼道路橋設計示方書・同解説（昭和 39 年） 鋼道路橋施工便覧（昭和 47 年） 道路橋示方書・同解説（平成 14 年）

2. 対象橋と観測記録

対象橋を**図-1**，橋梁諸元を**表-1**に示す．なお，**図-**

表-2　地震計の性能

センサー種別	加速度計
計測軸	3 軸（水平 2 方向，上下 1 方向）
計測レンジ	水平±2G, 上下+1G/-3G
分解能	0.004cm/sec/sec 以下
観測方式	24 時間常時観測
データ伝送方式	920MHz 帯無線伝送
サンプリング周波数	100Hz
防水性能	IP67
重さ	600g
電源	バッテリー

1には対象橋の地震計設置位置を示した．

対象橋は，橋梁構造－地盤系の挙動を連続観測するため，12個（地表：1箇所，構造体：11箇所）の地震計を設置した．観測に用いている地震計の性能を**表-2**に示す．

対象橋で観測された記録の例を**図-2**に示す．**図-2**は，2022年3月16日23時36分ごろに発生した福島県沖を震源とする地震（最大震度6強）で，対象橋の地域で震度2程度の地震を観測した記録であり，主要動と思われる揺れが30秒付近で観測されている．

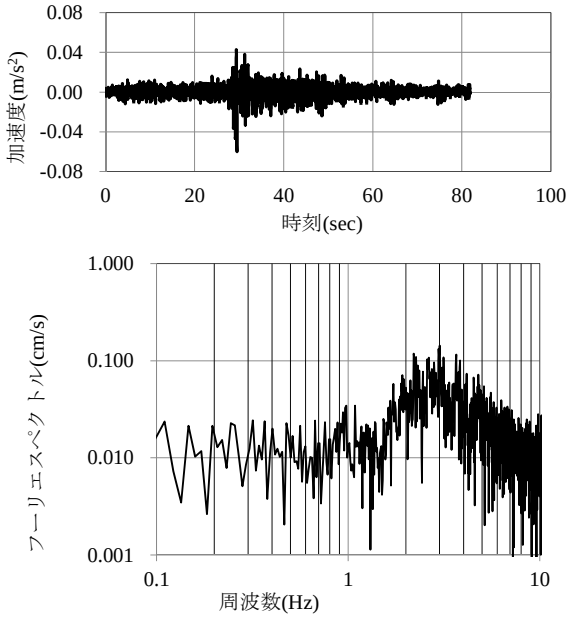


図-2　観測記録の例（No.11 地点）

3. システム同定による橋の振動特性の評価

(1) システム同定

本研究では，出力のみの同定法の一つである SSI-COV 法 [6]と入出力を用いた同定法の一つである Ordinary MOESP 法 [7]によるシステム同定の 2 種類の手法を用いて，橋全体系の複素固有値である固有振動数f_iとモード減衰h_iを同定した．

a)　出力のみの同定手法（SSI-COV 法）

出力のみのシステム同定は，**図-1** の橋の構造体に設置している 11 地点の観測記録すべてを出力信号とした．

出力のみの同定手法（SSI-COV 法）の運動方程式は式(1)となり，状態方程式は式(2)と式(3)で表される．また，$\{x(k)\}$は式(4)で表される．

$$[M]\{\ddot{z}_k\}+[\xi]\{\dot{z}_k\}+[K]\{z_k\}=0 \quad (1)$$

$$\{x_{k+1}\}=[A]\{x_k\}+\{w_k\} \quad (2)$$

$$\{y_k\}=[C]\{x_k\}+\{v_k\} \quad (3)$$

$$\{x_k\}\equiv\{\{z_k\}^T \quad \{\dot{z}_k\}^T\}^T \quad (4)$$

ここに，

$[M],[\xi],[K]$：質量，減衰，剛性行列

$[A],[C]$：システム行列

$\{z_k\}$　：変位ベクトル

$\{x_k\}$　：状態ベクトル

$\{y_k\}$　：出力ベクトル

$\{w_k\}$：プロセスノイズ（ホワイトノイズ）

$\{v_k\}$　：観測ノイズ（ホワイトノイズ）

b)　入出力を用いた同定法（Ordinary MOESP 法）

橋の地震時の入出力条件を考慮し，入出力を用いたシステム同定は，**図-1** で示した橋台下部の 2 地点（センサー11, 14）の観測記録をシステム同定の入力信号とし，それ以外の構造体に設置している観測点を出力信号とした．

入出力を用いた同定法（Ordinary MOESP 法）の算出式を式(5)～(8)に示す．強制加振を受ける質点系の運動方程式（式(5)）は，状態方程式（式(6)）と出力方程式（式(7)）で表される．また，$\{x(k)\}$は式(8)で表される．式(5)の運動方程式の未知量である変位$\{z(k)\}$や速度$\{\dot{z}(k)\}$は$\{x(k)\}$，また，入力値とする観測記録は，入力ベクトルとして$\{\ddot{u}_o(k)\}$，出力値とする観測記録は出力ベクトルとして$\{y(k)\}$で表現される．

$$[M]\{\ddot{z}_k\}+[\xi]\{\dot{z}_k\}+[K]\{z_k\}=-[M]\{1\}\{\ddot{u}_{o,k}\} \quad (5)$$

$$\{x_{k+1}\}=[A]\{x_k\}+[B]\{\ddot{u}_{o,k}\} \quad (6)$$

$$\{y_k\}=[C]\{x_k\}+[D]\{\ddot{u}_{o,k}\} \quad (7)$$

$$\{x_k\}\equiv\{\{z_k\}^T \quad \{\dot{z}_k\}^T\}^T \quad (8)$$

ここに，

$[M],[\xi],[K]$：質量，減衰，剛性行列

$\{1\}$　　：加振自由度のみ1のベクトル

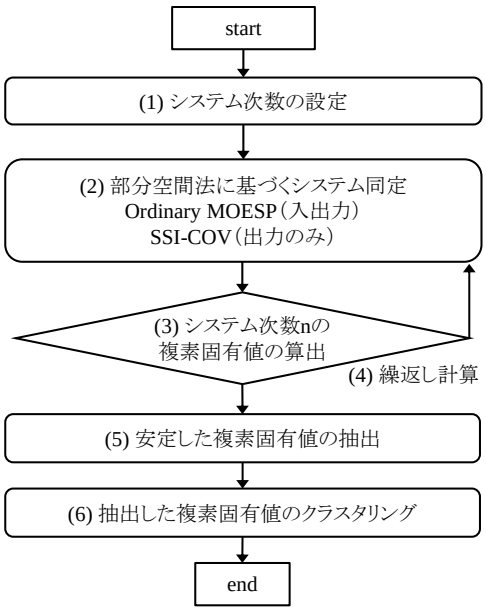


図-3　システム同定のフロー

$[A], [B], [C], [D]$：システム行列
$\{z_k\}$　：変位ベクトル
$\{x_k\}$　：状態ベクトル
$\{\ddot{u}_{o,k}\}$：入力ベクトル
$\{y_k\}$　：出力ベクトル

c)　システム同定のフローと検討ケース

本研究で実施した算出フローを**図-3** に示す．初めにシステム次数 n を設定し，各観測点で観測された記録に対してシステム同定を用いて推定値を求め，推定値ごとの複素固有値λ_iを抽出した．次に，算出された複素固有値に対して安定化ダイアグラム(stabilization diagram)[8]を作成し，システム次数 n によらず相関性の高い固有値（安定極）を抽出した．具体的には，システム次数nで得られた固有振動数 $f_i^{(n)}$，モード形状$\{\phi_i^{(n)}\}$ $(1 \le i \le n)$ で，式(9)と式(10)を満たす固有振動数$f_j^{(n+1)}$，モード形状$\{\phi_j^{(n+1)}\}$ $(1 \le j \le n+1)$が存在する場合に，システム次数nで得られた複素固有値$\lambda_i^{(n)}$を相関性の高い複素固有値とした．

$$\left|1 - \frac{f_j^{(n+1)}}{f_i^{(n)}}\right| < 0.03 \tag{9}$$

$$1 - \mathrm{MAC}\left(\{\phi_i^{(n)}\}, \{\phi_j^{(n+1)}\}\right) < 0.03 \tag{10}$$

$$\mathrm{MAC}\left(\{\phi_i^{(n)}\}, \{\phi_j^{(n+1)}\}\right) = \frac{\left|\{\phi_i^{(n)}\}^T \{\phi_j^{(n+1)}\}^*\right|^2}{\left(\{\phi_i^{(n)}\}^T \{\phi_i^{(n)}\}^*\right)\left(\{\phi_j^{(n+1)}\}^T \{\phi_j^{(n+1)}\}^*\right)} \tag{11}$$

表-3　システム同定の解析ケース

分類	項目	CASE1	CASE2
システム同定 (1)~(4)	手法	SSI-COV法	Ordinary MOESP法
	時間間隔Δt	0.025 s	0.025 s
	入力点数	なし	橋脚下部2箇所の観測記録（前処理後）水平鉛直3成分
	出力点数	橋脚下部2箇所，橋脚上部3箇所，桁5箇所の観測記録（前処理後）水平鉛直3成分	橋脚上部3箇所，桁5箇所の観測記録（前処理後）水平鉛直3成分
	サンプル数N	4800 (120s)	4800 (120s)
	ブロック行数 M	100 (5.0s)	100 (5.0s)
複素固有値抽出 (5)	システム次数 最大値 n_{max}	100	100
	システム次数 最小値 n_{min}	20	20
	固有振動数 安定判定閾値 ε_f	0.01	0.01
	モード形状 安定判定閾値 ε_ψ	0.02	0.02
	減衰の上限 $h_{\max}$	0.4	0.4
クラスタリング (6)	手法	階層型クラスタリング（郡平均法）	

ここに，

$f_i^{(n)}$：システム次数 n の i 番目の固有振動数

$\left\{\phi_i^{(n)}\right\}$：システム次数 n の i 番目のモード形

MAC：モード信頼性評価基準
　*：複素共役

本研究で実施したシステム同定の解析ケースを**表-3** に示す．本研究では，**図-2** に例示した地震観測記録を基に複素固有値λ_i（固有振動数f_i，モード減衰h_i）を評価した．

システム次数は，対象橋の規模を想定して，モデルとして与える自由度の最小値を20(10自由度)とし，最大値を100とした．ブロック行数は，パラメータスタディを実施し、安定的な解を与える値として100とした．また，モード形状安定判定閾値は対象構造物の振動成分を区別できるように十分に小さい値として0.03とした．減衰の上限は，一般的な橋梁構造物を想定しh=0.4とした．それ以外のパラメータは既往文献[8]を参照して設定した．また，クラスタリング手法についても同様に既往文献[8]で採用されている階層型クラスタリングを採用し，パラメータは既往文献[8]と同様にした．

(2)　システム同定による振動特性の評価

a)　システム同定による固有振動数と減衰特性

本研究の検討ケースに対し，システム同定で算出された複素固有値の安定化ダイアグラムおよびクラスタリングされたデータ数n_cを**図-4**に示す．**図-4**の

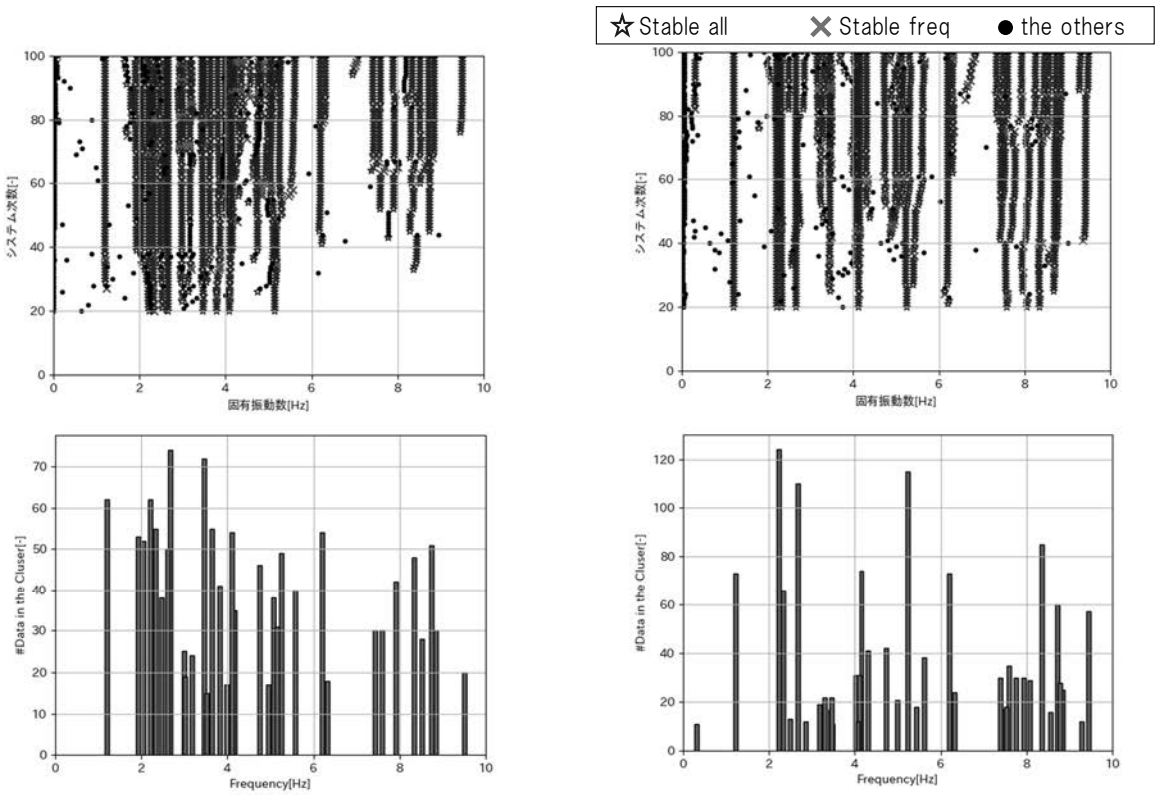


図-4　安定化ダイアグラムとデータ数（左：CASE1（入力なし），右：CASE2（入力あり））

表-4　固有振動数と減衰特性（CACE1：入力なし）

モード次数	固有振動数		モード減衰		モード形状		データ数
	f_{mean} (Hz)	f_{std} (Hz)	h_{mean} (%)	h_{std} (%)	MAC_{mean} (%)	MAC_{std} (%)	n_c (-)
1	1.2007	0.0006	2.6276	0.0301	99.95	0.07	62
2	1.9180	0.0106	0.7435	0.1651	98.84	0.45	53
3	2.0508	0.0060	0.8377	0.2673	99.47	0.91	52
4	2.2057	0.0048	0.6734	0.2182	99.71	0.29	62
5	2.3266	0.0028	0.5009	0.0351	99.19	0.93	55
6	2.4783	0.0021	1.8158	0.0695	99.04	0.59	38
7	2.6118	0.0071	0.7995	0.1712	99.85	0.06	50
8	2.6670	0.0018	0.1588	0.0357	99.98	0.02	74
9	2.9844	0.0028	1.8274	0.1589	99.66	0.64	25
10	3.0127	0.0087	1.1933	0.5096	98.29	1.39	19
11	3.1746	0.0021	0.1376	0.0766	99.52	0.84	24
12	3.4618	0.0129	0.6879	0.1650	98.05	1.45	72
13	3.5098	0.0044	1.2946	0.0699	99.80	0.49	15
14	3.6430	0.0121	1.4243	0.6268	97.74	1.32	55
15	3.8271	0.0107	0.5923	0.0816	98.53	0.80	41
16	3.9835	0.0032	0.4803	0.1049	99.76	0.25	17
17	4.0988	0.0093	1.1460	0.1006	99.00	0.48	12
18	4.1035	0.0038	0.7477	0.2016	98.52	1.24	54
19	4.1579	0.0035	0.5287	0.0637	97.96	1.99	35
20	4.7409	0.0116	1.6866	0.2542	97.42	1.04	46
21	4.9572	0.0211	1.0083	0.0443	99.13	0.52	17
22	5.0683	0.0137	0.2617	0.1225	99.00	0.83	38

表-5　固有振動数と減衰特性（CACE2：入力あり）

モード次数	固有振動数		モード減衰		モード形状		データ数
	f_{mean} (Hz)	f_{std} (Hz)	h_{mean} (%)	h_{std} (%)	MAC_{mean} (%)	MAC_{std} (%)	n_c (-)
1	0.3097	0.0055	6.6767	1.4527	99.43	0.32	11
2	1.2118	0.0004	0.3900	0.0317	99.90	0.13	73
3	2.2263	0.0270	2.3966	0.5933	99.39	0.59	124
4	2.3264	0.0024	0.6330	0.0262	99.03	0.61	66
5	2.4939	0.0037	1.2839	0.4623	99.62	0.10	13
6	2.6737	0.0213	0.2875	0.1448	99.91	0.19	110
7	2.8527	0.0112	1.3084	0.1431	99.57	0.44	12
8	3.1679	0.0085	0.5897	0.1449	98.60	0.54	19
9	3.2921	0.0148	4.4565	0.6269	99.11	0.83	22
10	3.4372	0.0057	0.9298	0.0475	99.30	0.58	17
11	3.4541	0.0025	0.6285	0.0971	99.00	1.41	22
12	3.4843	0.0026	1.1595	0.0872	99.12	0.68	11
13	4.0207	0.0141	0.9418	0.6562	98.32	1.42	31
14	4.0727	0.0012	0.2747	0.0316	99.85	0.14	12
15	4.0938	0.0067	0.6636	0.0305	98.37	2.48	31
16	4.1531	0.0148	0.6349	0.1385	97.95	1.74	74
17	4.3082	0.0035	0.3897	0.0593	99.30	0.54	41
18	4.7342	0.0071	0.7051	0.1295	99.45	0.34	42
19	4.9939	0.0029	0.7176	0.0487	99.52	0.76	21
20	5.2390	0.0690	0.8872	0.2595	98.71	1.26	115

安定化ダイアグラムは，各次数での算出結果にばらつきの少ない固有振動数と固有ベクトルで相関性を判断しており，システム次数nをn=20から100まで変化させた場合に，それぞれ，「連続する複素固有値間の固有振動数と固有ベクトルの相関がある場合は星（☆: Stable all ）」，「固有振動数のみ相関がある場合は（×: Stable freq ）」，「両者に相関は存在しないが計算結果で与えられた固有振動数を丸（●: the others ）」で示している．安定化ダイアグラムでは，明確に低いシステム次数から高いシステム次数までの縦に伸びる星（☆）が確認できた場合，物理的に意味のある固有値と考えられている[8]．これにより，信頼性の高い複素固有値を特定することが可能である．また，**図-4**の下図には，階層型クラスタリングにより，データ間の類似度でクラスタリングされたデータ数n_cを示した．横軸の固有周波数に対しデータ数n_cの多いものは，信頼性が高いと評価 し，橋の主要な複素固有値と考えられる．

図-4より，クラスタリングされたデータ数n_cが比

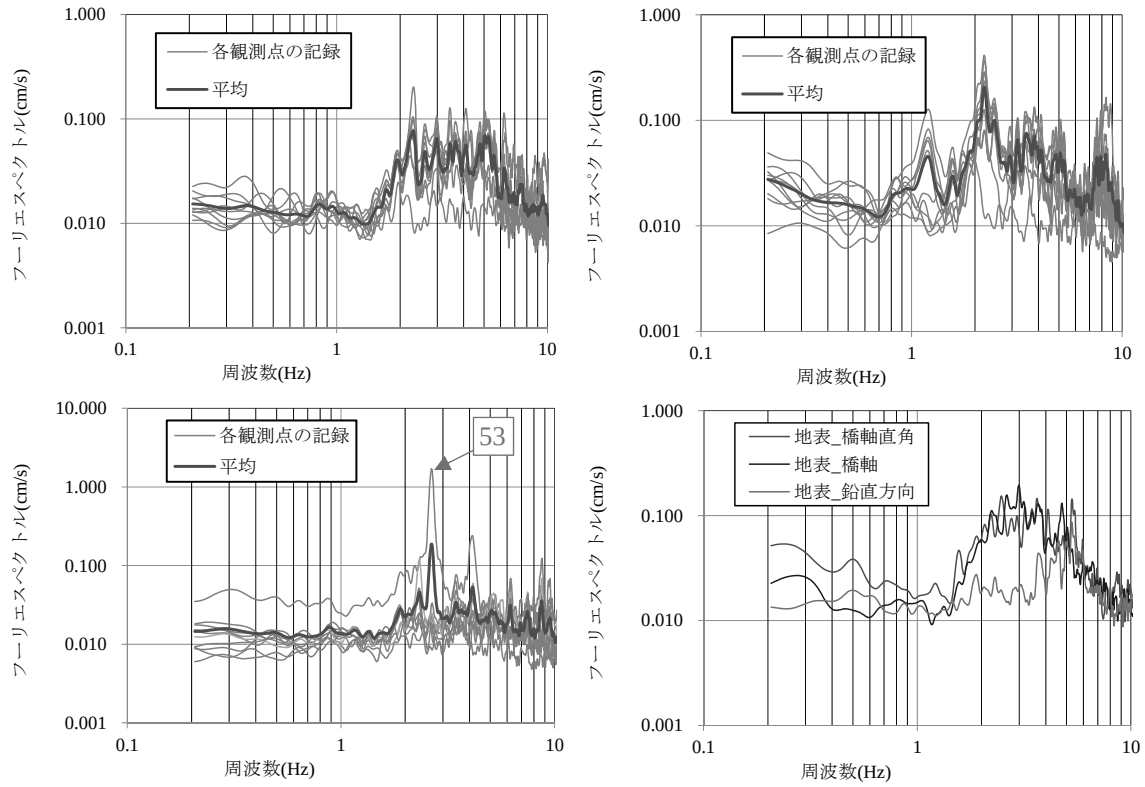


図-5　各観測点の観測記録の加速度フーリエスペクトル

（左上：構造体の橋軸方向，右上：構造体の橋軸直角方向，左下：構造体の鉛直方向，右下：地表面）

較的大きな固有振動数に着目すると，2つの検討ケースとも1.2Hz付近および2.1~2.3Hz付近に信頼性の高い複素固有値が評価された．また，地震時の入力を考慮していないCASE1と地震時の入出力を考慮したCASE2を比較すると，CASE1では全体的にばらつきがあるものの，両方の検討ケースとも大きな差異はなかった．

それぞれの検討ケースで算出した固有振動数と減衰特性を**表-4, 5**に示す．**表-4, 5**のデータ数n_cは，**図-4**で示したデータ数のグラフと対応している．**表-4, 5**より，システム同定により1.2Hz付近，2.2Hz付近，2.6Hz付近に振動モードがみられ，また，減衰特性は概ね1%と評価された．

また，システム同定の評価結果と観測波形の振動特性と比較をするため，各観測点で得られた記録の加速度フーリエスペクトルを**図-5**を示す．**図-5**より，橋軸方向は2.2Hz付近，橋軸直角方向は1.2Hz付近および2.2Hz付近，鉛直方向は2.6Hz付近に卓越周期があることが分かった．これは，システム同定で評価された振動モードと一致し，本研究で実施したシステム同定で対象橋の橋軸方向，橋軸直角方向，鉛直方向の振動モードを評価することができた．また，センサー53であるアーチ部の中央は，鉛直方向の揺れが特に大きいことが観測記録より確認できた．

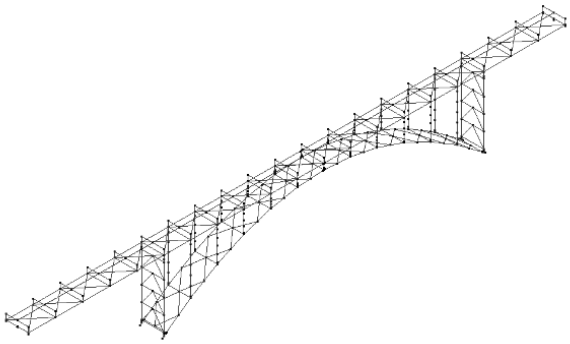


図-6　対象橋の解析モデル

4. システム同定で評価された振動特性を用いた動的解析

(1) 解析モデルの構築

解析対象は，3径間連続鋼補剛アーチ桁（鋼ランガー）である．上部工は，橋軸方向にRC床版，補剛桁（I型）および補剛桁横組み（横桁，斜材）で構成され，鉛直材および支柱部（鉛直材端部）を介してアーチリブに接続されている．また，支柱部とアーチリブにも横組み（横桁，斜材）が配置されているが，斜材の一部は座屈拘束ブレースに交換され

表-6　当初モデルの固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周　期 (秒)	累計有効質量比(%)			有効質量(tonf/G)			減衰率
			Tx	Ty	Tz	Tx	Ty	Tz	%
1	1.089	0.9186	0	0	77	0	0	980	3.30
2	1.584	0.6314	46	0	77	589	2	0	3.38
3	2.435	0.4107	46	0	77	0	0	2	3.83
4	2.785	0.3591	46	30	77	0	374	0	3.09
5	3.179	0.3146	79	34	77	408	55	0	3.21
6	3.439	0.2908	96	38	77	222	47	0	3.25
7	4.040	0.2476	96	64	77	0	332	0	3.18
8	4.455	0.2245	96	64	85	0	0	98	4.05
9	4.534	0.2206	96	64	85	0	6	0	3.03
10	4.827	0.2072	96	68	85	0	42	0	3.14
11	5.582	0.1791	96	68	85	0	0	3	3.04

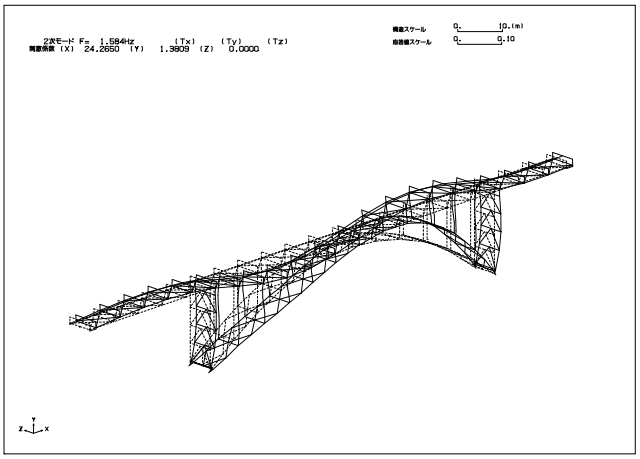


図-7　当初モデルの 1.584Hz の固有値解析結果

ている．橋台（A1, A2）は，深礎杭基礎のラーメン式橋台（A1）と直接基礎の逆T式橋台（A2），アーチ部の橋脚（P1，P2）は直接基礎として岩盤に支持された構造である．支承条件は，A1, A2橋台部は分散型支承（ゴム支承），P1, P2橋脚はピン支持となっている．なお，橋台部の橋軸方向にはシリンダー型ダンパー，橋軸直角方向には変位制限装置，P1, P2橋脚には橋軸直角方向の変形に対する引き抜き防止構造が設置されている．

解析モデルは，当初設計および補強・補修設計に用いられた諸条件を参考に構築した．上部工の斜材以外の部材は，はり要素（剛結）で構築し，斜材はトラス要素（ピン結合）を用いて線形要素でモデル化を行った．また，座屈拘束ブレースとゴム支承とシリンダー型ダンパーは非線形特性を有しているため，固有値解析および微小地震動では初期剛性（線形要素）でモデル化し，大変形時には初期剛性に対する非線形特性を考慮できるようにモデル化を行った．なお，橋脚および橋台は，岩盤に支持されているためモデル化せず，A1, A2橋台は分散型支承のせん断剛性を考慮した水平方向ばね支持， P1, P2橋脚はピン支持としてモデル化した．解析モデルを**図-6**に示す．

(2) 固有値解析

4. (1)で設計時の諸元を基に構築した解析モデル

表-7　パラメータ調整後の固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周　期 (秒)	累計有効質量比(%)			有効質量(tonf/G)			減衰率
			Tx	Ty	Tz	Tx	Ty	Tz	%
1	1.231	0.8125	0	0	78	0	0	994	3.63
2	2.134	0.4687	69	0	78	874	0	0	3.61
3	2.992	0.3342	69	36	78	1	453	0	3.19
4	3.268	0.3060	69	36	78	0	0	0	4.31
5	3.694	0.2707	96	37	78	345	18	0	3.47
6	4.307	0.2322	96	51	78	1	172	0	3.22
7	4.501	0.2222	96	51	78	0	7	0	3.14
8	5.046	0.1982	97	57	78	7	66	0	3.68

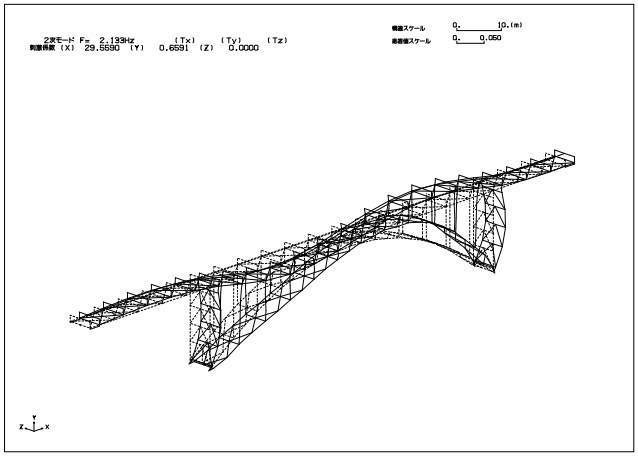


図-8　パラメータ調整後の 2.134Hz の固有値解析結果

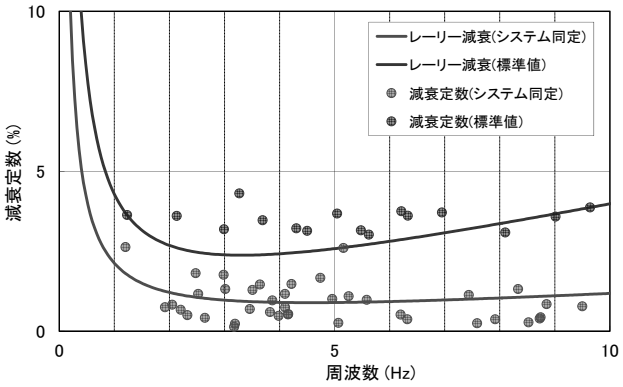


図-9　解析モデルに設定した Rayleigh 減衰

（以下，「当初モデル」という．）に対して，固有値解析を実施し，固有振動数とモード形状を算出した．固有値解析結果を**表-6**に示す．**表-6**のTxは橋軸方向，Tyは鉛直方向，Tzは橋軸直角方向を示している．モード形状の代表例として，橋軸方向Txの振動モード(1.584Hz)を**図-7**に示す．

当初モデルでは，**表-6**に示したとおり，2Hz付近に橋軸方向Txの振動モードは励起しておらず，橋軸方向Txの主要な1次振動モードは1.584Hzであった．一方，3. (2) のシステム同定で橋軸方向の卓越周波数は，約2.2Hz付近に確認された．そこで，橋軸方向Txの観測記録と解析モデルの固有振動数を整合させることを目的にパラメータ調整を行った．具体的には，**図-7**に示した橋軸方向Txのモード形状図より，橋軸方向のモード形状に影響する材料定数は，

RC床版および補剛桁の橋軸方向の直剛性，同様に上下方向の曲げ剛性とせん断剛性，支柱部の曲げ剛性，A1橋台およびA2橋台の支承部の直剛性（バネ剛性）と考えた．これらの材料定数のうち，**図-7**のモード形状が保持された状態で，固有振動数約2.1Hzを再現可能なケーススタディを実施し，RC床版のヤング係数を約3倍程度に高めることで，システム同定結果の振動モードと概ね整合のとれた解析モデルを構築した．調整モデルの2.134Hzの固有値解析結果を**図-8**に示す．

(3) 動的解析

パラメータ調整を行った解析モデルに対し，シス

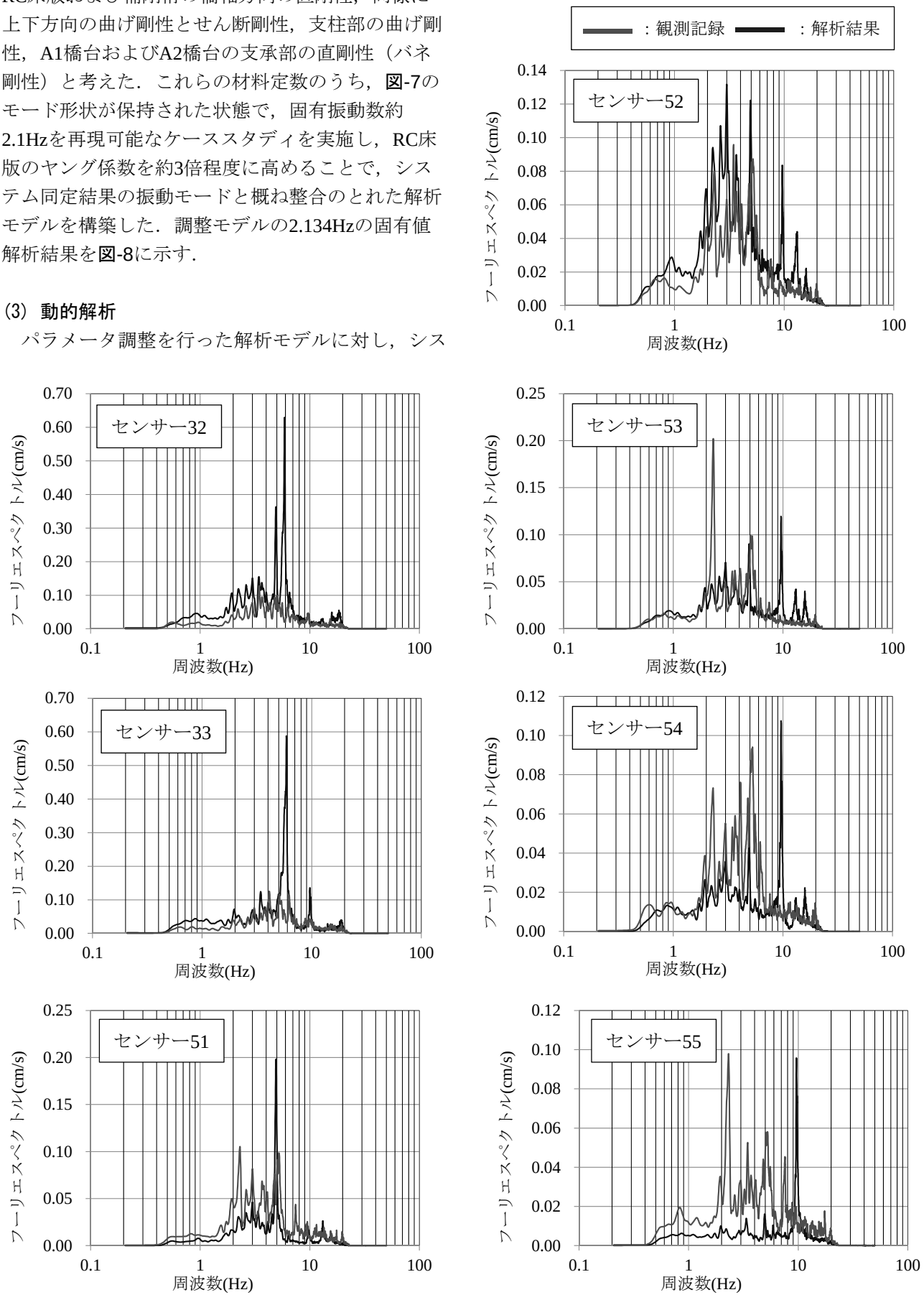


図-10　解析結果と観測記録の比較

テム同定法（SSI-COV法）で得られた減衰定数をもとにフィッティングを行ったRayleigh減衰（図-9）を設定し，直接積分法（Newmark β法）による地震応答解析を行った．なお，図-9には参考に道路橋示方書・同解説に示されている各部材の減衰特性を使用した場合のRayleigh減衰も記載した．入力地震動は，A1橋台の基部に観測記録No.11，A2橋台，P1橋脚，P2橋脚の基部に観測記録No.14を設定した多点同時入力とした．なお，入力地震動は解析コードの制約上，0.5Hz以下をカットした加速度波形を積分して，速度波形と変位波形を算出し，波形処理を施して入力している．

動的解析結果と対象橋で得られた観測点を比較した加速度フーリエスペクトルを図-10に示す．センサー番号は，図-1と対応している．青色線は動的解析の解析結果，赤色線は観測記録を示している．図-10より，動的解析の結果は，高周波成分を除き概ね一致していると考えられる．

5. まとめ

本研究では，逆ランガー橋の対象に多点で挙動モニタリングを行い，観測記録に対してシステム同定を用いることで振動特性を算出した．これにより，以下の知見が得られた．

- 橋全体系の観測記録を用いたシステム同定より，1.2Hz 付近，2.2Hz 付近，2.6Hz 付近に振動モードが確認され，減衰特性は概ね 1%と評価された．振動モードは，各観測点で観測された橋軸直角方向，橋軸方向，鉛直方向の卓越周期と一致した．
- アーチ構造の中央部の鉛直方向の観測記録は，ほかの観測記録と比較して加速度が特に大きく，ピーク振幅も卓越していることが確認できた．
- システム同定で算出した減衰特性を踏まえた動的解析を実施したところ，観測記録を概ね再現することができた．

参考文献

1) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2017. [Japan Road Association: Highway Bridge Specifications V Seismic Design, 2017]
2) 栗林栄一，岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究（III）－橋梁の振動減衰に関する実測結果－，土木研究所報告，第139号，1971.2.
3) 石井洋輔，中尾吉宏：部分空間法に基づくシステム同定を用いた橋全体系を構成する要素の振動特性の推定，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.79, No.13, 2023(掲載決定).
4) 石井洋輔，山田雅行，荒木正之，中尾吉宏：無線通信を用いた橋全体系挙動の連続観測－強震モニタリングシステムの開発－，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.79, No.13, 2023(掲載決定).
5) 肥田剛典，永野正行：部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度，日本建築学会構造系論文集，第79巻，第701号，pp. 923-932, 2014.
6) Verhaegen, M. and Dewilde, P.: Subspace model identification Part 1. The output-error state-space model identification class of algorithm, Int. J. Control, Vol. 56, No. 5, pp. 1187-1210, 1992.
7) Peeters, B.: System Identification and Damage Detection in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, 2000.
8) Magalhães, F., Cunha, A. and Caetano, E.: Online automatic identification of the modal parameters of a long span arch bridge, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 23, pp. 316-329, 2009.
9) 大島義信，山本亨輔，杉浦邦征：車両応答から推定した橋梁変位に基づく橋梁の損傷同定法，構造工学論文集，Vol. 57A, 2011.3.
10) Yun, Z. Junkai, Z. Weijian, Y. Yunzhong, J.: Structural Identification of a Concrete-Filled Steel Tubular Arch Bridge via Ambient Vibration Test Data, Journal of Bridge EngineeringVolume 22, Issue 8, 2017.