

部分空間法に基づくシステム同定による 橋梁の多点モニタリング記録を用いた振動特性の推定

石井 洋輔¹・中尾 吉宏²

¹正会員 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）

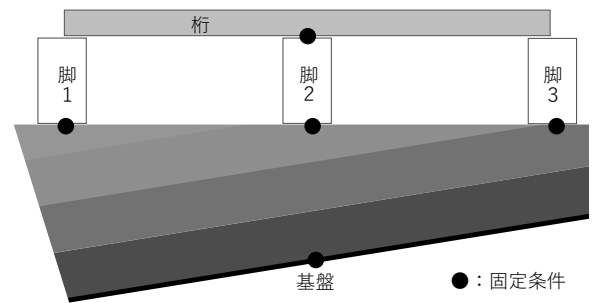
1. はじめに

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、構造物の減衰特性は設計計算をする上で重要なパラメータである。

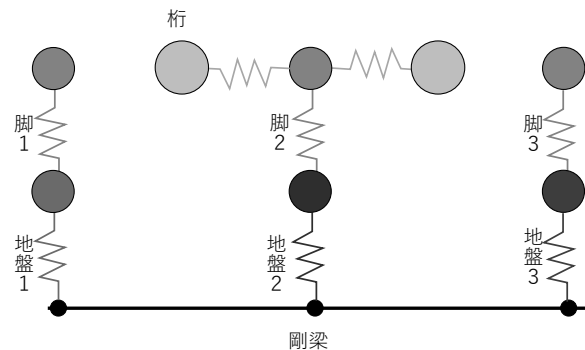
道路橋示方書・同解説¹⁾には、既往実験結果²⁾に基づいて定めた設計に用いる減衰定数が示されており、実橋の地震観測記録を用いた減衰特性の算出結果は直接反映されていない。現行基準で設計された道路橋の減衰特性の検証をするためには、十分な知見が蓄積されておらず、実測記録を踏まえた設定値の検証を進めていく必要がある³⁾。

国土技術政策総合研究所では、橋全体系の挙動観測を目的として、一つの橋に地震計を密に配置し、加速度を多点で連続観測している⁴⁾。橋全体系の挙動をきめ細やかに観測することで、橋全体系の振動特性の分析が可能になる。

そこで筆者らは、橋全体系で観測された加速度記録より、橋全体系の固有振動数と減衰特性を算出する取り組みを実施している³⁾。観測記録より橋全体系の減衰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⁾を用いた。部分空間法に基づくシステム同定（以下、「システム同定」という。）は、挙動の連続観測記録から構造物の時々刻々の振動モード等の振動特性を算出することができる^{3),5),6)}。またシステム同定は、算出に地震時挙動と常時挙動の両方を用いることが可能であり、地震時と常時の構造物の固有振動数や減衰特性を算出することができる。



(a) 模式図



(b) モデル化イメージ（面内水平振動）

図-1 本研究の対象構造物のイメージ

なお、橋は図-1(a)のように地盤-脚1、地盤-脚3、地盤-脚2-桁といった独立した構造物と地盤を含む集合である一方、全体として切り離すことのできない構造体である。地盤を介して一つの系（システム）を形成する集合体と考えることができ、面内水平振動に対するモデル化イメージは図-1(b)となる。システム同定は、様々な構造物の固有振動数やモード減衰を同定することが可能である。しかし、橋に対してシステム同定を適用する際、橋を構成する独立した構造物や周辺地盤、また橋と地盤を一体とした固有振動モードなど、種々の振動特性が算出

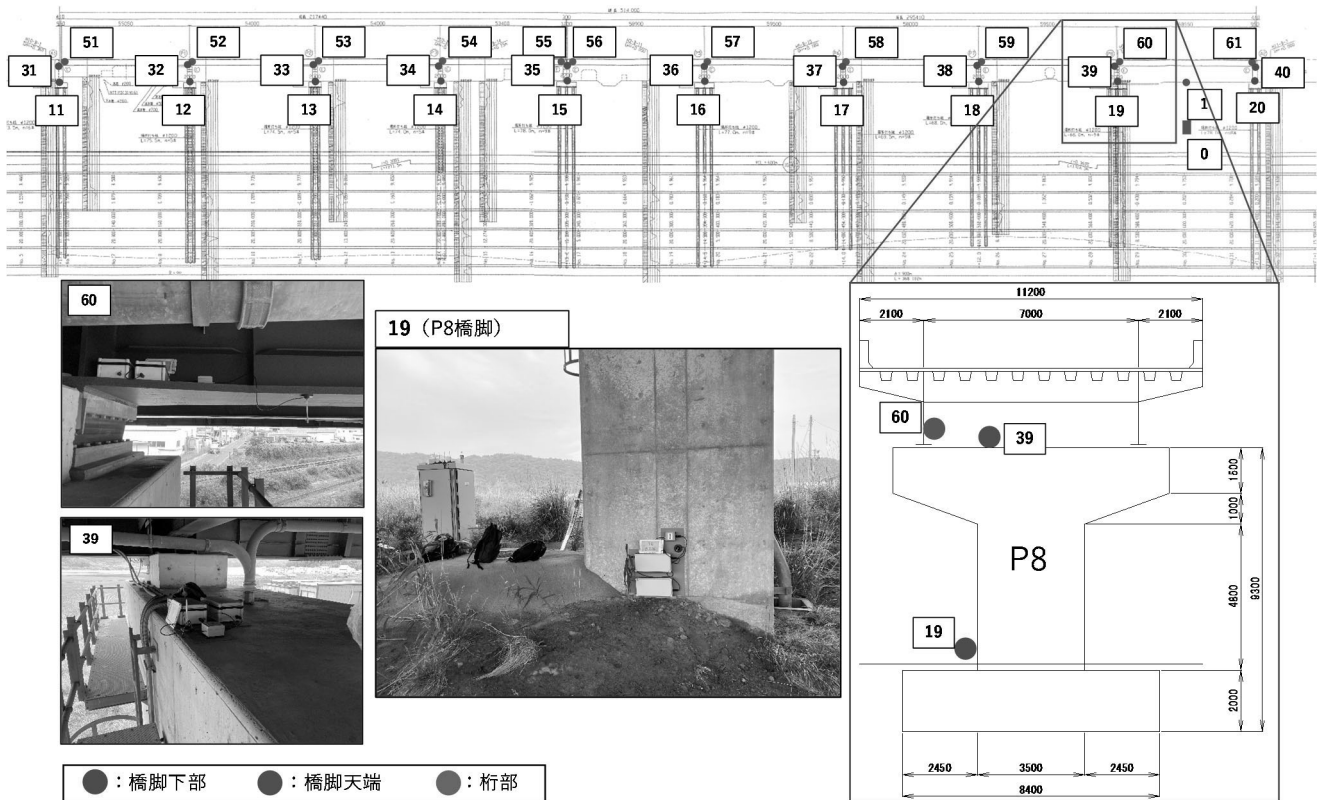


図-2 本研究の対象橋および観測システムの設置状況（数字はセンサー番号）

される。橋を対象にシステム同定を適用する際には、算出された振動特性に対し、構造物の支配的な固有振動数やモード減衰等を特定する必要がある。

本研究は、橋全体系の固有振動数や減衰特性等の振動特性を算出する手法の開発を目的とし、観測した橋全体系の挙動記録より、システム同定を用いて橋の固有振動数と減衰特性を算出した。

2. 対象橋と観測記録

観測対象橋の諸元を表-1に示す。対象橋は上下線が分離して架設されているが、本研究では上り線のみを対象とする。対象橋の地震計の設置状況を図-2に示す。上り線には、橋全体系の挙動を連続観測するため、33個（地表・地中：2箇所、構造体：31箇所）の地震計を設置した。また図-2より、対象橋は全橋脚の下部・天端および橋脚直上の桁部に地震計を設置し、観測している。観測に用いている地震計の性能を表-2に示す。なお、本地震計はバッテリー駆動で24時間常時観測および無線データ伝送を省電力で実現するため、分解能を 1mm/s^2 に設定して

対象橋で観測された記録の例を図-3に示す。図-3は、2021年10月6日2時46分ごろに発生した岩手県沖を震源とする地震（最大震度5強）で、対象橋の地

表-1 観測対象橋の諸元

橋長	514.0m（第1連：218.0m，第2連：296.0m）
支間長	55.05+2@54.0+53.4，58.9+59.5+58.0+59.5+58.55
上部工形式	鋼4径間連続鋼床版2主桁桁橋+鋼5径間連続鋼床版2主桁桁橋
下部工形式	逆T型橋台 張出式橋脚
基礎形式	場所打ち杭
地盤種別	III種地盤
適用基準	道路橋示方書・同解説（平成8年）

表-2 地震計の性能

センサー種別	加速度計
計測レンジ	$\pm 10\text{m/s}^2$
分解能	1mm/s^2
計測軸	3軸（水平2方向，上下1方向）
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	IP65
重さ	600g
電源	バッテリー

域で震度3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30～80秒付近で観測されている。

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

システム同定は、インパルス応答や差分方程式と

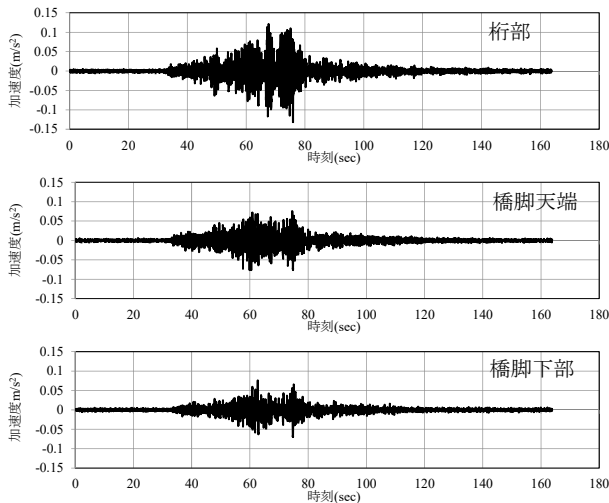


図-3 観測記録 (P8 橋脚)

いった入出力表現を介さずに、観測データの入力信号 $\{u_k\}$ と出力信号 $\{y_k\}$ から直接的に状態方程式と出力方程式のシステム行列を求める手法である。同定したシステム行列より、 i 次の複素固有値 λ_i (固有振動数 f_i 、モード減衰 h_i)と固有ベクトル $\{\phi_i\}$ を求めることができるため、観測データから構造物の振動特性 (固有振動数 f_i 、モード減衰 h_i) を推定することが可能である。本研究では、構造物の複数の地点で観測された全体系の挙動データを用いるため、全体系の振動特性を算出することができると考えられる。また、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),7),8)}、本研究の対象橋のように同期の取れた複数の信号からシステム同定を行うことに適していると考えられる。

システム同定は、入力 $\{u_k\}$ と出力ベクトル $\{y_k\}$ を用いてシステム行列を推定する入出力を用いた同定手法⁷⁾と、出力ベクトル $\{y_k\}$ のみからシステム行列を推定する同定手法⁸⁾という2種類の手法がある。本研究の対象橋は、橋脚下部に観測機器を設置しており、地震時の橋の入力と考えることが可能である。

また、入出力を用いた同定手法は地震動などが構造物に作用する場合に活用されており⁶⁾、出力のみの同定手法は、風や交通振動や常時微動などの荷重が明らかでない場合に活用されている⁸⁾。本研究の対象橋は、加速度を常時連続で記録しているため、両方の観測記録を適用することができる。

そこで本研究では、入出力を用いた同定法の一つである Ordinary MOESP法⁷⁾と、出力のみの同定法の一つである SSI-COV法⁸⁾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) 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-2の赤丸で示した橋脚下部の複数の地点で観測された記録を対象橋における地震時の入力とし、計10地点の観測記録をシステム同定の入力信号とした。また、図-2の青丸および紫丸で示した桁部と橋脚天端の観測記録を出力とし、計21地点の観測記録をシステム同定の出力信号とした。

入出力を用いた同定法 (Ordinary MOESP法) の算出式を式(1)~(4)に示す。強制加振を受ける質点系の運動方程式 (式(1)) は、状態方程式 (式(2)) と出力方程式 (式(3)) で表される。また、 $\{x(t)\}$ は式(4)で表される。

$$[M]\{\ddot{z}(t)\} + [\xi]\{\dot{z}(t)\} + [K]\{z(t)\} = -[M]\{1\}\{\ddot{u}_o(t)\} \quad (1)$$

$$\{\dot{x}(t)\} = [A]\{x(t)\} + [B]\{\ddot{u}_o(t)\} + \{w(t)\} \quad (2)$$

$$\{y(t)\} = [C]\{x(t)\} + [D]\{\ddot{u}_o(t)\} + \{v(t)\} \quad (3)$$

$$\{x(t)\} \equiv \{\{z(t)\}^T \quad \{\dot{z}(t)\}^T\}^T \quad (4)$$

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
- $[A], [B], [C], [D]$: システム行列
- $\{z(t)\}$: 変位ベクトル
- $\{x(t)\}$: 状態ベクトル
- $\{\ddot{u}_o(t)\}$: 入力ベクトル
- $\{y(t)\}$: 出力ベクトル
- $\{w(t)\}$: プロセスノイズ(ホワイトノイズ)
- $\{v(t)\}$: 観測ノイズ(ホワイトノイズ)

式(1)の運動方程式の未知量である変位 $\{z(t)\}$ や速度 $\{\dot{z}(t)\}$ は $\{x(t)\}$ 、また、入力値とする観測記録は、入力ベクトルとして $\{\ddot{u}_o(t)\}$ 、出力値とする観測記録は出力ベクトルとして $\{y(t)\}$ で表現される。

b) 出力のみの同定手法 (SSI-COV 法)

橋は、図-1に示したように、地盤と橋を一体とした一つの構造体とすると、橋を構成する構造体で観測された記録を出力として考えることができる。一方で、入力を正確に捉えることは困難である。この考えに基づき、出力のみのシステム同定は、図-2の橋の構造体に設置している31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(5)となり、状態方程式は入出力ありの同定法 (Ordinary MOESP 法) の状態方程式から入力 $\{\ddot{u}_o(t)\}$ を除いた式(6)と式(7)で表される。また、

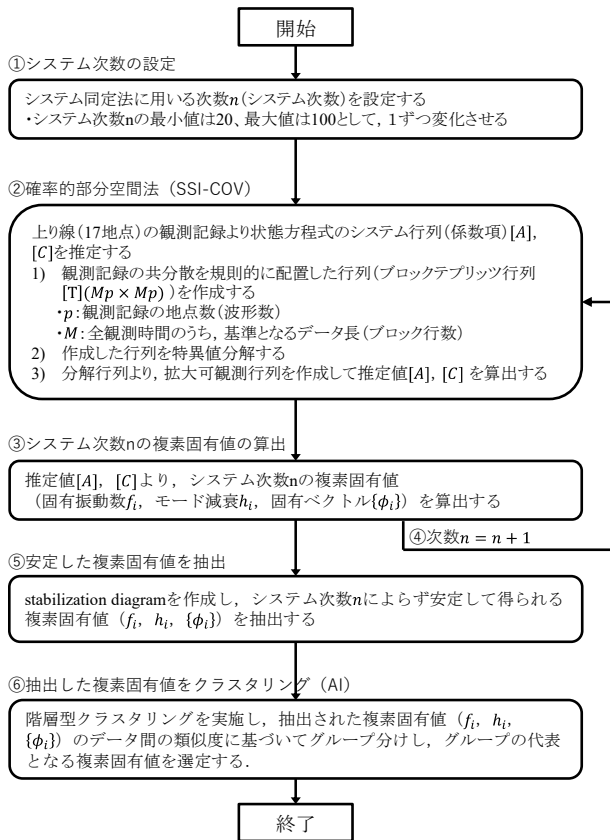


図-4 部分空間法に基づくシステム同定の検討フロー

$\{x(t)\}$ は式(8)で表される。

$$[M]\{\ddot{z}(t)\} + [\xi]\{\dot{z}(t)\} + [K]\{z(t)\} = 0 \quad (5)$$

$$\{\dot{x}(t)\} = [A]\{x(t)\} + \{w(t)\} \quad (6)$$

$$\{y(t)\} = [C]\{x(t)\} + \{v(t)\} \quad (7)$$

$$\{x(t)\} \equiv \{\{z(t)\}^T \quad \{\dot{z}(t)\}^T\}^T \quad (8)$$

ここに、

$[M], [\xi], [K]$: 質量、減衰、剛性行列

$[A], [C]$: システム行列

$\{z(t)\}$: 変位ベクトル

$\{x(t)\}$: 状態ベクトル

$\{y(t)\}$: 出力ベクトル

$\{w(t)\}$: プロセスノイズ(ホワイトノイズ)

$\{v(t)\}$: 観測ノイズ(ホワイトノイズ)

式(5)の運動方程式の未知量である変位 $\{z(t)\}$ や速度 $\{\dot{z}(t)\}$ は $\{x(t)\}$ 、また、出力値とする観測記録は出力ベクトルとして $\{y(t)\}$ で表現される。

c) システム同定のフローと検討ケース

本研究で実施したシステム同定の算出フローを図-4に示す。

表-3 部分空間法に基づくシステム同定の検討ケース

分類	項目	CASE1 地震時(入力あり)	CASE2 地震時(入力なし)	CASE3 常時(入力なし)
システム同定 ①~④	手法	Ordinary MOESP法	SSI-COV法	SSI-COV法
	時間間隔 Δt	0.04 s	0.04 s	0.04 s
	入力点数	橋脚・橋台下部9箇所 の観測記録(前処理後) 橋軸方向1成分	-	-
	出力点数	橋脚・橋台上部10箇所と 桁部10箇所の観測記録(前 処理後) 橋軸方向1成分	橋脚・橋台下部9箇所と 橋脚・橋台上部10箇所と 桁部10箇所の観測記録 (前処理後) 橋軸方向1成分	橋脚・橋台下部9箇所と 橋脚・橋台上部10箇所と 桁部10箇所の観測記録 (前処理後) 橋軸方向1成分
	波形長さ	2021/10/06 02:46:20.00 ~ 02:48:20.00 (120 s間)	2021/10/06 02:46:20.00 ~ 02:48:20.00 (120 s間)	2021/10/06 02:42:00.00 ~ 02:46:00.00 (240 s間)
	サンプル数 N	3000	3000	6000
	ブロック行数 M	99	100	100
複素固有値抽出 ⑤	システム次数 最大値 n_{max}	100	100	100
	システム次数 最小値 n_{min}	20	20	20
	固有振動数 安定判定閾値 ϵ_f	0.03	0.03	0.03
	モード形状 安定判定閾値 ϵ_φ	0.03	0.03	0.03
	減衰の上限 h_{max}	0.4	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)		

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部分空間法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)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 $\{\phi_i^{(n)}\}$ ($1 \leq i \leq n$)で、(9)式と(10)式を満たす固有振動数 $f_j^{(n+1)}$ 、モード形状 $\{\phi_j^{(n+1)}\}$ ($1 \leq j \leq n+1$)が存在する場合には、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。

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

$$1 - \text{MAC}(\{\phi_i^{(n)}\}, \{\phi_j^{(n+1)}\}) < 0.03 \quad (10)$$

$$\text{MAC}(\{\phi_i^{(n)}\}, \{\phi_j^{(n+1)}\}) = \frac{|\{\phi_i^{(n)}\}^T \{\phi_j^{(n+1)}\}|^2}{(\{\phi_i^{(n)}\}^T \{\phi_i^{(n)}\}) (\{\phi_j^{(n+1)}\}^T \{\phi_j^{(n+1)}\})} \quad (11)$$

ここに、

$f_i^{(n)}$: システム次数 n の i 番目の固有振動数

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

MAC : モード信頼性評価基準

* : 複素共役

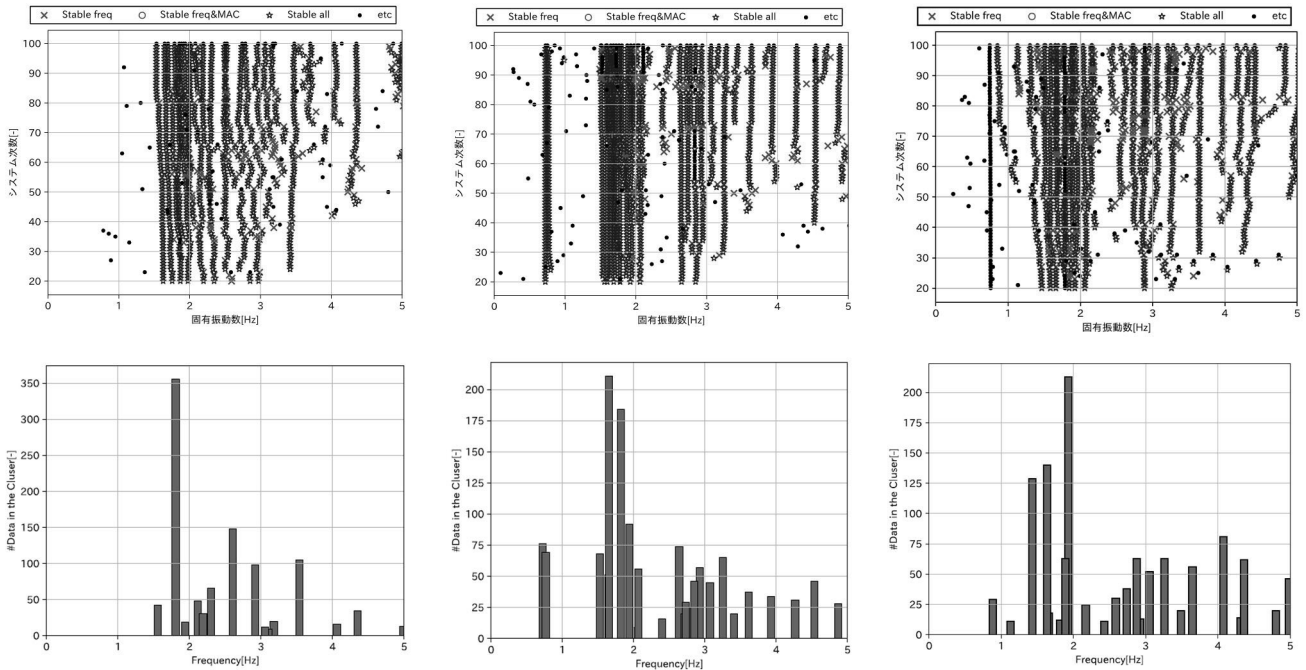


図-5 安定化ダイアグラム (上図) とクラスタリングされたデータ数 n_c (下図)
(左から, CASE1, CASE2, CASE3)

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-3に示した、微弱な地震を観測した記録と交通振動を含む常時記録を抽出し、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。また解析ケースは、橋脚下部の複数の入力信号を考慮した場合としない場合の比較を目的として設定した。具体的には、CASE1は、地震時の観測記録を対象に全橋脚の下部を入力として全橋脚の天端および桁部を出力とした。CASE2は、地震記録を対象とし、橋で観測された全地点を出力とした。CASE3は、常時の記録を対象とし、CASE2と同様に橋で観測された全地点を出力とした。

(2) システム同定による振動特性の評価

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-5に示す。図-5の安定化ダイアグラムの凡例は、システム次数 n を $n=20$ から 100 まで変化させた場合に、「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 (☆)」、「固有振動数のみ相関がある場合は (x)」、「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 (●)」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 n 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⁹⁾。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と考えられる。また、図-5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。一方、データ数 n_c が少ないものは、橋を構成する要素の複素固有値として考えられるものの、主要な複素固有値と判断することは困難である。

図-5より、3つの検討ケースとも1.8Hz付近に信頼性の高い複素固有値が評価された。また、地震時の入出力を考慮したCASE1と地震時の入力のみを考慮していないCASE2を比較すると、CASE2では0.7~0.8Hz付近に信頼性の高い複素固有値が確認された。

システム同定で評価された固有振動数より、地盤の固有振動数を特定するため、対象橋の周辺で地盤の微動観測を実施した。微動観測に用いた機器の仕様を表-4に示す。微動観測は、図-6に示す橋の直下および橋の振動の影響が小さいと考えられる地盤で実施した。

微動記録より算出したH/Vスペクトルのピーク周波数とピーク振幅を図-7に示す。H/Vスペクトルの算出には、観測時間の中で擾乱の少ないデータを5区間抽出し、水平成分を相乗平均した。また、水平成分、鉛直成分ともにバンド幅0.2HzのParzen windowに基づくフィルター処理をした。

図-7より、地盤の固有振動数は0.6~0.7Hzと評価さ

表-4 微動観測に用いた装置の仕様

センサー種別	速度計
計測レンジ	3.92m/s
分解能	24bit
計測軸	3軸（水平2方向，上下1方向）
観測方式	連続観測
サンプリング周波数	100Hz



図-6 微動観測状況（左：橋の直下，右：地盤）

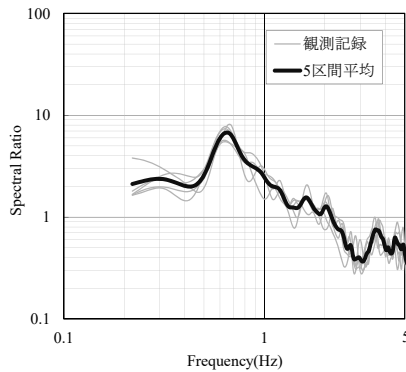
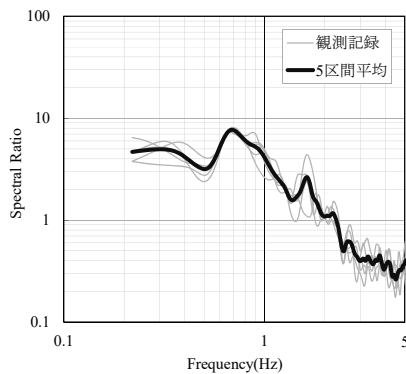


図-7 H/V スペクトル
（上：橋の直下，下：地盤）

れ，システム同定で算出された0.7~0.8Hzと概ね対応する結果となった。

以上より，CASE1で橋脚下部への入力の影響が考慮されたことで，地盤の振動特性の影響が除かれ，CASE2では地盤の固有周期帯が現れていると考えられる．本研究で実施した検討より，橋脚下部の観測記録を入力としたOrdinary MOESP法を用いることで，地盤振動特性に影響されず，橋を構成する構造物の振動特性を特定できる可能性が示唆された。

また，地震時の観測記録を対象としたCASE2と常

表-5 CASE2 のシステム同定で算出した固有振動数とモード減衰

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} (%)	
1	0.7235	0.0006	1.3123	0.0834	99.85	0.21	76
2	0.7647	0.0081	4.0442	0.1701	99.45	0.75	73
3	1.5248	0.0082	0.9331	0.3290	95.60	4.27	72
4	1.6461	0.0021	0.2333	0.0242	93.66	4.53	54
5	1.6479	0.0558	0.7106	0.4599	92.09	2.89	189
6	1.6744	0.0029	0.3376	0.0238	96.20	1.02	13
7	1.8103	0.0473	0.6693	0.3660	93.62	3.21	222
8	1.9357	0.0120	0.6732	0.1971	94.86	3.64	85
9	2.0039	0.0005	0.6989	0.0413	99.71	0.19	13
10	2.0231	0.0109	0.8175	0.2726	95.44	3.96	20
11	2.0764	0.0157	0.4936	0.2489	95.54	2.95	67
12	2.1857	0.0309	1.5032	0.6118	92.96	3.80	11
13	2.4670	0.0125	1.8440	0.1843	97.88	1.67	12
14	2.6340	0.0115	0.8324	0.1274	98.50	2.16	79
15	2.7229	0.0109	0.5629	0.0706	94.63	6.45	48
16	2.8432	0.0105	0.4974	0.3348	92.40	5.05	63
17	2.9305	0.0162	0.7565	0.4123	91.35	5.67	54
18	3.0666	0.0091	0.5316	0.1799	93.61	4.17	32
19	3.1731	0.0042	0.6742	0.0952	99.05	0.98	14
20	3.2504	0.0071	1.0888	0.1015	97.80	1.19	46
21	3.4280	0.0097	0.5495	0.0630	98.04	1.16	34
22	3.6363	0.0139	1.5860	0.0965	97.85	4.04	51
23	3.9334	0.0059	0.4810	0.0455	99.21	0.88	46
24	4.2692	0.0038	0.7418	0.0589	98.82	1.05	37
25	4.5363	0.0010	0.3924	0.0706	99.07	0.96	49
26	4.7023	0.0108	0.7121	0.0540	99.47	0.21	14
27	4.8681	0.0128	0.4030	0.0422	95.72	1.07	34
28	5.0917	0.0066	0.0334	0.0101	99.00	3.02	13
29	5.2170	0.0205	0.9791	0.1729	98.19	3.14	45
30	5.7945	0.0037	0.3942	0.0865	99.73	0.35	8
31	5.8821	0.0030	0.2505	0.0136	98.89	1.45	55
32	6.1613	0.0189	0.3226	0.0518	95.96	5.40	40
33	6.3285	0.0259	0.4535	0.0880	96.35	0.66	14
34	6.3946	0.0045	0.2049	0.0586	98.18	0.92	30
35	6.7428	0.0247	0.7407	0.1278	98.07	1.46	23
36	7.2248	0.0154	0.3010	0.0776	99.21	0.34	30

時の観測記録を対象としたCASE3は，概ね類似した安定化ダイアグラムを示している．これは，地震時の入力小さいため，どちらの検討ケースも橋の線形状態の振動特性を示しており，評価結果に大きな差が生じなかったことが考えられる。

なお，CASE1の検討では，橋脚下部の入力を考慮したことで，地盤振動特性の影響が除かれたことが考えられるが，その際に基礎構造物の振動特性も併せて除かれている可能性がある．よって本研究では，CASE2が基礎構造物を含めた橋および橋を構成する構造物の振動特性を示していると考え，CASE2の評価結果を用いて対象橋の固有振動数とモード減衰を算出した。

算出した固有振動数とモード減衰を表-5に示す．表-5のデータ数 n_c は，図-5で示したデータ数のグラフと対応している．そこで本研究では，CASE1との比較により確認された地盤の固有振動数と考えられる0.7~0.8Hzを除き，データ数 n_c の多いものから順番に $n_c=50$ 程度までを対象橋を構成する構造物の主要な複素固有値と考えた．表-5より，本研究の対象波形を用いたシステム同定より，対象橋の主要な固有振動数は概ね1.8Hz程度，減衰特性は概ね1%程度と評価された。

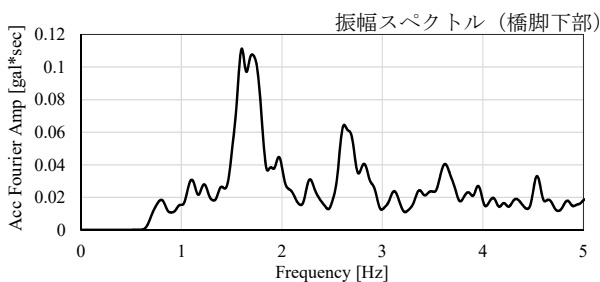
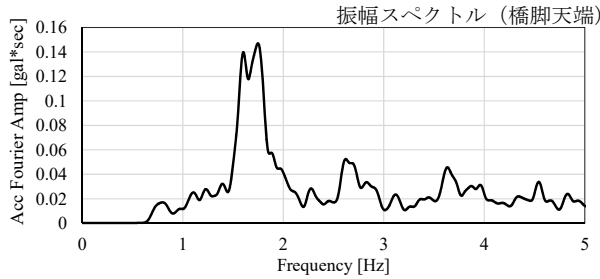
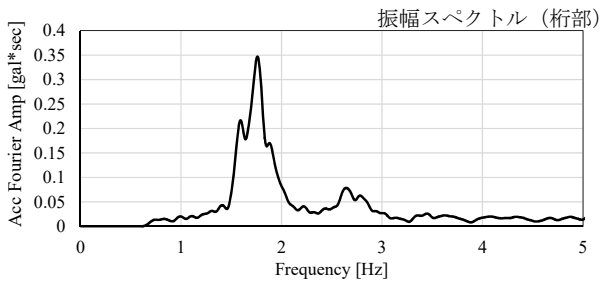


図-8 フーリエ振幅スペクトル (P8 橋脚)

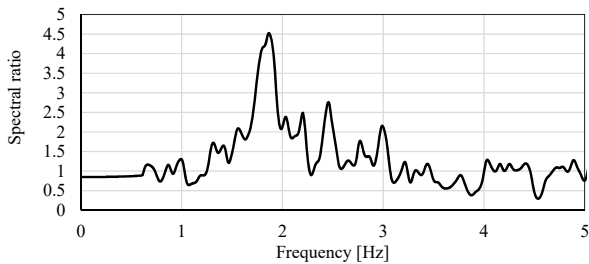


図-9 橋脚下部－桁部のフーリエスペクトル比

4. 部分空間法に基づくシステム同定で評価された固有振動数の検証

(1) 観測記録より算出した固有振動数

システム同定で評価された固有振動数より、橋を構成する構造物の固有振動数を特定するため、観測記録のフーリエ振幅スペクトルのピーク周期を算出した。算出したフーリエスペクトルを図-8に示す。振幅スペクトルを計算する際に、観測波形にバンド幅0.1HzのParzen windowに基づくフィルター処理をした。また、桁部と橋脚下部のフーリエスペクトルの比を図-9に示す。

図-8、-9より、観測記録は、1.6~1.8Hzで卓越する傾向がみられた。なお、このピーク周期は他の橋脚

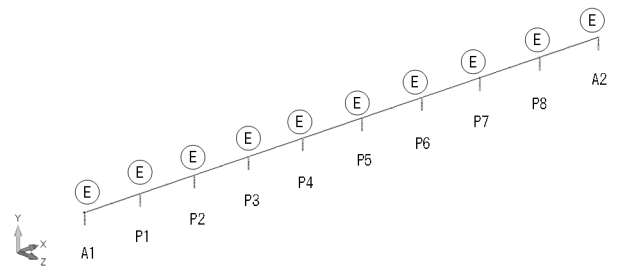


図-10 橋全体系の解析モデル

表-6 固有値解析で算出した固有振動数

次数	振動数 (Hz)	周期 (秒)	累計質量比 (%)		有効質量 (ton)	
			橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角
1	1.335	0.749	0	0	0	38
2	1.471	0.680	0	0	1	0
3	1.529	0.654	0	0	1	4
4	1.769	0.565	0	2	21	139
5	1.794	0.557	57	2	5379	1
6	1.832	0.546	57	4	1	193
7	1.838	0.544	57	4	33	1
8	2.184	0.458	57	4	0	0
9	2.302	0.434	57	4	0	0
10	2.536	0.394	57	15	0	1086
11	2.818	0.355	57	24	0	855
12	5.449	0.184	59	24	174	0
13	5.540	0.181	63	24	341	0
14	5.940	0.168	65	24	256	0
15	7.133	0.140	66	24	23	0
16	7.649	0.131	68	24	196	0
17	8.293	0.121	68	24	18	0
18	8.367	0.120	69	24	132	0
19	8.496	0.118	70	24	94	0
20	8.606	0.116	76	24	571	0
21	8.710	0.115	77	24	75	0
22	8.823	0.113	78	24	62	0
23	8.922	0.112	82	24	400	0
24	10.914	0.092	82	24	30	0
25	10.921	0.092	82	33	0	820
26	11.620	0.086	85	33	255	0
27	11.653	0.0858	85	33	35	0
28	11.864	0.084	85	37	0	364
29	11.890	0.084	85	38	0	80
30	11.990	0.083	85	51	0	1249
31	12.372	0.081	86	51	77	0
32	12.396	0.081	90	51	350	0
33	12.426	0.080	91	51	108	0
34	12.518	0.080	91	60	0	852
35	12.568	0.080	93	60	201	0
36	13.286	0.075	94	60	95	6
37	13.637	0.073	94	68	1	751
38	13.902	0.072	94	68	0	2
39	13.916	0.072	94	70	0	230
40	13.937	0.072	94	71	0	26
41	13.960	0.072	94	100	0	2790
42	14.268	0.070	96	100	156	0
43	14.305	0.070	98	100	212	0
44	14.340	0.070	100	100	169	0
45	14.698	0.068	100	100	27	0
46	15.954	0.063	100	100	0	0
47	20.475	0.049	100	100	0	0
48	20.987	0.048	100	100	0	0
49	24.716	0.040	100	100	0	0
50	26.777	0.037	100	100	0	0

の観測記録でも同様の傾向がみられ、本研究の対象橋は、1.6~1.8Hzに支配的な振動モードが存在することが考えられ、システム同定で得られた固有振動数と対応する結果となった。

(2) 橋の解析モデルより算出した固有振動数

システム同定で評価された固有振動数より、橋を構成する構造物の固有振動数を特定するため、解析モデルを構築して検証した。本研究で構築した解析モデルを図-10に示す。解析モデルは、対象橋を線形はり要素で構築し、支承部を水平力分散構造、基礎は基礎ばねとして設定した。

構築した解析モデルの固有値解析結果を表-6に示す。表-6より、解析モデルの橋全体系の固有振動数は1.79Hzと評価され、システム同定で算出された固有振動数および観測波形のピーク周期と概ね一致した。これにより、システム同定で評価された固有振動数は、対象橋の支配的な振動モードであることが考えられる。

5. まとめ

本研究では、橋全体系の挙動観測記録を基にシステム同定を実施し、固有振動数と減衰特性を評価することでシステム同定の橋の挙動観測記録への適用可能性を検証した。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、対象橋の主要な固有振動数は 1.8Hz と評価され、観測記録や解析モデルに基づく固有振動数と概ね一致したことより、システム同定で評価された固有振動数は、対象橋の支配的な振動モードであることが考えられる。
- ・ 本研究の対象波形を用いたシステム同定より、対象橋の減衰特性は概ね 1%程度と評価された。
- ・ 橋脚下部の観測記録を入力とした Ordinary MOESP法より、地盤振動特性に影響されず、橋を構成する構造物の固有振動数を特定できる可能性を確認した。

なお、本研究で評価された減衰特性は、弱い地震の記録での結果であり、今後、本研究の対象記録よ

り大きいエネルギーの記録で同様の検討を実施し、本研究で推定された減衰特性の算出結果と比較検証する。また、別の形式の橋で観測された記録にシステム同定を適用することを実施し、適用性や算出結果を検証する。

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.
- 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，八木悟，山田雅行，坂口剛，増田仁，片岡正次郎：部分空間法に基づくシステム同定による橋全体系の減衰特性の推定，第41回地震工学研究発表会講演論文集，2021.9.
- 4) 石井洋輔，山田雅行，羽田浩二，荒木正之，増田仁，片岡正次郎：地盤－橋全体系の強震モニタリングシステムの構築へ向けた技術検証，日本地震工学会・大会-2020梗概集，2020.
- 5) 石井洋輔，八木悟，山田雅行，坂口剛，増田仁，片岡正次郎：部分空間法に基づくシステム同定を用いた盛土構造物の地震中の固有周期変化の推定，第41回地震工学研究発表会講演論文集，2021.9.
- 6) 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. 932-932, 2014.
- 7) 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.
- 8) Peeters, B.: System Identification and Damage Detection in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, 2000.
- 9) 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.