

## 地震観測データを用いた遷移型 MCMC による既存橋梁の応答推定

関東学院大学大学院 学生会員 ○藤田玲於奈 関東学院大学 秋山諒太  
 関東学院大学 正会員 北原 武嗣 関東学院大学 正会員 大谷友香

## 1. 序論

建設後、数十年以上経過した構造物の維持管理が重要な背景の元、種々の作用下で生じた部材損傷や経年劣化などの影響を考慮した残存性能を精度よく評価することが求められている。特に地震大国である我が国において非線形領域における残存耐震性能を評価することは重要な課題である。

本研究では、地震観測データを用いることで現有構造パラメータを精度よく推定する手法として、ベイズ推論の一手法である遷移型マルコフ連鎖モンテカルロ法 (TMCMC) に着目し、サンプル間相関を低減する工夫を加えた相関低減型 TMCMC を適用した。本手法による既存免震橋梁の構造パラメータ更新および地震応答値の推定を試みた。この際、質量に関する事前情報量や観測ノイズの大きさなどが推定結果に与える影響に着目して検討した。

## 2. 解析概要

## 2.1 解析モデル

鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) を有する、既存免震橋梁を解析対象とし、図-1 に示すような基礎固定の2自由度系ばね-質点系にモデル化した。表-1 に構造諸元を示す。地震応答解析において、免震支承は0%、RC 橋脚は2%の減衰定数を与え、Rayleigh 減衰として設定した。免震支承と橋脚の履歴復元力特性は、それぞれバイリニアモデルと劣化型武田モデル (降伏後剛性は0の完全塑性) とした。

本研究では、免震支承と橋脚の経年劣化を力学的特性の変化として考慮することとした。文献を参考に経年後の値を表1に現有値として示している。上部構造の質量  $M_S$ 、RC 橋脚の質量  $M_P$ 、剛性  $K_P$ 、および降伏荷重  $Q_P$ 、免震支承の一次剛性  $K_{b1}$ 、二次剛性  $K_{b2}$ 、降伏荷重  $Q_B$  の7つのパラメータを同定対象とした。

## 2.2 疑似地震観測データ

ベイズによるモデル更新に用いる観測データとし

て、構造物の地震時応答を観測することを想定している。ここでは、実際の観測データではなく疑似的にモデル応答結果を観測データとして用いることとした。入力には道路橋示方書レベル2の標準波6波を用いた。観測データには測定誤差として種々のノイズが無視できないため、応答加速度波形にホワイトノイズをRMS値に対して1, 3, 5, 10%付加するものとした。

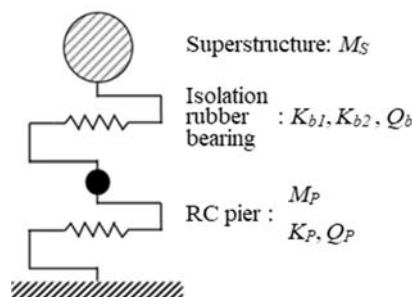


図1 解析モデル図

表1 構造諸元

構造パラメータ		設計値 [A]	現有値 [B]	B/A
上部構造	質量 $M_S$ (ton)	604.0	604.0	1.0
免震支承	降伏荷重 $Q_b$ (MN)	1.118	0.559	0.5
	初期剛性 $K_{b1}$ (MN/m)	40.00	48.00	1.2
	降伏後剛性 $K_{b2}$	6.000	7.200	1.2
RC 橋脚	質量 $M_P$ (ton)	346.2	346.2	1.0
	降伏荷重 $Q_P$ (MN)	3.374	2.024	0.6
	初期剛性 $K_P$ (MN/m)	110.10	88.080	0.8

## 2.3 ベイズ更新

モデル応答と観測データの一致度としてユークリッド距離を用い、ガウス関数型の近似尤度を設定し、サンプリング手法として遷移型マルコフ連鎖モンテカルロ法 (TMCMC) を用いた。7つの推定パラメータの絶対値にはかなりの大小があるため、それぞれ当初の設計値に対する比としてベイズ更新を実施した。表1の最右列に劣化後の値を設計値で除した値 (推定すべき正解値) を示す。質量以外のパラメータ事前分布は0.3~1.5の範囲の一様分布とし、TMCMC

のサンプルサイズは2500個とした。事前情報量による影響を検討するため、質量のみ事前分布範囲を0.7~1.3, 0.8~1.2, 0.9~1.1と変更した場合を想定した。

### 3. 検討結果と考察

#### (1) パラメータ更新

それぞれの事前分布範囲ケースとも観測ノイズの影響はほぼ同様の傾向を示した。最も傾向が顕著な広事前分布範囲0.3~1.5のケースを図示する。図2に質量の事前分布範囲0.3~1.5とした場合の推定値(事後分布の最頻値)最頻値と観測ノイズの関係を示す。すべてのパラメータとも観測ノイズの影響はあまり受けずにほぼ一定の推定結果が得られていることがわかる。つぎに図3に事前分布範囲0.3~1.5の推定精度(事後分布の変動係数)と各観測ノイズの関係を示す。免震支承の2次剛性は変動係数が2%程度と推定精度が高く、他のパラメータの変動係数が10~12%程度となり、ノイズが大きいくほど精度の低くなる傾向がみとれる。

最後に、図4に事前分布範囲による推定精度の変化を示す。事前分布範囲が狭くなるほど推定の精度が高くなることが分かる。特に、0.8~1.2もしくは0.9~1.1と質量に関する事前情報量が多いと考えられる場合、すべてのパラメータの変動係数が2~4%程度の変動係数と推定精度が高くなっている。一方、免震支承の2次剛性はあまり事前情報範囲の影響を受けず推定精度が高いことがわかる。

#### (2) 応答値の推定

実適用ではパラメータ真値を知ることは困難であり、現実にはモデル応答値が観測値をどの程度推定出来ているかが重要である。この観点から、レベル2タイプ1標準波による更新パラメータ3ケースを用いて、それぞれ、他のレベル2標準波5波を入力とした応答値の推定精度を検討した。真値のパラメータによる応答値との誤差を表2に示す。応答変位の方が応答加速度よりも3~5倍程度、最大応答値の方がRMS値よりも1.1~2倍程度、誤差が大きいことがわかる。ただし最も誤差が大きい橋脚の最大応答変位でも2.6%程度にとどまっており、十分な精度で応答値が推定できているといえる。

### 4. 結論

既存免震橋梁を対象に、地震応答データを観測データとして構造パラメータ更新と応答値推定の検討

を行った。事前分布として十分な情報が存在すれば観測ノイズの影響も小さく構造パラメータの推定精度が高くなること、また、推定したパラメータによる標準波の応答は観測を十分な制度で推定出来ていることを示した。周期特性の差異が大きい異なる観測波を入力とした検討が課題といえる。

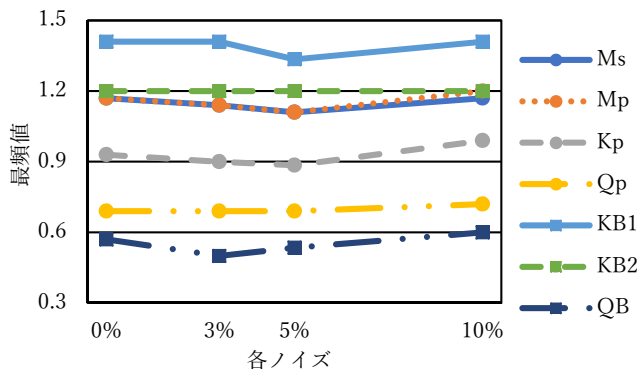


図2 推定値とノイズの関係 (事前分布 0.3~1.5)

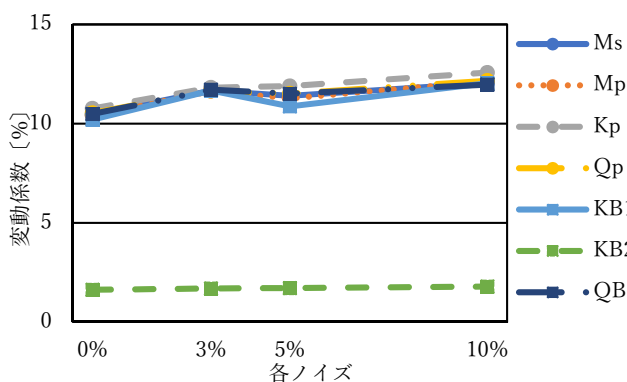


図3 推定精度とノイズの関係 (事前分布 0.3~1.5)

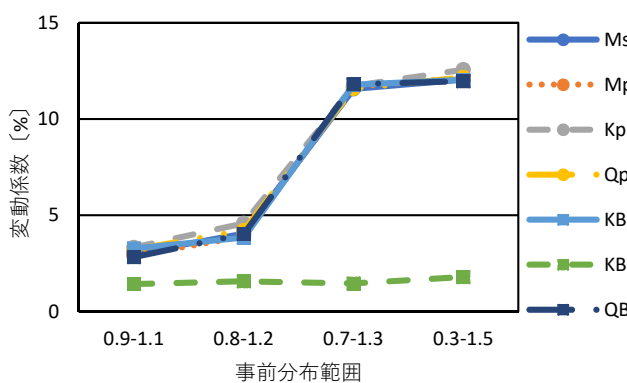


図4 事前分布範囲と推定精度の関係

表2 モデル応答と観測値の誤差 (%)

	応答加速度		応答変位	
	最大値	RMS	最大値	RMS
上部構造	0.373	0.339	1.729	0.824
橋脚	0.878	0.454	2.644	2.471