

# Pushover 解析を用いた免震鋼製橋脚の 弾塑性地震応答の推定法

宇佐美勉<sup>1</sup>・金田一智章<sup>2</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

<sup>2</sup>正会員 工修 三菱重工株式会社 広島製作所 (〒733-8553 広島市西区観音新町4丁目6番22号)

本論文は、著者らが先に提案した多層鋼製ラーメン橋脚の弾塑性地震応答の推定手法を免震橋脚に適用したものである。すなわち、鋼製橋脚と免震支承を組み合わせた免震鋼製橋脚に、慣性力に相当する水平荷重を静的に終局状態まで加えてゆく Pushover 解析を実施し、その結果から元の構造物 (MDOF) と等価な 1 自由度系モデル (ESDOF) を構築し、ESDOF の地震応答解析から MDOF の応答量を推定する方法である。この方法によって推定された地震応答量の最大値は免震鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験結果とよく一致することが示されている。

**Key Words :** *pushover analysis, steel bridge pier, seismic isolator, equivalent single-degree-of-freedom model.*

## 1. 緒言

免震支承を持つ鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析では、最も簡略化した場合でも 2 自由度系モデルで解析が行われている<sup>1)</sup>。この手法では、免震支承と鋼製橋脚の各々に対し、復元力を精度よく表現できるモデルが必要であり、解析も複雑になる。著者らは、多層鋼製ラーメン橋脚 (MDOF) を、Pushover 解析を通して等価な 1 自由度モデル (ESDOF) に置換し、その弾塑性地震応答解析から MDOF の応答値を精度良く推定する方法を提案している<sup>2)</sup>。本論文は、その手法を免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析に適用し、解析結果の精度を鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) を用いて行ったハイブリッド地震応答実験結果<sup>3)</sup>により検証したものである。

## 2. 等価 1 自由度モデルによる応答値推定の概要

ここでは、文献 2) の方法を参考に、Pushover 解析に基づく等価 1 自由度モデルの作成方法と、これを用いた免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の推定法の流れについて述べる。Pushover 解析は、上部構造重量に相当する一定鉛直力を加えた状態で、慣性力に相当する水平力を終局状態に至るまで単調に増大させていく静的弾塑性解析である。その際、水平力は相互の比を一定に保ちながら増大させていく。免震橋脚の場合、上部構造質量を  $M_U$  および橋脚の全質量の 30% を  $M_P$  としてそれを橋脚頂部に集中させた 2 質点系モデル (図-1(A)) を考えると、橋脚に作用させる荷重は図-1(A) のよう

になる。ただし、慣性力の高さ方向の分布は一定としている。図-1(A) において、水平力は上部構造質量に作用する慣性力を基準にし、それを  $\lambda_f$  とすると、橋脚頂部の水平力は  $\lambda_f \cdot M_P/M_U$  となる。Pushover 解析では、鉛直力  $P$  を一定に保ちながら  $\lambda_f$  を徐々に増加させ、終局状態に至るまで弾塑性有限変位解析を行うことになる。すなわち、 $\lambda_f$  を荷重係数とする。解析の流れは次のようになる。

- ① Pushover 解析の結果、 $V - \delta_U$  関係 (図-1(B)) および  $\beta - \delta_U$  (図-1(C)) 関係が求められる。ここで、 $V$  はベースシア、すなわち全水平力の和であり、免震鋼製橋脚の場合  $V = \lambda_f \cdot (1 + M_P/M_U)$  である。また、 $\delta_U$  は上部構造の位置での水平変位であり、 $\beta$  は橋脚頂部変位  $\delta_P$  と上部構造変位  $\delta_U$  の比である。すなわち

$$\beta = \frac{\delta_P}{\delta_U} \quad (1)$$

である。また、図中の終局点の判定条件は後述する。

- ② Pushover 解析より得られた  $V - \delta_U$  関係 ((図-1(B))) をトリリニアに近似する (図-2)。ここで、A 点は免震支承 (LRB) の降伏点、B 点は鋼製橋脚の降伏点であり、 $K_{1e}, K_{2e}, K_{3e}$  はそれぞれ第 1, 第 2, 第 3 剛性である。
- ③ 以下に示す ESDOF (等価 1 自由度系) への変換式 (2)~(6) を用いて  $V - \delta_U$  関係を ESDOF の水平力—水平変位関係 (復元力特性)  $H^* - \delta^*$  関係に変換する。さらに、ESDOF の質量  $M^*$ 、減衰係数  $C^*$

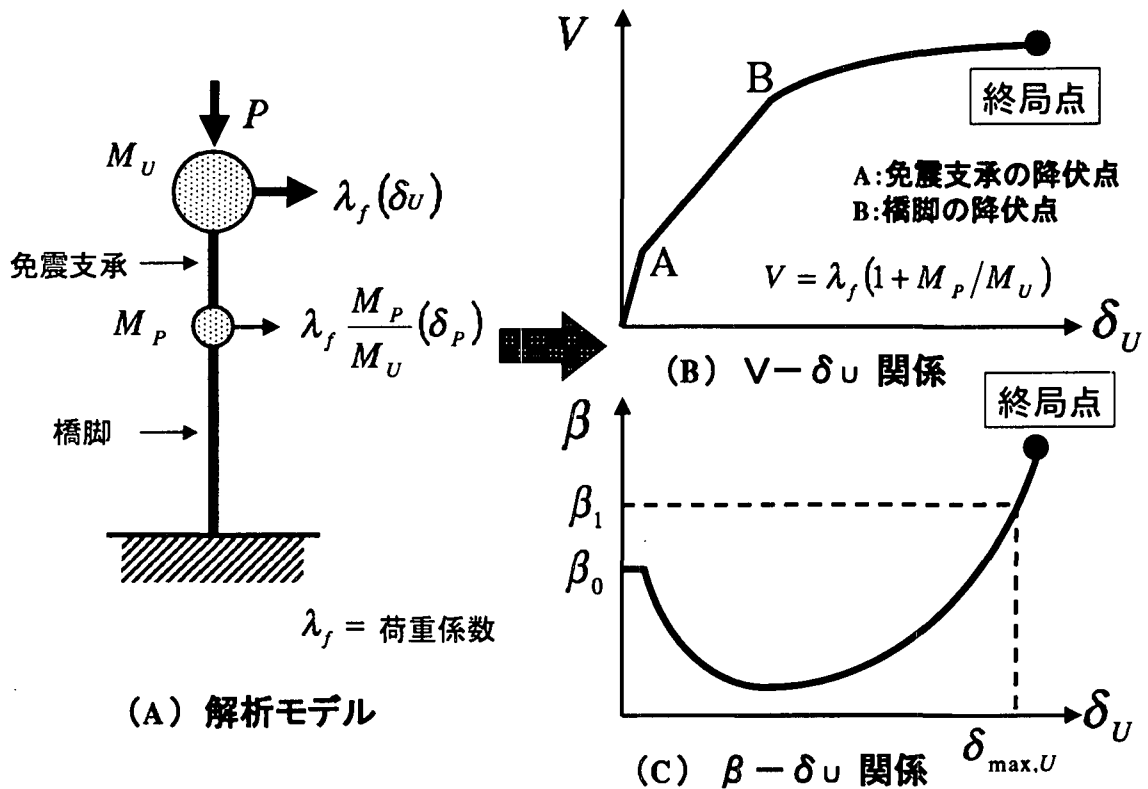


図-1 Pushover 解析モデル および 解析結果

を算出する。この時用いる形状ベクトル  $\{\phi\}$  の要素  $\beta$  の値は、免震支承の初期剛性と橋脚の弾性剛性より算出される  $\beta_0$  とする。

$$\{\phi\}^T = [1 \quad \beta] \quad (2)$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta_U \quad (3)$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad (4)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (5)$$

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} \quad (6)$$

ここで、

$$\{H\}^T = \lambda_f [1, M_P / M_U] \quad (7)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} M_U & 0 \\ 0 & M_P \end{bmatrix} \quad (8)$$

である。なお、橋脚の質量  $M_P$  は上部構造の質量  $M_U$  に比べ非常に小さいので、 $H^* \approx \lambda_f$ 、 $\delta^* \approx \delta_U$  となる。従って、 $H^* - \delta^*$  関係の剛性  $K_i$  ( $i=1 \sim 3$ ) は  $V - \delta_U$  関係の剛性  $K_{ie}$  ( $i=1 \sim 3$ ) とほぼ等しくなる。

④ 等価 1 自由度モデルの復元力特性は (図-3 参照) に示すような移動硬化型と仮定して弾塑性地震応答解析を行い、上部構造の最大応答変位  $\delta_{\max,U}$  を求める。

⑤  $\delta_{\max,U}$  と ① で求めた  $\beta - \delta_{\max,U}$  関係より、新たに形状ベクトル  $\{\phi\}$  の  $\beta$  の値  $\beta_1$  を求める (図-1(C) 参照)。

⑥  $\delta_{\max,U}$  に  $\beta_1$  を掛けることにより橋脚の最大応答変位  $\delta_{\max,P}$  を算出する。

⑦  $\delta_{\max,P}$  より橋脚の残留変位  $\delta_{R,P}$  を推定する。推定方法として、ハイブリッド地震応答実験より求められた  $\delta_{\max,P}$  と  $\delta_{R,P}$  の相関式 (9) を用いる。なお、残留変位は ESDOF の応答解析から直接求めることが可能であるが、誤差が大きくなるので、文献 2) に従い、経験式から求めることにした。

$$\frac{\delta_{R,P}}{\delta_y} = 3.37 \tan \left\{ 0.0879 \left( \frac{\delta_{\max,P}}{\delta_y} - 1 \right) \right\} \geq 0.0 \quad (9)$$

以上の方法により、免震鋼製橋脚の応答値を推定する。

### 3. 解析条件

Pushover 解析を行う際には、汎用構造解析プログラ

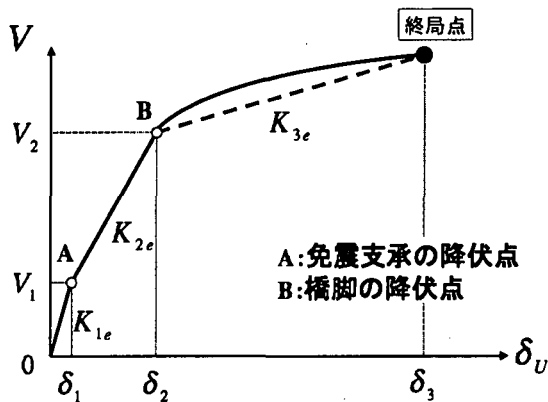


図-2 V -  $\delta_U$  曲線のトリリニア近似

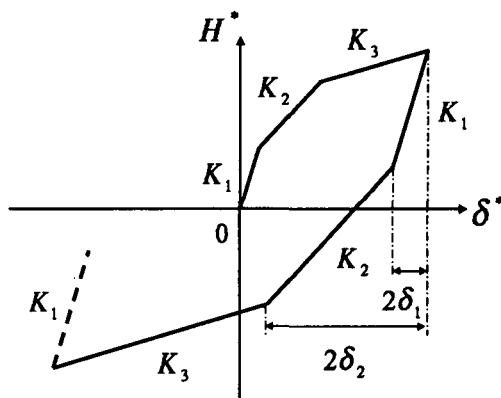


図-3 ESDOF の履歴法則 (移動硬化型)

表-1 鋼製橋脚のパラメータ

橋脚	$R_f$	$\bar{\lambda}$	$\gamma/\gamma^*$	$P/P_y$
S35-35	0.332	0.355	3.74	0.172
S35-45	0.334	0.454	3.83	0.140

$R_f$ =フランジ幅厚比パラメータ,  $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ,  $\gamma/\gamma^*$ =補剛材剛比/最適剛比,  $P/P_y$ =軸力比

表-2 LRB のパラメータ

Isolator	$H_d$ (tf)	$K_1$ (tf/cm)	$K_2$ (tf/cm)
Case1	3.42	5.47	0.81
Case2	1.26	5.51	1.93

$H_d$ =降伏荷重,  $K_1$ =第1剛性,  $K_2$ =第2剛性

ム ABAQUS を使用した。鋼製橋脚には、はり要素を用い、免震支承 (LRB) には SPRING 要素を用いた。ここで、LRB の復元力特性は、バイリニア型とした。ハイブリッド地震応答実験では、2種類の免震支承を用いたが、性能試験から求められた1次剛性= $K_1$ 、2次剛性= $K_2$  および降伏せん断力= $H_d$ は表-2に示すとおりである<sup>3)</sup>。本研究では、橋脚基部に設定した有効破壊長領域<sup>1)</sup>( $=0.7b$ ,  $b$ =フランジ幅)における柱フランジの平均ひずみが $20\epsilon_y$ に達した時、またはLRBのせん断ひずみが250%に達した時を終局点としている。解析に用いた鋼製橋脚の諸量を表-1に示す。入力地震動は、兵庫県南部地震のJR鷹取駅観測地震動(JRT)とその修正地震動であるLevel 2, Type II地震動(Type II, G.T. II)を用いた。

#### 4. ハイブリッド実験結果との比較

表-3に、鋼製橋脚とLRBの組み合わせおよび、等価1自由度モデルによる弾塑性地震応答解析結果とハイブリッド地震応答実験結果<sup>3)</sup>を比較したものを示す。ここで、ESDOF = ESDOFによる解析結果, Exp. = ハイブリッド実験結果である。表中 $\delta_{\max,U}$ は上部構造の最大応答変位,  $\delta_{\max,P}$ は橋脚頂部の最大応答変位,  $\delta_{R,P}$

は橋脚頂部の残留変位,  $\delta_y$ は免震支承がないときの橋脚の降伏変位を表す。

##### (1) 上部構造の最大応答変位

図-4に上部構造の最大応答変位 $\delta_{\max,U}$ について比較したものを示す。これを見ると、解析結果と実験結果は、 $\pm 10\%$ 程度の誤差で一致している。鋼製橋脚として2体、LRB 2体、そして2地震動と限られた結果ではあるが、上部構造の最大応答変位を精度良く推定でき、等価1自由度モデルの妥当性が検証された。

##### (2) 橋脚頂部の最大応答変位

図-5に橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{\max,P}$ について比較したものを示す。上部構造変位に比べ、多少のばらつきが見られるが、比較的精度良く一致している。従って、免震鋼製橋脚に対する応答値の本推定法は、有効な手段であると言える。

##### (3) 橋脚頂部の残留変位

図-6に橋脚の残留変位 $\delta_{R,P}$ について比較したものを示す。残留変位は上部構造の最大応答変位、橋脚の最大応答変位に比べると実験と解析の差は大きい。しかしながら、残留変位の量そのものが小さいため、この程度の誤差はやむを得ないものと思われる。

表-3 解析と実験の比較

橋脚	免震支承	地震動	$\delta_{max,U}$ (mm)			$\delta_{max,P}/\delta_y$			$\delta_{R,P}/\delta_y$		
			ESDOF①	Exp.②	①/②	ESDOF③	Exp.④	③/④	ESDOF⑤	Exp.⑥	⑤/⑥
S35-35	Case1	JRT	617	535	1.12	0.976	1.22	0.800	0.000	0.051	0.000
		TypeII G.T.II	496	487	1.02	0.855	1.13	0.757	0.000	0.020	0.000
S35-35	Case2	JRT	740	714	1.04	3.89	3.13	1.24	0.874	0.389	2.25
		TypeII G.T.II	623	530	1.17	2.08	1.92	1.09	0.322	0.117	2.75
S35-45	Case2	JRT	734	749	0.980	3.41	3.41	1.20	0.936	0.640	1.46
		TypeII G.T.II	543	586	0.927	1.90	2.12	0.896	0.267	0.184	1.45

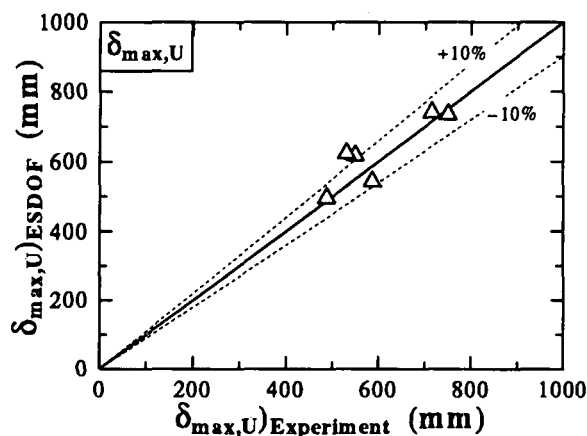


図-4 上部構造の最大応答変位の比較

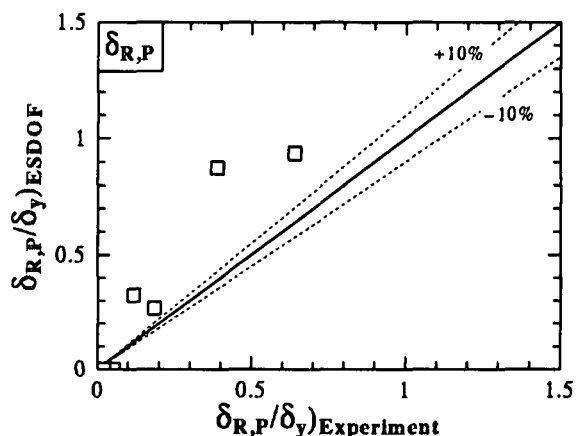


図-6 橋脚頂部の残留変位の比較

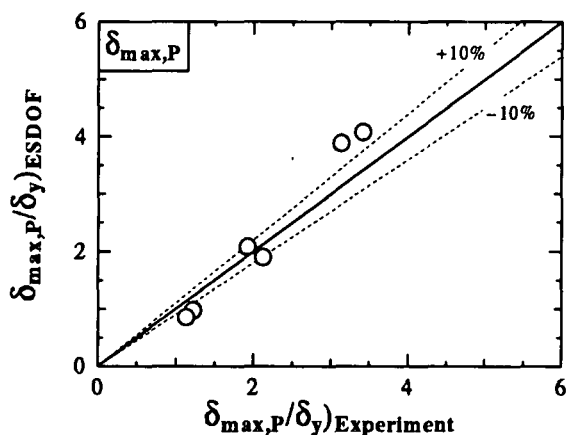


図-5 橋脚頂部の最大応答変位の比較

献 2) の手法を、免震鋼製橋脚に適用し、精度をハイブリッド地震応答実験の結果により検証したものである。文献 2) の手法との相違は、ESDOF の復元力特性をバイリニアからトリリニアに変えたこと、および終局の判定に橋脚の終局条件に加えて免震支承のせん断ひずみが 250% に達することを加えた点である。トリリニア復元力特性の第 1 分岐点は免震支承の降伏点、第 2 分岐点は橋脚の降伏点である。前論文<sup>2)</sup>と同様、提案手法は免震鋼製橋脚に対しても有効な手段であることが分かった。

参考文献

- 1) 子林稔, 宇佐美勉, 葛西昭: 免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.177-192, 1999.4
- 2) 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬: Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.622/I-48, 1999.7 (掲載予定)
- 3) 金田一智章, 宇佐美勉, 中島大輔: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 第 25 回地震工学研究発表会, 1999.7 (投稿中)

5. 結論

本研究は、等価 1 自由度系モデル (ESDOF) の弾塑性地震応答解析結果から、元の多自由度系構造物の弾塑性地震応答量を簡易に、しかも精度よく推定する文