

論文 エネルギー保存の法則を考慮した TAKEDA モデルを示す 1 自由度系の残留変位予測に関する研究

ヤオ トレボージキン^{*1}・楠 浩一^{*2}・毎田 悠承^{*3}・Kim Kyungjin^{*4}

要旨：構造物の残留変位は、地震後の修復可能性評価及び安全性評価において考慮すべき重要な応答特性である。道路橋示方書 V 耐震設計には変位の推定式が提案されているが、最大変位のみ考慮されている。しかし実際には、荷重・除荷剛性、および残留変位等は反対側の応答に依存している。本研究は、エネルギー保存の法則と反対側の応答を考慮した 1 自由度系の残留変位推定式を提案する。1 自由度系の数値解析と橋脚の振動台実験データを利用し、提案した残留変位の推定式が精度が高いことを確認した。

キーワード：残留変位, エネルギー保存の法則, 地震応答, Takeda モデル, 1 自由度系

1. はじめに

構造物の残留変位は、震災後の修復可能性評価及び安全性評価において考慮すべき重要な応答特性である。例えば、道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾には、震災後の修復の容易性を考慮して、許容残留変位を道路橋高さの 1/100 の値と定めている。また、残留変位は将来の地震における建物の応答に影響を与える可能性がある。しかし、二重積分を行う際に生じる誤差によって、加速度センサーのデータから正確な残留変位を推定することは難しい。構造物の耐震性を向上させるためには、より精度の高い残留変位の推定手法が必要である。

復元力特性に基づいて、可能最大残留変位は最大変位から戻り勾配に沿って荷重がゼロの点である。Takeda モデル²⁾を示す 1 自由度系の可能な最大残留変位の例を図-1 に示す。図-1 の場合、正側及び負側の可能最大残留変位は、それぞれ δ_R^+ および δ_R^- である。

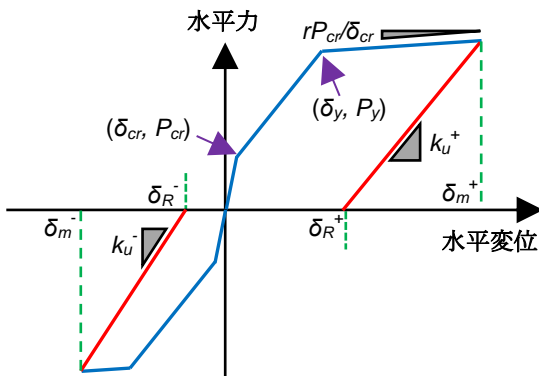


図-1 復元力特性の形状に基づく可能最大残留変位

図-1 には、 δ_m^+ ・ δ_m^- をそれぞれ正側及び負側の最大変位、 $P_y \cdot \delta_y$ をそれぞれ降伏耐力および降伏変位、 $P_{cr} \cdot \delta_{cr}$ をそれぞれひび割れ耐力およびひび割れ変位、 r を降伏

後剛性と初期剛性 (P_{cr}/δ_{cr}) の比率とする。 $k_u^+ \cdot k_u^-$ をそれぞれ正側及び負側の降伏後の戻り勾配と定義し、式(1)と式(2)に示す。ここで、 β は除荷時剛性低下指数とした。

$$k_u^+ = \frac{P_{cr} + P_y}{\delta_{cr} + \delta_y} \left(\frac{\delta_y}{\delta_m^+} \right)^\beta \quad (1)$$

$$k_u^- = \frac{P_{cr} + P_y}{\delta_{cr} + \delta_y} \left(\frac{-\delta_y}{\delta_m^-} \right)^\beta \quad (2)$$

静的水平荷重実験では δ_R^+ または δ_R^- が得られるが、地震動を加振した場合、耐力の低下が無ければ残留変位は通常、 δ_R^+ と δ_R^- より小さくなる。この効果は道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾に認められており、残留変位の推定式は式(3)で示される。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1) (1 - r_{bilinear}) \delta_y \quad (3)$$

ここで、 μ_r を最大応答塑性率、 c_R を残留変位補正係数(0.6 とし)、 $r_{bilinear}$ を降伏後剛性と降伏剛性 (P_y/δ_y) の比率とする。

c_R の決定は、バイリニア型復元力特性を示す 1 自由度系の数値解析³⁻⁴⁾に基づいている。また、式(3)の問題点として、正負両側の応答を考慮していないことが挙げられる。実際には、最大変位に達した後に除荷して反対側に変形させると、荷重剛性は反対側の過去の応答に基づき、残留変位に影響を与える。したがって、反対側の応答を考慮せずに c_R の一定値を仮定すると、残留変位の推定精度が低下する可能性がある。

本研究では、エネルギー保存法則や反対側の過去の応答を考慮した残留変位推定式を提案する。さらに、1 自由度系の数値解析と橋脚の振動台実験を用いて提案した手法と式(3)の精度を比較する。

*1 東京工業大学 科学技術創成研究院特任助教 工博 (正会員)

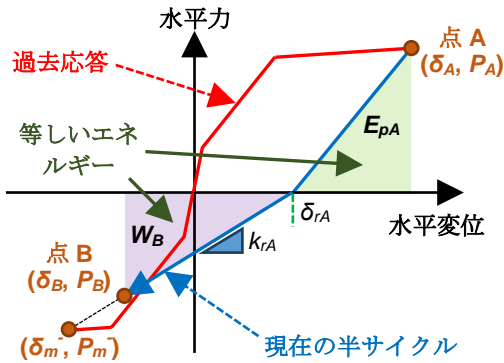
*2 東京大学 地震研究所教授 工博 (正会員)

*3 東京大学 地震研究所准教授 工博 (正会員)

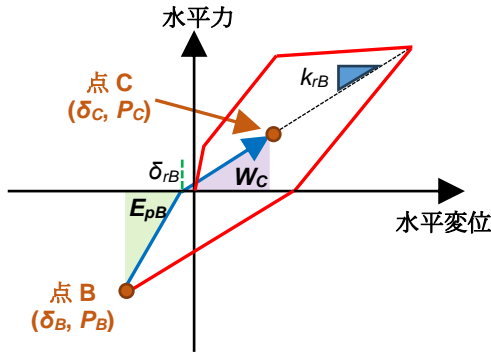
*4 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 (学生会員)

2. エネルギー保存法則の考察

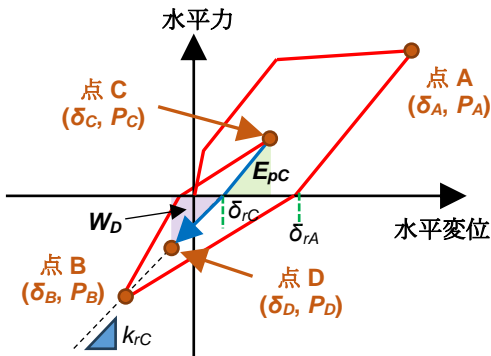
エネルギー保存を実証するために、図-2 に示す 1 自由度系の応答を考える。点 A に達した時の位置エネルギーを E_{pA} とする。点 A に達した後の最初の半サイクル(図-2a) を考慮する際に減衰及び追加の入力エネルギーがないと仮定すると、可能な最大残留変位 δ_{rA} に達した後、位置エネルギーが運動エネルギーに変換される。これに従って、1 自由度系の応答は仕事 W_B が E_{pA} に等しい点 B に達するまで、反対側に変形し続ける。 (δ_m^-, P_m^-) が前のサイクルで達した負側の最大応答点である場合、载荷剛性は (δ_m^-, P_m^-) に基づいて決められる。



(a) 点 A に達した後の最初の半サイクル



(b) 二番目の半サイクル



(c) 三番目の半サイクル

図-2 最大変位から除荷する際のエネルギー保存

二番目の半サイクル(図-2b) を考えると、点 B の位置エネルギーは E_{pB} と定義される。 W_B の一部が非弾性ひずみエネルギーで散逸されるため、 E_{pB} は E_{pA} より小さくなり、正側の点 C まで変形する。

エネルギー保存の仮定は、その後の半サイクル(例: 図-2c) にも適用できる。しかし、载荷剛性は δ_m^+ または δ_m^- ではなく、前サイクルの载荷側の最大変位の点(例: 点 B) に向けられる。

3. 残留変位推定方法の提案

残留変位推定式を提案するため、様々な仮定を考慮した。まず、正側及び負側の最大応答塑性率はそれぞれ μ^+ (δ_m^+/δ_y) および μ^- ($-\delta_m^-/\delta_y$) とした。次に、正側の最大変位から除荷されると仮定した。さらに、降伏耐力とひび割れ耐力 P_y/P_{cr} や初期剛性と降伏剛性 $(P_y\delta_y)/(P_{cr}\delta_{cr})$ の比率はそれぞれ 3.0 や 4.0 とし、除荷時剛性低下指数 β は 0.4 とした。さらに、点 A から除荷した後は、減衰及び追加の入力エネルギーはないと仮定した。

3.1 点 A に達した後の最初の半サイクルの応答

正側及び負側の最大水平力(それぞれ P_m^+ や P_m^-) は、以下のように定義する。

$$P_m^+ = P_y + (\delta_m^+ - \delta_y) r \frac{P_{cr}}{\delta_{cr}} = P_y + 4(\mu^+ - 1)rP_y \quad (4)$$

$$P_m^- = -P_y - 4(\mu^- - 1)rP_y \quad (5)$$

図-2a に示している点 A が正側の最大変位点とすると、点 A の位置エネルギーは式(6)から求められる。

$$E_{pA} = \frac{P_A^2}{2k_u^+} \quad (6)$$

可能な最大残留変位 δ_{rA} は式(7)で与える。

$$\delta_{rA} = \delta_A - \frac{P_A}{k_u^+} \quad (7)$$

負側の载荷剛性は式(8)が得られる。

$$k_{rA} = \frac{P_m^-}{\delta_m^- - \delta_{rA}} = \frac{P_m^-}{-\delta_y\mu^- - \delta_{rA}} \quad (8)$$

エネルギー保存の法則を考慮すると、点 B の変位は式(9)のように示される。

$$\delta_B = \delta_{rA} - \sqrt{\frac{2E_{pA}}{k_{rA}}} \quad (9)$$

点 B の水平力は式(10)で与えられる。

$$P_B = -\sqrt{2E_{pA} \cdot k_{rA}} \quad (10)$$

3.2 二番目の半サイクルの応答

図-2b に示すように、点 B から正側に変形するとき、復元力特性や応答値は式(11)~式(15)で与えられる。

$$E_{pB} = \frac{P_B^2}{2k_u^-} \quad (11)$$

$$\delta_{rB} = \delta_B - \frac{P_B}{k_u^-} \quad (12)$$

$$k_{rB} = \frac{P_A}{\delta_m^+ - \delta_{rB}} \quad (13)$$

$$\delta_C = \delta_{rB} + \sqrt{\frac{2E_{pB}}{k_{rB}}} \quad (14)$$

$$P_C = \sqrt{2E_{pB} \cdot k_{rB}} \quad (15)$$

3.3 三番目以上の半サイクルの応答

三番目以上の半サイクルが負側に変形する場合の復元力特性や応答値は 3.1 節で述べた方法に従って求めることができる。一方、正側に変形すると、3.2 節の手法で求めることができる。しかし、载荷剛性は前の半サイクルの载荷側の最大変位の点に向けられるので、式(8)と式(13)を更新する必要がある。例えば、図-2c に示す点 C から除荷することを考慮し、負側の载荷剛性は以下で与えられる。

$$k_{rC} = \frac{P_B}{\delta_B - \delta_{rc}} \quad (16)$$

3.4 残留変位の推定

3.3 節の方法を繰り返すことにより、変位軸の交点は一定値に収束される。収束した交点は残留変位として推定した。この例を図-3 に示す。ここで、 $\mu^+ = 2.5$, $\mu^- = 2$, $r = 0.01$ とする。算出した残留変位は $0.28\delta_y$ である。

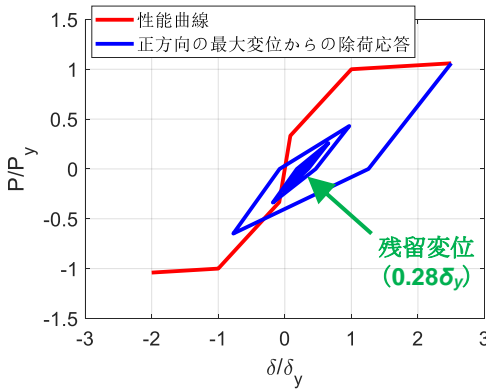


図-3 エネルギー保存を考慮した推定残留変位例 ($\mu^+ = 2.5$, $\mu^- = 2$, $r = 0.01$)

3.5 経験式の校正

残留変位は 3.1 節～3.4 節に従って推定できるが、式(4)から式(16)までを組合わせて残留変位を予測する簡単な式を導くことは難しい。代わりに、以下のパラメータを変更して、様々なケースの残留変位を計算し、実験式を導き出した。

- (1) μ^+ : 1.0～5.0 (0.05 刻み)。
- (2) μ^- : 1.0～5.0 (0.05 刻み)。
- (3) r : 0～0.1 (0.001 刻み)。

$r = 0$ の結果は図-4 に示す。ここで、結果が二次曲面によって近似できる。二次曲面の一般的式は以下のように定義する。

$$\frac{\delta_r}{\delta_y} = p_{00} + p_{10}\mu^+ + p_{01}\mu^- + p_{20}(\mu^+)^2 + p_{11}\mu^+\mu^- +$$

$$p_{02}(\mu^-)^2 \quad (17)$$

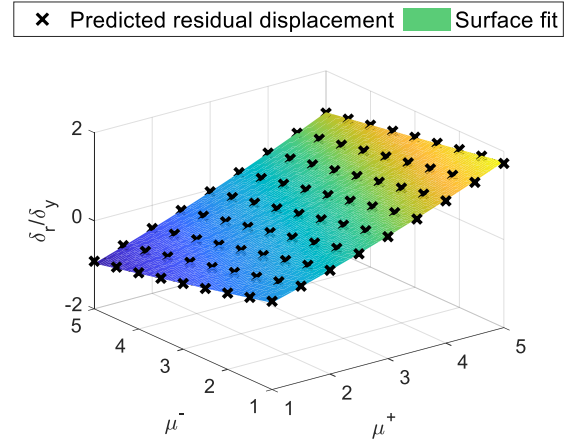


図-4 3.1 節～3.4 節に従って推定した残留変位 ($r=0$)

二次曲面式の係数 (p_{00} や p_{10} など) が r に関連付けられるため、関数のフィッティングを適用した。 p_{00} に関数のフィッティングを適用した例を図-5 に示す。ここでは、三次関数が結果に最もよく近似した。この方法に基づいて、二次曲面式の係数と r を関係する式は以下の式(18)に与えられる。

$$\begin{pmatrix} p_{00} \\ p_{10} \\ p_{01} \\ p_{20} \\ p_{11} \\ p_{02} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} -272 & 34.2 & -0.45 & -0.107 \\ 341 & -59.4 & 0.42 & 0.299 \\ -90 & 16.6 & 1.66 & -0.261 \\ -22 & 13.7 & -1.90 & 0.023 \\ -128 & 15.2 & -0.01 & 0.014 \\ 87 & -13.9 & 0.54 & 0.002 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r^3 \\ r^2 \\ r \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (18)$$

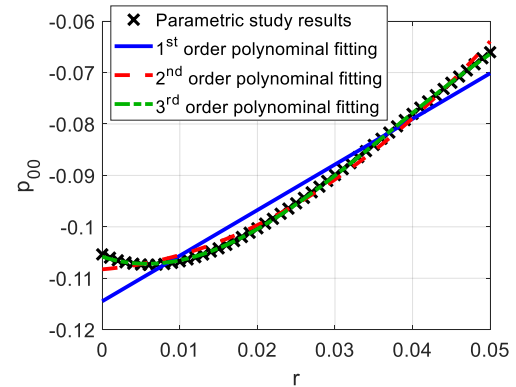


図-5 p_{00} に関数のフィッティングを適用する例

3.6 残留変位の推定式の応用

式(17)は正側の最大変位から除荷されると仮定した。負側の最大変位から除荷される場合、 μ^+ と μ^- の値を取り替えることにより、式(17)に従って残留変位を計算できる。正側及び負側の最大変位から除荷されると仮定した残留変位はそれぞれ δ_{r1} および δ_{r2} とする。しかし、変位の時刻歴応答が得られないと、どちら側から除荷されるのかを判断することは困難である。したがって、式(19)に示すように、残留変位は μ^+ と μ^- の絶対値の最大を使用する。

$$\delta_r = \max(|\delta_{r1}|, |\delta_{r2}|) \quad (19)$$

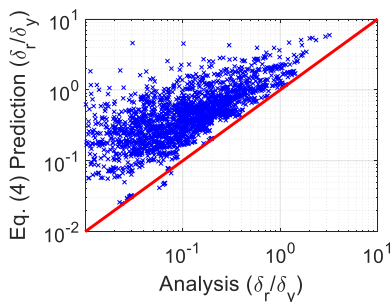
4. 数値解析結果による検証

4.1 数値解析概要

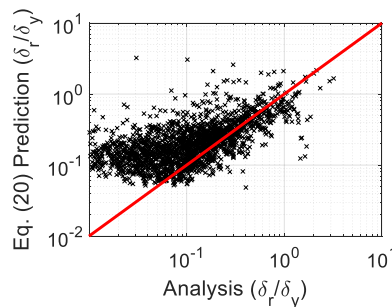
式(19)を導出する際には、最大変位の点から除荷された後に追加の入力エネルギーはないと仮定したため、地震動を加振した場合の算定精度を確認する必要がある。そのために、Takeda モデルを示す 1 自由度系の非線形動的解析を行った。 P_y/P_{cr} , $(P_{cr}\delta_y)/(P_y\delta_{cr})$, β の比率はそれぞれ 3.0, 4.0, 0.4 とした。また、 r は 0.001, 0.002, 0.005, 0.01, 0.02, 0.05, 0.1, 減衰定数は 5% とした。上記の仮定に基づくと、式(3)で使用される $r_{bilinear}$ は $4r$ になる。

入力地震動は文献 5) に従って選択した入力地震動と同じのアプローチに従って選択した。入力地震動の選択方法の概要は次のとおりである。

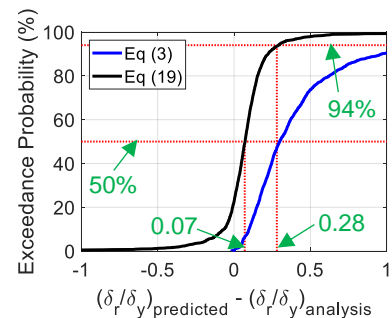
- (1) 強震記録は KIK-NET⁶⁾と PEER⁷⁾のデータベースから取得した。
- (2) 初期周期を 0.17s から 0.85s まで 0.17s 刻み(それぞれ 3, 6, 9, 12 及び 15 階建物の初期周期に相当)と仮定して、建築基準法⁸⁾に基づいてせん断力係数 C (構造係数 $D_s=0.3$, 地盤種別 II 種, 地域係数 $Z=1.0$) を計算した。
- (3) 様々な最大応答塑性率 μ_r (1.3, 1.7, 2.2, 2.7, 3.0) を近似するために、 C と μ_r を乗算して、目標加速度応答 (Sa_{target}) を算出した。この時、 μ_r が 3.0 より大きくなると、対応する目標加速度応答が建築基準法⁸⁾の基準より大きくなるため、考慮しないこととした。
- (4) 一つの初期周期 (0.17 s など) と一つの μ_r (1.3 など) の組み合わせを考慮し、入力地震の降伏点周期 (初期周期の 2 倍) の弾性応答加速度 (Sa_{record}) が Sa_{target} と一致するように、入力地震の振幅倍率 SF_R を求めた。
- (5) SF_R が 0.5 と 2.0 の範囲外の場合、強震記録は検討から除外した。
- (6) 様々な地震動の特性 (継続時間, 周波数成分など) を考慮してクラスタリングアルゴリズムを実装し、ステップ (5) 以降に残った強震記録を 6 つのグループに分割した。



(a) 式(3)



(b) 式(19)



(c) Error

(7) 各グループから 5 個の強震記録を選択し、計 30 個の強震記録を得た。

(8) 他の初期周期と μ_r の組み合わせを考慮し、ステップ (4) から (7) までを繰り返した。

4.2 数値解析結果と推定式の比較

数値解析と式(3)及び式(19)からの降伏変位に対する残留変位の比率の比較結果を図—6a および図—6b に示す。また、降伏変位に対する残留変位の比率の推定誤差の累積分布を図—6c に示す。ここで、正の誤差は推定式が残留変位を過大に評価していたことになる。

図—6 に示すように、式(3)はほとんどのケースで残留変位を過大に評価している。例えば、50%のケースでは 0.28 以上の誤差がある。一方、式(19)は式(3)より正確で、50%のケースで 0.07 の誤差を超え、わずか 6% で 0.28 以上の誤差がある。ただし、式(19)は 23%のケースで応答を過小評価した。詳細は、6 章で後述する。

5. 振動台実験データによる検証

第 4 章では、Takeda モデルを示す 1 自由度系の非線形動的解析を用いて式(19)の精度を評価した。実際の鉄筋コンクリート (RC) 造の構造物は Takeda モデルに完全に則らないため、式(19)の実構造物に対する適用性を検証する必要がある。そのため、表—1 に示す RC 橋脚の振動台実験結果に式(19)を適用し、式(3)と式(19)の精度を評価した。この時、耐力が低下する RC 橋脚は除外し、 $r=0$ と仮定した。

振動台実験に対する論文中で降伏変位が報告されている場合には、この降伏変位を δ_y とした。他のケースでは、降伏変位は、誤差 (E) を最小限に抑えることで、3 折れ線モデルを振動台実験データから抽出した性能曲線に当てはめた。

$$E = \left| \int_{\delta=0}^{\delta_m} P_{tri}(\delta) - P_{exp}(\delta) \cdot d\delta \right| \quad (20)$$

ここで、 $P_{tri}(\delta)$ と $P_{exp}(\delta)$ をそれぞれ 3 折れ線モデルと性能曲線の変位 δ における水平力。この処理を正負両側に適用し、平均降伏変位を δ_y とした。

図-6 数値解析と推定式からの残留変位の結果比較

表-1 振動台実験データと推定式の比較

Study	Specimen/test	δ_y [mm]	δ_m^+ [mm] (μ^+)	δ_m^- [mm] (μ^-)	$ \delta_{r,expl} $ [mm] ($\mu_{r,exp}$)	式(3) [mm] ($\mu_{r,eq4}$)	式(19) [mm] ($\mu_{r,eq20}$)
Hachem ら ⁹⁾	A1 – Run 3	44	133 (3.0)	-121 (2.8)	10 (0.23)	53 (1.21)	18 (0.42)
	A2 – Run 8 (long)	44	65 (1.5)	-183 (4.2)	22 (0.50)	83 (1.90)	54 (1.24)
	B1 – Run 6	44	148 (3.4)	-108 (2.5)	25 (0.57)	62 (1.42)	28 (0.64)
	B2 – Run 9 (long)	44	103 (2.3)	-140 (3.2)	10 (0.23)	58 (1.31)	25 (0.58)
堺ら ¹⁰⁾	RC – 設計レベル	35	66 (1.9)	-155 (4.4)	19.7 (0.56)	72 (2.06)	45 (1.30)
Phan ら ¹¹⁾	NF1 – Run8	32	179 (5.6)	-35 (1.1)	76 (2.4)	88 (2.76)	67 (2.08)
	NF2 – Run8	31	164 (5.3)	-51 (1.6)	59 (1.9)	80 (2.57)	54 (1.81)
右近ら ¹²⁾	C1-1 – 実地震レベル 2 回目	78	276 (3.5)	-176 (2.3)	4 (0.05)	119 (1.52)	60 (0.77)
松本ら ¹³⁾	I-1	32	44 (1.4)	-90 (2.8)	5 (0.16)	35 (1.09)	20 (0.61)
	I-2	37	44 (1.2)	-82 (2.2)	5 (0.14)	27 (0.73)	15 (0.40)
	R-1	30	42 (1.4)	-82 (2.7)	2 (0.07)	31 (1.04)	17 (0.57)
	R-2	24	50 (2.1)	-78 (3.3)	2 (0.08)	32 (1.35)	16 (0.67)
Choi ら ¹⁴⁾	MN – Run 9	26	162 (6.2)	-25 (1.0)	69 (2.65)	82 (3.14)	64 (2.48)
	ETN – Run 11	57	114 (2.0)	-219 (3.8)	53 (0.93)	97 (1.71)	55 (0.97)
	SETN – Run 8	57	225 (3.9)	-87 (1.5)	83 (1.46)	101 (1.77)	64 (1.12)
	SVTN – Run 12	60	219 (3.7)	-111 (1.9)	91 (1.52)	95 (1.59)	54 (0.91)
川島ら ¹⁵⁾	C1-5(3) – 2	180	620 (3.4)	-140 (0.8)	130 (0.72)	264 (1.47)	185 (1.03)
Francesco ¹⁶⁾	EQ6	95	489 (5.1)	-237 (2.5)	54 (0.57)	236 (2.49)	150 (1.58)

表-1 から、ほとんどのケースの場合、式(19)は残留変位を過大に評価している。式(19)が残留変位を過小に評価した場合でも、全体的に誤差は式(3)を使用した場合よりも小さくなる。これに対する例外は、Choi ら¹⁴⁾によって実験された「SETN – Run 8」と「SVTN – Run 12」の試験体である。Choi ら¹⁴⁾は、入力地震動の速度が非対称であり、各入力地震動に対して橋脚が一方方向に非弾性変形するため、観測された残留変位が予想よりも大きくなったと指摘している。全体的な結果では、式(19)は式(3)より正確である。

6. 考察

4～5 章では、数値解析や振動台実験のデータを用いて検討した結果、式(19)はほとんどの場合、残留変位を過大評価することが分かった。この理由として、式(19)では2つの残留変位（正・負側の最大変位からの除荷）を考慮し、最大の残留変位を選択したためだと考えられる。除荷が発生した側が分かれば、算定精度はさらに向上する可能性がある。しかし、変位の時刻歴応答が分からなければ、どちら側から除荷されるのかを判断することは難しいため、この影響を考慮して推定式の精度を向上さ

せることは困難である。

一方、式(19)が残留変位を過小評価したケースもある。この理由は、減衰及び追加の入力エネルギーがないと仮定したことである。実際には、減衰によって一部のエネルギーが散逸されるため、仕事は位置エネルギーより低くなり、反対側の載荷による変位変化（例： $\delta_B - \delta_{rA}$ ）が小さくなる。また、最大変位に達した後、中小の地震力によって追加でエネルギーを入力されると、振動の方向に応じて、半サイクルごとに変位が増加または減少する可能性がある。残留変位の推定方法の精度を向上するためには減衰及び追加の入力エネルギーのような効果を考慮する必要がある。

7. まとめ

構造物の耐震性を向上させるためには、より精度の高い残留変位の推定式を提案した。得られた結果を以下に示す。

- (1) エネルギー保存法則を考慮し、様々な降伏後剛性と初期剛性の比率と正負方向の応答塑性率を持つ Takeda モデルを示す1自由度系の残留変位を計算し、残留変位の推定実験式を導き出した。

- (2) Takeda モデルを示す 1 自由度系の非線形動的数値解析の結果を利用し、道路橋示方書 V 耐震設計編の残留変位推定式より提案推定式の精度が高いことが確認された。
- (3) 18 個の RC 橋脚試験体のデータを用いて残留変位推定式の精度を評価した場合でも、道路橋示方書 V 耐震設計編の残留変位推定式よりも提案推定式の精度が高いことが確認された。

謝辞

筆頭著者は日本学術振興会特別研究員 (JSPS Fellow) プログラムに基づいて日本学術振興会から援助を受けて実施しました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同開設 (V 耐震設計編)，2017.12
- 2) Takada, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec.1970*
- 3) Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikuma, J., and Kazuhiro, N.: Residual displacement response spectrum, *Journal of Earthquake Engineering, Vol.124, No.5, pp.523-530, May.1998*
- 4) 川島一彦, MacRae GA, 星隈順一, 長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用, *土木学会論文集, 501 巻 29 号, 183-192, 1994.10*
- 5) ヤオ トレボージキン, 楠浩一：変形モードの分類モデルを構築するための建築物応答データベース作成に関する研究, *日本地震工学シンポジウム第 16 回, 横浜, 2023.11*
- 6) 藤原広行, 功刀卓, 安達繁樹, 青井真, 森川信之：新型 K-NET: 強震動データリアルタイムシステムの構築, *日本地震工学会論文集, Vol. 7, No. 2, pp. 2-16, 2007.3*
- 7) Chiou BSJ., Darragh R., Gregor N, Silva W: NGA project strong-motion database, *Earthquake Spectra, Vol. 24, No. 1, pp. 23-44, Feb.2008*
- 8) 日本建築センター：「建築基準法」, 2020 年試作版, 2020
- 9) Hachem MM, Mahin SA and Moehle JP. Performance of circular reinforced concrete bridge columns under bidirectional earthquake loading, PEER Report 2003/06, University of California, Berkeley, Feb.2003
- 10) 堺淳一, Mahin S, Hyungil J：振動台加振実験による残留変位低減型 RC 橋脚の地震応答特性の評価, *木学会論文集 A, Vol.62, No.4, pp.713-728, 2006.10*
- 11) Phan, V., Saiid, M.S., Anderson J and Ghasemi H. Near-fault ground motion effects on reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering, Vol.133, No.7, pp.982-989, Jul.2007*
- 12) 右近大道, 梶原浩一, 川島一彦, 佐々木智大, 運上茂樹, 堺淳一, 高橋良和, 幸左賢二, 矢部正明：E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-1 橋脚) 振動破震実験研究報告書-1970 年代に建設された基部曲げ破壊タイプの RC 橋脚震動台実験, *防災科学技術研究所研究資料, 第 331 号, 2009.1*
- 13) 松本崇志, 川島一彦, Stephen A. Mahin, 右近大道：振動台加振実験に基づくインターロッキング式橋脚の耐震性に関する研究, *木学会論文集 A, Vol.65, No.1, pp.196-215, 2009.2*
- 14) Choi H, Saiidi, M.S., Somerville P and El-Azazy S. An experimental study of RC bridge columns subjected to near-fault ground motions. *ACI Structural Journal, Vol.107, No.1, pp.3-12, Jan.2010*
- 15) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎裕：現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析, *木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.324-343, Jun.2010*
- 16) Carrea F. Shake-table test on a full-scale bridge reinforced concrete column, Master's thesis, Alma Mater Studiorum - The University of Bologna, Jan.2011
- 17) Kuwahara R, Takahashi N, Choi H and Nakano Y. Simplified procedure to predict residual displacement of R/C structures based on earthquake response spectra, *Bulletin of the Engineering for Resilient Society, Institute of Industrial Science, the University of Tokyo, No. 43, pp.47-56, Mar.2010*