

# 論文 余震時応答推定に用いるスリップ性状を考慮した復元力モデルの検討

和賀 一晟<sup>\*1</sup>・櫻井 真人<sup>\*2</sup>・小幡 昭彦<sup>\*2</sup>・西田 哲也<sup>\*3</sup>

**要旨**：曲げ型部材で構成される中低層 RC 建物を対象とした，筆者らが提案した余震時応答推定法において，等価粘性減衰定数算定に用いる RC 柱部材の復元力モデルの作成を行うとともに，作成モデルを用いて余震時応答推定を行い，その精度を検討した。作成した復元力モデルは TAKEDA モデルに加力時および除荷時のスリップ性状を考慮したものであり，静的正負繰り返し載荷実験の結果の履歴形状を良く模擬できており，余震時応答推定でも連続的に地震動を入力したオンライン地震応答実験の結果に近い値を推定することができた。

**キーワード**：鉄筋コンクリート造建築物，等価粘性減衰定数，応答推定，余震，スリップモデル

## 1. 研究背景・目的

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震においては，大地震に匹敵する余震が被災地各地で観測され，本震のみによる耐震性の確認だけでなく，本震による損傷が生じている状態で余震を受ける場合の耐震性の確認が必要となる場合があることが再認識された。また，南海トラフ巨大地震に代表されるように今後発生が懸念されている巨大地震においても同様な現象が起こることが予想される。以上から避難施設や発災後の機能維持が必要な施設などは，余震が建物に与える影響についても新築および耐震補強の設計段階で考慮しておくことが重要であると言える。

こうした中，筆者らは本震を受けた後の大地震相当の余震による地震動に対する中低層鉄筋コンクリート造建物（以下，RC建物と略記）の定量的評価手法の構築を目的として，TAKEDAモデルの復元力特性に基づく中低層RC建物を対象とした余震に対する応答推定手法を提案した<sup>1)</sup>。また，静的正負繰り返し加力実験（以下，静的実験と略記）および連続的に地震動を入力したオンライン地震応答実験（以下，オンライン実験と略記）により，本震および余震による地震動を連続して受ける場合のRC建物の応答性状および提案手法の推定精度を検証した<sup>2)</sup>。

しかし，本提案手法では余震に対する応答推定結果が実験結果を過小評価する結果となった。これは余震応答時の履歴性状はTAKEDAモデルによると仮定して提案した等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ が実際より大きめに評価される傾向にあるためと考えられる。このことから，応答推定精度の向上には実験時における部材の履歴性状をより適切に仮定して $h_{eq}$ を評価する必要があると言える。

そこで本論文では，余震応答時のRC部材の履歴特性を適切に評価しうる復元力モデルを作成し，そのモデルによる等価粘性減衰定数を用いて余震時応答推定を行い，その精度を検討した。

## 2. 余震時等価粘性減衰定数式

### 2.1 余震時等価粘性減衰定数式の概要

図-1にTAKEDAモデルの概要を，図-2に文献1)で仮定しているTAKEDAモデルに基づいた中小履歴ループの概念図を示す。文献1)では，一般的にRC建物の解析に多く用いられているTAKEDAモデルに基づいて，無損傷時（本震応答に対応）あるいは余震による応答が本震時最大応答を超過した場合における等価粘性減衰定数算定を式(1)とし，図-2に基づいて余震時応答が本震時最大応答を超えない場合の等価粘性減衰定数算定式(2)を提案している。式(2)は，図-2に示すように余震時による中小振幅時のループ形状が，本震時の最大応答変位（塑性率）のみに依存し，本震最大応答時ループ形状の相似形となるため，等価粘性減衰定数は一定値となる。また，式(3)に図-1中で用いる除荷時剛性 $K_r$ の算定式を示す。

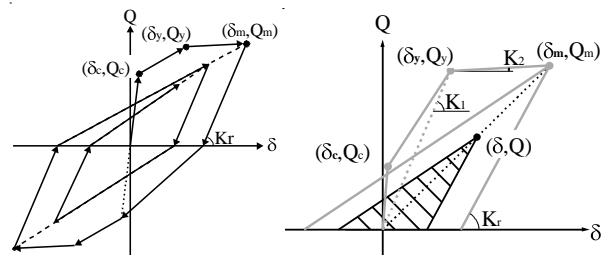


図-1 TAKEDA モデル

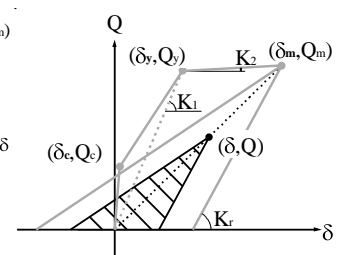


図-2 中小履歴ループ概念図

\*1 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科 建築環境システム学専攻 (学生会員)

\*2 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 助教・博士(工学) (正会員)

\*3 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授・博士(工学) (正会員)

1) 本震時

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1+(\delta_c/\delta_y)}{1+(Q_c/Q_y)} \cdot \frac{1+\beta(\mu-1)}{\mu} \cdot \mu^\alpha \right\} \quad (1)$$

ここで、 $\delta_c$ 、 $\delta_y$ ：ひび割れ変位、降伏変位、 $Q_c$ 、 $Q_y$ ：ひび割れ耐力、降伏耐力、 $K_1$ ：荷重と変位の降伏点までの割線剛性、 $K_2$ ：降伏後剛性、 $\beta$ ： $K_2/K_1$ 、 $\mu$ ：最大塑性率（ただし $1 \leq \mu$ ）、 $\alpha$ ：除荷剛性低下指数

2) 余震時

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1+(\delta_c/\delta_y)}{1+(Q_c/Q_y)} \cdot \frac{1+\beta(\gamma-1)}{\gamma} \cdot \gamma^\alpha \right\} \quad (2)$$

ここで、 $\gamma$ ：本震時最大応答塑性率（ただし $\delta \leq \delta_{max}$ の時 $\gamma = \delta_{max}/\delta_y$ ）

$$K_r = \frac{Q_c+Q_y}{\delta_c+\delta_y} \cdot \left| \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \quad (3)$$

2.2 文献2)の試験および結果の概要

本節では2.3節以降の検討に用いた文献2)の静的実験ならびにオンライン実験の実験概要および荷重-変位関係について示す。試験体は曲げ降伏先行型の中低層RC建物を想定し、建物の代表的な柱1本を取り出した1/3スケールのRC柱である。試験体断面寸法は300mm×300mm、内法高さは1100mmであり、軸力比は0.09の一定軸力とした。主筋はSD345のD16を使用し、引張側に4本( $p_t=1.07\%$ )配筋した。せん断補強筋はKSS785のS6を使用し、50mmピッチ( $p_w=0.85\%$ )で配筋した。材料試験の結果、主筋は $\sigma_s=401.5\text{N/mm}^2$ 、せん断補強筋は $\sigma_r=1062.4\text{N/mm}^2$ 、コンクリートは $\sigma_B=31.5\text{N/mm}^2$ であった。

静的実験の加力履歴はまず本震想定加力として、 $\pm 1/1000(1.1\text{mm})$ 、 $\pm 1/500(2.2\text{mm})$ 、 $\pm 1/300(3.67\text{mm})$ 、 $\pm 1/200(5.5\text{mm})$ 、 $\pm 1/150(7.33\text{mm})$ 、塑性率1.0、 $\pm 1/100(11\text{mm})$ 、塑性率1.5、 $\pm 1/75(14.67\text{mm})$ 、塑性率2.0をそれぞれ2サイクルずつ漸増加力した後、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/150$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/300$ 、 $\pm 1/500$ 、 $\pm 1/1000$ を1サイクルずつ漸減加力した。この後、余震想定加力として再度 $\pm 1/1000$ 、 $\pm 1/500$ 、 $\pm 1/300$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/150$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/75$ を1サイクルずつ加力した。最後に大変形加力として、 $\pm 1/50(22.00\text{mm})$ 、 $\pm 1/33(33.3\text{mm})$ を2サイクルずつ加力したが、本論の対象外なので以降の図では省略している。

オンライン実験はRC柱試験体が中低層RC建物の履歴性状を表すと考え、RC建物を1質点系に置き換え、固有周期を0.25s、減衰定数を0.03、時間刻みを0.01sとして実施した。入力地震動は本震規模地震動、余震規模地震動ともにEl Centro NS波の位相を用いて作成した告示波を10秒間使用した。このうち、最初に入力する本震規模地震動の最大加速度は予備解析を参考に応答塑性率2.0(変形角で1/75)となるように $368\text{cm/s}^2$ と設定した。また余震

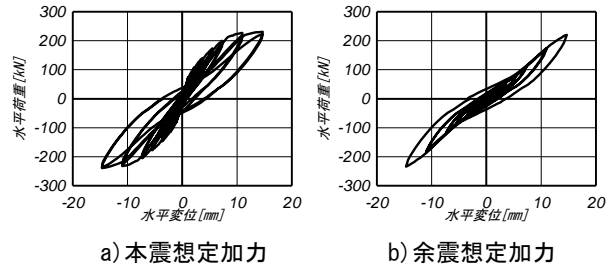


図-3 静的実験 荷重-変位関係

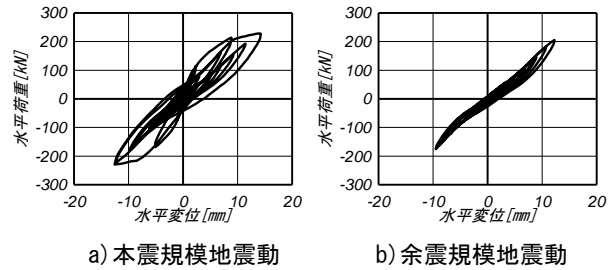


図-4 オンライン実験 荷重-変位関係

規模地震動は本震規模地震動の2/3程度である $246\text{cm/s}^2$ とした。なお、本震規模地震動と余震規模地震動の間に5秒間のインターバルを設けた。

図-3に静的実験から得られた荷重-変位関係を、図-4にオンライン実験から得られた荷重-変位関係を示す。静的実験では、曲げ型RC部材の履歴特性である最大応答到達後の応答が最大応答点を指向する傾向を確認することができ、余震想定加力時の荷重-変位関係は図-2のような三角形の形状ではなく逆S字の形状を示した。またオンライン実験では、本震規模地震動で最大応答変位が14.24mm、余震規模地震動で12.27mmとなり、履歴ループの形状は静的実験と同様であった。

2.3 柱試験体の復元力特性

表-1に本論文で示す等価粘性減衰定数算定式に用いるトリリニア型の復元力特性を示す。本論文の復元力特性は、2.2節に示した静的実験で得られた荷重-変位関係を元に作成した。第1折れ点は文献3)と同様に、初期ひび割れ発生時としており、この時の変位は1.04mmで、1.04mm変位時の荷重を用いて算出した初期剛性 $K_1$ は68.0kN/mmである。第2折れ点は降伏時とし、静的実験の部材角1/150加力時に主筋が降伏したことから、第2折れ点(降伏時)変位を7.33mmとした。第2折れ点以降の第3次勾配は本論文で対象としている部材角1/75(14.67mm、塑性率2.0)程度までの荷重-変位関係に対応させるため初期剛性の1/20とした。図-5に第2折れ点荷重の求め方を示す。図-5中の実線は静的実験結果より作成した荷重-変位関係の包絡線である。第2折れ点荷重 $Q_2$ は、上記で定めたパラメータを用いて設定される復元力特性と静的実験の包絡線で囲まれる図-5中のA部分とB部分の

表-1 復元力特性

第1折れ点荷重 $Q_1$ [kN]	70.5
第1折れ点変位 $\delta_1$ [mm]	1.04
初期剛性 $K_1$ [kN/mm]	68.0
第2折れ点荷重 $Q_2$ [kN]	211.5
第2折れ点変位 $\delta_2$ [mm]	7.33
第3次勾配剛性 $K_3$ [kN/mm]	0.05 $K_1$
除荷時剛性低下指数 $\alpha$	0.5

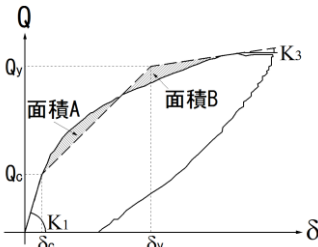
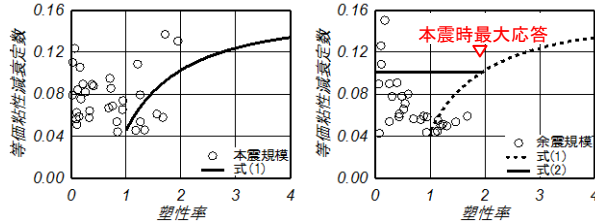


図-5 各折れ点荷重の求め方



a) 本震入力時

b) 余震入力時

図-6 オンライン実験 等価粘性減衰定数-塑性率関係

面積が等しくなるように定めた。なお、TAKEDAモデルに用いる除荷時剛性低下指数は0.5とした。

### 3. 余震時応答推定に用いる復元力モデルの提案

#### 3.1 余震応答時の履歴性状の考察

図-6に、2.2節に示したオンライン実験の本震、余震入力時の荷重-変位関係から算出した等価粘性減衰定数とそれぞれの入力に対応する式(1)、式(2)の算定結果とを比較して示す。図-6b)では、本震入力時の最大応答変位時における式(1)の等価粘性減衰定数算定値が、余震入力時における式(2)の算定値と等しくなることを示している。式(2)による等価粘性減衰定数算定値は、余震入力時の最大応答変位時における実験値を過大評価する傾向にあることが分かる。

図-7に式(2)で仮定している定常応答半ループと、静的実験における余震想定加力時の結果より、塑性率1.5程度となる部材角-1/100載荷時の履歴ループの比較を示す。なお、本図は図-2などの概念図と対応させるため、X軸およびY軸の符号を反転して示している。実験結果の履歴面積に対する定常応答半ループの履歴面積の比（以下、面積比と略記）が1.42となっており、実験結果の履歴面積が定常応答半ループよりも小さいことが確認できた。以上より、図-6b)のように、式(2)による等価粘性減衰定数算定値が余震入力時における実験値よりも大きくなってしまっていると考えられる。

また、図-7から加力時および除荷時の荷重が低い領域においては、変位が荷重の高い領域と比べ急激に進行するいわゆるスリップ性状を確認することができる。一方、他の部材角における実験結果を見ても同様な傾向を示す半ループが多数認められ、特に各半ループにおける

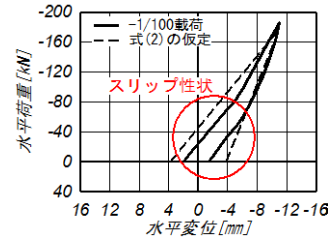


図-7 スリップ性状の確認

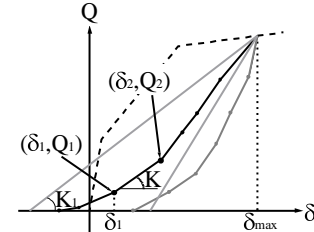


図-8 加力時の接線剛性の算出方法

最大応答変位が塑性率1.0を超えていたものはスリップ性状がより顕著であった。この実験は本震想定加力として塑性率2.0程度となる部材角1/75まで正負繰り返し加力をした後、一度1/1000まで除荷し、余震想定として再度1/75まで正負繰り返し加力を行った実験であったため、多数回の繰り返し加力によって鉄筋と周辺のコンクリートの間の付着が低下したことや、圧縮側コンクリートの残留ひずみの影響等が大振幅後の中小ループでスリップ性状として現れたものと考えられる。

以上より、余震時応答推定で用いる等価粘性減衰定数を適切に設定するため、大振幅後の中小ループの履歴面積を適切に評価できる加力時および除荷時のスリップ性状を考慮した履歴モデルを新たに作成することとした。

#### 3.2 加力時スリップ性状の検討

本節では、加力時のスリップ区間の剛性が、式(2)で仮定している定常応答ループの加力時剛性に対し、どの程度の割合で低下しているかを静的実験結果から検討した。

本論文では、大振幅後の中小ループの加力時スリップ性状を表わす履歴モデルとして武田スリップモデル<sup>4)</sup>を使用することとした。図-8に加力時におけるスリップ区間の剛性算出方法を示す。図-8に示した $K$ は加力ステップごとに得られた荷重と変位から算出した接線剛性である。図-9に静的実験の結果から定常応答ループとなっている、負加力時の部材角1/150と1/75の半ループから、図-8の方法で接線剛性を算出した結果を示す。図-9中の縦軸は、接線剛性を式(2)で仮定している定常応答ループの加力時剛性 $K_1$ で除した、 $K_1$ に対する低減係数である。また横軸は図-8に示す接線剛性算定区間の最小変位 $\delta_1$ を半ループの最大応答変位 $\delta_{max}$ で無次元化した値である。

図-9より、最大変位 $\delta_{max}$ に対する変位の割合が概ね

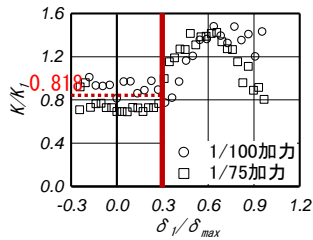


図-9 加力時の接線剛性-変位関係

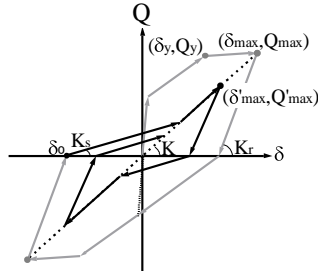


図-10 武田スリップモデル

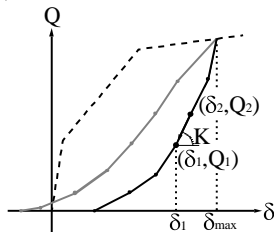


図-11 除荷区間の接線剛性の算出方法

0.3の位置から接線剛性の増大が認められる。このため最大変位に対する変位の割合が0.3以下のデータで平均を取ったところ、加力時のスリップ区間の接線剛性は、式(2)で仮定している定常応答ループの加力時剛性 $K_1$ の0.818倍であった。

ここで図-10に武田スリップモデルの履歴形状を、式(4)に加力時のスリップ区間の剛性 $K_s$ の算定式を示す。

$$K_s = \frac{Q_{max}}{\delta_{max} - \delta_0} \cdot \left| \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right|^{-\lambda} \quad (4)$$

ここで、 $\delta_0$ : 荷重が0となる点の変位、 $\delta_{max}$ 、 $Q_{max}$ : 最大変位、最大荷重、 $\delta_y$ : 降伏変位、 $\lambda$ : スリップ剛性低下指数

式(4)にある $Q_{max}/(\delta_{max} - \delta_0)$ は図-8の定常応答ループの加力時剛性 $K_1$ と同等であり、 $|\delta_{max}/\delta_y|^{-\lambda}$ は加力時剛性 $K_1$ の低減係数と考えることができる。そこで、 $|\delta_{max}/\delta_y|^{-\lambda}$ の値が0.818に等しいとして $\lambda$ を求めると0.289となる。

### 3.3 除荷時スリップ性状の検討

#### (1) 除荷時スリップ開始変位の検討

本項では、静的実験結果から部材が除荷時にスリップを起こすタイミングについて考察した。図-11に除荷時における接線剛性の算出方法を、図-12に除荷時における接線剛性-変位関係を示す。

図-11に示した $K$ は加力ステップごとに得られた荷

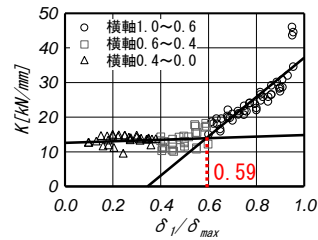


図-12 除荷時の接線剛性-変位関係

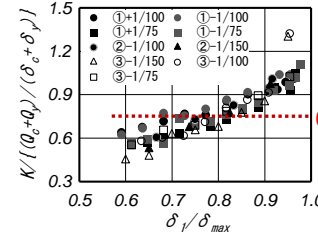


図-13 除荷時 $\delta_y/\delta_{max}:0.59\sim1.0$ 区間の接線剛性-変位関係

重と変位から算出した接線剛性である。また、図-12の縦軸は、塑性率1.0~2.0となる部材角1/150から1/75までの半ループから図-11の方法で求めた接線剛性であり、横軸は接線剛性算定区間の最小変位 $\delta_y$ を半ループの最大応答変位 $\delta_{max}$ で除して無次元化した値である。

図-12より、除荷時のスリップは半ループの最大変位の0.5倍前後の位置から生じていることが確認できる。そこでスリップ開始位置を精査するため、接線剛性が徐々に変化する横軸0.4~0.6のデータを除き、横軸1.0~0.6のデータと0.4~0.0のデータを用いてそれぞれの近似直線を引き、その交点を求めた。その結果、交点の横軸の値は0.59となり、除荷時のスリップの開始点は最大応答変位に対して0.59倍の変位と定義することとした。

#### (2) 除荷時スリップ開始前区間の剛性低下指数の検討

本項では、静的実験結果から除荷時剛性 $K_r$ の算出に用いる除荷時剛性低下指数 $\alpha$ について検討した。図-13は図-12の横軸0.59~1.0のデータを抜き出した図である。なお、図-13の縦軸は接線剛性 $K$ を式(3)に示す $(Q_c + Q_y)/(\delta_c + \delta_y)$ で除した値とし、横軸は、接線剛性算定区間の最小変位 $\delta_y$ を半ループの最大変位 $\delta_{max}$ で除して無次元化した値である。したがって、縦軸の値は式(3)の $|\delta_{max}/\delta_y|^{-\alpha}$ に相当するため、縦軸の値を用いて除荷時剛性低下指数 $\alpha$ を逆算することができる。

結果として縦軸の値の平均値は0.753であり、この値から除荷時剛性低下指数 $\alpha$ を逆算すると0.347となる。

#### (3) 除荷時スリップ区間の剛性の検討

本項では、静的実験結果から部材が除荷時にスリップを起こす際の剛性について検討した。図-14は図-12の横軸0~0.59のデータを抜き出した図である。縦軸は、接線剛性 $K$ を式(3)で求める除荷時剛性 $K_r$ で除した値であ

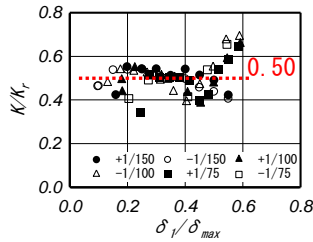


図-1 4 除荷時  $\delta_i/\delta_{max}$ :0~0.59区間の  
接線剛性-変位関係

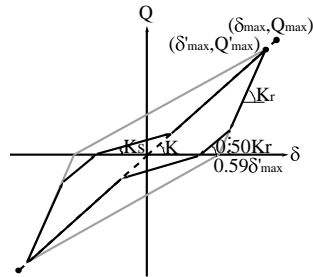


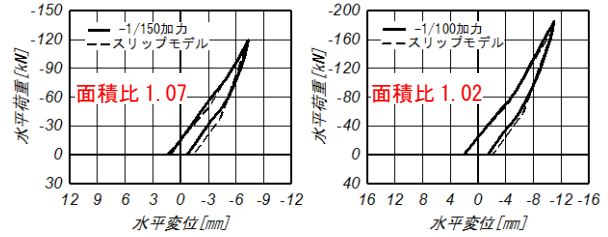
図-1 5 作成したスリップモデル

る。なお、除荷時剛性 $K_r$ を算出する際に使用する除荷剛性低下指数 $\alpha$ は3.3.2項で算出した0.347を使用した。また横軸は図-1 3と同様に、接線剛性算定区間の最小変位 $\delta_i$ を半ループの最大応答変位 $\delta_{max}$ で除して無次元化した値である。こちらのデータの平均値は0.50となり、除荷時スリップ区間の剛性は $K_r$ に対して0.50倍に低減することとした。

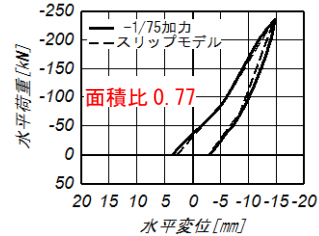
### 3.4 スリップモデルの作成

図-1 5に3.2節および3.3節で検討した加力時および除荷時のスリップ性状を組み合わせた定常応答におけるスリップモデル図を、図-1 6に当該モデルと静的実験余震想定加力の部材角-1/150、-1/100および-1/75加力時の実験結果との比較を、図-1 7に図-6で用いたオンライン実験の余震規模地震動入力時より得られた履歴ループから算出した等価粘性減衰定数と作成したスリップモデルの履歴面積から求めた等価粘性減衰定数とを比較して示す。なお、本図は図-7と同様に、図-2などの概念図と対応させるため、X軸およびY軸の符号を反転して示している。

作成したスリップモデルでは、加力時剛性は $K_s$ であり、この勾配で過去最大応答点( $\delta_{max}$ ,  $Q_{max}$ )における割線剛性 $K$ との交点まで進み、その後は過去最大応答点まで割線剛性 $K$ で推移する。除荷時については除荷時剛性 $K_r$ で除荷を開始し、当該ループの最大応答変位 $\delta'_{max}$ の0.59倍の位置でスリップを開始し、その後除荷時剛性 $K_r$ の0.50倍の剛性となる。荷重が0になったところで、再加力となり剛性 $K_s$ で推移し始め、このルールを繰り返す。なお、灰色の実線は式(2)で仮定している定常応答ループであり、これに比較して作成したスリップモデルは残留変形ならびに面積が小さくなるのがわかる。



a)-1/150 加力時      b)-1/100 加力時



c)-1/75 加力時

図-1 6 スリップモデルと実験結果の比較

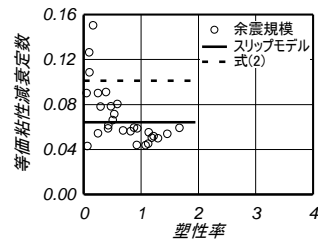


図-1 7 等価粘性減衰定数-塑性率関係

図-1 6を見ると、スリップモデルは実験結果の加力時および除荷時のスリップ性状を概ね良好に表現できており、-1/100加力では両者の面積比が1.02と精度良く対応している。さらに図-1 6中の全ての加力でスリップモデルと実験結果の残留変形の対応が良いことも確認できる。また、図-1 7を見るとスリップモデルによる算定結果が、式(2)の算定結果(点線)よりも等価粘性減衰定数が小さくなっており、余震規模地震動入力時の最大応答変位付近の等価粘性減衰定数と良く対応していることがわかる。以上のことから、作成したスリップモデルは加力時および除荷時のスリップ性状を精度良く表現でき、等価粘性減衰定数の算定精度向上が期待できる。このため、次章で当該モデルによる等価粘性減衰定数を用いた応答推定を行い、推定精度を検討した。

## 4. 余震時の応答推定

### 4.1 応答推定方法

図-1 8に余震時における応答推定の概念図を示す。本論文では、基本的に文献1)で提案されている余震時応答推定方法を用いるが、等価減衰については、3.4節で作成したスリップモデルの履歴面積から算定される等価粘性減衰定数に、初期減衰定数を加算した値を用いる。図-1 8に示すように、本震によって最大応答に達した後の余震による応答は、本震時最大応答点の割線剛性上に

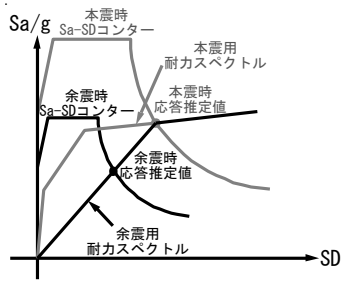


図-18 余震時の応答推定方法

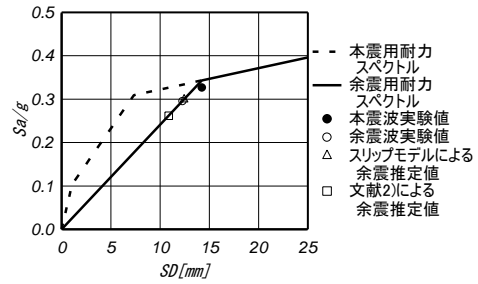


図-19 余震応答推定結果

分布すると仮定して余震用耐力スペクトルを設定している。そして、余震時応答推定はこの余震用耐力スペクトルと余震入力による  $S_a$ - $S_D$  コンターとの交点を応答推定点としている。この余震時  $S_a$ - $S_D$  コンターを算定するときには前述のスリップモデルによる等価減衰を用いた。

#### 4.2 応答推定結果

図-19に作成したスリップモデルによる等価減衰を用いて行った余震時応答推定結果を示す。今回の推定では、余震時応答推定の精度を検討するため本震の推定を行わず、オンライン実験の本震規模入力結果(図-19中の●印)を用いて、余震用の耐力スペクトルを設定している。なお、この実験結果がモデル化した耐力スペクトル上にプロットされていないため、実験結果の変位を基準に、余震用耐力スペクトルを作成した。余震時応答推定に用いた入力地震動は、オンライン実験で余震規模入力とした地震動と同一である。

図-19を見ると、スリップモデルによる等価粘性減衰定数を用いた推定応答変位(△)と実験による応答変位(○)の比は約1.01と良い対応を示した。これは図-16や図-17で示したように実験結果とスリップモデルの履歴面積および等価粘性減衰定数が良く対応できていたためと考えられる。また式(2)を用いた文献1)の等価粘性減衰定数による余震時応答推定結果(□)は、実験応答変位に対して0.89となっており、スリップモデルを用いた応答推定に比べ推定精度が低い結果となっている。

#### 5. まとめ

本論文では余震応答時の履歴ループを適切に評価する復元力モデルの作成を行うとともに、作成したモデルを用いて算定した等価粘性減衰定数による余震時応答推定を行い、その推定精度を検討した。以下に、得られた知見を示す。

(1) 式(2)で仮定している定常応答ループと、文献2)の静的実験の結果の比較から、実験結果における履歴ループでは、加力時と除荷時にスリップ性状が生じていることを確認することができ、履歴面積も小さくなることから、文献1)の手法では等価粘性減衰定数を過大評価する傾向があることを示した。

(2) 作成したスリップモデルと静的実験結果と比較した結果、作成したモデルが実験結果の加力時および除荷時のスリップ性状および履歴面積を精度良く表現できることを確認した。

(3) スリップモデルに基づく等価減衰を用いて、余震時応答推定を行った結果、推定値と実験結果の比は1.01と良い対応を示した。

以上の結果から、作成したスリップモデルを用いた余震時応答推定の妥当性ある程度確認できたと思われる。しかしながら、検討の数が少ないことや過去最大塑性率が2.0のみの検討であったことから、作成したスリップモデルの適用範囲や応答推定の妥当性を十分に確認したとは言い難い。なお、東北地方太平洋沖地震のような継続時間が長い地震動では、本震時応答でも繰返し回数が多くなり、スリップ性状を示すことが想定されるため、本震時応答についても、ここで作成したスリップモデルが適用できる場合もあると考えられる。

今後は過去最大塑性率を大きくした場合や異なる地震動を用いた場合について、作成したスリップモデルおよび余震時応答推定法の検討をさらに進める予定である。

#### <参考文献>

- 1) 兎澤圭亮, 寺本尚史, 西田哲也, 小林淳: 余震による地震入力を受ける場合の応答推定手法に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.895-900, 2012.7
- 2) 兎澤圭亮, 小幡昭彦, 西田哲也, 小林淳: 連続地震動を受けるRC造架構の応答性状に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.895-900, 2013.7
- 3) 岡田恒男, 関松太郎: 電算機アクチュエータオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験その2.オンライン応答実験-1, 日本建築学会論文報告書, 第279号, 1979.1
- 4) 江戸宏彰, 武田武一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1877-1878, 1977.10