

# 論文 架構耐震性能に及ぼす各部位の影響度に基づいた RC 造被災建物の残存耐震性能評価法の多層建物への拡張

三浦 耕太\*1・前田 美里\*2・松川 和人\*3・前田 匡樹\*4

**要旨**：様々な崩壊形に適用可能な耐震性能残存率評価法として、1層建物を対象に筆者らが提案した、架構耐震性能に及ぼす各部位の影響度  $E_r$  で耐震性能低減係数  $\eta$  を重みづけする手法を、多層建物に拡張した。影響度  $E_r$  は、既往の手法で考えられている耐力に加え、変形、減衰、有効質量を考慮して算定することとし、pushover 解析を用いる 3 次判定法から、被害調査時の現地での計算を想定した 1 次判定法まで 3 通りを提案した。崩壊形、階数、層間変形分布等を変化させた建物モデルに提案手法を適用した結果、各手法の値が良好に対応しており、簡略的な手法でも既往の手法に比べて高精度で影響度  $E_r$  を推定出来ることがわかった。

**キーワード**：残存耐震性能、被災度判定、崩壊形、耐力低下、層間変形、減衰、部材の寄与率

## 1. はじめに

地震被害を受けた建物の補修、補強の要否を判定し、合理的な復旧計画を立案するためには、被災後の耐震性能を適切に評価することが重要である。現在用いられている指標として、被災前に対する被災後の耐震性能の比を表す耐震性能残存率  $R^1$  がある。耐震性能残存率  $R$  は、建築防災協会の被災度区分判定基準<sup>2)</sup>に採用されているが、同基準は既存 RC 造建物の地震被害に多く見られる層崩壊が生じることを前提としている。一方、梁曲げ降伏型全体崩壊形建物に対する算定法も提案されている<sup>3)</sup>が、いずれも適用範囲が特定の崩壊形に限定されるという問題がある。また、各部材の損傷度に応じて決まる耐震性能低減係数  $\eta^2$  を、柱の耐力  $Q_u$  あるいは曲げ降伏位置の終局モーメント  $M_u$  で重みづけ平均して層あるいは建物の耐震性能残存率  $R$  を算出するものであり(図-1)、剛性や部材の位置関係等による影響は考慮されていない。

そこで、筆者らは文献 4)において、1層建物に関し、せん断部材と曲げ部材が混在する場合等、あらゆる破壊形式を対象範囲とした上で、耐力に加え、諸条件によるエネルギー吸収(等価粘性減衰)の違いを考慮した指標として、架構耐震性能に及ぼす各部位の影響度  $E_r$  を導入し、それにより  $\eta$  を重みづけする手法を提案した。影響度  $E_r$  については 2 種類の算定法(3次・2次判定法)を提案し、その妥当性を確認した。本研究では、耐力と減衰に加え、各層における変形の大小やモード系(有効質量)の影響を考慮することで、提案手法の多層建物への拡張を行う。さらに、地震直後の緊急的な被災度判定が必要となる場合を想定し、より簡略的に各部位の影響度を推定する方法(1次判定法)の提案を行う。

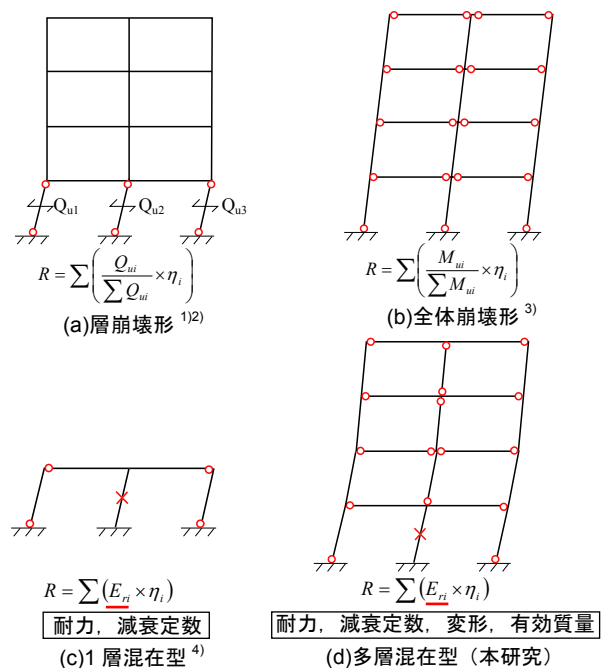


図-1 既往の研究と本研究の残存耐震性能評価の概念

## 2. 耐力・減衰・変形・有効質量を考慮した各部位の影響度 $E_r$ 算定法の提案

### 2.1 応答スペクトルに基づく方法(3次判定法:精算法)

影響度  $E_r$  は、骨組の pushover 解析と地震応答スペクトルに基づく保有耐震性能指標<sup>5)</sup>から求めることを原則とする。この手法は、文献 4)に精算法として示したものであるが、以下にその概略を示す。

図-2に示すような、通常の解析モデル(基本モデル)及びある部位が破壊した状態を想定して耐力を 0 としたモデル(部分ピンモデル)に対して pushover 解析を行う。得られた架構の荷重変形関係を等価 1 自由度系に縮約し

\*1 大林組(元東北大学大学院) 修士(工学) (正会員)  
 \*2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 (非会員)  
 \*3 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 修士(工学) (正会員)  
 \*4 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻教授 博士(工学) (正会員)

て求めた応答加速度  $S_a$ —代表変位  $S_d$  関係と減衰定数  $h$  から、安全限界時（いずれかの層が層間変形角=1/50 に達した時点と仮定）の保有耐震性能指標  $\alpha$ （基本モデル）、 $\alpha'$ （部分ピンモデル）を算定し、その差から部分ピンモデルにおける保有耐震性能指標減少率  $D_r$  を求める（図-3、式(1)）。全ヒンジ部位での減少率  $D_r$  の合計が 1 となるように基準化したものを影響度  $E_r$  と定義する（式(2)）。

$$D_r = 1 - \alpha'/\alpha \quad (1)$$

$$E_r = D_r / \Sigma D_r \quad (2)$$

多層建物の場合、各層の変形分布に応じて代表変位  $S_d$  及び有効質量  $M_e$  が変動するが、保有耐震性能指標は、それらを考慮して算定される。すなわち、3次判定法において、各部位の影響度  $E_r$  は、文献4)で考えられていた耐力、減衰に加え、代表変位、有効質量の影響を考慮した値となる。ここで、せん断部材における減衰定数について、文献4)では履歴減衰を無視し、一定値  $h_s=0.05$  としていたが、本研究では、実現象との対応を考え、履歴減衰を曲げ部材の2割とした式(3)で算定することとした。

$$h_s = 0.05 + 0.05(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad \mu: \text{塑性率} \quad (3)$$

## 2.2 応力分布に基づく方法（2次判定法：略算法）

3次判定法には pushover 解析が必要で、被災度判定に適用するには複雑な場合も考えられる。そこで、手計算可能な手法として、文献4)の略算法を拡張する形で、以下の2次判定法を提案する。3次判定法に用いた保有耐震性能指標  $\alpha$  は、縮約1自由度系の応答加速度  $S_a$ 、代表変位  $S_d$ 、減衰定数  $h$  が大きい程高い値となる。応答加速度  $S_a$  は、安全限界時の1層せん断力  $\Sigma Q_1$  と有効質量  $M_e$  から式(4)で算定されるので、2次判定法では、部分ピンモデルにおける  $\Sigma Q_1$ 、 $M_e$ 、 $S_d$ 、 $h$  それぞれの減少分（増加分）を評価する指標として、以下の4種類を定め、その積から保有耐震性能指標減少率  $D_r$  を求める（式(5)）。

$$S_a = \Sigma Q_1 / M_e \quad (4)$$

$$D_r = \bar{Q} \cdot \kappa_b \cdot \kappa_s \cdot \kappa_h \quad (5)$$

$\bar{Q}$ : 安全限界時の1層せん断力減少率、 $\kappa_s$ : 階の位置による補正係数（有効質量  $M_e$  の変動を評価）、 $\kappa_b$ : 層の耐力比率による補正係数（代表変位  $S_d$  の変動を評価）、 $\kappa_h$ : 減衰による補正係数。各指標と保有耐震性能指標の対応関係を図-4に、各指標の算定方法を以下に示す。

### (1) 1層せん断力減少率 $\bar{Q}$

節点振り分け法を用いて、部材の曲げ強度  $M_u$  及び負担せん断力  $Q_s$  から、基本モデルと部分ピンモデルの安全限界時1層せん断力  $\Sigma Q_1$ 、 $\Sigma Q_1'$  を計算する（図-2）。この際、各層のせん断力の比率  $k_i$  が  $A_i$  分布に適合するように、梁の曲げ降伏で決まる節点モーメントを上下層の柱に分配する。また、せん断部材の安全限界時の負担力  $Q_s$  は、図-5のように、層間変形角とせん断力の関係をモデル化することで算定する（詳細は文献4)を参照）。

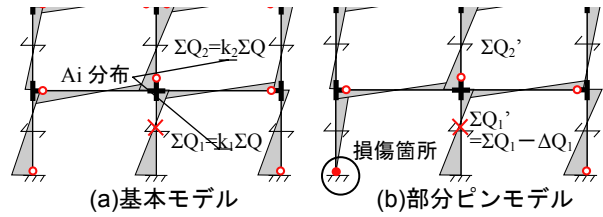


図-2 安全限界時の層せん断力

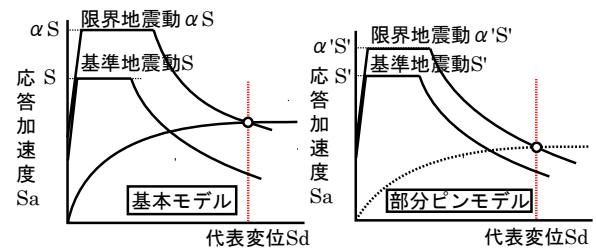


図-3 3次判定法における影響度  $E_r$  の算定

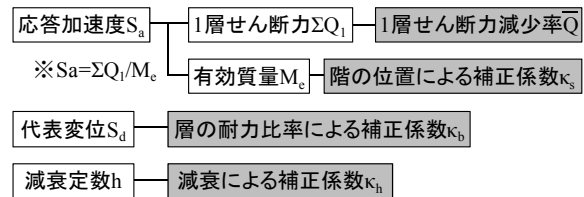
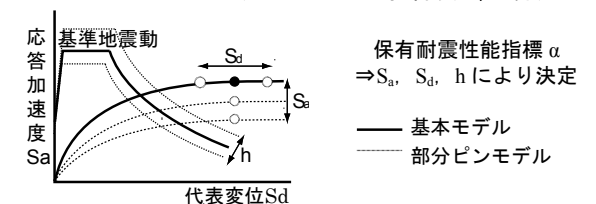


図-4 2次判定法に用いる各係数の評価項目（保有耐震性能指標との対応関係）

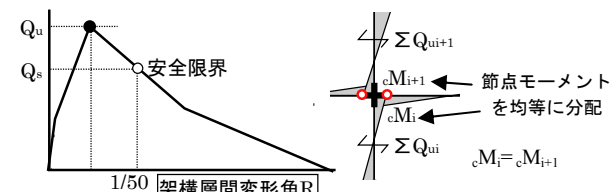


図-5 せん断柱の安全限界時負担せん断力  $Q_s$

図-6 保有水平耐力  $Q_u$

続いて、部分ピンモデルにおける安全限界時1層せん断力の減少率  $\bar{Q}$  を式(6)で求める。  $\Delta Q_1$  を層せん断力全体における当該部位の負担分と考えれば、 $\bar{Q}$  は、図-1(a)(b)の  $Q_{ui}/\Sigma Q_{ui}$  あるいは  $M_{ui}/\Sigma M_{ui}$  に相当する指標である。

$$\bar{Q} = 1 - \Sigma Q_1' / \Sigma Q_1 = \Delta Q_1 / \Sigma Q_1 \quad (6)$$

### (2) 層の耐力比率による補正係数 $\kappa_b$ （代表変位の変動）

部分ピンモデルにおいて、安全限界時の代表変位  $S_d$  の減少率  $\delta$  が大きくなる程、耐震性能の減少率が大きくなるという関係を評価するための指標として、式(7)で層の耐力比率による補正係数  $\kappa_b$  を定める。ここで、層せん断力の場合と異なり、減少率  $\delta$  の値を直接用いていないのは、 $\delta$  が正負両方の値を取り得るためである。

$$\kappa_b = 1 + \delta / 0.1 \quad (7)$$

代表変位減少率  $\delta$  は、以下の手順で算定する（図-7）。

a) 梁降伏によって決まる節点モーメントを、上下層の柱に均等に分配した場合の各層の層せん断力を、保有水平耐力  $\Sigma Q_{ui}$  とする (図-6)。 $\Sigma Q_{ui}$  に対して、実際の安全限界時の層せん断力  $\Sigma Q_i$  (図-2) が大きい程、耐力的に余裕がない層であると考えられるので、両者の比率として、層の弱さ  ${}_sW$  を定義する (式(8))。

$${}_sW = \Sigma Q_i / \Sigma Q_{ui} \quad (8)$$

b) 一般に、当該層及びその周辺層の耐力が相対的に小さい ( ${}_sW$  が大きい) 程、安全限界時の層間変形が大きくなると考えられるので、式(9)で層間変形比率  ${}_sD_i$  を定める。

$${}_sD_i = ({}_sW_i + 0.5{}_sW_{i+1} + 0.5{}_sW_{i-1}) / 2 \quad (9)$$

c)  ${}_sD_i$  を、全層のうちで基準化したものを、基準化層間変形比率  ${}_sD_{ei}$  とする。安全限界時には、変形最大の層で層間変形角  $= 1/50 \text{ rad}$  となるので、基本モデル、部分ピンモデルに共通して、 ${}_sD_{ei} = 1$  が変形角  $1/50 \text{ rad}$  の層に対応することとなる。

d) 代表変位  $S_d$  が、最上階の変位、すなわち各層の層間変形の和に比例すると考えれば、各モデルにおける代表変位比率  $\delta_r$  は、式(10)で算定することが出来る。

$$\delta_r = \sum_{i=1}^n {}_sD_{ei} \quad (10)$$

e) 基本モデル、部分ピンモデルそれぞれにおいて代表変位比率  $\delta_r$ 、 $\delta_r'$  を求め、部分ピンモデルにおける減少率を代表変位減少率  $\bar{\delta}$  として求める。(式(11))。

$$\bar{\delta} = 1 - \delta_r' / \delta_r \quad (11)$$

図-7 に示すように、基本モデルで変形の大きい層では、損傷によって (部分ピンモデルで) 変形が増加すると、当該層に変形が集中するため、安全限界時の代表変位が減少し、耐震性能  $\alpha'$  が大きく低下する。そのため、 $\kappa_b$  の値を大きく取ることになる。

### (3) 階の位置による補正係数 $\kappa_s$ (有効質量の変動)

式(4)からわかるように、架構の安全限界時の応答加速度  $S_a$  は、有効質量  $M_e$  に反比例する。一般に、下層の変形割合が大きい程、 $M_e$  は大きい値となるので、下層の部位を損傷させた場合、 $M_e$  が増加することで、応答加速度  $S_a$  が大きく減少することとなる。すなわち、下層の部位程、架構耐震性能に及ぼす影響が大きいと言えるので、階の位置による補正係数  $\kappa_s$  を用いてその関係を評価する (式(12))。ここで、式(12)の係数は、3章に示したものを含めた複数のモデルについて、部分ピンモデルにおける有効質量の変動による、各部位の影響度  $E_r$  (3次判定法で算定) の変化分を検討した結果から回帰的に定めた。

$$\kappa_s = -0.7(i/n) + 1.4 \quad (12)$$

i: 当該階数 n: 建物階数

### (4) 減衰による補正係数 $\kappa_h$

#### ・ 曲げ降伏部位

各ヒンジ部位の履歴エネルギー吸収が建物の減衰性能に及ぼす影響を考慮するための係数を  $\kappa_h$  とする。曲げ降

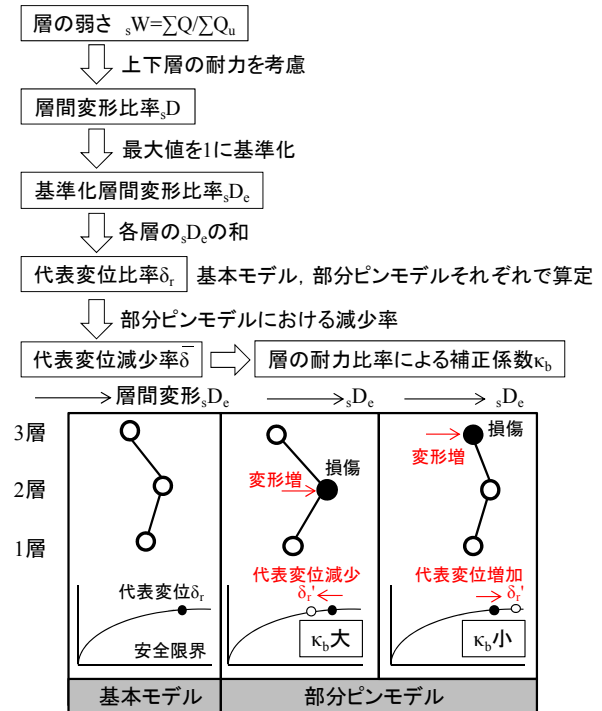


図-7 層の耐力比率による補正係数  $\kappa_b$  算定の流れ

伏部位では、文献4)と同様に、ある地震力に対する弾性時の部材端部の応力  $M_R$  が曲げ終局耐力  $M_u$  に対して大きい部位程、塑性率が大きくなり、架構の減衰性能を増大させるという関係を利用し、式(13)で  $\kappa_h$  を求める。ここで、 $\kappa_h$  は、最大値が1となるように基準化した値とする。

$$\kappa_h = \sqrt{M_R / M_u} \quad (13)$$

#### ・ せん断破壊部位

せん断部材では一般に、曲げ部材に比べて履歴エネルギー吸収量が小さいということを考慮し、 $\kappa_h = 1$  という曲げ降伏部位の最大値に対し、 $\kappa_h = 0.66$  を一定値として用いる。この値は、文献4)に示す  $\kappa_h$  の算定法において、剛域  $= 0$ 、曲げ降伏部位の最大塑性率  $\mu = 5$  (減衰定数  $h_{f1} = 0.19$ )、せん断破壊部位の減衰定数  $h_s = 0.09$  (式(3)のほぼ上限値に対応) と仮定することで導かれるが、実質的には、減衰定数  $h_{f1}$ 、 $h_s$  それぞれに対して式(14)で算定される、基準地震動の応答低減率  $F_{h_{f1}}$ 、 $F_{h_s}$  の比率になっている (式(15))。

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h) \quad (14)$$

$$\kappa_h = \frac{1 + 10h_s}{1 + 10h_{f1}} = \frac{1 + 10 \times 0.09}{1 + 10 \times 0.19} = 0.66 \left( = \frac{F_{h_{f1}}}{F_{h_s}} \right) \quad (15)$$

## 3. 建物モデルを用いた提案手法の精度検証

### 3.1 建物モデル及び解析条件

建物モデルは、階数及び崩壊形をパラメータとして3種類設定した (図-8)。モデル名は、階数、崩壊形、スパン数を示す。階高 3.5m、スパン 6m は共通とした。3次判定法の pushover 解析においては、柱と梁を材端に曲げバネ、中央にせん断バネと軸バネを持つ線材に置換し、曲げバネはトリリニア型、せん断バネは文献4)に示す耐

力低下型のモデルを用いた。軸バネは弾性とした。各モデルにおける、pushover 解析結果及び2次判定法における式(9)で算定した各層の層間変形比率を図-9に示す。

### 3.2 影響度 $E_r$ 算定結果

各モデルにおける影響度  $E_r$  の算定結果を図-10に示す。既往の手法である耐力による重みづけ係数 ( $M_u/\Sigma M_u$ ) の値も合わせて示した。また、式(5)における各指標の値のうち、層の耐力比率による補正係数  $\kappa_b$ 、減衰による補正係数  $\kappa_h$  の算定結果を図-11、図-12に示す。数字は階数を表しており、柱は外柱脚、梁は外端の結果を代表して記載した。ここで、1層せん断力減少率  $Q$  は、 $M_u/\Sigma M_u$  の値にほぼ一致するため、また、階の位置による補正係数  $\kappa_s$  はモデルによらず一定値であり、変動幅も 1.2-0.7 程度とそれ程大きくないため、検討を省略する。

図-10より、 $M_u/\Sigma M_u$  では、変形の大きい層(図-9より、3T-2では1,2層、3M-3では1層、5T-2では3層)の部位の影響度を過小評価し、逆に変形の小さい層の影響度を過大評価する傾向が見られる。一方、2次判定法では、3T-2では3次判定法にほぼ等しい値を、その他のモデルでも比較的近い値を示していることから、既往の手法に比べ、精度が良いと言える。ここで、図-11を見ると、 $\kappa_b$  の値は、上述した変形が大きい層の部位で高くなっており、変動幅も他の補正係数に比べて大きいことから、主に、 $\kappa_b$  によって各部位が架構の変形(代表変位)に与える影響を評価することで、2次判定法でも高精度で  $E_r$  を算定出来ていると考えられる。

### 3.3 各補正係数の算定精度に関する検討

3次判定法において、補正係数  $\kappa_b$ 、 $\kappa_h$  に対応する値として、pushover 解析結果における層間変形を式(7)、式(11)に代入して求めた  $\kappa_b$  を図-11に、解析結果から求めた各部位の塑性率の比(最大値を1に基準化)を図-12に示す。3T-2では、いずれの係数においても、2次判定法と3次判定法の値が非常に良い対応を示しており、2次判定法における影響度  $E_r$  の算定精度の高さ(図-10)を裏付ける結果となっている。一方、3M-3、5T-2では、 $E_r$  の結果と同様に、誤差の大きい部位も存在する。この原因として、せん断部材の安全限界時負担力  $Q_s$  の算定において、2次判定法では、せん断部材を有する1層の変形角が  $1/50\text{rad}$  になることを仮定しているが(図-5)、部分ピンモデルの中には、上記の仮定が成立せず、 $Q_s$  を過小評価するケースが存在すること、せん断部材を有する層では、弾性時とせん断部材破壊後の応力状態が大きく異なり、式(13)から減衰の大小を正確に推定出来ないこと等が考えられる。また、2次判定法では、当該層及び上下層の耐力から、式(9)で層間変形を求めているが、建物階数が増えると、考慮されない層の割合が増え、推定精度が落ちることが考えられる。図-9に示す層間変形

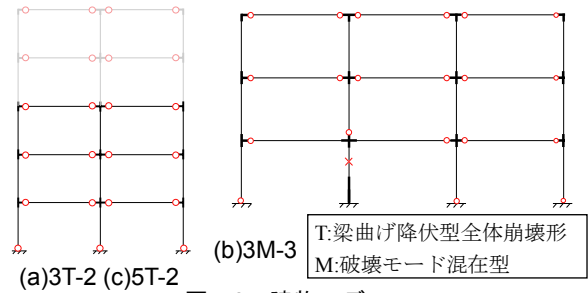


図-8 建物モデル

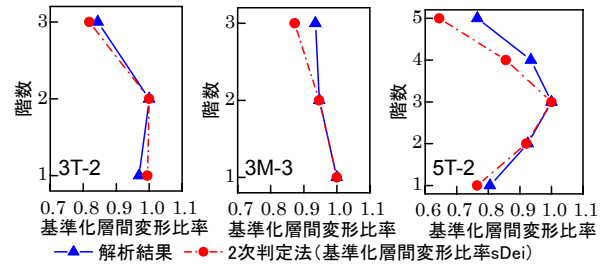


図-9 基本モデルにおける層間変形比率

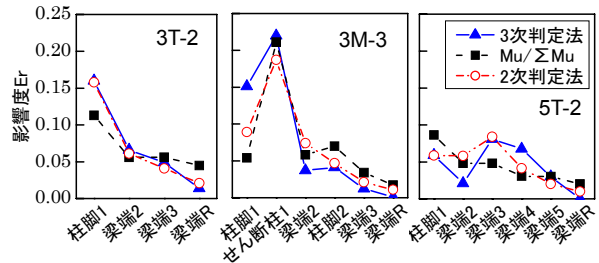


図-10 影響度  $E_r$  算定結果

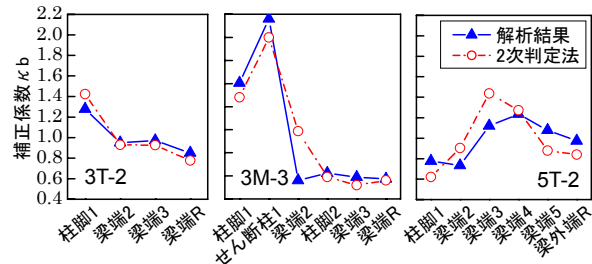


図-11 層の耐力比率による補正係数  $\kappa_b$  算定結果

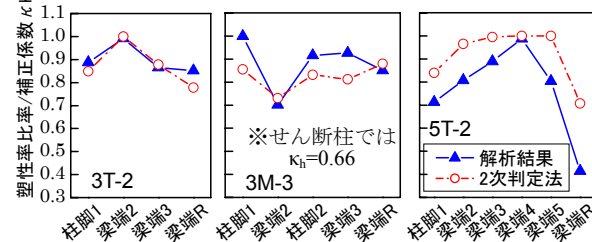


図-12 減衰による補正係数  $\kappa_h$  と塑性率の対応関係

を見ると、5T-2において、pushover 解析結果と式(9)による推定値との差異が最も大きくなっているのがわかる。しかしながら、補正係数、影響度いずれに関しても、傾向は捉えており、破壊形式に関わらず、2次判定法によって、3次判定法の結果を概ね推定可能と判断出来る。

## 4. 緊急的な被災度判定を想定した簡略的な方法の提案

2, 3章では、架構耐震性能に及ぼす各部位の影響度  $E_r$  の評価法を提案し、比較的簡便な2次判定法でも高精

度で影響度  $E_r$  を算定出来ることを示した。本章では、地震直後の現地調査等、緊急的に被災度判定が必要となる場合を想定し、さらに簡略的な方法（1次判定法）を提案した上で、2次判定法との対応関係を確認する。

#### 4.1.2 次判定法における補正係数の簡略化

2次判定法における各補正係数のうち、階の位置による補正係数  $\kappa_s$  は、式(12)より直接的に算定出来る。また、層せん断力減少率  $Q$  は、前述したように、 $M_u/\Sigma M_u$  の値とほぼ等しいと考えられるので、部材種別や断面、耐震診断結果等から大凡の値を推測可能であると言える。一方、層の耐力比率による補正係数  $\kappa_b$  及び減衰による補正係数  $\kappa_h$  は、被害調査時に現地で行うには、計算がやや複雑である。そこで、以下で算定法の簡略化を行う。

##### (1) 層の耐力比率による補正係数 $\kappa_b$

###### ・パラメトリックスタディによる変動傾向の検討

3章の結果より、層の耐力比率による補正係数  $\kappa_b$  は、変形の大きい層の部位で大きい値になると予測される。そこで、本項では、各層の変形の大小を変化させた複数のモデルについて、2次判定法を用いて  $\kappa_b$  の値を算出し、その変動傾向について検討を行う。対象建物は、崩壊形を図-8の3M-3あるいは5T-2と同一とし、各層の変形が均一になるように部材強度を調整したモデル、及びそこから梁の強度を変動させることで変形の大小関係を図-13(a-1)、(b-1)のように変化させた、計10モデルとした。ここで、同図の横軸は、式(9)で算定した値であり、また、部材剛比は強度に比例する形で設定した。

図-13(a-2)、(b-2)に示すように、変形を均一としたモデルでは、 $\kappa_b$  の値も各部位でほぼ等しくなっているが、その他のケースでは、変形の大きい層で  $\kappa_b$  も大きくなっている。一方で、各層の変形の大小関係は同一として、差(値)を変化させた2ケース(例えば▲と×)では、各層で  $\kappa_b$  の値がほぼ等しくなったことから、変形の値そのものではなく、建物全体における相対的な変形の大小によって、 $\kappa_b$  の値が決まっていると推測される。その値は、変形の大きい層で1.4、小さい層で0.6程度である。

##### ・1次判定法における補正係数 $\kappa_b$ の算定法

上記の結果を基に、1次判定法では、層間変形の大小から層ごとに補正係数  $\kappa_b$  の値を算出し、その値(中間層の梁では、上下層の値の平均値)を当該層の部位の  $\kappa_b$  として用いることとする。算定の流れを以下に示す。

a)層間変形比率  $sD$  の大小から、建物の各層を3グループに分類する。ここで、 $sD$  は、被害調査時に記録する各部材の損傷度から簡略的に求めることとする。算定方法の詳細は後述する。グループ分類は、調査者が任意に行っても良いが、基本的には、全層の  $sD$  の中から最大値と最小値を抽出し、その間を等分割することとする。

b)前述の検討結果から、変形の大小と  $\kappa_b$  の関係を表-1

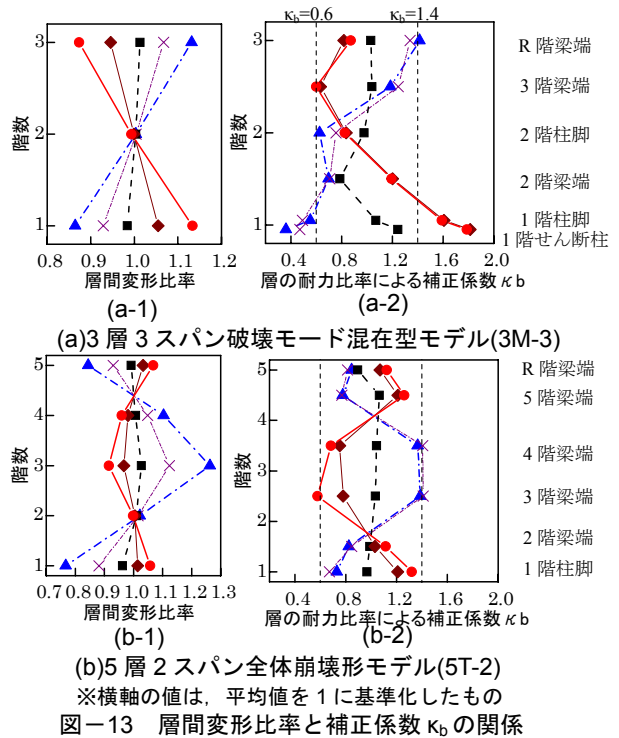
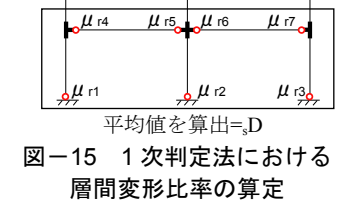
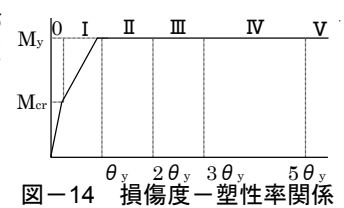


表-1 1次判定法における補正係数  $\kappa_b$  の算定

層間変形	補正係数 $\kappa_b$
大	1.4
中	1.0
小	0.6

表-2 代表塑性率

損傷度	代表塑性率 $\mu_r$
0	0.05
I	0.5
II	1.5
III	2.5
IV	4
V	5.5



のように設定し、各層における  $\kappa_b$  の値を求める。

##### ・損傷度に基づく層間変形比率 $sD$ の算定

曲げ部材について、図-14に示す関係を想定し、各損傷度に対応する塑性率(代表塑性率  $\mu_r$ )を表-2のように定める。各ヒンジ発生位置について  $\mu_r$  を求めた上で、層ごとに平均値を算出し(図-15)、その値を  $sD$  とする(式(16))。nは当該層におけるヒンジ数である。

$$sD = \sum \mu_r / n \quad (16)$$

##### (2) 減衰による補正係数 $\kappa_h$

2.2で述べたように、減衰による補正係数  $\kappa_h$  は、塑性率最大となる曲げ降伏部位で最大値=1、エネルギー吸収量の乏しいせん断部材で0.66となるような指標である。そこで、部材種別や部材長から推定される減衰の大小に基づき、建物の各部材を3つのグループに分類し、それぞれに対応する  $\kappa_h$  の値を表-3のように与える。基準部材長  $L_0$  は、柱・梁それぞれにおいて、建物全体で最も一般的な値として任意に設定する。

ここで、強度や断面は同一の状態、部材長が基準部材長  $L_c$  の 0.66 (1.5) 倍となった場合、剛比は 1.5 (0.66) 倍となる。応力も同様に 1.5 (0.66) 倍になると考えると、曲げ部材の場合、式(13)より、 $\kappa_h$  の値は約 1.25 (0.8) 倍となることから、 $L_c$  の 0.66, 1.5 倍の部材長  $L$  を境界として減衰の大小を分類し、各グループにおける  $\kappa_h$  の値を定めている (表-3)。実際には、部材断面と強度の変化や、部材位置も関係するが、断面と強度は概ね比例関係にあるとすれば、 $\kappa_h$  の値に大きな影響はないと考えられること、また、評価方法が複雑になることを避けるため、部材長と部材種別から簡便に値を推定することとした。

#### 4.2 建物モデルを用いた精度検証

実建物では、層間変形に全く大小関係がないということは考えにくいので、図-13 のうち、変形均一のものを除いた 8 モデル (剛比は曲げ強度に比例)、及び、それに対して建物右側の梁の剛比を 2, 1.5, 0.66, 0.5 倍と変化した計 40 モデル (スパンを 0.5~2 倍とした場合に相当、図-16) について、1 次・2 次判定法それぞれを用いて各部位の影響度  $E_r$  及び、補正係数  $\kappa_b$ ,  $\kappa_h$  を算定した結果を図-17, 図-18 に示す。ここで、1 次判定法における  $\kappa_h$  は、表-3 に示す 3 種類の値に限定されるため、それぞれの値 (グループ) に対する 2 次判定法  $\kappa_h$  の平均値を示した。層の耐力比率による補正係数  $\kappa_b$  については、せん断柱で対応が悪くなっているケースがあるが、1 次判定法によって、2 次判定法の値を概ね推定出来ている。また、減衰による補正係数  $\kappa_h$  は、1 次判定法で  $\kappa_h=1.0$  となるグループについて、2 次判定法の値を過大評価する傾向があるが、グループ間の大小関係は捉えることが出来ている。影響度  $E_r$  の値についても、各モデルで、概ね誤差 30% の範囲内に収まっており、崩壊形・層間変形の分布・スパン・建物階数を変化させた各ケースにおいて、最も簡略的な 1 次判定法によっても、2 次判定法の値を精度良く推定出来ることが確認出来た。

#### 5. まとめ

(1)あらゆる崩壊形に適用可能な耐震性能残存率評価法として、筆者らが文献4)で提案した、架構耐震性能に及ぼす各部位の影響度  $E_r$  で、損傷度に応じて定められる耐震性能低減係数  $\eta$  を重みづけする手法を、多層建物に拡張した。影響度  $E_r$  は、耐力、減衰、変形、有効質量を考慮して算定することとし、pushover 解析を用いる 3 次判定法から、被害調査時に現地で計算することを想定した 1 次判定法まで、3 通りの手法を提案した。

(2)曲げ降伏型、及びせん断部材が混在する多層建物モデルにおいて、提案手法により影響度  $E_r$  を算定した結果、部材耐力だけを考える既往の手法と比較して、減衰や変形等を考慮することで精度が向上し、2 次判定法でも高

表-3 1 次判定法における補正係数  $\kappa_h$  の算定

		部材長 $L$	減衰	補正係数 $\kappa_h$
曲げ部材	短柱, 短梁	$L \leq 0.66L_c$	大	$1(=0.8 \times 1.25)$
	通常部材	$1.5L_c > L > 0.66L_c$	中	0.8
	長柱, 長梁	$L \geq 1.5L_c$	小	0.66 ( $\approx 0.8 \times 0.8$ )
せん断部材				

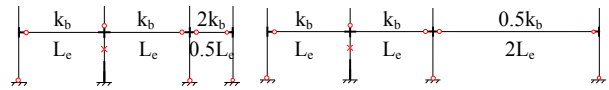


図-16 剛比を変化させた建物モデルの例(3M-3)

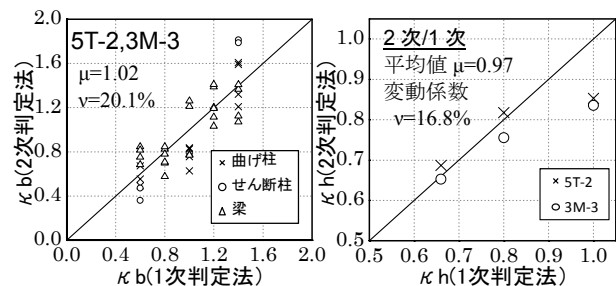


図-17 1 次判定法による補正係数  $\kappa_b$ ,  $\kappa_h$  の算定精度

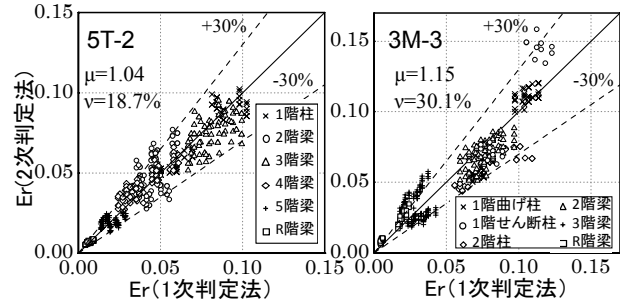


図-18 1 次判定法による影響度  $E_r$  の算定精度

精度で各部位の影響度  $E_r$  を評価出来ることがわかった。(3)崩壊形に加え、各層の変形、スパン等を変化させた各建物モデルについて検討した結果、1 次判定法によって、2 次判定法の値を概ね評価することが出来た。

#### 参考文献

- 1) 文野正裕, 前田匡樹ほか: 部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol22, No.3, pp1447-1452, 2000
- 2) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針, 2002.8
- 3) 包蘇栄, 前田匡樹ほか: RC 造梁降伏型全体崩壊形建物の残存耐震性能評価法, 日本地震工学シンポジウム, Vol.13, pp.3255-3260, 2010
- 4) 三浦耕太, 前田匡樹ほか: 架構耐震性能に及ぼす部材の影響度に基づいた被災建物の残存耐震性能評価法と破壊モード混在型建物への拡張, コンクリート工学年次論文集 Vol.33, No.2, pp.901-906, 2011
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, 2004.7