

# 論文 崩壊形が異なる中高層 RC 造梁曲げ破壊型フレーム構造の被災度評価

小泉 研人\*1・恒成 恭宏\*2・和泉 信之\*3

**要旨：**RC 造建築物の耐震設計では、入力地震動レベルに応じた被災度の表示が有用である。本研究は、崩壊形が異なる中高層 RC 造骨組に既往の研究で提示した被災度評価法の適用性を考察したものである。6 階建から 14 階建の梁曲げ破壊型骨組について入力地震動の増大に伴う耐震性能残存率等の推移を分析し、被災度を判定した。崩壊形は全体崩壊形のほか、上層階が崩壊層となる部分崩壊形を対象として、耐震性能残存率と梁の損傷度との適合性を検討した。また、部分崩壊形では、非崩壊層の増大に伴う耐震性能残存率の推移に着目して、被災度判定の閾値について考察した。

**キーワード：**鉄筋コンクリート造建築物, 全体崩壊形, 部分崩壊形, 損傷度, 被災度評価

## 1. はじめに

近年の地震被害や巨大地震発生の危惧から、鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物の耐震設計では、様々な入力地震動レベルに対する被災度の表示が有用である。そのため、現行の保有水平耐力計算においても、設計者が想定する変形時の被災度の表示が望ましい。

著者らは、中高層 RC 造梁曲げ破壊型フレーム構造を対象とした被災度評価法を研究している<sup>1)</sup>。中高層 RC 造建築物の耐震性能評価の流れを図-1 に示す。本評価法では、「1.保有水平耐力の確認」として、静的弾塑性解析を行い、保有水平耐力 ( $Q_u$ ) が必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) を上回ることを確認する。想定変形時において、静的弾塑性解析による耐震性能残存率 ( $M_R$ ) と最大層間変形角 ( $R_{max}$ ) を用いて被災度 ( $M_{LD}$ ) を評価する。静的解析において設計者が想定する変形時の耐震性能判定指標 (静的  $M_R$ , 静的  $R_{max}$ ) を算定することにより、その変形時の被災度を評価することができる。次に「2.特定の地震動に対する被災度の評価」として、地震応答解析を行い、静的弾塑性解析による  $Q-\delta$  関係と最大応答層間変形角から耐震性能残存率を算出して、無被害から大破までの被災度を評価する (表-1)。本評価法では層のエネルギー量に基づいて  $M_R$  を算定するため、保有水平耐力計算の結果を被災度の評価にも利用できる。また建設地に想定される特定の地震動に対して被災度を評価することができる。

本研究では、梁曲げ破壊型の全体崩壊形あるいは部分崩壊形を形成するフレーム構造を対象とし、本評価法の適用性を考察する。全体崩壊形モデルでは、著者らの研究対象<sup>1)</sup>を更に拡大し、6 階建、10 階建、14 階建のフレーム構造を対象として被災度判定指標を検討する。次に、部分崩壊形モデルでは上層階が崩壊層を形成する 10 階建フレーム構造を対象として、非崩壊層の層数増大に伴う崩

壊層の耐震性能残存率等の推移に着目し、全体崩壊形に対する被災度判定の閾値 (表-1) を検討する。

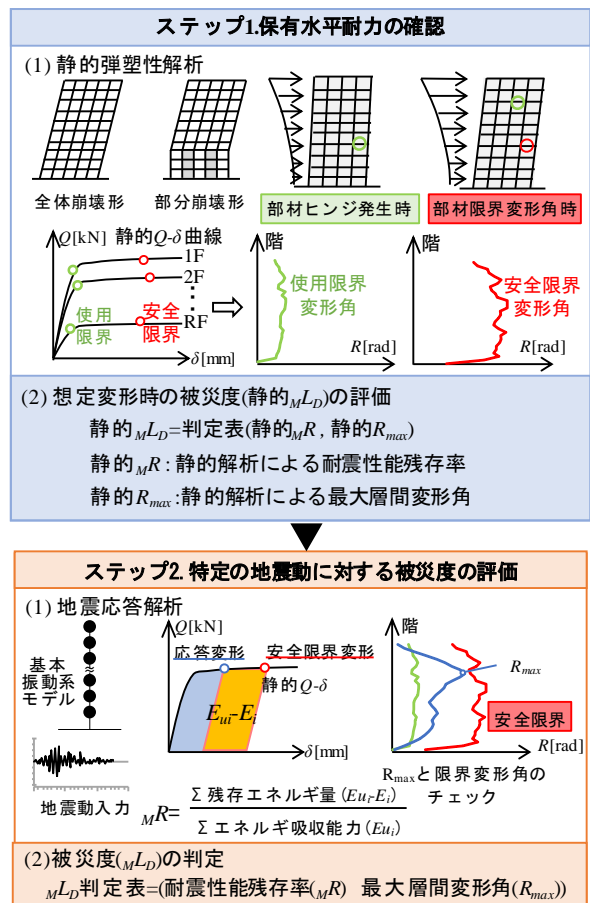


図-1 耐震性能評価の流れ (文献 1) に加筆

表-1 被災度判定と損傷状況

被災度 ( $M_{LD}$ )	判定		部材の損傷状況
	$R_{max}$	$M_R$	
無被害	$R_{max} < \text{使用}R_s$	—	損傷度2がない
軽微	—	$M_R \geq 95[\%]$	損傷度2がある
小破	—	$80 \leq M_R < 95[\%]$	損傷度3がある
中破	—	$60 \leq M_R < 80[\%]$	損傷度4がある
大破	$\text{安全}R_s \leq R_{max}$	$M_R < 60[\%]$	損傷度5がある

注) 使用  $R_s$  を使用限界層間変形角, 安全  $R_s$  を安全限界層間変形角とする。

\*1 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 博士前期課程

(学生会員)

\*2 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 博士前期課程

\*3 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士 (工学)

(フェロー会員)

## 2. 中高層RC造フレーム構造の耐震性能評価

### 2.1 耐震性能評価法

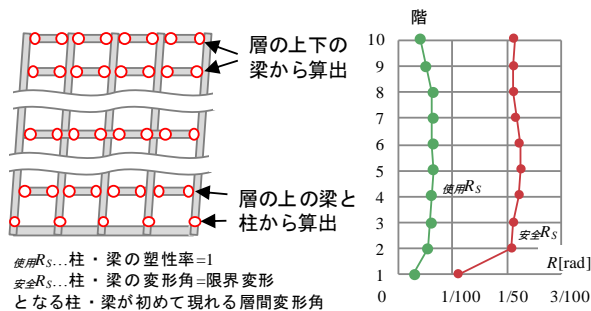
本論では、全体崩壊形の中高層RC造梁曲げ破壊型フレーム構造を対象とした層のエネルギー量に基づく被災度評価法<sup>1)</sup>を適用する。使用限界層間変形角(使用 $R_s$ )は、部材に塑性ヒンジが発生する時点の層間変形角とする。また、安全限界層間変形角(安全 $R_s$ )は、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」<sup>2)</sup>(以下、耐震評価指針)によりヒンジ部材が安全限界変形角を超える時点の層間変形角とする(図-2)。

### 2.2 耐震性能残存率の評価

耐震性能残存率( $M_R$ )は崩壊層のエネルギー吸収能力の総和( $\sum Eu_i$ )から消費エネルギー量の総和( $\sum E_i$ )を除いた残存エネルギーの比率として式(1)により算定する。

$$M_R = \left(1 - \frac{\sum E_i}{\sum Eu_i}\right) \times 100[\%] \quad (1)$$

各層の層せん断力( $Q_i$ )と層間変形( $\delta_i$ )の $Q$ - $\delta$ 関係には、静的非線形解析による $Q$ - $\delta$ 曲線を用いる。 $Eu_i$ は静的非線形解析による安全限界変形時の層間変形( $s\delta_i$ )及び層せん断力( $sQ_i$ )と除荷時変形( $os\delta_i$ )で定義される面積から算定する。 $E_i$ は地震応答解析による最大応答層間変形を、先に述べた $Q$ - $\delta$ 曲線上にプロットして得られる最大層間変形( $max\delta_i$ )及び層せん断力( $Q_i$ )、除荷時変形( $o\delta_i$ )で定義される面積から算定する。 $os\delta_i$ 及び $o\delta_i$ は、それぞれ $s\delta_i$ 及び $max\delta_i$ に除荷時変形比率( $a$ )を乗じて算定する。 $a$ は $Eu_i$ 算定時には0.5とし、 $E_i$ 算定時には地震応答解析から得られる各層の最大応答層間変形及び除荷時変形の最大値の比率とする(図-3)。また、地震応答解析の際には片寄り変形が生じる場合があるため、この影響を $E_i$ 算定時に考慮する場合には、算定した $E_i$ から片寄り変形( $\Delta$ )



及び $Q_i$ で定義される面積から算定されるエネルギー量( $\Delta E_i$ )を低減することとする。なお、「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>3)</sup>(以下、震災判定)では片寄り変形は考慮していないので、静的 $M_R$ および震災判定との対応においては、片寄り変形による消費エネルギーの低減は考慮しない。片寄り変形の取扱いについては今後検討していきたい。

崩壊層は全体崩壊形では全階、部分崩壊形では崩壊層を形成する上層階とする。崩壊層の代表水平変形角( $R_T$ )は地震力の重心位置付近の水平変位をその高さで除した値とする。なお、部分崩壊形では $R_{CT}$ と表記する(図-4)。

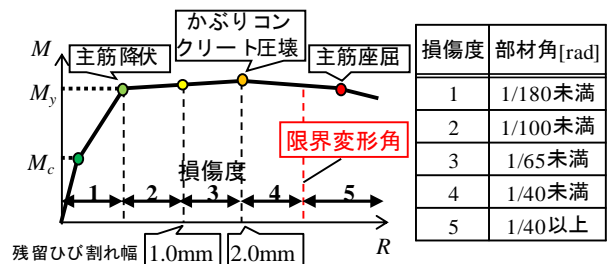
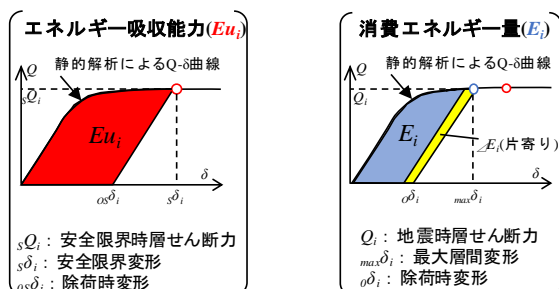
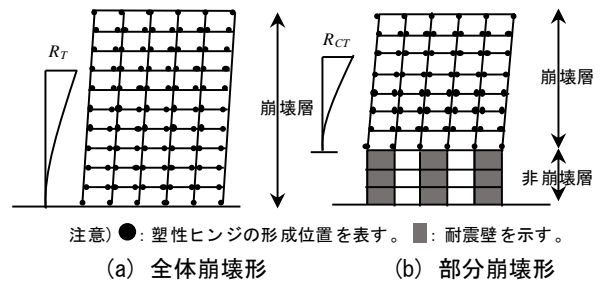
### 2.3 梁の損傷度と部材角

部材の損傷度は耐震評価指針<sup>2)</sup>より計算される部材角によって定義する(図-5)。すなわち、引張主筋が降伏する部材角( $R_y$ )を式(2)で算定し、以降を損傷度2とする。さらに除荷時の残留曲げひび割れ幅の最大値が1mm、2mmとなる載荷時の部材角( $R_f$ )を式(3)で算定し、以降をそれぞれ損傷度3、4とする。損傷度5については式(4)による曲げ降伏後のせん断破壊が発生するときの部材角( $R_{safe}$ )以降とするが、本論では、「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説」<sup>4)</sup>(以下、保耐規準)のAランク相当とされる梁の限界変形角を採用して1/40radとする。図-5の部材角の値は解析対象骨組の梁において式(2)~(4)による算定に基づき設定する。なお、式中の記号は、文献2)によらる。

$$R_y = R_{y,f} + R_{y,s} + R_{y,pj} + R_{y,b} \quad (2)$$

$$R_f = \frac{n_f \times \max W_f}{D - x_n} \quad (3)$$

$$R_{safe} = R_y + R_f \quad (4)$$



### 3. 解析計画

解析対象は、全体崩壊形モデルと部分崩壊形モデルとする(図-6、図-7)。部分崩壊形モデルでは耐震壁を配置して非崩壊層を計画する。耐震壁は各階8箇所にバランスよく配置する(図-6、図-7)。全体崩壊形モデルは6階建、10階建、14階建、部分崩壊形モデルは10階建を対象として、解析ケースは崩壊層の数をパラメータとして表-2のように設定する。各モデルの代表断面をそれぞれ表-3、表-4に示す。骨組は保耐規準<sup>4)</sup>により保有水平耐力計算を行う。ヒンジ柱では、保耐規準<sup>4)</sup>におけるAランクのせん断補強指標を満足するように帯筋を配筋する。なお、柱梁接合部降伏は生じないものとする。非崩壊層の耐震壁(厚さ180mm)は、部分崩壊形形成時に破壊しないものとする。梁の曲げに対してはTakedaモデル、柱と耐震壁の曲げと軸力に対してはFiberモデルを用いる。耐震壁のせん断特性はトリニア原点指向型とする。応力-ひずみ関係では、コンクリートは曲線剛性逓減型<sup>5)</sup>、鉄筋はバイリニア剛性逓減型<sup>5)</sup>とする。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型( $h_f=3\%$ )とする。解析モデルの弾性1次固有周期を表-5に示す。検討用地震動には、第2種地盤の告示波3波を用いる(図-8、表-6)。

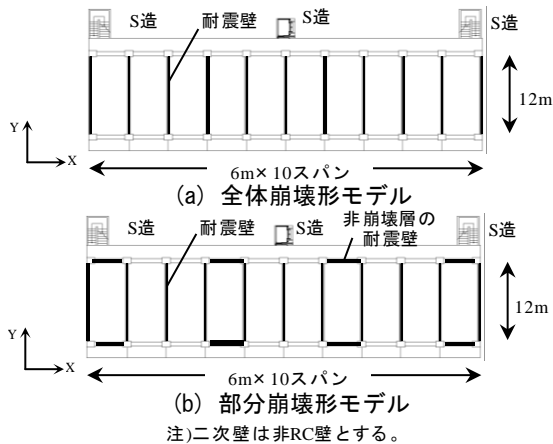


図-6 各モデルの略図

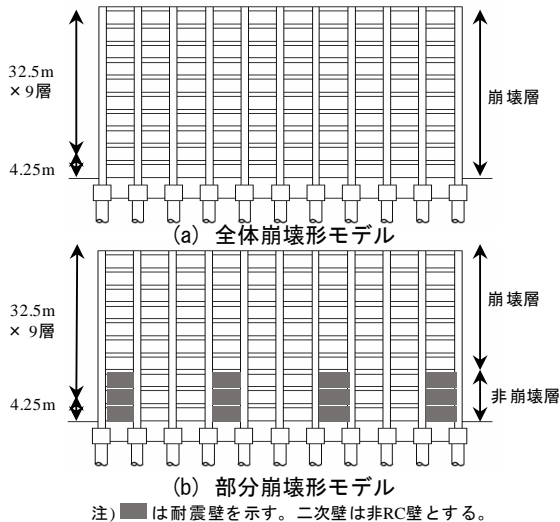


図-7 各モデルの略軸図

表-2 解析ケース

全体崩壊形		部分崩壊形		
階数	ケース名	階数	崩壊層	ケース名
6F	6AF	10F	1層まで	10BF1
10F	10AF		3層まで	10BF3
14F	14AF		5層まで	10BF5
			7層まで	10BF7

表-3 全体崩壊形モデルの代表的な断面

階数	梁	$F_c$	$B \times D$	主筋	$\rho_t$	あばら筋	$\rho_w$
14AF	14F	30	500 × 700	5-D25/2-D25	0.95%	2-S13@150	0.56%
	10F	36	550 × 750	5-D29/2-D29	1.50%	4-S13@150	1.02%
	6F	36	650 × 850	5-D35/3-D35	1.71%	4-S13@150	0.86%
	2F	42	700 × 900	5-D35/3-D35	1.59%	4-S13@150	1.00%
	1F柱	42	900 × 1300	(X)10-D38 (Y)4-D38	1.23%	(X)4-S13@100 (Y)2-S13@100	0.56%
10AF	10F	30	500 × 750	5-D25/2-D25	1.50%	2-S13@150	0.56%
	6F	36	550 × 750	5-D32/3-D29	1.57%	4-S13@150	0.68%
	2F	42	600 × 850	5-D35/3-D35	1.13%	4-S13@150	0.34%
	1F柱	42	1000 × 1050	(X)10-D35 (Y)4-D35	1.14%	(X)4-S13@100 (Y)2-S13@100	0.63%
6AF	6F	30	450 × 700	5-D25/2-D25	0.90%	2-S13@150	0.62%
	2F	36	600 × 850	5-D32/3-D25	1.48%	4-S13@150	0.93%
	1F柱	36	800 × 850	(X)7-D35 (Y)4-D35	1.35%	(X)4-S13@80 (Y)2-S13@80	0.68%

表-4 部分崩壊形モデルの代表的な断面

階数	柱	$F_c$	$B \times D$	主筋	$\rho_t$	帯筋	$\rho_w$
10BF1	10F	36	500 × 750	5-D25/2-D25	0.95%	4-S13@150	0.95%
	6F	36	550 × 850	5-D32/3-D29	1.50%	4-S13@150	1.02%
	2F	42	600 × 1050	5-D35/3-D35	1.31%	4-S13@150	0.94%
	1~3F柱	42	900 × 1150	(X)10-D35 (Y)4-D35	1.23%	(X)4-S13@100 (Y)2-S13@100	0.44%
10BF3	10F	30	500 × 750	5-D25/2-D25	0.95%	2-S13@150	0.56%
	6F	36	550 × 850	5-D32/3-D29	1.21%	4-S13@150	1.02%
	4F	42	600 × 1050	5-D35/3-D35	1.57%	4-S13@150	0.94%
10BF5	10F	30	500 × 750	5-D25/2-D25	0.95%	2-S13@150	0.56%
	8F	30	550 × 850	5-D32/3-D29	1.21%	4-S13@150	1.02%
	6F	36	600 × 1050	5-D35/3-D35	1.21%	4-S13@150	0.94%
10BF7	10F	30	500 × 750	5-D25/2-D25	0.95%	2-S13@150	0.56%
	8F	36	600 × 1050	5-D29/3-D29	1.31%	4-S13@150	1.02%
	1~7F柱	42	900 × 1150	(X)10-D35 (Y)4-D35	1.23%	(X)4-S13@100 (Y)2-S13@100	0.44%

注) 「5-D25/2-D25」は、1段筋に5-D25、2段筋に2-D25の配筋とする。D表記はSD390、S表記はUSD785とする。

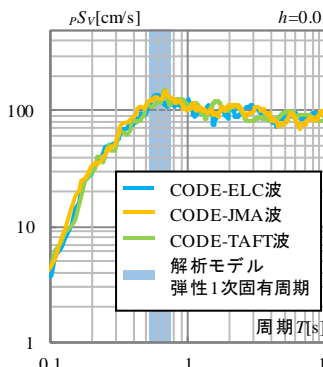


図-8 擬似速度応答スペクトル

表-5 弾性1次固有周期

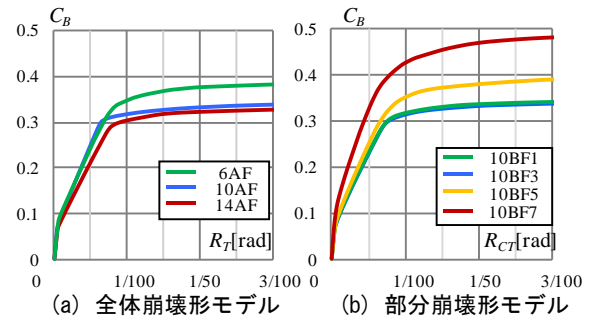
ケース名	$T_1$ [s]	ケース名	$T_1$ [s]
6AF	0.514	10BF1	0.705
10AF	0.651	10BF3	0.636
14AF	0.783	10BF5	0.527
		10BF7	0.461

表-6 検討用地震動

波名	最大加速度 [cm/s <sup>2</sup> ]	最大速度 [cm/s]	継続時間 [s]
CODE-ELC	371.6	48.7	60.0
CODE-JMA	393.0	54.7	60.0
CODE-TAFT	412.6	49.6	60.0

#### 4. 保有水平耐力

ベースシア係数 ( $C_B$ ) と  $R_T$  との関係を図-9 に示す。全体崩壊形モデルの崩壊形形成時ベースシア係数 ( $C_u$ ) は14AF 及び 10AF が約 0.33, 6AF が約 0.38 である。部分崩壊形モデルの  $C_u$  は, 10BF1 及び 10BF3 が約 0.33 であるのに対して, 10BF5 が約 0.40, 10BF7 が約 0.48 程度であり, 比較的大きい。

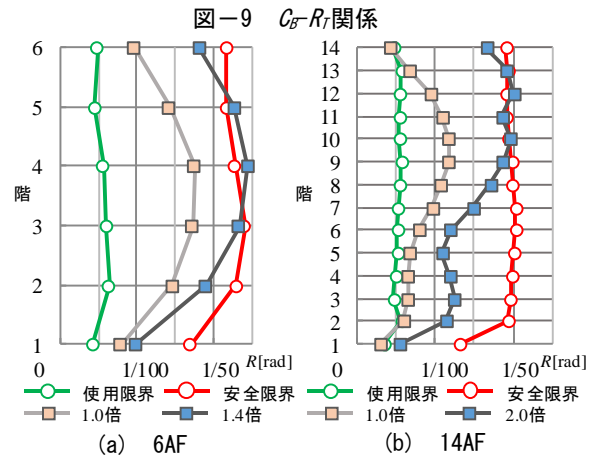


#### 5. 全体崩壊形モデルの被災度評価

##### 5.1 地震応答変形

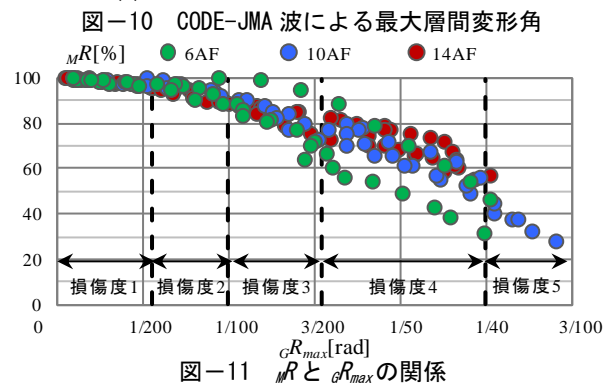
検討用地震動の入力倍率を 0.1 倍刻みで増大させた地震応答解析を行い, 応答値を分析する。

CODE-JMA 波に対する 6AF と 14AF の層間変形角 ( $R$ ) の高さ方向分布を図-10 に示す。6AF では入力倍率 1.4 倍程度, 14AF では入力倍率 2.0 倍程度において  $R$  が安全限界変形角 ( $R_s$ ) を超過した。6AF では  $R$  が全層において増大する傾向が見られるが, 14AF では高次モードの影響により上層階の  $R$  が増大していると考えられる。



##### 5.2 耐震性能残存率と梁の損傷度

$MR$  と梁の部材角の最大値 ( $GR_{max}$ ) との関係を図-11 に示す。14AF では, 損傷度 4 (図-5 参照) が生じている時の  $MR$  は 80%程度で, 損傷度 5 が生じている時の  $MR$  は 60%以下である。6AF では, 損傷度 4 が生じている時の  $MR$  は 70%程度であり, 14AF よりやや小さいが, 被災度判定の  $MR$  の閾値 (表-1) に対応している。次に,  $MR$  と損傷度別比率との関係を図-12 に示す。14AF では,  $MR$  が 60%程度で損傷度 5 の部材が生じている。一方, 6AF は  $MR$  が 50%程度で損傷度 5 の部材が生じており, 大破に関する  $MR$  の閾値 60%よりも小さい。この時の  $R_{max}$  は 1/45 程度であり,  $R_s$  を超過しており, 大破の判定には  $MR$  とともに  $R_{max}$  の判定が有用であることがわかる。



##### 5.3 静的非線形解析による耐震性能残存率

各モデルの  $MR$  と代表水平変形角 ( $R_T$ ) との関係を図-13 に示す。静的弾塑性解析から得られる各ステップの層間変形角において求めた  $MR$  を静的  $MR$  と呼称し, 曲線として図中に示す。3つのモデルにおいて,  $MR$  が 60%未満となる大破以降の判定領域では,  $MR$  は静的  $MR$  曲線より小さくなるが,  $MR$  は静的  $MR$  曲線と良く対応しており, 静的  $MR$  による被災度判定は可能であると考えられる。

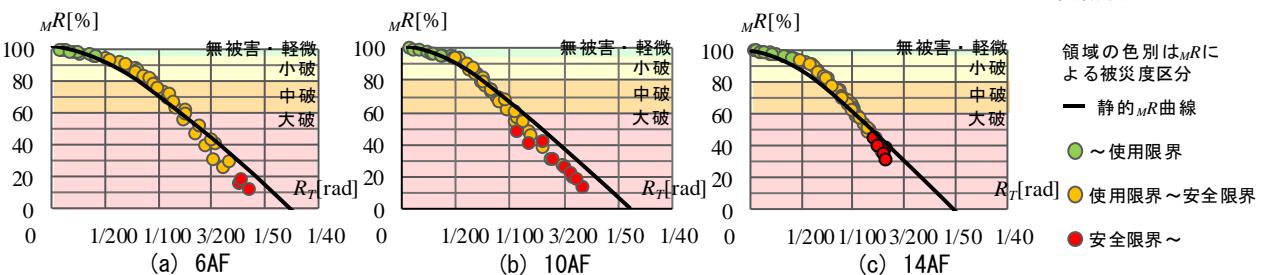
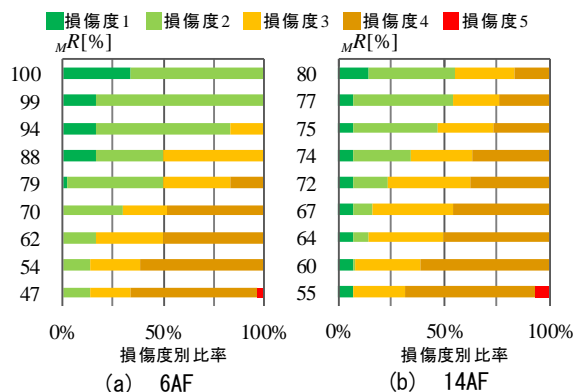


図-13  $MR$  と  $R_T$  との関係



### 5.4 震災判定<sup>3)</sup>との対応

本評価法による耐震性能残存率 ( $mR$ ) と震災判定<sup>3)</sup>による耐震性能残存率 ( $sR$ ) との対応を考察する。 $sR$  は式 (5) によって算定する。なお、柱に塑性ヒンジが発生する箇所が1階柱脚のみであり、その損傷度は耐震評価指針<sup>2)</sup>に基づき算定する。

$$sR = \frac{\sum_{j=1}^5 (k_g \cdot \sum g\eta_j \cdot G_j + k_c \cdot \sum c\eta_j \cdot C_j)}{k_g \cdot G_{sum} + k_c \cdot C_{sum}} \quad (5)$$

- $k_g$ : 梁の強度指標値=1
- $k_c$ : 柱の強度指標値=1
- $\eta_j$ : 梁の耐震性能低減係数
- $g\eta_j$ : 梁の耐震性能低減係数
- $G_j$ : 損傷度  $j$  の梁ヒンジ箇所数
- $C_j$ : 損傷度  $j$  の柱ヒンジ箇所数
- $G_{sum}$ : 損傷度  $j$  の梁の総数
- $C_{sum}$ : 損傷度  $j$  の柱の総数

表-6 耐震性能低減係数

損傷度	$g\eta_j, g\eta_c$
1	0.95
2	0.75
3	0.5
4	0.2
5	0

$mR$  と  $sR$  との関係を図-14 に示す。14AF ではどの結果も  $mR$  より  $sR$  が下回っている結果となったが、6AF では  $mR$  が 80%以下から  $mR$  が  $sR$  を下回る結果となった。 $mR$  の  $sR$  に対する比率は平均 93.5%程度であり、 $mR$  は  $sR$  に良く対応していることがわかる。これは、 $sR$  の算定では各階の梁の変形の違いを考慮していないが、 $mR$  の算定で

は各階の梁の変形が考慮されるため、比較的高層である14AFにおいてその違いが表れたものと考えられる。

## 6 部分崩壊形モデルの被災度評価

### 6.1 地震応答変形

CODE-TAFT 波に対する各モデルの層間変形角 ( $R$ ) の高さ方向分布を図-15 に示す。

10BF1 では入力倍率 1.8 倍、10BF3 や 10BF5 では入力倍率 1.5 倍程度において  $R$  が安全限界変形角 (安全  $R_s$ ) を超過した。また、10BF1 では  $R$  がやや大きい層が見られるが、崩壊層の層数が少なくなるに伴い、崩壊層の  $R$  は全体的に大きくなる。これは、非崩壊層に耐震壁を設けて剛性・耐力を増大したことにより、非崩壊層の層数が増すほど、変形が崩壊層に集中するためと考えられる。

### 6.2 耐震性能残存率と梁の損傷度

各モデルにおける  $mR$  と  $R_{CT}$  との関係をそれぞれ図-16 に示し、静的  $mR$  曲線を図中に示す。全体崩壊形モデルと同様に、 $mR$  が 60%未満となる大破以降の判定領域では、 $mR$  は静的  $mR$  曲線より小さくなるモデルも見られるが、 $mR$  は静的  $mR$  曲線と良く対応している。部分崩壊形モデルにおいても、崩壊層の静的  $mR$  による被災度の判定は可能であると考えられる。

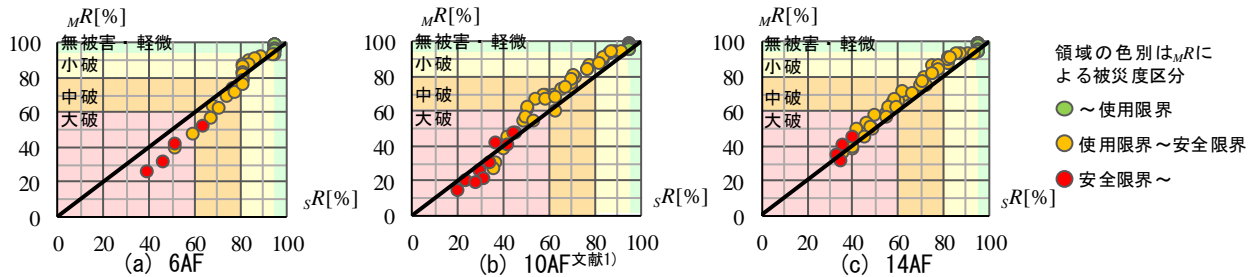


図-14  $mR$  と  $sR$  との関係

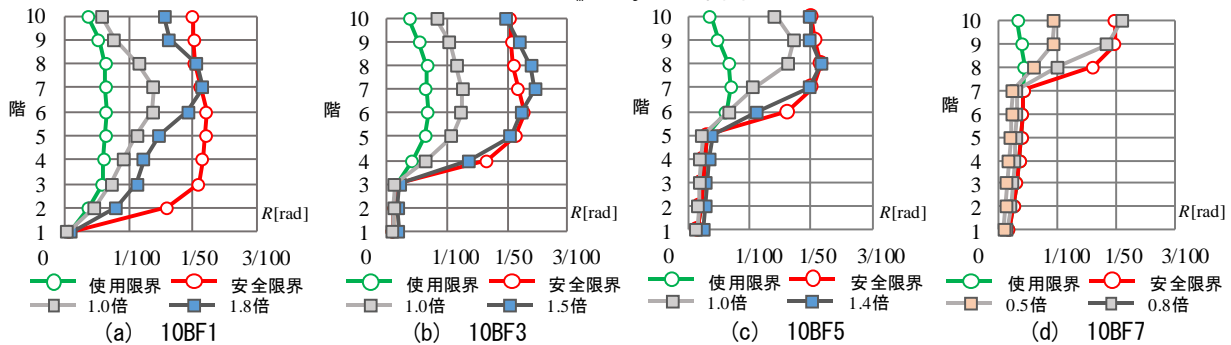


図-15 CODE-TAFT 波による最大層間変形角

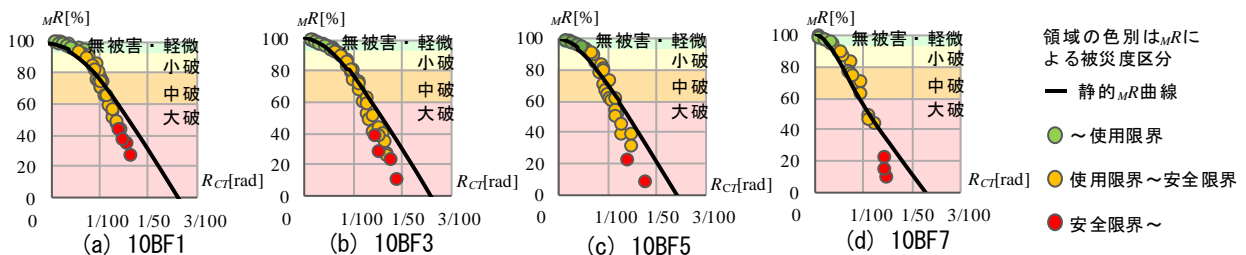


図-16  $mR$  と  $R_{CT}$  との関係

### 6.3 崩壊層の比率と被災度判定

保耐規準<sup>4)</sup>の適用範囲には、全体崩壊形のほかに部分崩壊形がある。部分崩壊形では、崩壊層の比率を示す指標の一つとして崩壊層の数を全層数で除した比率（崩壊層比率、 $pRI$ ）が用いられる。崩壊層が大半である部分崩壊形（Bルート）<sup>4)</sup>では、 $pRI$ は2/3以上とされている。

部分崩壊形モデルの $pRI$ は、10BF1が0.90、10BF3が0.70、10BF5が0.50、10BF7が0.30である。

耐震性能残存率（ $mR$ ）と梁の損傷度比率との関係を図-17に示す。損傷度5の部材が生じる $mR$ は、10BF1が60%程度、10BF3が50%程度、10BF5が35%程度、10BF7が30%程度となった。このことから $pRI$ が小さい程下がる傾向がある。崩壊層が少なく $pRI$ が1/2以下の場合には被災度をやや大きく評価することになる。

各モデルにおける $mR$ と梁の部材角の最大値（ $gR_{max}$ ）との関係を図-18に示す。 $gR_{max}$ は、 $pRI$ が小さい程 $mR$ が小さい傾向が見られる。損傷度2までは各モデルの差は小さいが損傷度3以降は各モデルの差が生じ、損傷度4や5では、 $pRI$ による違いが明瞭である。

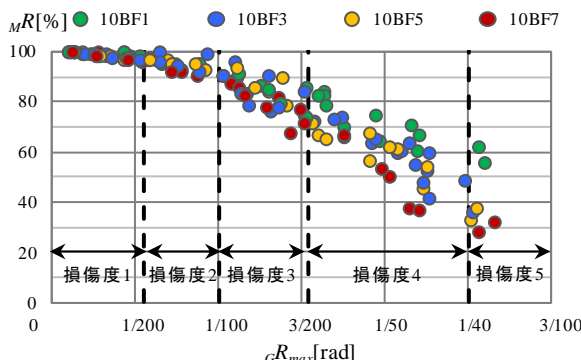
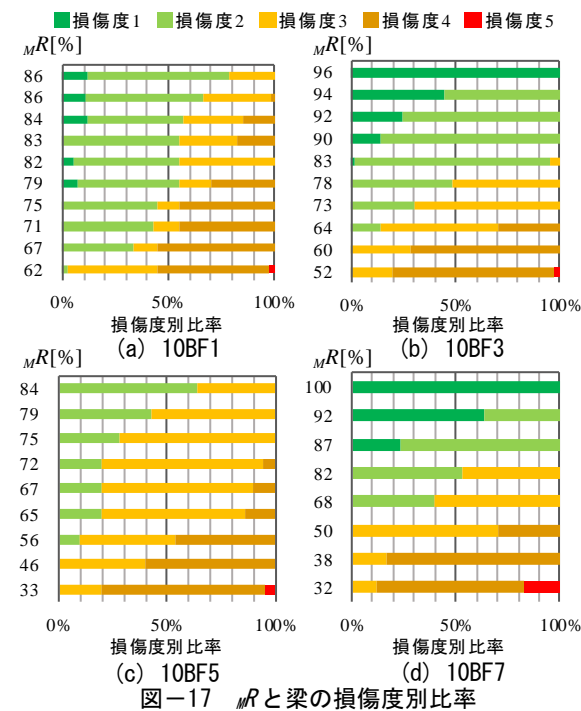


図-18  $mR$ と $gR_{max}$ との関係

### 7. まとめ

本研究では、全体崩壊形については6階建・10階建・14階建のRC造フレーム構造を対象として、部分崩壊形については10階建RC造フレーム構造を対象として著者らが提示する被災度評価法の適用性を考察した。本研究の範囲内ではあるが、以下の知見を得た。

- (1) 全体崩壊形のフレーム構造におけるヒンジ部材の損傷度の進展は、被災度判定における耐震性能残存率の閾値に対応している。
- (2) 大破の判定には、耐震性能残存率とともに最大層間変形角の判定が有用である。
- (3) 全体崩壊形では、耐震性能残存率は静的 $mR$ 曲線と良く対応しており、静的 $mR$ による想定変形時の被災度判定は可能であると考えられる。
- (4) 全体崩壊形では、耐震性能残存率は震災判定による耐震性能残存率と安全限界変形付近までは概ね対応している。
- (5) 部分崩壊形では、全体崩壊形に比べて崩壊層の層数が少なくなるに伴い、崩壊層の応答層間変形角が大きくなる。
- (6) 部分崩壊形では、耐震性能残存率が60%未満となる大破以降の判定領域では、耐震性能残存率は静的 $mR$ 曲線より小さくなるモデルも見られるが、静的 $mR$ 曲線と良く対応している。
- (7) 部分崩壊形では、耐震性能残存率は崩壊層の層数が少ない程やや小さく評価され、崩壊層が全層の1/2以下の場合には被災度をやや大きく評価することになる。

今後、様々な部分崩壊形を形成する中高層RC造フレーム構造について被災度の判定方法及びその閾値を検討していきたい。

### 参考文献

- 1) 恒成恭宏, 仁科智貴, 毎田悠承, 和泉信之: 耐震設計における中高層RC造フレーム構造の被災度評価, コンクリート工学年次論文集, pp7-12, Vol.40, No.2, 2018.7
- 2) 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, pp.129-168, 2004.1
- 3) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2016.3
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016.6
- 5) 構造システム(株): SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル, 2015.11