

論文 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

恒成 恭宏*1・仁科 智貴*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨：著者らは、超高層 RC 造フレーム構造を対象に層のエネルギー量に基づく被災度評価法を提示した。本研究は、保有水平耐力計算を行う中高層 RC 造フレーム構造の被災度評価にこの評価法を適用したものである。梁曲げ破壊型の全体崩壊形を形成する 10 階建 RC 造フレーム構造を適用対象として静的非線形解析及び時刻歴地震応答解析を実施し、耐震性能残存率等を算定した。次に、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、超高層フレーム構造の被災度判定の閾値との対応を検討した。さらに、震災建築物の被災度指標との対応を検討し、本評価法の適用性を考察した。

キーワード：鉄筋コンクリート造, フレーム構造, 限界変形角, 損傷度, 被災度

1. はじめに

近年の地震被害や巨大地震発生の危惧から、耐震設計では、鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物の被災度の評価が課題となっている。しかし、現行の保有水平耐力計算では、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを定めており、被災状況を評価することができない。そのため、建築物が法規定で要求される性能を満たすとともに、建築物がもつ耐震性能を分かりやすく表示する性能設計が重要である。性能設計では、様々な地震動レベルに対する被災度評価が有用と考えられる。

著者らは、超高層 RC 造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を報告した¹⁾。本研究では、10 階建フレーム構造を対象に本評価法により被災度を評価し、耐震性能残存率 (M_R) 等を算定し、超高層フレーム構造の被災度判定の閾値との対応を検討する。次に、震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針²⁾（以下、震災判定）との対応を検討し、本評価法の適用性を考察する。

中高層 RC 造建築物の耐震性能評価の流れを図-1 に示す。まず、「1 保有水平耐力の確認」では、静的非線形解析を行い、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。また、静的非線形解析においてヒンジ部材が限界変形角に達した時点の層間変形角を安全限界層間変形角とする。次に、「2 被災度の判定」では、地震応答解析を行い、静的解析による $Q-\delta$ 関係と最大応答層間変形角 (R_{max}) から耐震性能残存率を算定して、無被害から大破までの被災度を評価する¹⁾（表-1）。なお、被災度評価に層のエネルギー量を用いるのは、保有水平耐力計算において層の $Q-\delta$ 関係が算定されるので、設計段階における被災度評価として適用しやすいと考えられるためである。

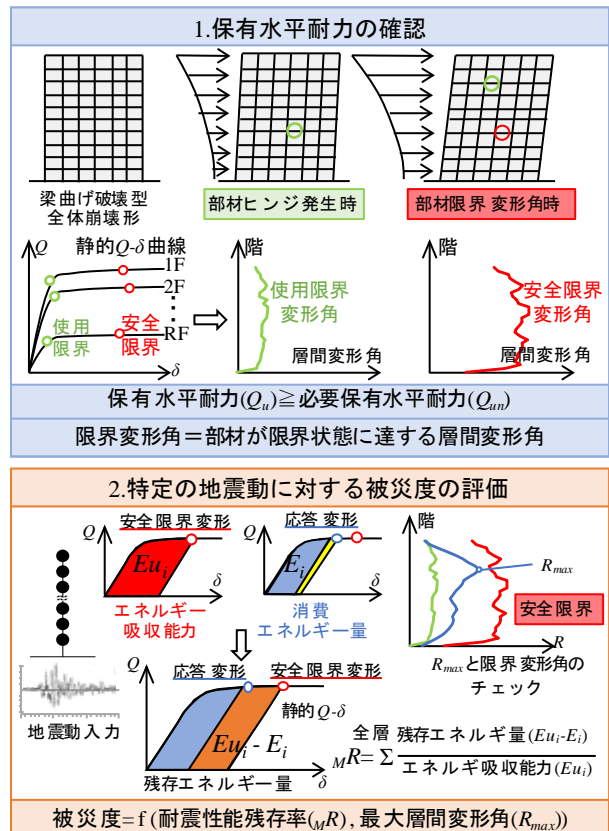


図-1 耐震性能評価の流れ

表-1 被災度区分¹⁾

被災度	判定		部材の損傷状況	超高層RC造建物の部材の損傷程度
	R_{max}	M_R		
無被害	$R_{max} < 使用R_S$	—	損傷度2がない	損傷度2がない
軽微	—	$M_R \geq 95[\%]$	損傷度2がある	損傷度2が90%以上
小破	—	$80 \leq M_R < 95[\%]$	損傷度3がある	損傷度3が30%以下
中破	—	$60 \leq M_R < 80[\%]$	損傷度4がある	損傷度4が30%以下
大破	$安全R_S \leq R_{max}$	$M_R < 60[\%]$	損傷度5がある	損傷度5が30%以下

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 工学研究科建築・都市科学専攻 博士前期課程 (学生会員)
 *3 千葉大学大学院 工学研究院 助教 博士 (工学) (正会員)
 *4 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

本研究では、超高層 RC 造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¹⁾を適用する。

2.2 限界層間変形角

本評価法では、全体崩壊形を形成する梁曲げ破壊型フレーム構造を対象とするため、限界層間変形角は、静的非線形解析において塑性ヒンジが発生する梁と最下階等の柱の損傷状況から算定する。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し、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」³⁾（以下、耐震評価指針）による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）。

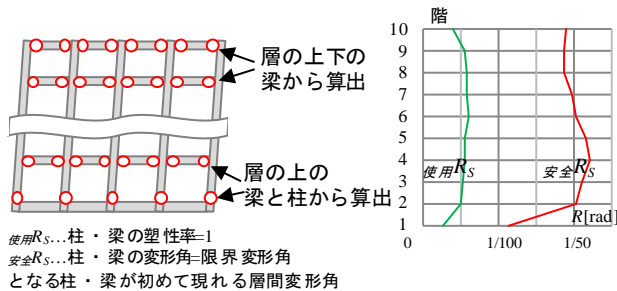
2.3 耐震性能残存率の評価

耐震性能残存率（*M_R*）は層のエネルギー量に基づき定義し、エネルギー吸収能力の総和（ $\sum E_{u_i}$ ）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）算定する。*i* 層の耐震性能低減係数（*M η _i*）はエネルギー吸収能力（*E_{u_i}*）及び消費エネルギー量（ $\sum E_i$ ）から式（2）により算定する。

$$M R = \left(1 - \frac{\sum E_i}{\sum E_{u_i}}\right) \times 100[\%] \quad (1)$$

$$M \eta_i = \left(1 - \frac{E_i}{E_{u_i}}\right) \times 100[\%] \quad (2)$$

各エネルギー量は、静的非線形解析及び地震応答解析の結果を台形積分することで算定する。（図-5）



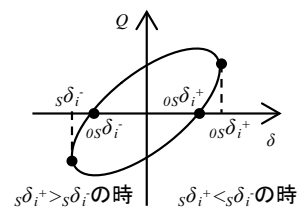
(a) 塑性ヒンジ発生状況 (b) 限界層間変形角の例

図-2 限界層間変形角の算定

各層の層せん断力（*Q_i*）と層間変形（ δ_i ）の *Q*- δ 関係には、静的非線形解析から得られる *Q*- δ 曲線を用いる。*E_{u_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 δ _i*）及び層せん断力（*sQ_i*）と除荷時変形（*os δ _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*- δ 曲線上にプロットして得られる最大層間変形（*max δ _i*）及び層せん断力（*Q_i*）、除荷時変形（*o δ _i*）で定義される面積から算定する。*os δ _i* 及び *o δ _i* は、それぞれ *s δ _i* 及び *max δ _i* に除荷時変形比率（*a*）を乗じて算定する。*a* は *E_{u_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り、*E_i* 算定時にはこの影響を考慮する必要がある。そのため、算定した *E_i* から片寄り変形（*A*）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（ ΔE_i ）を低減することとする。*A* は正負の最大応答層間変形角の平均値とする（図-4）。詳細については参考文献 1) を参照されたい。なお、片寄り変形を考慮すると、*M_R* をやや大きめに評価する可能性があり、その取扱いについては今後検討していきたい。

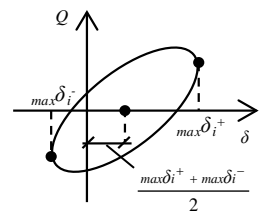
2.4 被災度の判定値

本研究では、既往の研究¹⁾で提示した超高層建築物の被災度の判定と同様の閾値（表-1）を使用し、判定結果を分析する。被災度は無被害、軽微、小破、中破、大破の 5 段階で評価する。無被害は、最大層間変形角（*R_{max}*）と使用限界変形角を比較することで判定する。軽微～大破は耐震性能残存率（*M_R*）を用いて判定する。さらに、大破では *R_{max}* と安全限界変形角の比較も行い、判定する。



$$a = \frac{os\delta_i^+}{s\delta_i^+} \quad a = \frac{os\delta_i^-}{s\delta_i^-}$$

図-3 除荷時変形比率



$$A = \frac{max\delta_i^+ + max\delta_i^-}{2}$$

図-4 片寄り変形

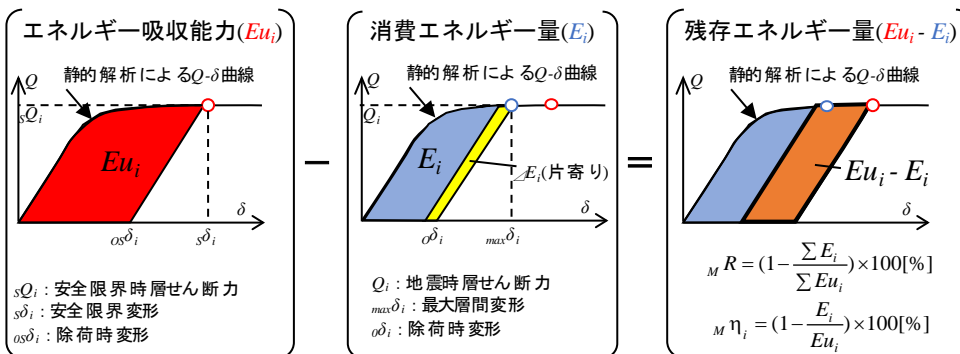


図-5 耐震性能残存率の算定

- ①静的解析を行い、安全限界変形を求め、エネルギー吸収能力(*E_{u_i}*)を求める。
- ②地震応答解析を行い、最大層間変形(*max δ _i*)から消費エネルギー量(*E_i*)を求める。
- ③残存エネルギー量(*E_{u_i}* - *E_i*)から耐震性能残存率(*M_R*)を求め、被災度評価を行う。

3. 解析計画

解析モデルは、剛床仮定の 10 階建骨組モデル（標準モデル）であり（図-6、表-2、3）、骨組は「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説」⁴⁾（以下、保耐規準）により保有水平耐力計算を行っており、桁行方向の D_s 値は 0.3 である。また、住宅の品質確保の促進等に関する法律の耐震等級を参考に、梁の耐力を 1.25 倍した強モデルも対象とする。なお、柱梁接合部降伏は起きないものとする。梁の曲げに対しては Takeda モデル（図-7）、柱と耐震壁の曲げと軸力に対してはファイバーモデル⁵⁾（図-8）を用いる。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、1 次減衰定数は 3% とする。検討用地震動はレベル 2 相当の告示波を用いる（図-9、表-4）。本論では、桁行方向の解析を行う。

4. 梁の損傷度と部材角

本論では、部材の損傷度は耐震評価指針³⁾より計算される部材角によって定義する（図-10）。すなわち、引張主筋が降伏する部材角 (R_y) を式 (3) 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 (4) 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 (5) 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、本論では保耐規準⁴⁾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-10 の部材角の値は、2~10 階の梁において式 (3) ~ (5) による算定（図-11）に基づき設定した。なお、式中の記号は、文献 3) によられたい。

$$R_y = R_{y,f} + R_{y,s} + R_{y,pj} + R_{y,b} \quad (3)$$

$$R_f = \frac{n_f \times \max W_f}{D - x_n} \quad (4)$$

$$R_y = R_y + R_p \quad (5)$$

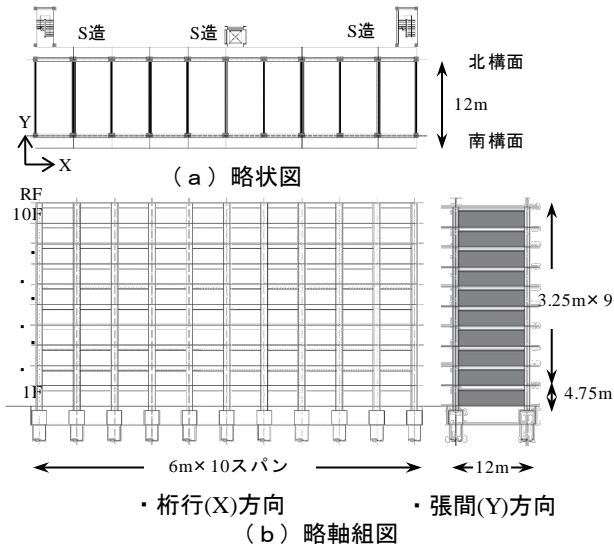


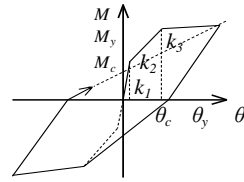
図-6 解析対象建築物

表-2 標準モデルの代表的な部材断面

梁	F_c	$B \times D$	主筋	p_t	あばら筋	P_w
10F	42	600 × 850	5-D35/3-D35	1.50%	4-S13@150	0.56%
8F	42	600 × 800	5-D32/3-D32	1.32%	4-S13@150	0.56%
6F	36	500 × 750	5-D32/3-D29	1.57%	4-S13@150	0.68%
4F	36	500 × 750	5-D32/2-D29	1.40%	3-S13@150	0.51%
2F	30	500 × 750	5-D29/2-D25	1.13%	2-S13@150	0.34%

1階柱	F_c	$B \times D$	主筋	p_t	p_z	あばら筋	P_w
	42	1050 × 800	(X)10-D35 (Y)2-D35	1.14%	2.28%	(X)4-S13@100 (Y)2-S13@100	0.63%

注) 「5-D29/2-D25」は、1段筋に5-D29、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。



除荷時剛性低下率: $\gamma=0.5$

図-7 Takeda モデル

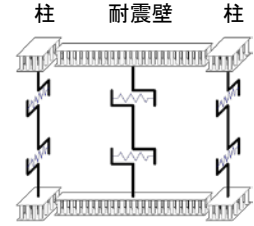


図-8 ファイバーモデル

表-3 骨組モデルの弾性固有周期

次数	周期T[s]
1	0.74
2	0.26
3	0.15

表-4 地震動諸元

波名	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s ²]	継続時間 [s]
Code-BCJ	54	278	120
Code-ELC	49	467	60
Code-JMA	55	325	60
Code-TAF	50	437	60

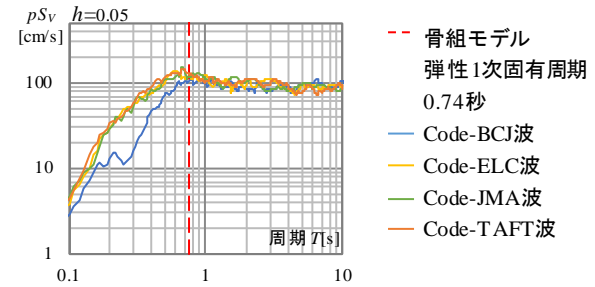


図-9 擬似速度応答スペクトル

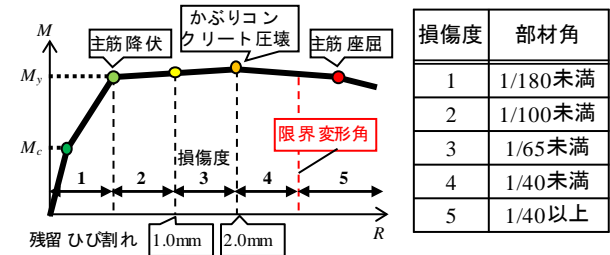


図-10 梁の損傷度と部材角の対応

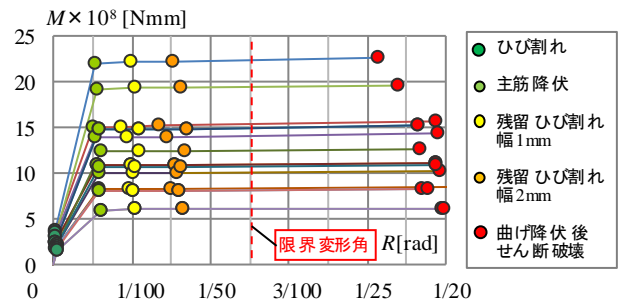


図-11 梁の骨格曲線の計算値

5. 解析結果と考察

5.1 静的解析結果

解析モデルのベースシア係数 (C_B) と全体水平変形角 (R_T) との関係を図-12 に示す。強モデルの崩壊形形成時ベースシア係数 (C_U) は 0.41 で、標準モデルの C_U である 0.331.25 倍程度であり、梁の耐力が C_U に反映されていることが分かる。標準モデルの静的解析において、一般階梁の部材角 (cR) と層間変形角 (R) との対応を図-13 に示す。 cR と R はよく対応しており、相関係数は 0.99 であった。また、 R が 1/50rad 程度以上から R に対して cR が大きくなる傾向がみられた。標準モデルの $Q-R$ 曲線上に限界層間変形角を表示したものを図-14 に示す。限界層間変形角は、使用限界では 1/200rad 程度に、安全限界では 1/50rad 程度となった。これは、梁の部材角 cR と R との対応 (図-13) から分かるように、 R が 1/50rad となるような大変形域では梁の変形が支配的になるためである。解析モデルの限界層間変形角を階ごとにプロットしたものを図-15 に示す。標準モデルでは、限界層間変形角は使用限界では各階の差が小さいが、安全限界では下層から中間階がやや大きくなった。強モデルの限界層間変形角は、使用限界では標準モデルよりもやや大きい、安全限界ではほぼ同等である。これは、強モデルにおいても梁の限界変形角は 1/40rad であり、標準モデルと同一としたためである。

5.2 地震応答解析結果

地震動の入力倍率 (mI 値) を 0.1 倍刻みで増大させ、最大層間変形角が安全限界付近となるとき解析結果を分析する。標準モデル、強モデルの両方において、Code-BCJ 波と Code-TAFT 波では 2~4 階の下層が先に安全限界を超過し、Code-ELCENTRO 波と Code-JMA 波では 6~8 階の上層が先に安全限界を超過しており、地震動の違いによって最大層間変形角の分布に差がみられた。例えば、Code-BCJ 波において標準モデルは 1.9 倍、強モデルでは 2.3 倍入力時で安全限界を超過している (図-16)。梁の最大応答変形角 (cR) 安全限界層間変形角との対応を図-17 に示す。図には梁の限界変形角として 1/40rad を点線で示した。応答層間変形角が安全限界層間変形角に達した時点においてヒンジ部材である梁の最大応答変形角が損傷度 5 の判定に用いた限界変形角である 1/40rad 程度に達していることが分かる。これは、静的非線形解析結果から設定した安全限界層間変形角がヒンジ部材の応答変形角と良く対応しているためであり、保有水平耐力計算で得られた層の限界変形角を用いて部材の損傷度を評価することが可能であることを示唆している。一方、図-16 では、安全限界に達しているのは数層であり、変形は小さい層があることにも留意して被災度判定を行う必要がある。

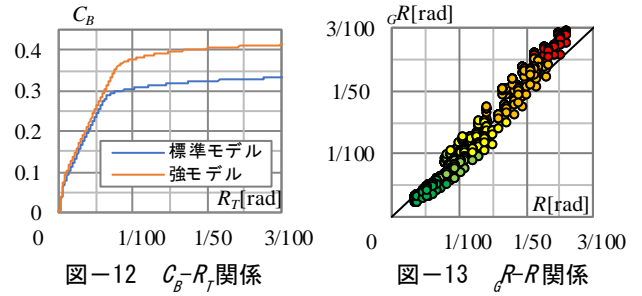


図-12 C_B-R_T 関係

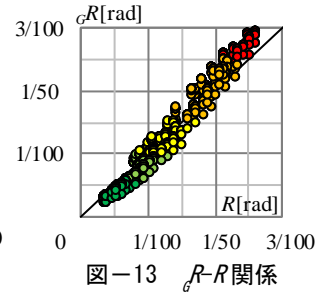


図-13 $cR-R$ 関係

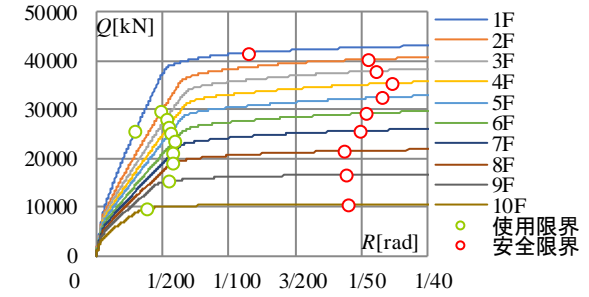


図-14 $Q-R$ 曲線と限界変形角

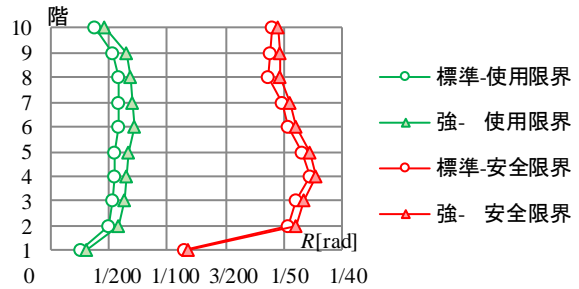
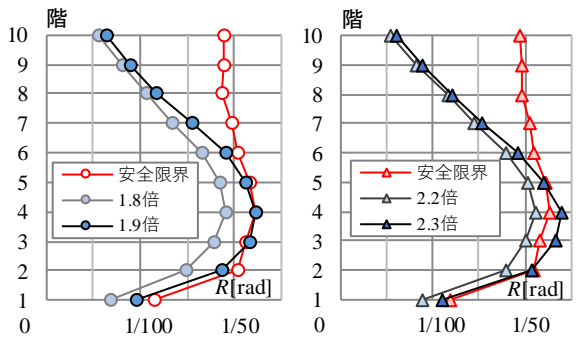


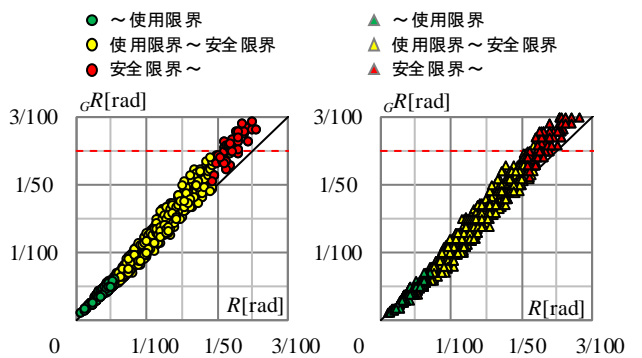
図-15 限界層間変形角



(a) 標準モデル

(b) 強モデル

図-16 Code-BCJ 波の最大層間変形角



(a) 標準モデル

(b) 強モデル

図-17 梁の部材角と安全限界変形角との対応

5.3 耐震性能残存率の推移

M/I 値の増大に伴う耐震性能残存率 (M/R) 及び耐震性能低減係数 ($M\eta_i$) の最小値の推移を分析する。標準モデル及び強モデルについて M/R 及び $M\eta_i$ の最小値 ($M\eta_{min}$) と M/I 値との関係を図-18 に示す。 M/I 値の増大に伴って M/R は減少し、 M/R が 60% 付近から地震動による差が大きくなっている。同一の入力地震動では、強モデルの M/R が標準モデルより大きい。Code-JMA 波では M/R に比べて $M\eta_{min}$ が大きく低下していることから、特定層の変形が進行しており、Code-BCJ 波では $M\eta_{min}$ の低下が緩やかなことから、比較的多くの層で変形が進んでいることがわかる。 M/R と梁の部材角の最大値 (gR_{max}) との関係を図-19 に示す。層間変形角が使用限界時の M/R の平均は 98% 程度、安全限界時の M/R の平均は 60% 程度である。また、損傷度 3 ($gR=1/100rad$) の部材が生じる時の M/R は 95% 程度、損傷度 4 ($gR=1/65rad$) の部材が生じる時の M/R は 80% 程度である。損傷度 5 ($gR=1/40rad$) の部材が生じる時の M/R は 60% を下回っており、超高層 RC 造フレーム構造で提示した被災度判定の閾値 (表-1) は 10 階建フレーム構造においても有用である。Code-TAFT 波の M/R と梁の損傷度別比率を図-20 に示す。なお、梁の損傷度別比率の算定では、ヒンジ部材の終局曲げモーメントの違いを評価するため、ヒンジ部材の終局曲げモーメントの総和に対する対象梁の終局曲げモーメントの比率によって重みづけしている。損傷度別比率は、超高層 RC 造建物 (表-1) に比べて、階数が異なるため、損傷が進行した部材の比率が高いが、 M/R が 89% にて損傷度 3、77% にて損傷度 4、53% にて損傷度 5 の部材が生じており、損傷度と M/R の閾値は対応している。 gR と R との対応を図-21 に示す。損傷度 2 以下では gR と R に差は見られないが、損傷度 3 を超えると gR が R を上回り、損傷度 5 の時点では全ての gR が R より大きく、静的非線形解析による gR と R との対応 (図-13) と同様の傾向となった。

5.4 静的非線形解析による耐震性能残存率

保有水平耐力計算による中高層 RC 造フレーム構造では、耐震設計時には地震応答解析を行う必要はない。しかし、 M/R は静的 $Q-\delta$ 曲線と最大層間変形を用いて残存する層のエネルギー量から算定されるため、静的非線形解析において特定の層間変形角における M/R (静的 M/R) を算定することが可能である。ここでは層の片寄り変形による消費エネルギー量の低減は考慮しない。 M/R と代表水平変形角 (R_T , 地震力の重心位置付近の 7 階床における水平変位をその高さで除した値) との関係を図-22 に示す。静的 M/R と M/R はよく対応していることがわかる。地震時の全体水平変形角を設定して本評価法を用いることにより、保有水平耐力計算において全体崩壊形のフレーム構造の被災度を評価することができる。

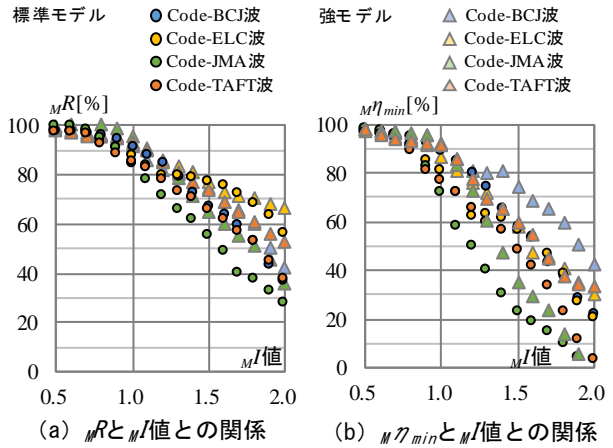


図-18 M/R 及び $M\eta_{min}$ と M/I 値との関係

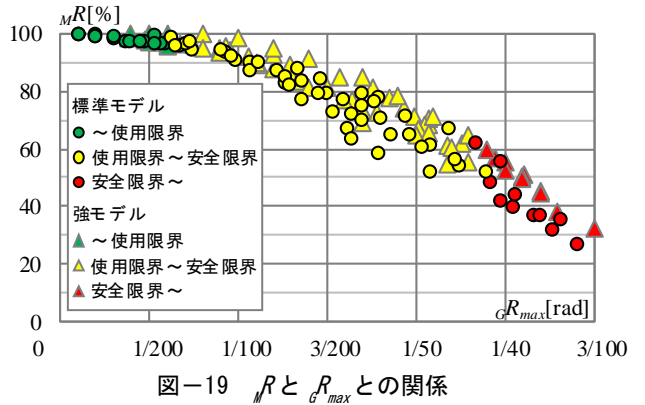


図-19 M/R と gR_{max} との関係

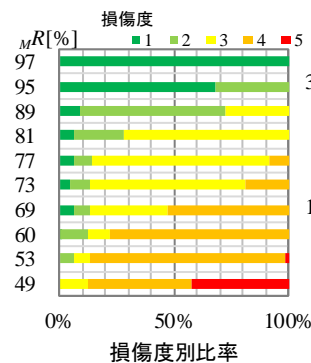


図-20 M/R と損傷度別比率

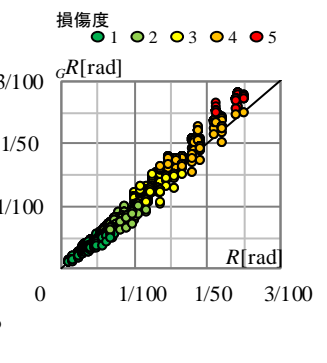


図-21 gR と R との対応

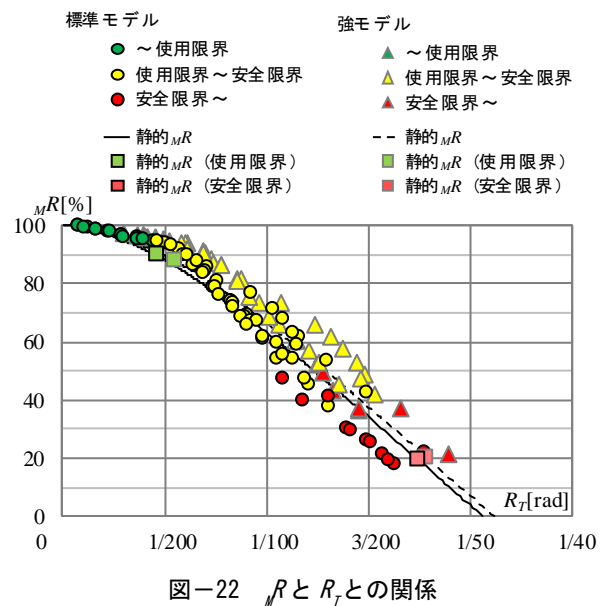


図-22 M/R と R_T との関係

6. 震災判定による耐震性能残存率との対応

本評価による耐震性能残存率 (mR) と震災判定による耐震性能残存率 (sR) との対応を考察する。 sR は式 (6) によって算定する。なお、柱は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³⁾に基づき算定する。また、震災判定では地震時の片寄り変形は考慮していないので、ここでは mR 算定時に層の片寄り変形による消費エネルギー量の低減は考慮しないものとする。

$$sR = \frac{\sum_{j=0}^5 (k_g \sum_g \eta_j \cdot G_j + k_c \sum_c \eta_j \cdot C_j)}{k_g \cdot G_{sum} + k_c \cdot C_{sum}} \quad (6)$$

k_g : 梁の強度指標値=1
 k_c : 柱の強度指標値=1
 η_j : 梁の耐震性能低減係数
 η_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-4 耐震性能低減係数

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

mR と sR との対応を図-23 に示す。 mR は、安全限界までは sR を 10% 程度上回る程度で、安全限界以降は mR が sR を下回る。これは、震災判定では全体崩壊形における各層のヒンジ部材の回転角が等しいと仮定するのに対し、本評価法では地震時の各層の応答変形を用いており、ヒンジ部材の回転角の違いを考慮するためである。

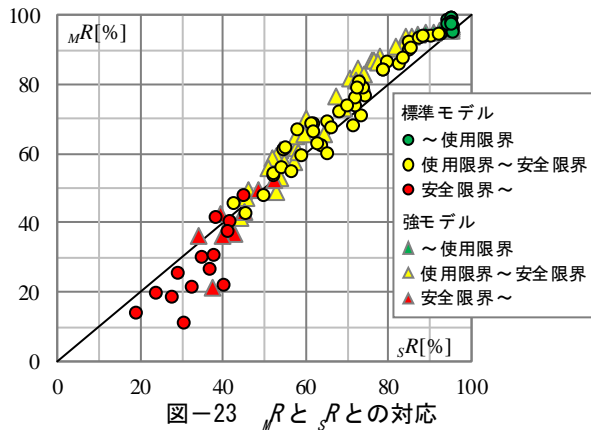


図-23 mR と sR との対応

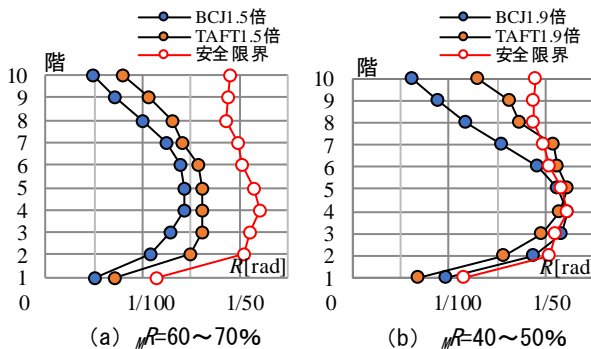


図-24 R と R_{max} との対応

mR が 60~70%, 40~50% のときの最大層間変形角の例を図-24 に示す。 mR の減少に伴って、特定層の変形が大きくなる傾向がみられる。本研究で使用した解析モデルは全体崩壊形を想定しているが、 mR 値が増大することで特定層の変形がさらに進行するため、被災度の判定には R_{max} も考慮することが必要である。

7. まとめ

本研究では、10 階建 RC 造骨組を対象に層のエネルギー量に基づく被災度評価を行い、判定結果を考察した。本研究の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- 1) 梁曲げ破壊型全体崩壊形の RC 造フレーム構造の限界層間変形角は、地震時の梁の損傷度を概ね評価することができる。
- 2) 地震時の梁の損傷状況から見て、中高層 RC 造フレーム構造の被災度判定において超高層 RC 造フレーム構造と同様の閾値を用いることができる。
- 3) 梁の最大変形角は、当該層の最大層間変形角と比較的よく対応した。
- 4) 全体崩壊形のフレーム構造では、静的非線形解析から算定される耐震性能残存率は、同一の全体水平変形角において地震応答解析から算定される耐震性能残存率と良い対応を示した。
- 5) 本評価法による耐震性能残存率 (mR) は、震災判定による耐震性能残存率 (sR) と安全限界付近までは概ね対応したが、安全限界以降では mR は sR に比べて小さい傾向が見られた。
- 6) 地震時の全体水平変形角を設定して本評価法を用いることにより、保有水平耐力計算の静的非線形解析において全体崩壊形のフレーム構造の被災度を評価することができる。

今後、多様な中高層 RC 造建築物に本評価法を適用して被災度を評価し、その適用性を考察していきたい。

参考文献

- 1) 仁科智貴, 小山和樹, 毎田悠承, 和泉信之: 層のエネルギー量を用いた超高層 RC ラーメン構造の被災度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.727-732, 2017.7
- 2) 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
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, pp129-168, 2004.1
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造保有水平耐力規準 (案)・同解説, pp148-157, 2016.6
- 5) 構造システム (株): SNAPVer.7 テクニカルマニュアル, 2015.11