

論文 平面形タイプが異なる超高層 RC 造フレーム構造の被災度評価

小山 和樹*1・釣賀 達稀*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨: 著者らは超高層 RC 造フレーム構造の被災度評価法を提示し、整形な骨組モデルへの適用について検討してきた。本研究では、これまでと平面形タイプが異なる超高層 RC 造フレーム構造を対象に耐震性能評価を実施して被災度評価法の適用性について考察する。まず、静的弾塑性解析により梁の損傷度に基づいて層の限界変形角を算出し、骨組モデルの保有耐震性能指標について検討する。次に、地震動入力が増大に伴う耐震性能残存率の推移を分析し、従来の整形モデルと比較する。さらに、特定の長周期地震動 2 波に対する骨組モデルの被災度を評価して判定結果を考察する。

キーワード: 超高層 RC 造建築物, 損傷度, 保有耐震性能, 耐震性能残存率, 被災度

1. はじめに

南海トラフ地震などの海洋型大地震の発生に備え、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物では、地震時の被災度を評価し、新築では耐震余裕の確保が、既存建築物では耐震対策の推進が求められている（図-1）。

著者らは超高層 RC 造フレーム構造の被災度評価法を提示し、整形な骨組モデルへの適用について検討してきた。耐震性能評価の流れを図-2 に示す。「1 保有耐震性能の評価」では、静的弾塑性解析により部材の損傷度に基づく層の限界変形角を算定し、地震応答解析により層の応答変形角が限界変形角に達する限界地震動の強さから保有耐震性能指標値を算定する。「2 被災度の評価」では、特定の地震動に対する地震応答解析を実施し、層のエネルギー量に基づく耐震性能残存率とともに最大応答層間変形角により、被災度を判定する。

本研究では、平面形タイプが異なる超高層 RC 造フレーム構造を対象に、著者らが提示している耐震性能評価を実施して被災度の評価方法の適用性について考察する。まず、既存超高層 RC 造データ²⁾を参照して、均等スパンの整形モデル 1 棟と平面形タイプが異なる骨組モデル 4 棟（隅切モデル・ボイドモデル・不均等スパンモデル）を作成し、これら 5 棟を対象に、まず、静的弾塑性解析により梁の損傷度に基づいて層の限界変形角を算出し、基準地震動の漸増入力による地震応答解析により骨組モデルの保有耐震性能指標について検討する。次に、基準地震動入力が増大に伴う骨組モデルの耐震性能残存率の推移を分析し、従来の整形モデルと比較する。さらに、特定の長周期地震動 2 波（表層地盤の影響を考慮した模擬地震動）に対する地震応答解析を実施して梁部材の損傷状況と被災度の判定結果との対応を検討する。

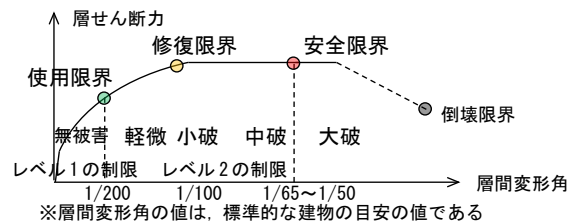
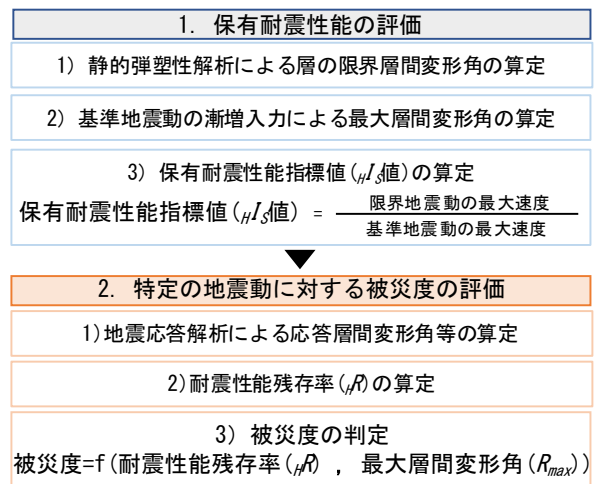
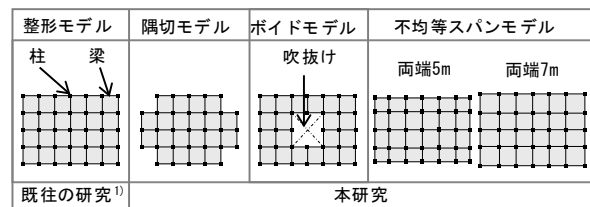


図-1 超高層 RC 造フレーム構造の被災度の概念



(a) 耐震性能評価の手順



(b) 対象骨組モデルと略伏図

図-2 本研究の被災度評価の流れ

これらの検討から、平面形タイプが異なる骨組モデルに対する被災度の評価方法の適用性について考察する。

*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 工学部建築学科

*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. 超高層 RC 造フレーム構造の耐震性能評価方法

2.1 耐震性能評価法の概要

本章では、著者らが提示した超高層 RC 造ラーメン構造を対象とした耐震性能評価の概要を述べる。詳しくは、参考文献1)を参照されたい。

2.2 層の限界変形角の算定

本評価法では、梁曲げ降伏型全体崩壊形のフレーム構造を対象とし、梁部材の損傷度(図-3)に基づき使用・修復・安全限界の3つの層の限界変形角(R_s)を算定する(図-4)。各限界変形角は静的弾塑性解析による梁の曲げ塑性率(DF)ならびに柱等価塑性率(CDF)の比率に応じて評価する(表-1, 表-2)。 CDF は柱に取り付く梁の DF の平均値とする。また、保有耐震性能指標値(μR_s 値)は、基準地震動の最大速度に対する限界地震動の最大速度の比率で算定する。限界地震動は基準地震動の漸増入力による最大層間変形角が限界層間変形角に達した時の入力地震動である。

2.3 耐震性能残存率の評価

耐震性能残存率(μR)は層のエネルギー量に基づいて算定する。各層のエネルギー吸収能力(E_{ui})の総和($\sum E_{ui}$)から各層の消費エネルギー(E_i)の総和($\sum E_i$)を除いた残存エネルギーの比率として以下の式(1)を用いる。

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

層のエネルギー量は静的弾塑性解析によるせん断力(Q_i)と層間変形(δ_i)の Q - δ 曲線と地震応答解析による最大層間変形角を用いる。 E_{ui} は Q - δ 曲線上の安全限界変形時のせん断力(sQ_i)と層間変形($s\delta_i$)及び除荷時変形($os\delta_i$)で囲まれた面積により算定する(図-5)。 E_i は Q - δ 曲線上に近似して得られる層せん断力(Q_i)と最大層間変形角($max\delta_i$)及び除荷時変形($o\delta_i$)で囲まれた面積により算定する(図-6)。 $os\delta_i$ や $o\delta_i$ は $s\delta_i$ 及び $max\delta_i$ に除荷時変形比率(a)を乗じることで算定する。 a は地震応答解析時の最大層間変形角と除荷時変形の最大値の比率から各層について算定する(図-7)。

また、片寄り変形(Δ)については、各層において $max\delta_i$ に片寄り率(b)を乗じることで Δ を算定する。 E_i の算定において、 Δ 及び Q_i で囲まれた面積によるエネルギー量(ΔE_i)を低減する(図-8)。

2.4 被災度の評価方法

著者らが提示した被災度の判定指標と閾値を表-3に示す。無被害は最大層間変形角(R_{max})と使用限界変形角(使用 R_s)の比較により判定し、軽微~大破に関しては耐震性能残存率(μR)を用いて判定する。大破の判定では、超高層 RC 造フレーム構造の特徴として、入力地震動が大きい場合、特定の少数層において変形が大きくなることがあるため、最大層間変形角についても判定する。

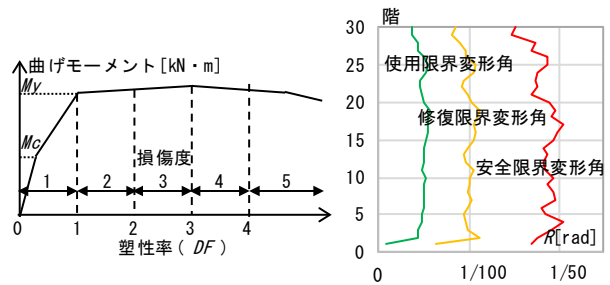


図-3 損傷度と塑性率の対応 図-4 限界変形角の例

表-1 使用限界の損傷度別部材比率

梁部材の損傷度	1	2	3	4	5
梁部材の塑性率(DF)	$0 \leq DF < 1$	$1 \leq DF < 2$	$2 \leq DF < 3$	$3 \leq DF < 4$	$4 \leq DF$
使用限界変形	—	0%	0%	0%	0%

表-2 修復・安全限界の損傷度別部材比率

柱等価損傷度	1	2	3	4	5
柱等価塑性率(CDF)	$0 \leq CDF < 1$	$1 \leq CDF < 2$	$2 \leq CDF < 3$	$3 \leq CDF < 4$	$4 \leq CDF$
修復限界変形	—	—	20%	0%	0%
安全限界変形	—	—	—	—	0%

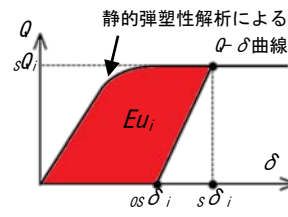


図-5 エネルギー吸収能力

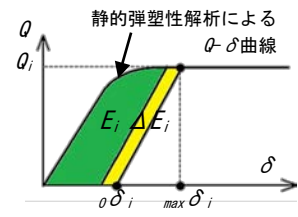
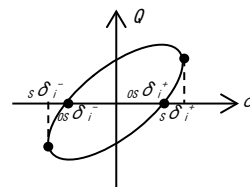


図-6 消費エネルギー

sQ_i : 安全限界変形時層せん断力
 $s\delta_i$: 安全限界変形
 $os\delta_i$: 除荷時変形

Q_i : 地震時層せん断力
 $max\delta_i$: 最大層間変形
 $o\delta_i$: 除荷時変形



$$a = \frac{os\delta_i^+}{s\delta_i^+} \quad a = \frac{os\delta_i^-}{s\delta_i^-} \quad b = \frac{(\max\delta_i^+ + \max\delta_i^-)}{2 \max\delta_i^+} \quad b = \frac{(\max\delta_i^+ + \max\delta_i^-)}{2 \max\delta_i^-}$$

図-7 除荷時変形比率

図-8 片寄り率

表-3 超高層 RC フレーム構造の被災度の判定

被災度	判定		想定される損傷状況
	耐震性能残存率	最大層間変形角	
無被害	—	$R_{max} < \text{使用}R_s$	損傷度2がない
軽微	$\mu R \geq 95[\%]$	—	損傷度1, 2が90[%]以上
小破	$80 \leq \mu R < 95[\%]$	—	損傷度3が30[%]程度以下
中破	$60 \leq \mu R < 80[\%]$	—	損傷度4が30[%]程度以下
大破	$\mu R < 60[\%]$	$\text{安全}R_s < R_{max}$	損傷度5が30[%]程度以下

3. 解析計画

3.1 骨組モデル

解析対象は、整形モデルとして標準的な30階建骨組モデル1棟³⁾(3G30X)と、平面形タイプが異なる骨組モデルとして隅切モデル1棟、ボイドモデル1棟、不均等スパンモデル2棟の計5棟である(表-4, 図-9)。隅切モデルは四隅の柱と取り付く梁がない平面形タイプである。ボイドモデルは中央に位置する柱と取り付く梁がなく、X方向2スパンとY方向2スパンの吹抜け空間を持つ平面形タイプである。不均等スパンモデルは中央のスパンが6mであり、両端のスパン長さがそれぞれ5mと7mの平面形タイプである。骨組モデルでは、保有水平耐力をほぼ同一とするため、図-10に示すように梁の耐力を設定する。その際、梁曲げ耐力に応じて鉄筋の降伏強度を適宜設定する。

3.2 解析方法

解析には梁曲げ破壊型全体崩壊形の立体フレームモデルを用い、剛床仮定により各層の水平変位を等値する。なお、基礎はピン支持とする。梁は曲げ・せん断変形を、

柱は曲げ・せん断・軸変形を考慮する。柱では平面保持の仮定によるファイバーモデルを適用する。ファイバーモデルにより軸力の変動を考慮した柱の曲げひび割れ及び曲げ降伏による剛性低下を評価する。梁では、曲げひび割れ及び曲げ降伏による剛性低下をトリリニアで評価したスケルトンカーブによって弾塑性特性を考慮する。また、柱及び梁、柱梁接合部のせん断変形は弾性とする。なお、柱梁接合部の柱梁耐力比は十分確保され、接合部せん断降伏は生じないものとする。梁の曲げに対する復元力特性には Takeda モデルを用いる(図-11)。柱の曲げに対する復元力特性にはファイバーモデル($\sigma-\epsilon$ は New RC 式)による履歴特性を用いる。時刻歴応答解析には時間積分に Newmark β 法(時間刻み 1/500, 不釣り合いを次ステップにて考慮)を採用する。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型減衰として、1次減衰定数は3%とする。基準地震動には、日本建築センター模擬地震動(工学的基盤波 BCJ-L2 波)を用いる。また、長周期地震動として、中京圏・大阪圏の実在建設場所における表層地盤の影響を考慮した模擬地震動2波(CH1波, OS1波)を用いる(図-12, 表-5)。

表-4 モデル諸元

モデル名(略称) ^{※1}	整形	隅切	ボイド	両端5m	両端7m
建築物高さ(m)	94.6	94.6	94.6	94.6	94.6
階数	30	30	30	30	30
基準階階高(m)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
柱芯面積(m ²)	936	780	780	782	1140
柱支配面積(m ²)	39.0	39.0	39.0	39.0	42.3
スパン長(m)	6	6	6	5又は6	6又は7
スパン数	6	6	6	6	6
塔状比	2.63	2.63	2.63	2.78	2.49
F_c (N/mm ²) ^{※2}	54	54	54	54	54
主な主筋強度(N/mm ²) ^{※3}	490	490	490	490	490
平均重量(kN/m ²) ^{※4}	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3
T_I (sec)	1.94	1.97	1.85	1.93	2.02
$s\mathcal{C}_\theta$	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088

※1: いずれもX方向とする
 ※3: 規格降伏強度

※2: 使用コンクリートの中で設計基準強度 F_c の最大値
 ※4: 基準階重量を柱芯面積で除した値

曲げ耐力比

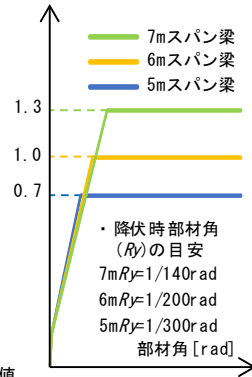


図-10 梁耐力の設定

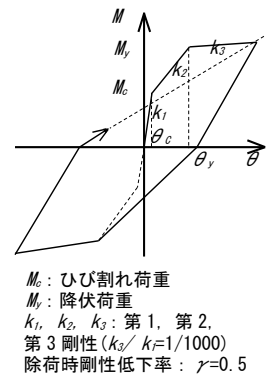
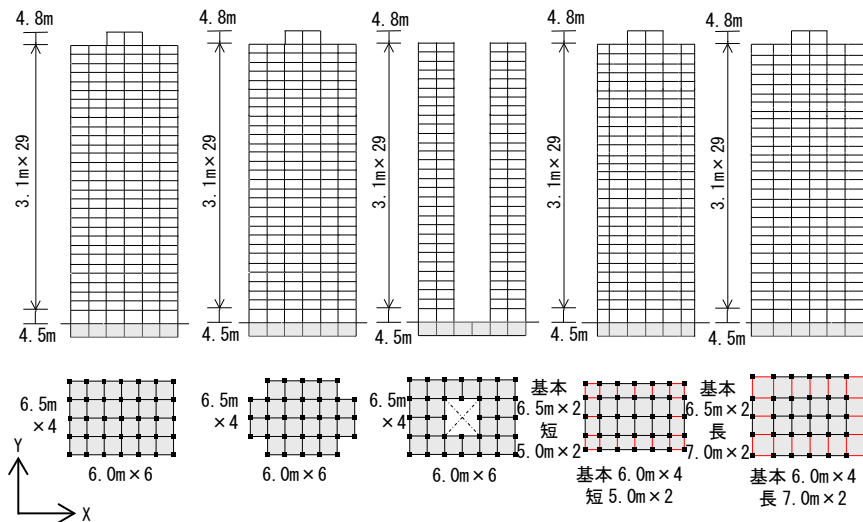


図-11 Takeda モデル



(a) 整形モデル (b) 隅切モデル (c) ボイドモデル (d) 両端5mモデル (e) 両端7mモデル

図-9 骨組モデルの略組図及び略伏図

表-5 地震動諸元

地震動	最大加速度 [cm/s ²]	最大速度 [cm/s]	継続時間 [s]
BCJ-L2波	355.6	57.0	120.0
CH1波	265.0	58.7	655.4
OS1波	236.5	41.3	655.4

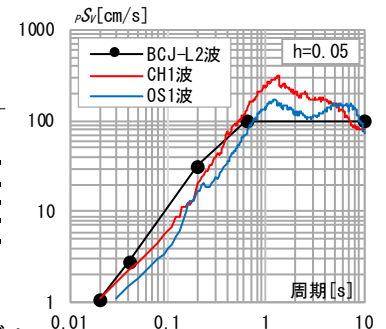


図-12 擬似速度応答スペクトル

4. 骨組モデルの耐震性能評価

4.1 保有水平耐力

既存超高層 RC 造データ及び骨組モデルの短期許容応力度設計用ベースシア係数 (sC_B) と弾性 1 次固有周期との関係を図-13 に示す。骨組モデルの sC_B は 0.088 であり、既存超高層 RC 造データと対応している。

静的弾塑性解析による骨組モデルのベースシア係数と代表水平変形角 (R_T : 外力重心位置での水平変形角) の関係を図-14 に示す。骨組モデルのベースシア係数は、代表水平変形角が 1/100rad 時において sC_B の 1.5 倍以上であることがわかる。

4.2 層の限界変形角と最大応答層間変形角

平面タイプが異なる骨組モデルについて各層の使用・修復・安全限界変形角 (使用 R_S , 修復 R_S , 安全 R_S) と基準地震動入力時の各階の最大応答層間変形角 (R) との対応を図-15 に示す。使用 R_S 及び修復 R_S は各骨組モデルで大きな差は見られず、使用 R_S は 1/300rad~1/200rad 程度、修復 R_S は 1/100rad 程度である。安全 R_S は隅切モデル、ポイドモデル、両端 7m モデルでは 1/60~1/50rad 程度であるが、両端 5m モデルでは 1/75rad 程度であり、他のモデルに比較して小さい。これは、5m スパンの梁の損傷度が他の梁に比べて進行するためである。

また、 R は 0.5 倍入力では使用限界変形、1.0 倍入力では修復限界変形付近であるが、1.5 倍入力では安全限界変形を超える階が 4~8 層程度見られる

4.3 保有耐震性能指標値

表-6 に保有耐震性能指標値の算定結果を示す。使用限界指標値 (使用 H_I 値) は 0.50~0.60, 修復限界指標値 (修復 H_I 値) は 1.01~1.09, 安全限界指標値 (安全 H_I 値) は 1.29~1.43 である。使用 H_I 値や修復 H_I 値では骨組モデルの差はあまりないが、安全 H_I 値では整形モデルに比べて不均等スパンモデルがやや小さい。

4.4 耐震性能残存率

骨組モデルの耐震性能残存率 (hR) と入力倍率 (hI 値) との関係を図-16 に示す。すべての骨組モデルにおいて hI 値の増大に伴い、 hR が減少している。 hR が 90%程度までは骨組モデルの差はほとんど見られないが、それ以降は骨組モデルの差が見られる。

整形モデルでは、 hI 値が 1.2 を越えて hR が 80% を下回った付近から hR の減少が大きくなるのがわかる。隅切モデル、ポイドモデル、両端 7m モデルに関しては、整形モデルとほぼ同様な結果である。

一方、両端 5m モデルは、整形モデルに比べて hI 値が 0.7 以降、 hR の減少が大きい。これは、前述したように 5m スパンの梁の損傷度が進行するので安全限界変形が他の骨組モデルに比べて小さいため、エネルギー吸収能力が小さくなるためであると考えられる。

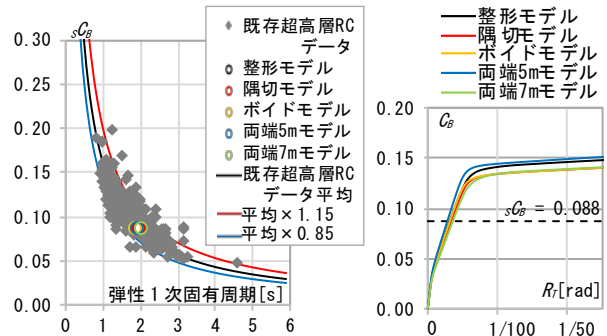


図-13 sC_B の分布

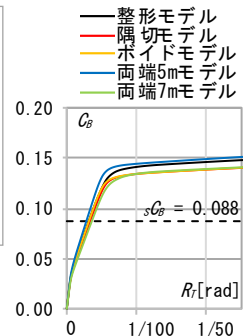
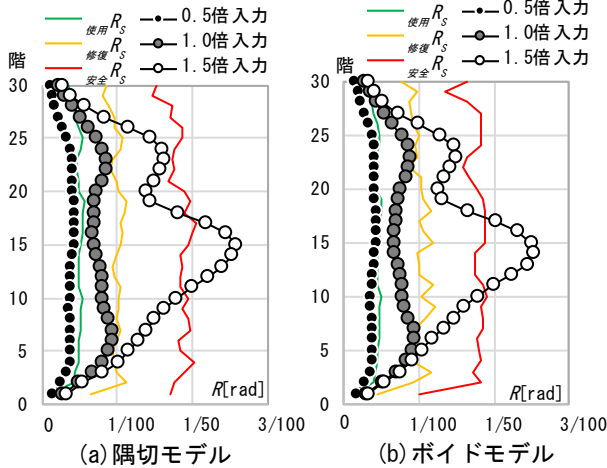
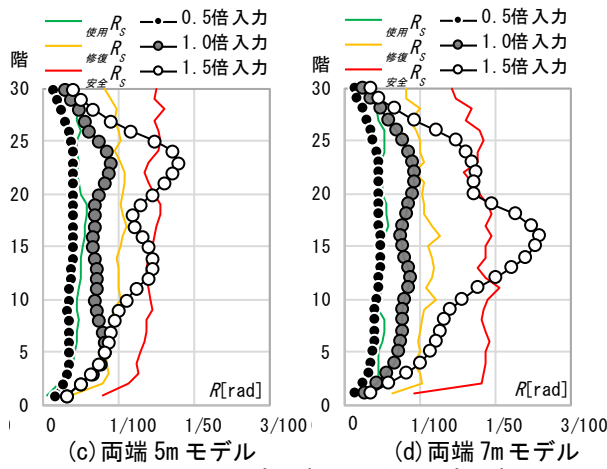


図-14 C_B-R_T の関係



(a) 隅切モデル

(b) ポイドモデル



(c) 両端 5m モデル

(d) 両端 7m モデル

図-15 限界変形角と最大層間変形角

表-6 保有耐震性能指標値

モデル名	整形	隅切	ポイド	両端5m	両端7m
使用 H_I 値	0.56	0.53	0.51	0.60	0.50
修復 H_I 値	1.09	1.04	1.01	1.10	1.01
安全 H_I 値	1.43	1.36	1.38	1.33	1.29

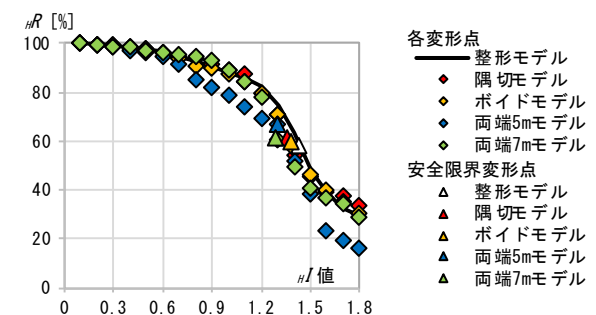


図-16 耐震性能残存率の推移

5. 短スパン梁を有する骨組モデルの安全限界変形角

本評価法では、層の安全限界変形角（安全 R_s ）は損傷度5（通常の梁では曲げ塑性率（ DF ）4.0に読み替え、図-3）の梁が生じた時点の層間変形角としている。そのため、一部に短スパン梁を有する骨組では、短スパン梁の損傷度により安全 R_s が決定される。本章では、短スパン梁の損傷度5に相当する DF を精算⁴した扱いについて考察する。ここでは、両端5mモデルの5m梁をせん断補強して損傷度5に相当する梁の DF の精算値を6.0とした場合について、安全 R_s と梁の損傷状況を検討する。

図-17に各層ごとに、4本の梁を対象として最大応答層間変形角（ R ）と曲げ塑性率の関係を示した。5m梁の DF が4.0の時、6m梁の DF は最大で約3.0であり、5m梁の DF が6.0の時、6m梁の DF は最大で約4.5である。

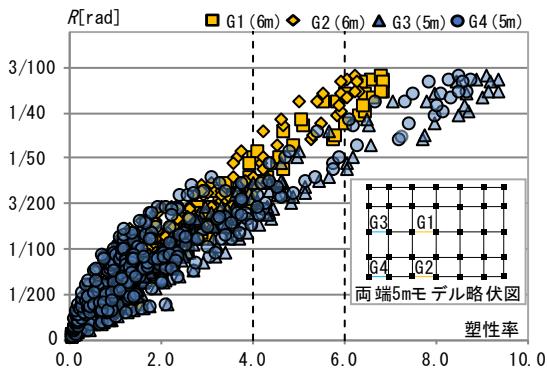


図-17 最大応答層間変形角と梁塑性率と関係

そこで、上記のように算定した安全 R_s を図-18に、耐震性能残存率（ HR ）の推移を図-19に示す。安全限界指標値（安全 HIs 値）は1.33から1.54となり、 HR は20%から30%ほど増加し、安全 R_s 時の HR は64%である。安全 R_s 精算前では、損傷度5の部材は1%程度であるが、安全 R_s 精算後の損傷度別比率（図-20）を見ると、損傷度5の部材が10%となり、他の骨組モデルと同様の損傷状況となる。

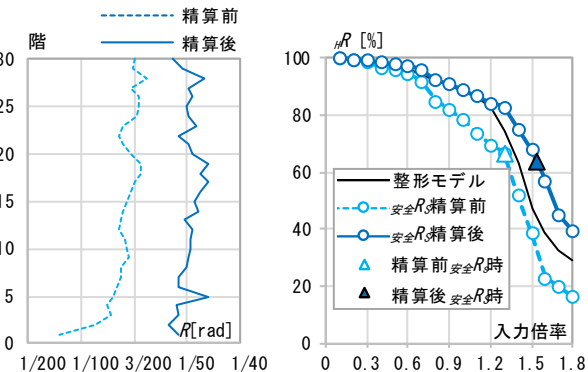


図-18 安全 R_s の比較

図-19 HR の推移の比較

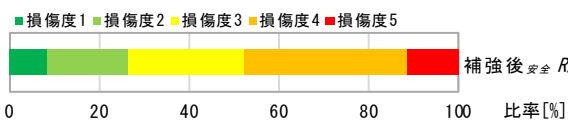


図-20 損傷度別比率

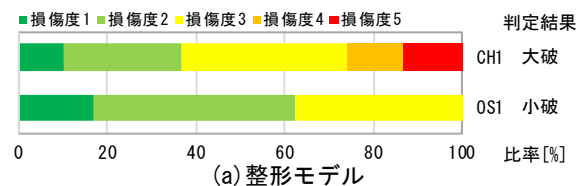
6. 特定の地震動に対する被災度の判定

本章では、整形モデル、隅切モデル、ポイドモデル、両端5mモデル、両端7mモデルを対象に、長周期地震動（CH1波、OS1波）をそれぞれ1.0倍入力した場合について、被災度の判定結果を検討する。

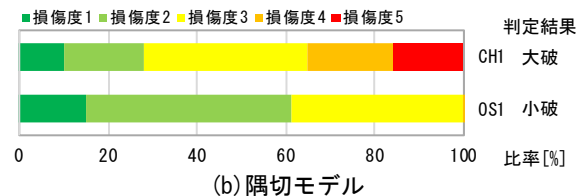
被災度の判定結果を表-7示す。いずれの骨組モデルについても、周期2秒帯に卓越した擬似速度応答スペクトルを持つCH1波については大破の判定結果となった。また、OS1波についてはCH1波に比べて応答が小さく、小破という判定結果であった。

表-7 被災度の判定結果

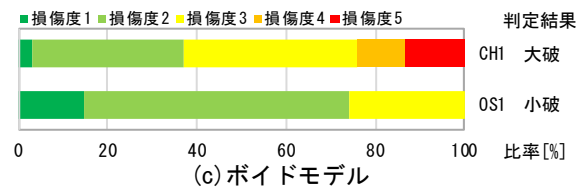
モデル	地震動	判定	HR [%]	R_{max} [rad]	部材角 [rad]
整形モデル	CH1波	大破	58	1/38	1/26
	OS1波	小破	85	1/96	1/86
隅切モデル	CH1波	大破	62	1/41	1/35
	OS1波	小破	87	1/98	1/84
ポイドモデル	CH1波	大破	57	1/42	1/34
	OS1波	小破	87	1/97	1/78
両端5mモデル 安全限界精算前	CH1波	大破	39	1/38	1/32
	OS1波	小破	87	1/95	1/86
両端5mモデル 安全限界精算後	CH1波	大破	59	1/38	1/32
	OS1波	小破	89	1/95	1/86
両端7mモデル	CH1波	大破	64	1/40	1/33
	OS1波	小破	85	1/97	1/73



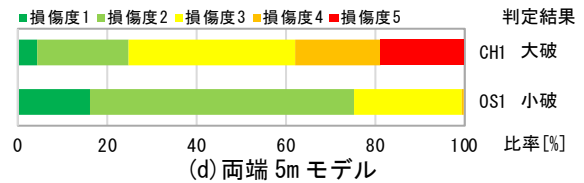
(a) 整形モデル



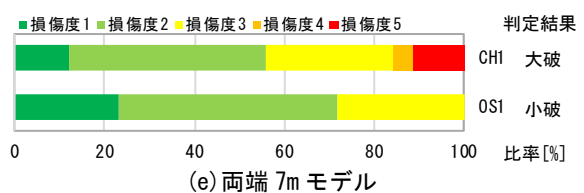
(b) 隅切モデル



(c) ポイドモデル



(d) 両端5mモデル



(e) 両端7mモデル

図-21 各モデルの損傷度別比率

図-21 に検討地震動2波に対する各モデルの損傷度別比率を示す。さらに、図-22 に各モデルの限界変形角と各層の最大応答層間変形角 (R) を示す。

OS1 波ではすべての骨組モデルにおいて CH1 波に比べて応答が比較的小さいため、梁の損傷度に大きな違いは見られない。一方、CH1 波の場合、せん断補強前の両端 5m モデルでは hR に大きな差が見られるが、他の骨組モデルには違いが見られない。両端 5m モデルでは、最大層間変形角 (R_{max}) は他の骨組モデルと同等であるが hR に大きな違いがある。これは 4 章で述べたように、短スパン梁を有する骨組モデルは短スパン梁の損傷による安全限界変形角 ($安全R_s$) が小さいため、エネルギー吸収能力が小さく算定されるためである。

せん断補強した両端 5m モデルの $安全R_s$ を精算した場合、 hR はほかの骨組モデルと同等の評価となる。このように、短スパン梁をせん断補強した場合、梁の損傷度、特に損

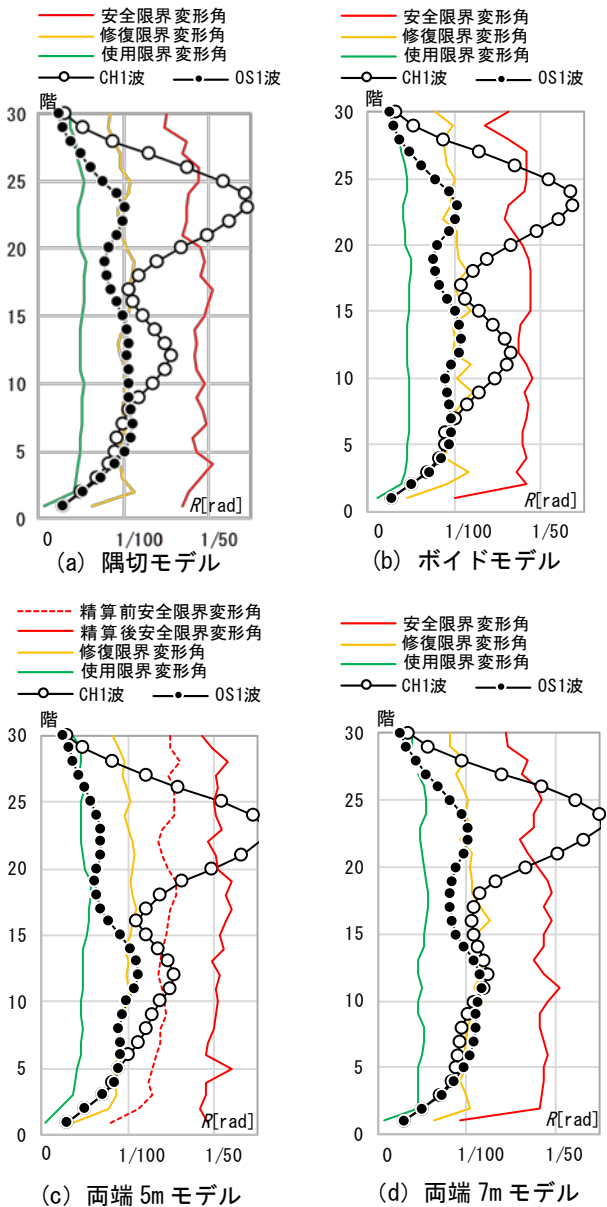


図-22 限界変形角と最大応答層間変形角

傷度 5 の部材角について精算し、 $安全R_s$ を適切に評価する必要がある。

また、各骨組モデルとも高次モードの影響により上層階の変形が大きくなっており、 hR とともに R_{max} を用いた判定が大破の判定には必要であることを確認できた。

7. まとめ

本研究では平面形タイプが異なる超高層 RC 造フレーム構造を対象に、耐震性能評価を実施して被災度評価法の適用性について考察した。本研究の範囲内ではあるが、以下の知見を得た。

- 1) 層の安全限界変形角は、短スパン梁を有する両端 5m モデルではスパンの短い梁の損傷度が他の梁に比べて進行するため、他のモデルに比較して小さい。
- 2) 使用限界指標値や修復限界指標値では骨組モデルの差はあまりないが、安全限界指標値では整形モデルに比べて不均等スパンモデルがやや小さい。
- 3) 両端 5m モデルでは短スパン梁の損傷度を一般梁と同様に算定した場合、安全限界変形が他の骨組モデルに比べて小さいため、耐震性能残存率が小さい。
- 4) 平面形タイプが異なる超高層 RC 造フレーム構造についても本評価法は有用であるが、スパンの短い梁の損傷度は別途評価することが望ましい。
- 5) 高次モードの影響により上層階の変形が大きくなることがあるので、耐震性能残存率とともに最大層間変形角を用いた判定が大破の判定に必要である。

今後、被災度評価における短スパン梁など一部の損傷が大きい梁の取り扱いについて検討していきたい。

謝辞

本研究は科研費「長周期地震動を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の被災度評価及び減災対策（課題番号 17K06630）」の助成を受けたものである。ここに記して深甚なる謝意を示します。また、千葉大学和泉研究室の仁科智貴氏の多大なる協力を得ました。ここに記して感謝の意を示します。

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, pp727-732, 2017.7
- 2) (財) 日本建築センター: ビルディングレター, No.1-No.609, 1972.1-2016.9
- 3) 秋田知芳, 栗本耕太郎, 五百井壮, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性と骨組モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.925-930, 2011.7
- 4) 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, 2004.1