

論文 入力レベルが異なる地震動に対する既存超高層 RC 造建築物の被災度

五十嵐 直人*1・秋田 知芳*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨: 近年, 南海トラフ地震などの巨大地震の発生が危惧されており, 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の耐震対策には地震時の被災度の把握が急務である。本研究は, 入力レベルが異なる地震動に対する既存超高層 RC 造建築物の被災度別棟数比率について検討したものである。まず, 基準地震動に対する既存超高層 RC 造フレーム構造の保有耐震性能分布から入力レベルに対応した耐震性能分布を算出する。次に, 被災度判定指標の推定曲線から被災度を判定し, 擬似速度応答スペクトルの異なる地震動に対する被災度別棟数比率等を示した。さらに, 入力レベルと大破・中破別棟数比率等との関係を示した。

キーワード: 超高層 RC 造建築物, 長周期地震動, 被災度, 保有耐震性能, 損傷度

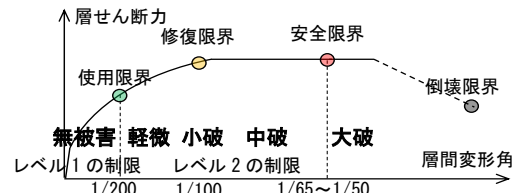
1. はじめに

近年, 巨大地震の発生が危惧されており, 既存超高層鉄筋コンクリート造(以下, RC 造)建築物では, 耐震性能の検討が急務である。その際, 保有耐震性能をわかりやすく表示するには被災度の評価が有用である(図-1)。

著者らは超高層 RC 造骨組の耐震性能評価について研究している(例えば 1), 2)。本研究の位置付けを図-2 に示す。骨組モデル 27 棟を対象に「1」では, 静的弾塑性解析により層の限界変形角を算定する。次に, 基準地震動を漸増入力し, 応答変形角が層の限界変形角に達する限界地震動から保有耐震性能指標 (HIS) を算定する(精算法¹⁾)。

「2」では, 特定の地震動および基準地震動の擬似速度応答スペクトル (ρS_V) と HIS 値から特定の地震動に対する耐震性能指標 (sIS) を算定する(推定法¹⁾)。次に, sIS 値から被災度判定指標 (H_R , R_{max}) の推定曲線を用いて, 被災度を判定する。既存超高層 RC 造建築物(HRC) 351 棟を対象に「3」では, 特定の地震動に対する sIS 分布を算出する。「4」では, HRC の sIS 分布から被災度の棟数比率を算出する。なお, 本論文では, 既往の研究^{1), 2)}等を進展させ「2」・「3」の一部, 「4」に関して報告する。

本研究では, 入力レベルの異なる地震動に対する HRC の被災度別棟数比率について検討する。まず, 既往の研究結果から被災度判定指標の推定曲線を 3 種類設定する。次に, 基準地震動に対する HRC の HIS 分布から基準地震動の入力レベルを変えた地震動(一定波)に対する sIS 分布を算出する。また, 被災度判定指標の推定曲線から被災度を判定し, 一定波に対する被災度別棟数比率を示す。さらに特定の入力レベルの地震動(特定波)に対する被災度別棟数比率を示し, 入力レベルと大破・中破別棟数比率との関係について検討する。



※層間変形角の値は, 標準的な超高層 RC 造建築物の目安の値である。

図-1 超高層 RC 造骨組の被災度の概念¹⁾

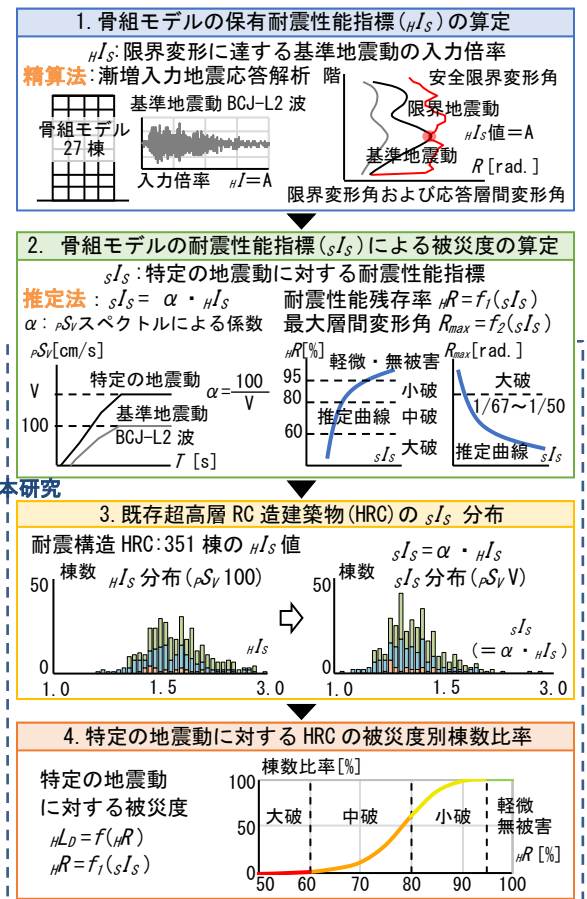


図-2 超高層 RC 造骨組の耐震性能評価と本研究

*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 山口大学大学院創成科学研究科 講師 博士(工学)

(正会員)

*3 国土技術政策総合研究所 建築研究部 主任研究官 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)

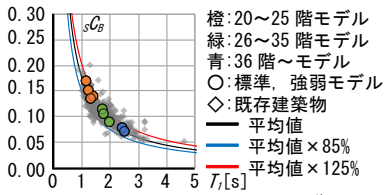


図-3 骨組モデルの分布¹⁾

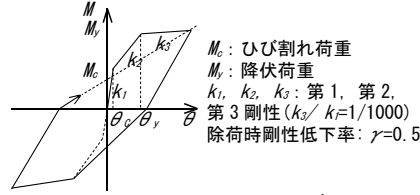


図-4 TAKEDA モデル

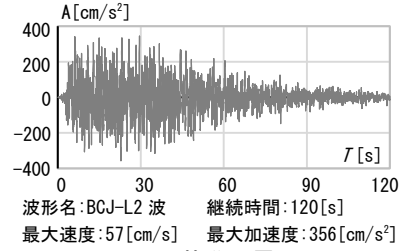


図-5 標準地震動の加速度波形と諸元

表-1 標準モデルの諸元³⁾

設計年代	第1年代(1971~1989年)			第2年代(1990~1999年)			第3年代(2000年~)		
モデル名・方向 ^{※1)}	1G20X	1G25X	1G30X	2G20X	2G30X	2G40X	3G20X	3G30X	3G40X
建築物高さ (m)	60.75	75.5	90.25	61.7	91.7	121.7	63.6	94.6	125.6
階数	20	25	30	20	30	40	20	30	40
基準階階高 (m)	2.95	2.95	2.95	3	3	3	3.1	3.1	3.1
柱芯面積 (m ²)	675	787.5	945	600	900	1050	585	936	1170
柱支配面積 (m ²)	22.5	22.5	22.5	30.0	30.0	30.0	39.0	39.0	39.0
スパン長 (m)	4.5	4.5	4.5	5	5	5	6	6	6
スパン数	6	7	7	5	6	7	5	6	6
塔状比	2.25	2.40	2.87	2.47	3.06	3.48	2.12	2.63	3.49
Fc (N/mm ²) ^{※2)}	36	36	42	36	48	60	42	54	70
主筋強度 (N/mm ²) ^{※3)}	390	390	390	390	490	490	490	490	490
平均重量 (kN/m ²) ^{※4)}	14.5	14.0	14.8	15.5	14.9	14.4	15.4	14.3	13.4
T1 (sec)	1.13	1.38	1.69	1.21	1.74	2.42	1.29	1.94	2.48
Tel (sec)	1.99	2.36	2.84	2.12	2.88	3.72	2.24	3.30	4.81
sCG	0.17	0.14	0.11	0.15	0.10	0.07	0.13	0.09	0.07
μIsg値	1.39	1.51	1.46	1.73	1.40	1.48	1.48	1.43	1.30

※1: いずれも X 方向とする
 ※2: 使用コンクリートの中で設計基準強度 F_c の最大値
 ※3: 規格降伏強度
 ※4: 基準階重量を柱芯面積で除した値

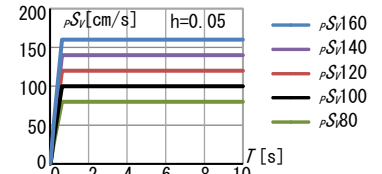


図-6 一定波の ρS_V

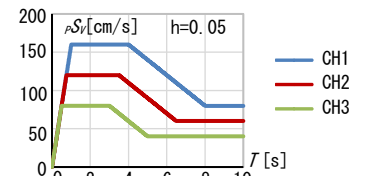


図-7 特定波の ρS_V

2. 対象建物と地震動

2.1 骨組モデル

被災度判定指標の推定曲線の算出に使用した骨組モデル³⁾は、3つの設計年代における構造特性を考慮した標準モデル9棟(表-1)と強弱モデル18棟の27棟である。また、強弱モデルは、各標準モデルに対し梁曲げ耐力を強モデルで1.15倍、弱モデルで0.85倍としたモデルである。各骨組モデルの各設定値は既存建築物と対応している(図-3)。解析モデルは立体フレームモデルとし、剛床仮定により各層の水平変位を等値とする。なお、剛強な基礎梁を配置し基礎下はピン支持とする。梁は曲げ・せん断変形を、柱は曲げ・せん断・軸変形を、柱梁接合部はせん断変形を考慮する。また、柱および梁、柱梁接合部のせん断変形は弾性とする。復元力特性について、梁の曲げには TAKEDA モデル(図-4)、柱の曲げと軸力にはファイバーモデルを用いる。ファイバーモデルの応力ひずみ関係では、コンクリートは NewRC モデル型⁴⁾、鉄筋は標準バイリニア型⁴⁾とする。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。

2.2 検討用地震動

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(図-5)。基準地震動以外の特定の地震動には、2種類の地震動(一定波, 特定波)を用いる。一定波には、長周期領域で ρS_V が一定となる BCJ-L2 波の0.8倍から1.6倍までの入力レベルの地震動を用いる(BCJ-L2 波に対して $\rho S_V/80: 0.8$ 倍, $\rho S_V/100: 1.0$ 倍, $\rho S_V/120: 1.2$ 倍, $\rho S_V/140: 1.4$ 倍, $\rho S_V/160: 1.6$ 倍, 図-6)。特定波には、「超高層建築物等における南海トラフ

沿いの巨大地震による長周期地震動対策について」(国住指第1111号)⁵⁾において公表された解放工学的基盤における中京圏の予測地震動(CH1, CH2, CH3)の擬似速度応答スペクトルを用いる(図-7)。一定波の ρS_V の最大値(ρS_V 値)は、特定波の ρS_V 値と対応するように設定し、 ρS_V のスペクトル形状の違いによる影響を検討する。

3. 超高層 RC 造フレーム構造の耐震性能評価

3.1 基準地震動に対する保有耐震性能指標値

本評価法¹⁾では、梁曲げ降伏による全体降伏形のフレーム構造を対象とし、梁部材の損傷度に基づき安全限界変形角(安全 R_S)を算定する。層の限界変形角は静的非線形解析による梁の曲げ塑性率(DF)および柱等価塑性率(CDF , 柱に取り付く梁の DF の平均値)に応じて評価する。安全限界は CDF による柱等価損傷度の等しい柱が負担したせん断力の比率から評価する(表-2)。 μI_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として算定する。なお、限界地震動は最大層間変形角(R_{max})が R_S に達する時の入力地震動である(図-8)。

表-2 安全限界の損傷度別部材比率¹⁾

柱等価損傷度	1	2	3	4	5
柱等価塑性率(CDF)	$0 \leq CDF < 1$	$1 \leq CDF < 2$	$2 \leq CDF < 3$	$3 \leq CDF < 4$	$4 \leq CDF$
限界状態	安全限界	—	—	—	0%

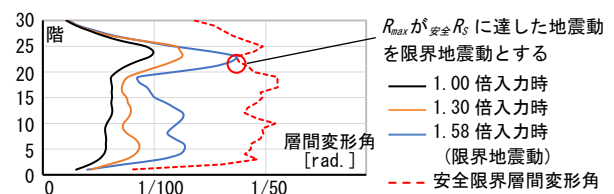


図-8 地震応答解析による限界地震動の算定例

3.2 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能

超高層 RC 造建築物は多数建設されているが、詳細な設計データは公開されていない。既往の研究²⁾等では、短期設計用ベースシア係数(C_B)と弾性 1 次固有周期(T_1)から HIS 値を算定し、既存建築物 351 棟に対する HIS 値の棟数分布を報告した(図-9)。 HIS 値は、骨組の構造特性との相関性に基づき導出された以下の式(1)により算出したものである。記号等の詳細は文献 2) によりたい。

$$HIS = \alpha \cdot C_B \times T_1 + \beta \cdot C_B + \gamma \cdot T_1 + \delta \quad (1)$$

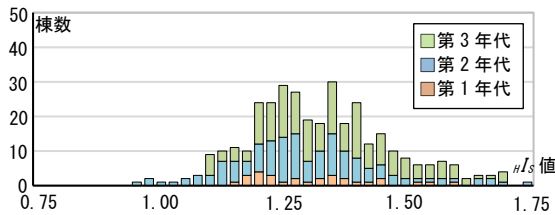


図-9 HIS 値の棟数分布

3.3 特定の地震動に対する耐震性能指標値

sIs 値は、特定の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ある。本研究では、著者らの文献 2) に示す式(2)により、 HIS 値から、安全限界変形時の等価固有周期(等価周期 T_e)における基準地震動の擬似速度応答値($pSV1$)と特定の地震動の擬似速度応答値($pSV2$)の比率を用いて算出する(図-10)²⁾。1 次および 2 次等価固有周期の算出には初期剛性に対する安全限界変形時の等価剛性の低下率を用いる(図-11)。なお、本論文における弾性刺激係数(β)は最上階の刺激関数の値を用いる。

$$sIs = (Af_1 + Bf_2) HIS \quad (2)$$

$$A = \beta_1 / (\beta_1 + \beta_2) \quad (3)$$

$$B = \beta_2 / (\beta_1 + \beta_2) \quad (4)$$

ここで、 f_1 : 等価 1 次固有周期 T_{e1} での擬似速度応答値の比率(= $pSV1(T_{e1}) / pSV2(T_{e1})$)

f_2 : 等価 2 次固有周期 T_{e2} での擬似速度応答値の比率(= $pSV1(T_{e2}) / pSV2(T_{e2})$)

β_1 : 弾性 1 次刺激係数, β_2 : 弾性 2 次刺激係数

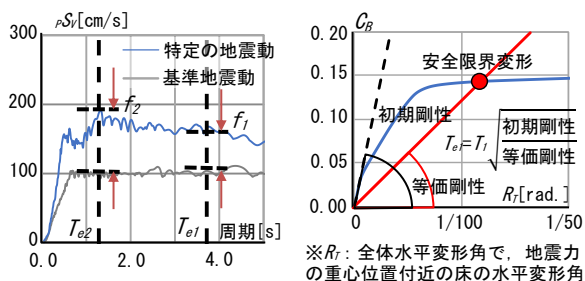


図-10 T_e 時の擬似速度応答値 図-11 T_e の算出法

3.4 被災度判定

著者らが提示した被災度判定指標(H_R , R_{max})とその閾値を表-3に示す¹⁾。骨組全体の耐震性能残存率(H_R)は、各層のエネルギー吸収能力の総和(ΣE_{ui})から、地震によ

り消費した各層のエネルギーの総和(ΣE_i)を除いた残存エネルギーの比率として式(5)で算定する¹⁾。層のエネルギー量(E_{ui})は、静的非線形解析による各層の層せん断力(Q_i)と層間変形(δ_i)の $Q-\delta$ 関係と地震応答解析による最大層間変形を用いて算定する。

$$H_R = \left(1 - \frac{\Sigma E_i}{\Sigma E_{ui}}\right) \times 100[\%] \quad (5)$$

無被害は、 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 H_R を用いて判定する。また、超高層 RC 造フレーム構造の特徴として、入力地震動のレベルが大きい場合には特定の層において変形が大きくなるため、大破について H_R とともに R_{max} と安全 R_S との比較も行い、判定する(表-3)。

表-3 超高層 RC 造フレーム構造の被災度の判定¹⁾

被災度	判定		想定される損傷状況例
	耐震性能残存率	最大層間変形角	
無被害	-	$R_{max} < R_S$	損傷度2以上がない
軽微	$H_R \geq 95[\%]$	-	損傷度1.2が90[%]程度
小破	$80 \leq H_R < 95[\%]$	-	損傷度3が30[%]程度
中破	$60 \leq H_R < 80[\%]$	-	損傷度4が30[%]程度
大破	$H_R < 60[\%]$	$安全 R_S < R_{max}$	損傷度5が30[%]程度

4. 耐震性能指標値による被災度判定指標の推定曲線

4.1 精算法における被災度判定指標

既往の研究⁶⁾では、骨組モデル 27 棟を対象にして基準地震動を 0.1~1.8 倍の範囲において 0.1 倍刻みの漸増入力地震動を漸増入力した際の倍率(入力倍率, HI)と H_R および R_{max} との関係が被災度とともに示す。 HI 値が 1.0 では H_R の平均値は約 84%, R_{max} の平均値は約 1/89rad. であり、小破に相当する。 HI 値が 1.5 では H_R の平均値は約 55%, R_{max} の平均値は約 1/51rad. であり、大破に相当する。 HI 値が大きくなると H_R は小さく、 R_{max} は大きくなる傾向にあり、大破では H_R や R_{max} の分布がやや広がるのがわかる。

4.2 推定法における被災度判定指標の推定曲線

HI 値倍した基準地震動を特定の地震動とみなして式(2)を適用すると、 $(Af_1 + Bf_2)$ の値は HI 値の逆数となる。したがって、基準地震動の sIs 値(基準 sIs 値)は HI 値に対する HIS 値の比によって算出できる(式(6))。

$$基準 sIs = HIS / HI \quad (6)$$

本論文では、基準 sIs 値と被災度判定指標のばらつきを考慮するため、分布の中で基準 sIs 値が 1 から 2.5 以下の範囲について、下限 95% と上限 95% を通るように平均値による推定曲線の基準 sIs 値を増減させた推定曲線(平均推定曲線, 下限推定曲線, 上限推定曲線)を示す。 H_R では、平均推定曲線に対して下限推定曲線は H_R が小さくなり被災度を大きく評価し、上限推定曲線は H_R が大きくな

り被災度を小さく評価する。 R_{max} では、平均推定曲線に対して下限推定曲線は被災度を小さく評価し、上限推定曲線は被災度を大きく評価する（図-13）。

4.3 精算値と推定値との対応

基準 sI_s 値が1から2.5の範囲について、 H/R と各推定曲線を用いて基準 sI_s 値から算出した推定 H/R との対応、および、 R_{max} と各推定曲線を用いて基準 sI_s 値から算出した推定 R_{max} との対応を図-14に示す。ここで、 H/R と R_{max} とは地震応答解析を用いた精算法による値である。推定 H/R は H/R と対応しており、 H/R の推定 H/R に対する比率の平均は、平均推定曲線が約1.01、下限推定曲線が約1.12、上限推定曲線が約0.93である。推定 R_{max} は R_{max} と対応しており、 R_{max} の推定 R_{max} に対する比率の平均は、平均推定曲線が約0.98、下限推定曲線が約1.38、上限推定曲線が約0.77である。また、 H/R と比べ R_{max} では標準偏差が約0.1大きくなることわかる。

5. 一定波に対する被災度の考察

5.1 耐震性能指標値の推定

基準地震動に対する既存建築物の H/I_s 値の棟数分布から式(2)を用いて、一定波の入力レベルに対する sI_s 値の棟数分布を算出する（図-15）。 sI_s 値の棟数分布はいずれも単峰型の山形分布となっており、一定波の入力レベルが大きくなるに伴い、 sI_s 値の分布は広がる傾向が見られる。また、 sI_s 値の棟数分布の平均値は $P_{SV}80$ 波が約1.66、 $P_{SV}100$ 波が約1.32、 $P_{SV}120$ 波が約1.11、 $P_{SV}140$ 波が約0.96、 $P_{SV}160$ 波が約0.81であり、一定波の P_{SV} 値が20cm/s程度大きくなるに伴い平均値は約0.84倍になる。

5.2 耐震性能残存率の推定

平均推定曲線による一定波の入力レベルに対する推定 H/R の棟数分布を図-16に示す。平均推定曲線による推定 H/R の棟数分布の平均値は $P_{SV}80$ 波が約89%、 $P_{SV}100$ 波が約78%、 $P_{SV}120$ 波が約65%、 $P_{SV}140$ 波が約53%、 $P_{SV}160$ 波が約42%である。一定波の P_{SV} 値が20cm/s程度大きくなるに伴い、推定 H/R の平均値は12%程度小さくなる傾向がある。また、棟数全体の80%を占める推定 H/R の範囲は、 $P_{SV}80$ 波が約83%から約94%であるのに対して、 $P_{SV}140$ 波が約42%から約65%であり、推定 H/R の分布が広がる。

5.3 最大層間変形角の推定

平均推定曲線による一定波の入力レベルに対する推定 R_{max} の棟数分布を図-17に示す。平均推定曲線による推定 R_{max} の棟数分布の平均値は $P_{SV}80$ 波が約1/107rad.、 $P_{SV}100$ 波が約1/78rad.、 $P_{SV}120$ 波が約1/59rad.、 $P_{SV}140$ 波が約1/47rad.、 $P_{SV}160$ 波が約1/39rad.である。 P_{SV} 値が20cm/s程度大きくなるに伴い、推定 R_{max} の平均値は1.3倍程度大きくなる傾向がある。また、棟数全体の80%を占め

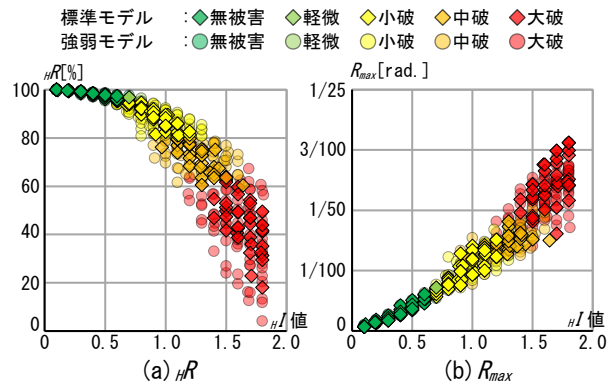


図-12 H/I 値と各被災度判定指標との関係

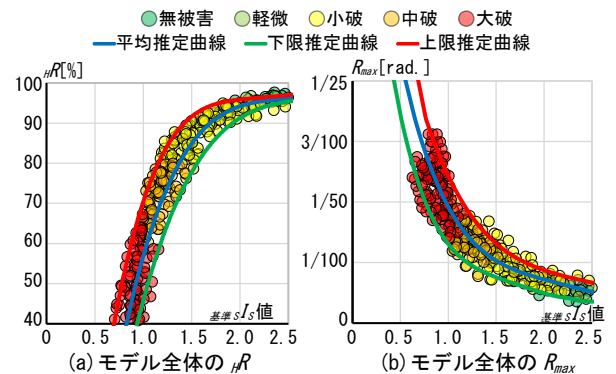


図-13 基準地震動の sI_s 値と被災度判定指標との関係

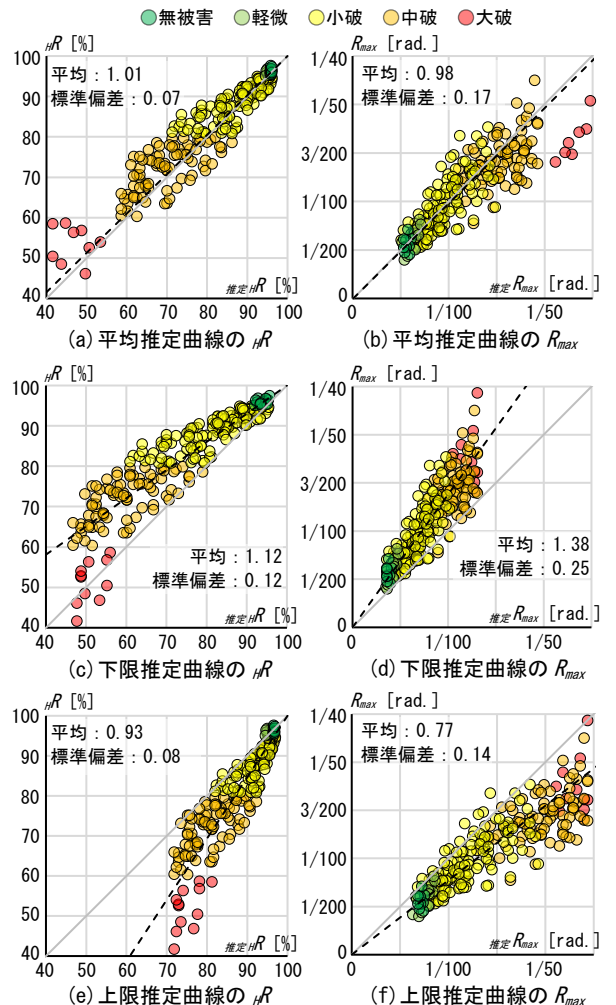


図-14 各被災度判定指標の精算値と推定値との関係

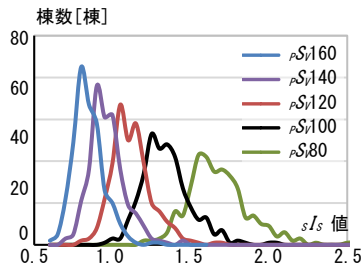


図-15 一定波に対する sI_s の棟数

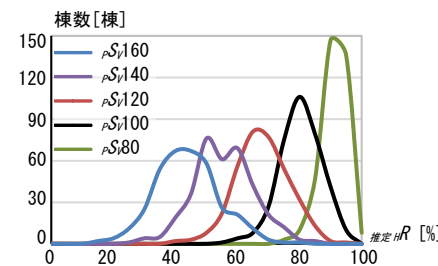


図-16 一定波に対する 推定HR の棟数

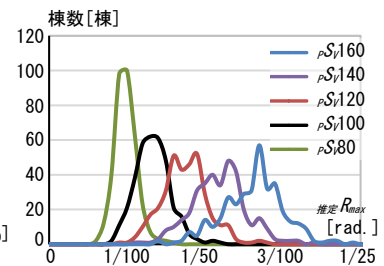
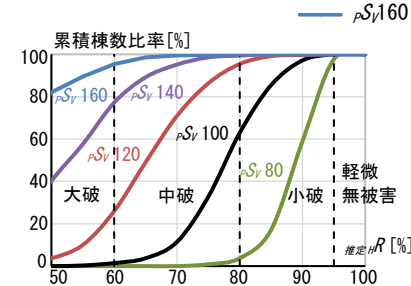
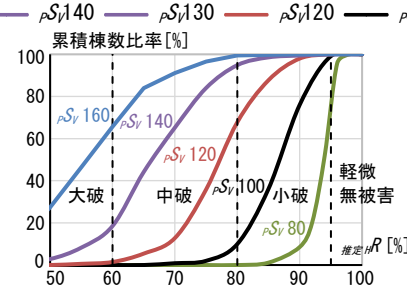


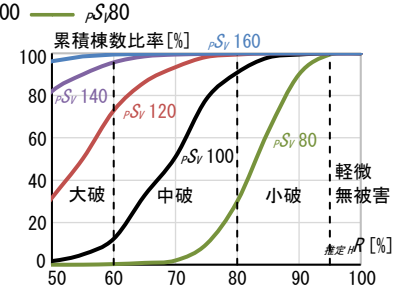
図-17 一定波に対する 推定 R_{max} の棟数



(a) 平均推定曲線による累積棟数比率



(b) 上限推定曲線による累積棟数比率



(c) 下限推定曲線による累積棟数比率

図-18 一定波の入力レベルに対する 推定HR の累積棟数比率

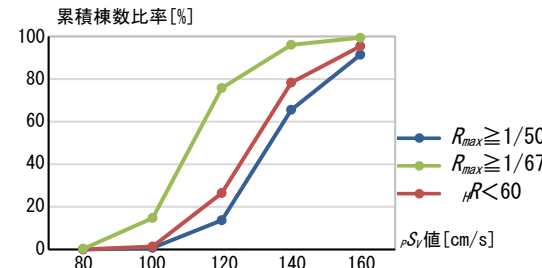


図-19 被災度判定指標による大破棟数比率の比較

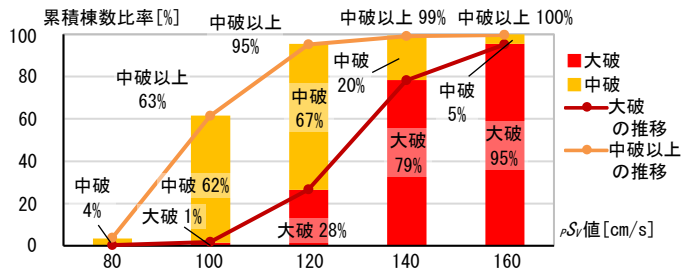


図-20 平均推定曲線による pSv 値と大破・中破別棟数比率

る 推定 R_{max} の範囲は、 $pSv80$ 波が約 $1/131\text{rad.}$ から約 $1/90\text{rad.}$ であるのに対して、 $pSv140$ 波が約 $1/59\text{rad.}$ から約 $1/40\text{rad.}$ であり、推定 R_{max} の分布が広がる。

5.4 被災度の推定

推定曲線別の推定HRの累積棟数比率(図-18)では、 $pSv140$ 波に対する推定HRによる中破以上の比率は、平均推定曲線では約99%、上限推定曲線では約95%、下限推定曲線では約100%である。 $pSv80$ 波に対する推定HRによる中破以上の比率は、平均推定曲線では約4%、上限推定曲線では約0%、下限推定曲線では約30%である。 $pSv100$ 波に対する推定HRによる中破以上の比率は、平均推定曲線では約63%、上限推定曲線では約10%、下限推定曲線では約91%であり、推定曲線による違いが $pSv140$ や $pSv80$ に比べて大きい。

図-19に各被災度判定指標の平均推定曲線を用いた大破別棟数比率の比較を示す。大破判定は推定HRあるいは推定 R_{max} による。なお、HRCの大破判定に用いる安全 R_S は公表されていないため、ここでは骨組モデルの安全 R_S を参考にして安全 R_S を $1/67\text{rad.}$ あるいは $1/50\text{rad.}$ とした場合について検討する。

推定 $R_{max} \geq 1/67\text{rad.}$ による大破の比率は、 $pSv160$ 波が約99%、 $pSv140$ 波が約96%、 $pSv120$ 波が約76%、 $pSv100$ 波

が約15%、 $pSv80$ 波が約0%である。推定 $R_{max} \geq 1/50\text{rad.}$ による大破の比率は、 $pSv160$ 波が約91%、 $pSv140$ 波が約67%、 $pSv120$ 波が約14%、 $pSv100$ 波が約1%、 $pSv80$ 波では大破が0%である。HRによる判定に比べて $pSv140$ 波では、推定 $R_{max} \geq 1/67\text{rad.}$ による大破の比率は約17%増加し、推定 $R_{max} \geq 1/50\text{rad.}$ による大破判定の比率は約12%減少する。また、骨組モデルの精算法による被災度が大破となるケースを見ると(図-12)、推定 R_{max} が $1/50\text{rad.}$ 以上かつ推定HRが60%以上となるケースは、全体の約9%である。これらのことから、個別の安全 R_S が公表されていないHRCの被災度推定においては、大破判定を推定HRにより行うこととする。一定波に対する大破・中破別棟数比率曲線を示す(図-20)。

推定HRによる被災度の比率は、 $pSv160$ 波では大破が約95%、中破が約5%、 $pSv140$ 波では大破が約79%、中破が約20%、 $pSv120$ 波では大破が約28%、中破が約67%、 $pSv100$ 波では大破が約1%、中破が約62%、 $pSv80$ 波では大破が約0%、中破が約4%である。

6. 特定波に対する被災度別棟数比率

一定波に対する被災度推定と特定波に対する被災度推定についての比較を行い、 pSv のスペクトル形状の違い

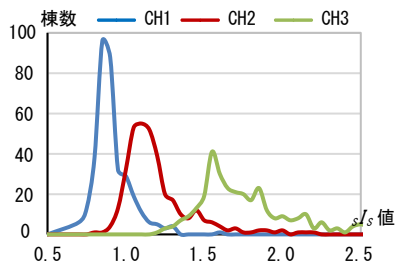


図-21 特定波に対する sI_s 値の棟数

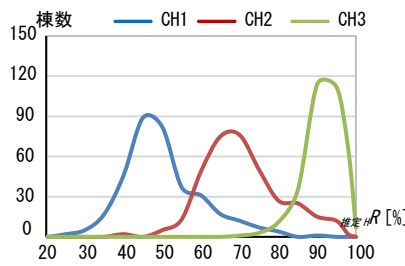


図-22 特定波に対する pSR の棟数

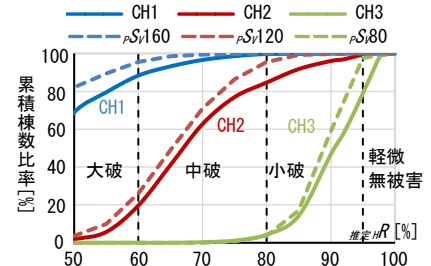


図-23 累積棟数比率の比較

による影響を検討する。

6.1 耐震性能指標値の分布

HRC の sI_s 値の棟数分布を図-21 に示す。なお、HRC は特定波の地域に建つ既存建築物ではなく、全体の既存建築物である。 sI_s 値の棟数分布の平均値は CH3 波が約 1.85, CH2 波が約 1.17, CH1 波が約 0.89 である。また、入力レベルが大きくなるにつれ、 sI_s 値の差は小さくなる。

6.2 耐震性能残存率と累積棟数比率の比較

推定HR の平均値は CH3 波が約 90%, CH2 波が約 69%, CH1 波が約 45% であり、地震動の入力レベルが大きくなるにつれて、推定HR の平均値は小さくなる傾向がある(図-22)。また、累積棟数比率の平均値について pSR 値が同じ一定波に対して、CH3 波の比率は 0.99 倍, CH2 波の比率は 0.82 倍, CH1 波の比率は 0.72 倍である(図-23)。

6.3 被災度別棟数比率の比較

平均推定曲線による特定波に対する大破・中破別棟数比率(図-24)は、CH3 波では大破が約 0%, 中破が約 4%, CH2 波では大破が約 20%, 中破が約 65%, CH1 波では大破が約 88%, 中破が約 11% である。特定波に対する大破棟数比率は、 pSR 値が同じ一定波と概ね同程度かやや小さい値である。

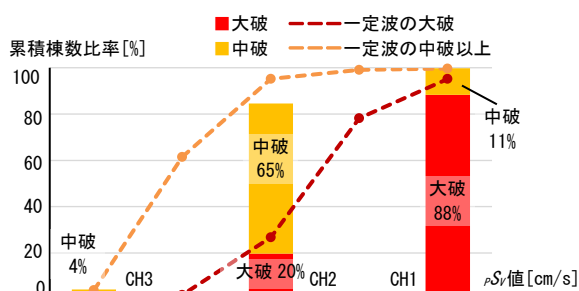


図-24 特定波の pSR 値と大破・中破別棟数

7. まとめ

本研究では入力レベルが異なる地震動に対する既存超高層 RC 造フレーム構造の被災度について考察した。本研究の範囲内ではあるが、以下の成果を得た。

- 1) 3 種類の被災度判定指標の推定曲線を示し、耐震性能指標による被災度の推定法を示した。
- 2) 保有耐震性能分布から入力レベルが異なる地震動に対する耐震性能分布の推定法を示した。

- 3) 推定法を用いて入力レベルが異なる地震動に対する HRC の被災度別棟数比率曲線を示した。
- 4) 平均推定曲線による HRC の被災度は $pSR160$ 波では中破以上が 100%, $pSR140$ 波では中破以上が 99%, $pSR120$ 波では中破以上が 95%, $pSR100$ 波では中破以上が 63%, $pSR80$ 波では中破が約 4% である。
- 5) 特定波に対する大破棟数比率は、 pSR 値が同じ一定波と概ね同程度かやや小さい値である。

今後、発生が危惧される地震動に対する被災度推定に本方法が適用されて、個別の建築物の耐震診断の必要性が認識され、耐震対策が進展することを期待したい。

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および減災対策(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。

参考文献

- 1) 釣賀達稀, 五十嵐直人, 毎田悠承, 和泉信之: 特定の地震動に対する超高層 RC 造フレーム構造の被災度の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.787-792, 2019.7
- 2) KAN PHANNARITH, 五十嵐直人, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層 RC 造フレーム構造の被災度の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.991-996, 2019.7
- 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) 構造計画研究所: RESP F3T 利用者マニュアル, 2015.6
- 5) 国土交通省: 超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について, 国住指第 1111 号, 2016
- 6) 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