

論文 超高層鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能残存率と被災度

道下 龍太郎^{*1}・仁科 智貴^{*2}・毎田 悠承^{*3}・和泉 信之^{*4}

要旨: 超高層 RC 造建築物の地震対策には、特定の地震動に対する被災度の評価が必要である。本研究では、超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価により得られる限界層間変形角及び耐震性能残存率を用いた被災度の評価方法を考察する。まず、超高層 RC 造骨組 3 棟を対象として、静的非線形解析及び地震応答解析を実施して、各限界状態の保有耐震性能指標値及び耐震性能残存率を算定する。その際、耐震性能残存率と部材の損傷度の関係を分析し、被災度の評価に用いる判定値を検討する。次に、特定の地震動に対する超高層 RC 造骨組 1 棟の被災度の評価を行い、評価方法の妥当性について考察する。

キーワード: 超高層 RC 造建築物, 静的非線形解析, 地震応答解析, 保有耐震性能, 耐震性能残存率

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震の発生により、既存超高層鉄筋コンクリート(以下、RC)造建築物の地震対策が急務とされている。そのためには、保有する耐震性能の評価と共に、特定の地震動に対する被災度の評価が必要であるが、超高層 RC 造建築物を対象とする被災度の評価に関する研究は進んでいない。

著者らは、梁曲げ降伏による全体降伏機構の超高層 RC 造建築物の耐震性能評価について研究している。本研究における耐震性能と被災度の概念図を図-1 に示す。耐震性能評価は、「1 骨組の保有耐震性能評価」と「2 特定の地震動に対する耐震性能評価」の 2 ステップで実施する(図-2)。既往の研究では、「1 骨組の保有耐震性能評価」について報告した(例えば¹⁾)。骨組の保有耐震性能は、静的非線形解析及び地震応答解析により算定される保有耐震性能指標値(hI_s 値) 及び耐震性能残存率(hR)の 2 つの指標値を用いて評価する。 hI_s 値は、骨組の限界状態に対応する入力地震動の強さを表す指標値であり、応答変形が各限界状態を表す限界変形に達する基準地震動の入力倍率(hI 値)として算定する。 hI_s 値の研究では、 hI_s 値の算定方法や適用例を報告した(例えば²⁾)。また、 hR は地震経験後に残存する残存耐震性能を表す指標値であり、残存エネルギー量の比率として算定する。 hR の研究では、全層のエネルギー消費量に基づく算定方法を報告した¹⁾。

本研究では、「2 特定の地震動に対する耐震性能評価」における被災度の評価方法を考察する。被災度は、「1 骨組の保有耐震性能評価」により得られる限界層間変形角及び耐震性能残存率を用いて評価する(図-2)。

まず、超高層 RC 造骨組 3 棟を対象として、静的非線形解析及び地震応答解析を実施して、各限界状態の hI_s

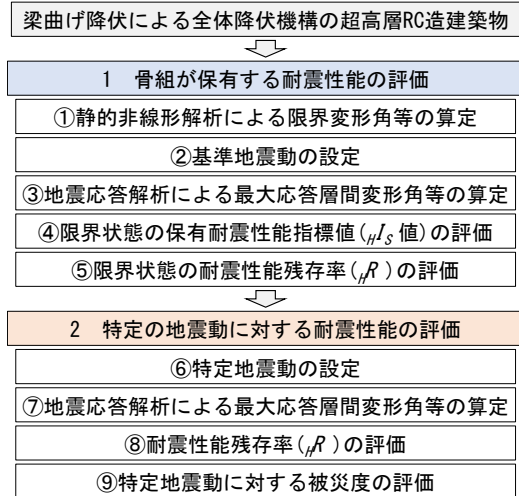
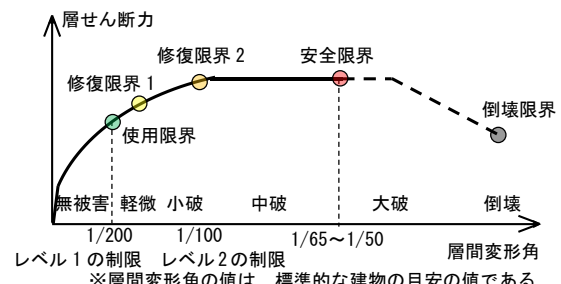


図-2 耐震性能評価の流れ

値及び hR を算定する。その際、 hR の算定に用いる除荷時変形比率(a)及び片寄り率(b)と層間変形角との関係について検討する。さらに、 hR と部材の損傷度の関係を分析し、被災度の評価に用いる判定値を検討する。

次に、特定の地震動に対する超高層 RC 造骨組 1 棟の被災度の評価を行い、層間変形角や梁の損傷度などから評価方法の妥当性について考察する。

^{*1} 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)
^{*2} 千葉大学 工学部建築学科
^{*3} 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻助教 博(工) (正会員)
^{*4} 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻教授 博(工) (正会員)

2. 超高層 RC 造フレーム構造の指標値

2.1 保有耐震性能指標値の算定方法

保有耐震性能指標値(HIS 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。限界地震動は地震応答解析による層間変形角(R)が、静的非線形解析による骨組の限界状態に達する層間変形角(限界変形角, R_S)に達する時の入力地震動である。骨組の限界変形角には、使用限界から安全限界までの5つを設定する。 HIS 値の算定では、修復限界2は修復限界2'の HIS 値を用いることとして、使用限界・修復限界1・修復限界2・安全限界の HIS 値を算定する。本研究では梁曲げ降伏による全体降伏機構のフレーム構造を対象とするため、各限界変形角の評価には、静的非線形解析による梁の曲げ塑性率(DF)及び柱等価塑性率(CDF)を用いる。部材の塑性率と損傷度の関係を図-3に示す³⁾。なお、梁の DF は両端の DF のうち大きい値、 CDF は柱に取り付く梁の DF の平均値(図-4)である。使用限界は DF により評価し(表-1)、修復限界及び安全限界は CDF から決定される柱等価損傷度が等しい柱が負担するせん断力の比率により評価する(表-2)。また、各限界地震動の判定には、使用限界・修復限界2・安全限界では最大法、修復限界1では平均法を用いる。詳しくは文献2)を参照されたい。

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
限界状態	使用限界	—	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
限界状態	修復限界1	—	0%	0%	0%
	修復限界2	—	—	20%	0%
	修復限界2'	—	—	—	0%
	安全限界	—	—	—	0%

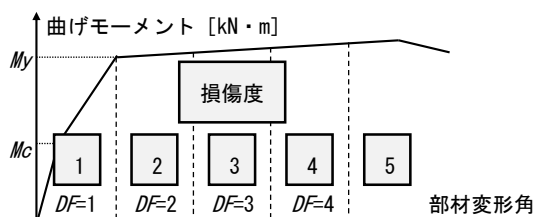


図-3 部材の塑性率と損傷度の定義

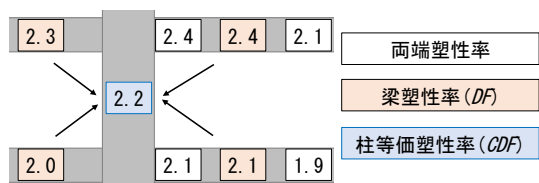


図-4 柱等価塑性率算定例

2.2 耐震性能残存率の算定方法

耐震性能残存率(HR)は層のエネルギー量に基づき評価することとし、残存エネルギー量はエネルギー吸収能力

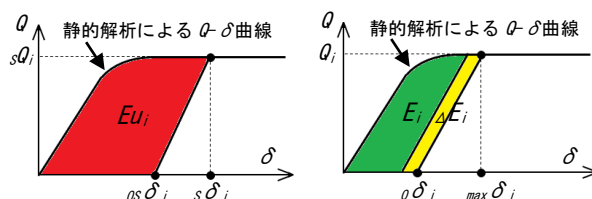
(E_u)から消費エネルギー量(E)を除いた値として算出する。 HR 及び i 層の耐震性能低減係数(η_i)の算定式を式(1)、式(2)に示す。

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

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

ここで、 E_{u_i} は i 層のエネルギー吸収能力、 E_i は i 層の消費エネルギー量である。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から算定する。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($s\delta_i$)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(図-5)。 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($max\delta_i$)及び、層せん断力(Q_i), 除荷時変形(od_i)で定義される面積から算定する(図-6)。 $os\delta_i$ 及び od_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から算定する(図-7)。

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⁴⁾、 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(Δ)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。 Δ は $max\delta_i$ に変形の片寄りの程度を示す片寄り率(b)を乗じて算定する。 b は地震応答解析から得られる各層の最大応答層間変形から算定する(図-8)。



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

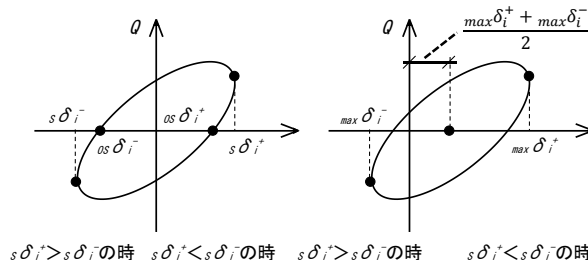
図-5 エネルギー吸収能力

Q_i : 地震時層せん断力

$max\delta_i$: 地震時最大変形

od_i : 除荷時変形

図-6 消費エネルギー



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

図-7 除荷時変形比率

図-8 片寄り率

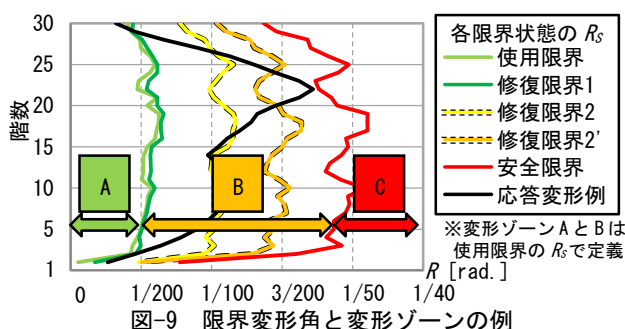


図-9 限界変形角と変形ゾーンの例

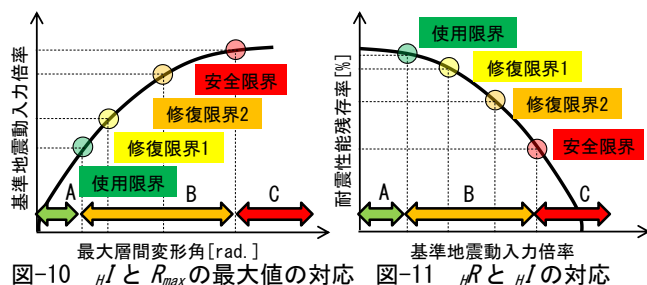


図-10 H/I と R_{max} の最大値の対応

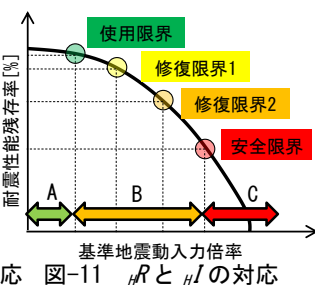


図-11 H/I と R の対応

2.3 限界変形角と指標値

静的非線形解析から算定した各階の限界変形角の分布と地震応答解析による応答変形の例を図-9に示す。超高層RC造フレーム構造では、入力地震動の増大に伴い、特定層の梁降伏が進展して層間変形角が増大する傾向がある。 H/I 値と最大層間変形角(R_{max})の最大値、 H/R と H/I 値の対応関係の概念を図-10、図-11に示す。一般に、 H/I 値の増加に伴い、 R_{max} の最大値は増大し、 H/R は減少する。使用限界及び安全限界の H/I 値は特定層の応答変形により決定されるが、中間の状態である修復限界の H/R は各層の応答変形が考慮されて決定される。各層の応答変形は、図-9に示すA～Cの3つの変形ゾーンに区分する。

3. 解析計画

著者らは、既存超高層RC造建築物について3つの設計年代(第1年代:1971～1989年、第2年代:1990～1999年、第3年代:2000年～)に分類し、構造特性を表す骨組モデルを作成している⁴⁾。本解析では、その中から、各設計年代における代表的な階数のモデルである1G25X・2G30X・3G30Xを解析対象とする(表-3、図-12)。

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置とする。柱には曲げ・せん断・軸変形を、梁には曲げ・せん断変形を考慮する。柱には平面保持の仮定によるファイバーモデルを用いる。ファイバーモデルにより、曲げひび割れ及び曲げ降伏による剛性変化を考慮する。梁の曲げ変形には、曲げひび割れ及び曲げ降伏による剛性変化をトリリニア曲線で評価したスケルトンカーブにより弾塑性特性を考慮する。なお、柱や梁のせん断変形は弾性とする。また、柱梁接合部は仕口パネルによりせん断変形を考慮する。内部粘性減衰

は瞬間剛性比例型とし、1次の減衰定数を3%とする。

梁の曲げに対する復元力特性には、超高層RC造建築物の設計で通常用いられるTakedaモデル(図-13)を使用する。また、柱の曲げに対する復元力特性はファイバーモデルにより決定される履歴特性を用いる。

基準地震動には日本建築センター模擬地震動(BCJ-L2)を、特定の地震動には南海トラフを想定した大阪府の第2種地盤の模擬地震動(OSAKA)を用いる(表-4、図-14)。

表-3 骨組モデルの諸元

設計年代	第1年代	第2年代	第3年代
モデル名・方向	1G25X	2G30X	3G30X
建築物高さ[m]	75.5	91.7	94.6
階数	25	30	30
基準階階高[m]	2.95	3	3.1
柱芯面積[m ²]	787.5	900	936
柱支配面積[m ²]	22.5	30.0	39.0
塔状比	2.40	3.06	2.63
F_c [N/mm ²] ^{※1}	36	48	54
主筋強度 [N/mm ²] ^{※2}	390	490	490
平均重量 [kN/m ²] ^{※3}	14.3	14.9	14.3
T_f [sec]	1.37	1.72	1.80
C_d	0.130	0.105	0.090

※1: 使用コンクリートの中での設計基準強度 F_c の最大値

※2: 使用主筋の中での最大値

※3: 基準階重量を柱芯面積(バルコニー含まず)で除した値

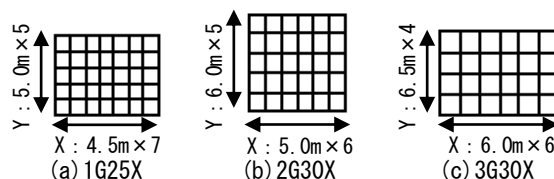


図-12 骨組モデルの略図

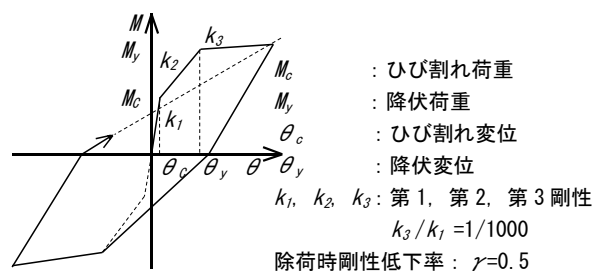


図-13 Takeda モデル

表-4 地震動の諸元

波形名称	最大速度	最大加速度	継続時間
BCJ-L2	57 [cm/s]	356 [cm/s ²]	120 [s]
OSAKA [※]	41 [cm/s]	210 [cm/s ²]	328 [s]

※中央防災会議資料2012に基づく大阪府の第2種地盤の基礎底波

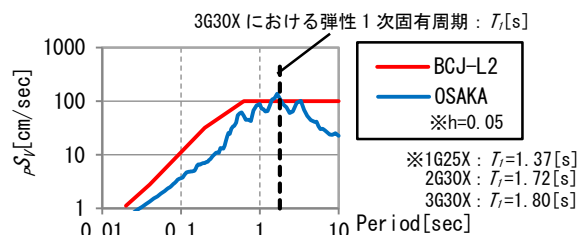


図-14 検討用地震動の擬似速度応答スペクトル

4. 骨組モデルの保有耐震性能評価

4.1 保有耐震性能指標値の評価

本節では、解析モデル 3 棟を対象として、 HI 値を 0.1 から 1.8 まで 0.1 刻みで連続的に増大させた地震応答解析を行い、各限界状態に対応する保有耐震性能指標値(HI_s 値)を算定する。図-10 の具体的な例として、3G30X における HI 値と最大層間変形角(R_{max})の関係を図-15 に示す。また、表-5 に算定した指標値を示す。なお、図中のプロットは各 HI 値における全層の R_{max} を変形ゾーン(図-9)によって区分したものである。

HI 値の増大に伴い R_{max} は増大していき、 HI 値が安全限界における HI_s 値(1.43)を上回ると各階の R_{max} の分布が大きな範囲に広がる傾向が見られる。 HI_s 値は特定層の応答変形によって決まるため、各階の R_{max} の分布状況の違いを表すことは難しい。

4.2 耐震性能残存率の評価

図-11 の具体的な例として前節と同様にして算定した、解析モデル 3 棟の耐震性能残存率(μR)及び HI 値の関係を図-16(a)に示す。また、各 HI 値における最小の耐震性能低減係数(η_{max})及び HI 値の関係を図-16(b)に示す。各限界状態における HI_s 値と μR を表-5 に示す。いずれのモデルでも HI 値が修復限界 2 の HI_s 値に近くなると μR が大きく低下しているが、2G30X では低下が緩やかであり、 η_{max} の低下が著しい。これは、 HI 値の増大に伴い、1G25X 及び 3G30X では比較的多くの層で変形が進むのに対し、2G30X では特定層の変形が進むためである。

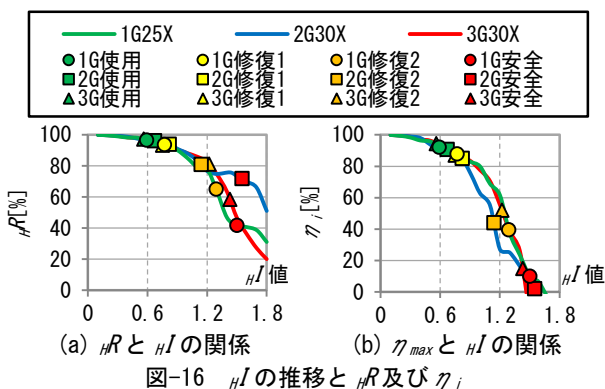
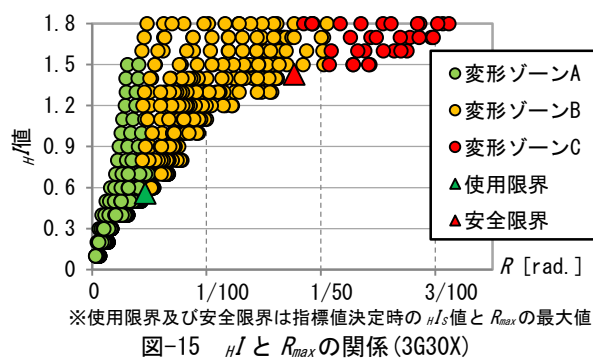


表-5 各限界状態と指標値

	1G25X		2G30X		3G30X	
	HI_s 値	μR [%]	HI_s 値	μR [%]	HI_s 値	μR [%]
使用限界	0.59	97	0.67	96	0.56	97
修復限界1	0.77	94	0.82	94	0.75	93
修復限界2	1.29	65	1.14	81	1.22	81
安全限界	1.50	42	1.55	72	1.43	58

5. 除荷時変形比率及び片寄り率の検討

5.1 除荷時変形比率の検討

特定の地震動入力時に応答変形が安全限界変形に達しない場合にはエネルギー吸収能力(E_{ui})算定に用いる除荷時変形比率(a)を直接算定することはできない。そこで、安全限界変形時の a を設定するため、 a と最大層間変形角(R_{max})の関係について検討する。前章の μR 算定時の a と R_{max} の関係を図-17 に示す。 a は R_{max} の増大に伴い増加し、最大値は概ね 0.6 程度である。また、3 棟の安全限界変形(概ね 1/60~1/50 [rad.])では a は概ね 0.5 程度である。したがって、本研究では特定の地震動入力時の E_{ui} は、 a には 0.5 を用いて算定するものとする(表-6)。

5.2 片寄り率の検討

除荷時変形比率(a)と同様に、片寄り率(b)と R_{max} の関係(図-18)について検討する。 b は、 R_{max} の増大に伴い増加する傾向にあるが、ばらつきが大きい。また、その最大値は概ね 0.2 程度である。 b は地震動入力時の消費エネルギー(E_i)算定に用いるため、応答変形に対応して算定することができる。したがって、本研究では b には応答変形に対応した値を用いて E_i を算定するものとする(表-6)。

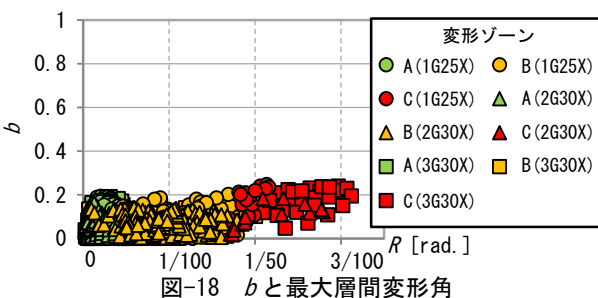
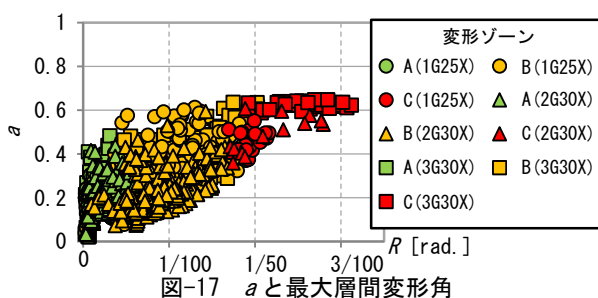


表-6 エネルギー量算定に用いる a , b

入力地震動	消費エネルギー (E_i)		エネルギー吸収能力 (E_{ui})	
	a	b	a	b
基準地震動	算定値	算定値	特定層の値※	-
特定地震動	算定値	算定値	0.5	-

※安全限界の HI_s 値決定層における安全限界変形時の値を全層に適用

6. 被災度の評価方法

6.1 被災度と評価の考え方

本章では耐震性能残存率(hR)と建築物の損傷状況の関係から被災度の評価方法を提示する。本研究における被災度の区分は無被害、軽微、小破、中破、大破とする。

各被災度における損傷レベルは、無被害では全ての部材の主筋が降伏前(損傷度 1)で、損傷度 2 の部材がない状態、軽微では損傷度 2 の部材がある状態、小破では損傷度 3 の部材がある状態、中破では損傷度 4 の部材がある状態、大破では損傷度 5 の部材がある状態とする。

被災度の無被害は骨組の使用限界状態における定義と同じであるため(表-1), 無被害の判定は hR ではなく使用限界状態における限界変形角(R_s)を用いて行う。また、前述したように超高層 RC 造フレーム構造では入力地震動の増大に伴い、特定層の変形が増大する傾向がある。その場合、他の層の変形が特定層に比べて小さいため、 hR があまり減少しないことも考えられる。そのため、大破の判定についても hR ではなく安全限界状態における限界変形角($R_{s安全}$)を用いて行う。軽微、小破、中破の判定は算定した hR と hR_{R1} 及び hR_{R2} の比較によって行う。各被災度と想定する損傷レベル及びその判定方法を表-7 に示す。なお、 hR_{R1} はこの値を下回ると損傷度 3 の部材があると考えられる値、 hR_{R2} はこの値を下回ると損傷度 4 の部材があると考えられる値である。

6.2 梁の損傷度と耐震性能残存率

4 章で算定した耐震性能残存率(hR)及び梁の損傷状況の関係を図-19 に示す。なお、梁の損傷状況は静的非線形解析の結果から判定される梁の損傷度で評価する。各梁の損傷度は静的非線形解析から得られる層間変形角が、 hR 算定の際の地震応答解析から得られる層間変形角(R)と等しい時の値を用いる。また、梁の損傷度別比率の算定では、全梁の終局曲げ耐力の総和に対する対象梁の終局曲げ耐力の比率によって重みづけすることにより、終局曲げ耐力の大きい梁の損傷度の割合を反映する。

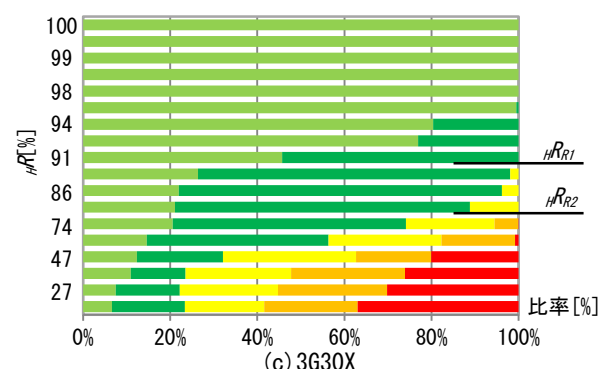
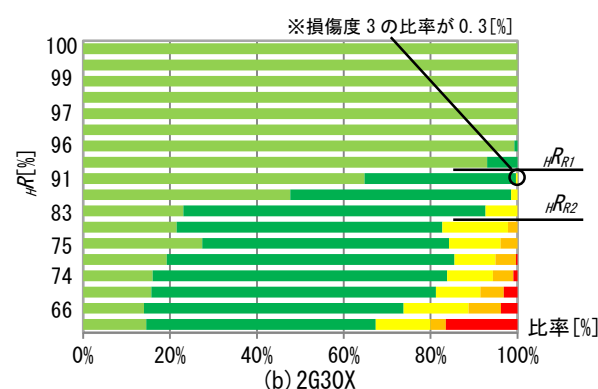
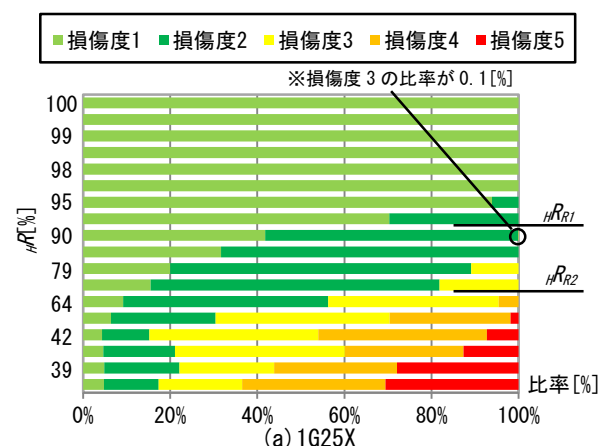
骨組モデルにより hR は異なるが、 hR が 95[%] を下回ると梁の損傷度が 2 に達し、90[%] を下回ると損傷度 3、75[%] を下回ると損傷度 4 に概ね達する傾向がある。それ以降は層の応答変形の分布が骨組モデルにより異なるため、損傷度と hR の対応を設定することが難しい。

6.3 被災度の判定値

図-19 に示す耐震性能残存率(hR)及び部材の損傷状況の関係から、被災度の判定に用いる hR_{R1} 及び hR_{R2} の値を検討する。表-8 に各モデルにおける hR_{R1} 及び hR_{R2} の値を示す。本解析では、いずれの骨組モデルでも hR_{R1} が 90 [%] 前後であることから、 hR_{R1} は 90 [%] とする。同様に、いずれのモデルでも hR_{R2} が 75 [%] 前後であることから、 hR_{R2} は 75 [%] とする(表-8)。

表-7 被災度の区分と判定指標

被災度	損傷レベル	判定	
		R	hR
無被害	損傷度2の部材がない	$R < R_s$	-
軽微	損傷度2の部材がある	$R_s \leq R$	$hR_{R1} < hR$
小破	損傷度3の部材がある	-	$hR_{R2} < hR \leq hR_{R1}$
中破	損傷度4の部材がある	$R < R_{s安全}$	$hR \leq hR_{R2}$
大破	損傷度5の部材がある	$R_{s安全} \leq R$	-



※各損傷度ごとの比率はPHを除く、一階柱より上の全ての梁について終局曲げ耐力によって重みづけして算定した値

図-19 hR と梁の損傷度別比率

表-8 被災度の判定値

	モデル			判定値
	1G25X	2G30X	3G30X	
hR_{R1} [%]	90	91	88	90
hR_{R2} [%]	64	77	74	75

7. 特定の地震動に対する被災度判定の適用

本章では、3G30X モデル 1 棟を対象に、特定の地震動として、OSAKA 波を 1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍した場合について、被災度の判定例を示す。

図-20 に各入力倍率における最大層間変形角(R_{max})と使用限界及び安全限界状態における限界変形角(使用 R_S 、安全 R_S)の関係を示す。また、表-9 に各入力倍率における耐震性能残存率(H_R)等の値と被災度の判定結果を示す。

入力倍率が 1.0 倍では R_{max} が使用 R_S を上回っており、かつ H_R は H_{RR1} より上であることから軽微と判定される。入力倍率が 1.5 倍では H_R が 79[%]であり、 $H_{RR1}(90[%])$ 以下かつ $H_{RR2}(75[%])$ より上であることから小破と判定される。入力倍率が 2.0 倍では R_{max} が安全 R_S を上回っていることから大破と判定される。また、判定結果と梁の損傷状況との対応を見ると(表-10)、入力倍率が 1.0 倍では判定が軽微であり梁の損傷度が 2、入力倍率が 1.5 倍では判定が小破で梁の損傷度が 3、入力倍率が 2.0 倍では判定が大破で梁の損傷度が 5 に達しており、想定した損傷レベル(表-7)と概ね対応している事が分かる。なお、入力倍率 2.0 に対する大破の判定は 22~24 階の変形の増大に伴う梁の損傷レベルに着目した結果である。

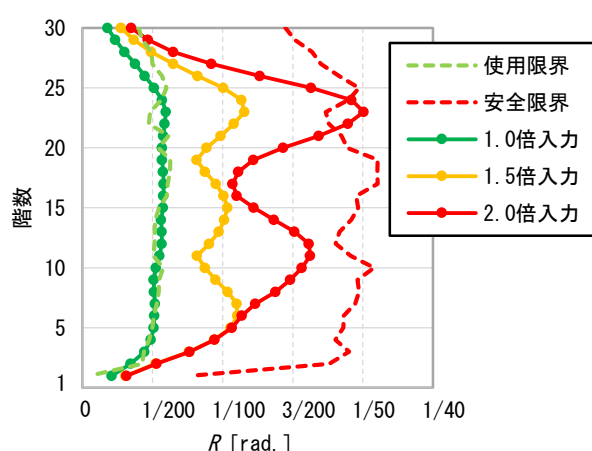


図-20 最大層間変形角と限界変形角

表-9 被災度判定結果

	入力倍率		
	1.0	1.5	2.0
H_R [%]	95	79	61
η_{max} [%]	91	63	6
R_{max} の最大値 [rad.]	1/168	1/87	1/50
階数※	23	23	23
被災度	軽微	小破	大破

※ R_{max} が最大となる階数

表-10 入力倍率と梁の損傷度別比率

入力倍率	損傷度				
	1	2	3	4	5
1.0	92	8	0	0	0
1.5	17	58	25	0	0
2.0	12	24	38	21	5

8. まとめ

本研究では、超高層 RC 造骨組 3 棟を対象として、静的非線形解析及び地震応答解析を実施し、各限界状態の指標値を算定するとともに、耐震性能残存率と部材の損傷度の関係を分析し、被災度の評価方法を検討した。次に、特定の地震動に対する被災度の評価を行い、評価方法の妥当性について考察した。本研究の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- 1) 耐震性能残存率は H_I 値の増大に伴い低下し、 H_I 値が修復限界 2 の H_I 値を超えると大きく低下する傾向がある。
- 2) 除荷時変形比率は最大で 0.6 程度であり、安全限界に達した層では概ね 0.5 の値であるため、エネルギー吸収能力の算定では 0.5 を用いてよい。
- 3) 片寄り率は最大で 0.2 程度であるが、ばらつきが大きいため、消費エネルギーの算定では応答値を用いて算定することがよい。
- 4) 被災度の評価方法として、使用限界及び安全限界状態の限界変形角並びに耐震性能残存率による方法を提示し、被災度区分の判定値を示した。
- 5) 上記の評価方法による特定の地震動に対する被災度の判定結果は、梁の損傷状況に概ね対応した。

今後、多くの骨組モデル及び異なる特定の地震動を用いて耐震性能残存率を算定するとともに、被災度の評価を行い、被災度の判定値について考察していきたい。

謝辞

本研究は科研費「多数回繰返し変形を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造住宅の耐震安全性評価及び対策(課題番号: 25420569)」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) 川野千咲, 和泉信之ほか: 多数回繰返し変形を受ける既存超高層 RC 造建築物の安全限界指標値と残存耐震性能の評価, コンクリート工学年次論文集, vol.37, No.2, pp.739-744, 2015.7
- 2) 石塚圭介, 和泉信之ほか: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能評価と指標値に関する考察, コンクリート工学年次論文集, vol.35, No.2, pp.907-912, 2013.7
- 3) 秋田知芳, 和泉信之ほか: 既存超高層鉄筋コンクリート造建物の保有耐震性能指標と制振補強効果, 構造工学論文集, vol.60B, pp.1-12, 2014.3
- 4) 秋田知芳, 和泉信之ほか: 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