

# 論文 多数回繰り返し変形を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の簡易終局指標値

藤原 実咲<sup>\*1</sup>・川野 千咲<sup>\*2</sup>・秋田 知芳<sup>\*3</sup>・和泉 信之<sup>\*4</sup>

**要旨:** 超高層 RC 造建築物の耐震設計では法規の最低要求値を確認しているが、実際に保有する耐震性能は把握されていない。最近では長周期地震動による超高層建築物の揺れが懸念されている。そこで、本研究では多数回繰り返し変形が終局限界状態に及ぼす影響を考察するため、基準地震動の連続的な入力に対して既存超高層 RC 造建築物の時刻歴地震応答解析を行い、終局指標値を検討した。これは層間変形角が概ね 1/50 となる地震動の強さとして終局限界状態を簡易的に表す値であり、変形の回数の増加に伴い低下する傾向が見られ、片寄り変形が累積する場合に指標値の低下が大きいことがわかった。

**キーワード:** 超高層建築物, 鉄筋コンクリート造, 保有耐震性能評価, 繰り返し変形, 終局限界状態

## 1. はじめに

日本国内において、超高層鉄筋コンクリート造(以下、RC 造)建築物は現在までに 500 棟以上が建設されているが、これらが実際に保有する耐震性能は十分に把握されていない。社会資本の長寿命化が求められる省資源型社会において、既存超高層 RC 造建築物の長期活用を図るためには、その耐震性の向上が求められるが、そのためにはまず既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の実態を把握しておく必要がある。

また、近年、東海・東南海・南海地震などの巨大な地震が発生することが危惧されている。このような大規模な地震が連続的に発生した場合、東京、大阪、名古屋などの都市部では超高層建築物に大きな揺れを起こす長周期地震動が発生する可能性がある。長周期地震動の特徴として、長周期のエネルギーが大きいことや地震動の継続時間が長いことが挙げられ、超高層建築物は固有周期が長いこと、大きな揺れが多数回生じることが予想される。現在、多数回繰り返し変形を考慮した超高層 RC 造建築物の耐震安全性の検証が急務とされている。

著者らは、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)」<sup>1)</sup>(以下、耐震性能評価指針)の基本的な考え方にに基づき、既往の研究<sup>例えば2)</sup>において超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の評価方法を提示した。さらに、設計時期に応じた年代別の既存超高層 RC 造建築物の構造特性を模擬する骨組モデルに本提案評価法を適用して、評価法の課題を検討した。また、終局限界状態を表す簡易終局指標値について報告した<sup>3)</sup>。この指標値は最大層間変形角が概ね 1/50 となる基準地震動の強さとして終局限界状態を簡易的に表す値であるが、繰り返し変形の

回数の増大を考慮していない。

そこで、本研究では多数回繰り返し変形が終局限界状態に及ぼす影響を概括的に考察するため、基準地震動の連続的な 3 回入力に対して既存超高層 RC 造建築物の時刻歴地震応答解析を行い、入力回数に応じた簡易終局指標値を検討する。基準地震動には既往の研究<sup>3)</sup>と同様に、日本建築センター模擬波(BCJ-L2)を用い、既存超高層 RC 造建築物を模擬した骨組モデル<sup>4)</sup>を対象とする。さらに、代表的な例について保有水平耐力の増減や履歴特性の設定が簡易終局指標値に及ぼす影響について考察する。

## 2. 超高層 RC 造建築物の簡易な終局指標値

### 2.1 終局限界変形

本論文では、既往の研究<sup>3)</sup>と同様に簡易な終局指標値の評価を目的として、超高層 RC 造建築物の保有耐震指標の評価には、最大層間変形角(R)を用い、終局限界変形は、Rが1/50radに達した時点の変形とする。

### 2.2 終局指標値

終局指標値は、耐震性能評価指針の考え方と同様に基準地震動に対する終局限界地震動の強さの比率で表すこととする。終局限界地震動は、入力地震動を増加させていき、Rが1/50radに初めて達する時の地震動とする。

## 3. 骨組モデル

### 3.1 解析対象建築物

評価対象には、著者らの既往の研究<sup>4)</sup>において作成した、既存超高層 RC 造建築物の骨組モデルを用いる。骨組モデルは、構造技術の進展度により3つの設計年代(第1年代:1971年~1989年, 第2年代:1990年~1999年, 第3年

\*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)

代:2000年～)に分けて、計9棟が作成されており、これを基本モデルとする(表-1, 図-1)。

### 3.2 強弱モデル

基本モデルはいずれも代表変形角が 1/100rad の時点で設計用  $C_B$  の 1.5~1.7 倍程度の耐力を発揮するモデルである。代表的な高さである 30 階モデル(第3年代)について保有水平耐力の大きさを変えた強弱モデルを設定する。強モデルは梁の曲げ耐力を基本モデルに対して 1.15 倍したモデル、弱モデルは 0.85 倍したモデルとする。なお、梁の曲げ耐力の増減比 15%は、各年代の設計用ベースシア係数の分析結果を評価して設定した値である(図-2)。また、柱の耐力は基本モデルと同様の設定とした。さらに、図-3 に静的非線形解析による骨組モデルのベースシア係数( $C_B$ )と代表変形角( $R_T$ , 建物高さの 2/3 の位置の変形から算定)の関係例(X 方向)を示す。図中には静的解析において R が 1/50 程度となる終局限界時のベースシア係数( $C_u$ )と等価剛性( $eKy$ )を示す。

## 4. 解析方法

### 4.1 解析モデル

解析モデルは、建築物を柱、梁、接合部パネルにモデ

ル化した立体フレームモデルとし、各層を剛床仮定により水平変位を等値したモデルとした。柱には曲げ・せん断・軸変形を、梁には曲げ・せん断変形を考慮した。柱の曲げ・軸変形にはひび割れ及び降伏による剛性変化を考慮できる、平面保持の仮定によるファイバーモデルを用いた。梁の曲げ変形には、ひび割れ発生及び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し、柱・梁共にせん断変形は弾性とした。梁降伏型の崩壊形を想定しているため、柱部材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た。減衰は内部粘性型とし、1 次の減衰定数を 3%とする。

### 4.2 復元力特性

本論では、応答変形の回数増加による簡易終局指標値の変化を把握することを目的とするため、既往の研究<sup>3)</sup>と同様に復元力特性に超高層 RC 造の耐震設計に通常用いられる Takeda モデルを用いた(図-4)。履歴特性が簡易終局指標値に及ぼす影響を検討する場合には、多数回繰返し変形により耐力劣化やスリップ性状の特性変化が生じた場合を想定して、斉藤らの提案モデル<sup>5)</sup>(Saito-Slip モデル, 図-5)を用いた。

表-1 骨組モデルの諸元

設計年代	第1年代						第2年代						第3年代					
	1G20		1G25		1G30		2G20		2G30		2G40		3G20		3G30		3G40	
モデル名	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
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 <sup>2</sup> )	675		787.5		945		600		900		1050		585		936		1170	
柱支配面積(m <sup>2</sup> )	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	5	4.5	5	4.5	5	5	6	5	6	5	6	6	6.5	6	6.5	6	6.5
スパン数	6	5	7	5	7	6	5	4	6	5	7	5	5	3	6	4	6	5
塔状比	2.25	2.43	2.40	3.02	2.87	3.01	2.47	2.57	3.06	3.06	3.48	4.06	2.12	3.26	2.63	3.64	3.49	3.86
F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>	36		36		42		36		48		60		42		54		70	
主筋強度(N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※2</sup>	390		390		390		390		490		490		490		490		490	
平均重量(kN/m <sup>2</sup> ) <sup>※3</sup>	14.5[11.2]		14.3[11.3]		14.8[11.9]		15.5[11.8]		14.9[11.9]		14.4[11.7]		15.4[11.6]		14.3[11.4]		13.4[10.9]	
T1(sec)	1.11	1.12	1.36	1.36	1.65	1.66	1.17	1.17	1.71	1.73	2.27	2.35	1.27	1.28	1.79	1.92	2.40	2.45
C <sub>B</sub>	0.163		0.130		0.113		0.145		0.105		0.074		0.134		0.090		0.068	

※1: 使用コンクリートの中の設計基準強度F<sub>c</sub>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([ ]内はバルコニーを含んだ面積で除した値)

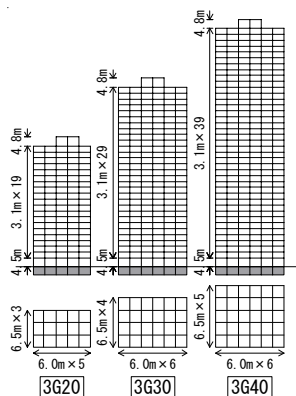


図-1 略軸組図・略伏図

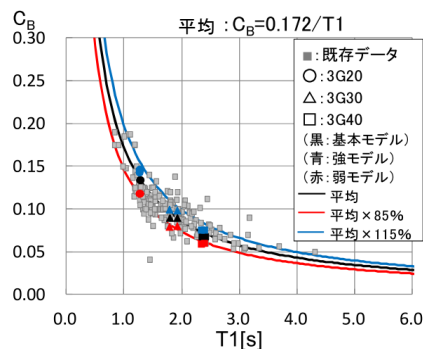


図-2 設計用 C<sub>B</sub> の分布とモデルの C<sub>B</sub>

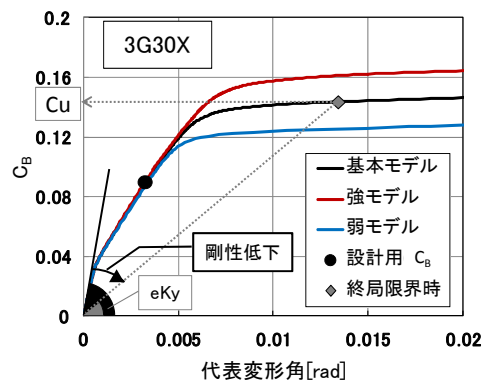
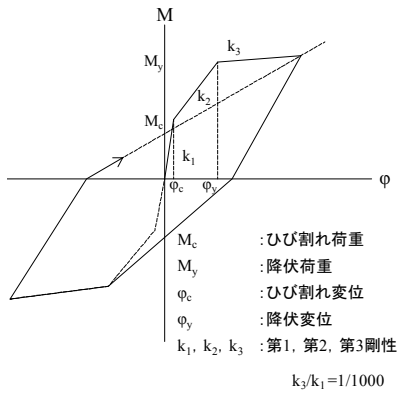
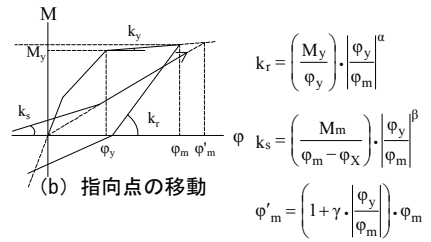


図-3 ベースシアと代表変形角



(a) 履歴特性



Takeda モデル同様、第3 剛性  $k_3$  は初期剛性の 1/1000 倍とする。

図-5 Saito-Slip モデル

図-4 Takeda モデル

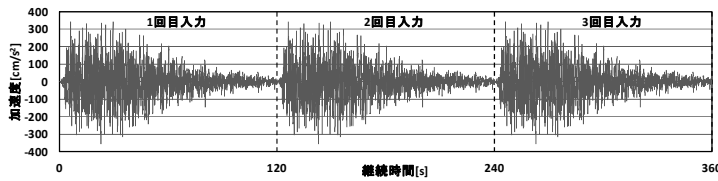
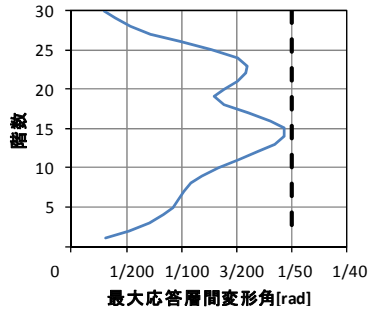


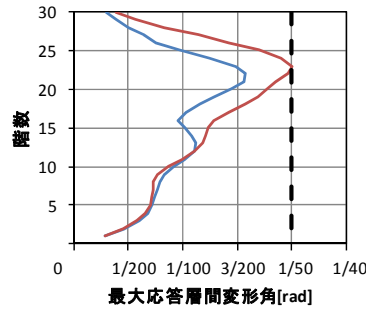
図-6 入力地震動

表-2 入力地震動の諸元

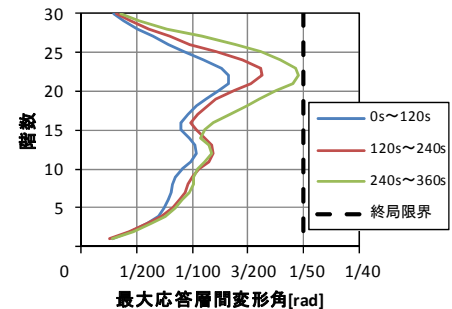
波形名称	最大速度	最大加速度	継続時間
BCJ-L2	57[cm/s]	356[cm/s <sup>2</sup> ]	120[s]



(a) 1 回目の指標値決定時



(b) 2 回目の指標値決定時



(c) 3 回目の指標値決定時

図-7 簡易終局指標値の算出と片寄り変形

また、Takeda モデルにおける除荷剛性の低下指数は梁について0.50とした。Saito-Slipモデルの復元力特性を決定するパラメータ  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  は、以下の3ケースを用いた。

- A.  $\alpha=0.5$ ,  $\beta=0.7$ ,  $\gamma=0.02$ : 齊藤らが柱梁接合部実験(試験体J2) 結果<sup>5)</sup>に基づき設定した数値
- B.  $\alpha=0.4$ ,  $\beta=0.4$ ,  $\gamma=0.02$ : 戻り剛性が影響する残留変形(荷重0点)と荷重反転後のスリップ剛性を実験結果<sup>6)</sup>に適合させるように設定した数値
- C.  $\alpha=0.1$ ,  $\beta=0.3$ ,  $\gamma=0.02$ : 1サイクルのエネルギー吸収量、等価粘性減衰定数を実験結果<sup>6)</sup>に適合するように設定した数値

#### 4.3 検討用地震動

検討用地震動は、多数回繰り返し変形が終局限界状態に及ぼす影響を調べるため、応答変形が継続的に生ずる

ように、基準地震動の連続的な3回入力に対して既存超高層RC造建築物の時刻歴地震応答解析を行い、1回目、2回目、3回目の作用回数ごとに指標値を算出する。図-6に示すようにBCJ-L2を3回連続させて用いた。表-2に入力地震動BCJ-L2の諸元を示す。

### 5. 解析結果

#### 5.1 簡易終局指標値と片寄り変形の算出

図-7に簡易終局指標値の決定の様子と、片寄り変形の算出方法を示す(3G30Xの例)。本論では、各回の入力の最後から30秒の平均値を片寄り変形と定義するものとする。なお、片寄り変形は、指標値を決定する層の層間変形角(片寄り層間変形角)と、建物頂部の全体変形角(片寄り全体変形角)の2種類に関して検討を行う。

## 5.2 簡易終局指標値

表-3 に簡易終局指標値と、その決定階・低減率を示す。なお、低減率は、2・3 回入力時の指標値が、1 回目の指標値と比較してどれほど低減したのかを指す数値である。また、図-7 で示した通り、指標値を決定する階は入力回数によって異なる場合が多い。次に、図-8(a) に入力回数と指標値の関係を示す。1 回目の指標値は概ね 1.2~1.7 に、2 回目は 1.1~1.5、3 回目は 1.0~1.4 の範囲にある。なお、3G40X (表-3, 図-8, 図-9 中\*) は入力回数に伴って指標値が低減せず、傾向が異なるが、これは図-7(b)・(c)の 3G30X の例とは異なり、片寄り変形が片方向に累積しないためである。図-8(b)・(c) には、横軸に 1 回目の指標値を、縦軸にそれぞれ 2・3 回目の指標値をとったものである。これによると、1 回目の指標値が大きい場合には、2・3 回目の指標値もやや

大きくなる傾向がある。また、2 回目の低減率は 20%程度に留まるが、3 回目の低減率は 30%程度まで増大する。以上より、簡易終局指標値は、入力回数の増加に伴い概ね低下する傾向が見られ、3 回入力した場合には 15~30%程度低下する傾向が見られる。

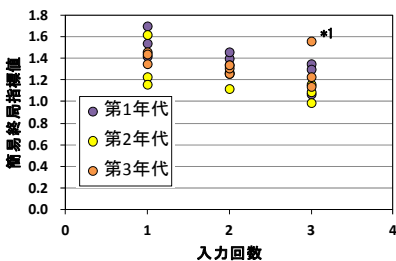
## 6. 解析結果の考察

### 6.1 簡易終局指標値と構造特性

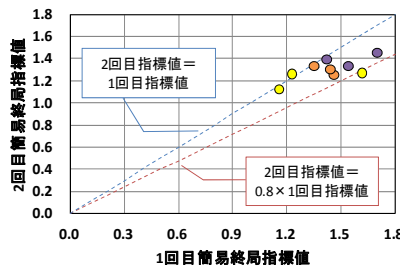
図-9 に簡易終局指標値と構造特性の関係を示す。図-9(a)に 1 回目の簡易終局指標値と、入力回数に伴う指標値の低減率の関係を示す。1 回目の簡易終局指標値が大きければ、指標値の低減率も大きくなるのが分かる。さらに、図-9(b)に固有周期  $T_1$  と簡易終局指標値の関係を、図-9(c)に指標値の低減率との関係を示す。 $T_1$  が大きくなると指標値の低減率が小さくなる傾向が認められる。階数の高い建物は、高次モードの影響により、特定層の変形が大きくなることから (図-7)、地震動を入力する回数が 1 回でも特定の層の変形が進み、指標値の決定に至ることが原因であると考えられる。次に、終局限界時の剛性低下を加味した、ベースシア係数  $C_u$  と、等価周期  $T_e$  に関して、 $C_u \times T_e$  と指標値との関係を図-9(d)に、指標値の低減率との関係を図-9(e)に示す。なお、終局限界時における  $C_u$  と  $T_e$  の値は、静的非線形解析の結果 (図-3) より算出した。入力回数が少ないほど、

表-3 簡易終局指標値一覧

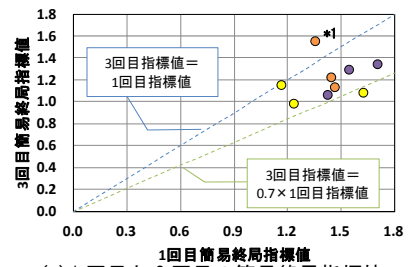
年代	モデル	簡易終局指標値と決定階						低減率	
		1回		2回		3回		2/1回目	3/1回目
第1	1G20X	1.42	13F	1.40	13F	1.07	13F	1.4%	24.6%
	1G25X	1.70	18F	1.46	17F	1.35	15F	14.1%	20.6%
	1G30X	1.54	22F	1.34	23F	1.30	23F	13.0%	15.6%
第2	2G20X	1.23	14F	1.26	14F	0.99	13F	-2.4%	19.5%
	2G30X	1.62	23F	1.27	22F	1.09	20F	21.6%	32.7%
	2G40X	1.16	23F	1.12	25F	1.16	27F	3.4%	0.0%
第3	3G20X	1.46	14F	1.26	14F	1.14	15F	13.7%	21.9%
	3G30X	1.44	14F	1.31	23F	1.23	22F	9.0%	14.6%
	3G40X	1.35	16F	1.34	17F	1.56*	15F	0.7%	-15.6*



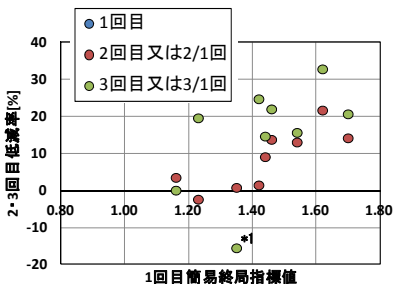
(a) 簡易終局指標値と入力回数



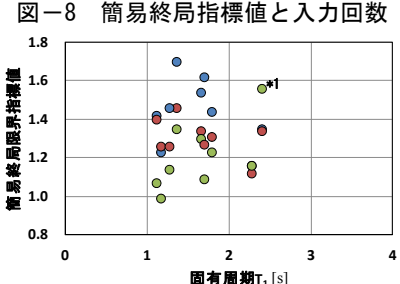
(b) 1 回目と 2 回目の簡易終局指標値



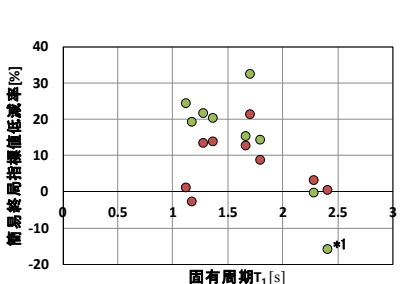
(c) 1 回目と 3 回目の簡易終局指標値



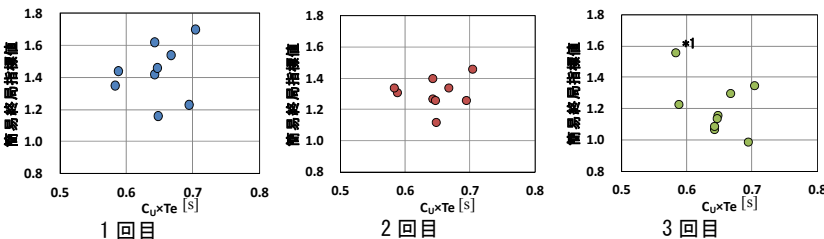
(d) 1 回目簡易終局指標値と低減率



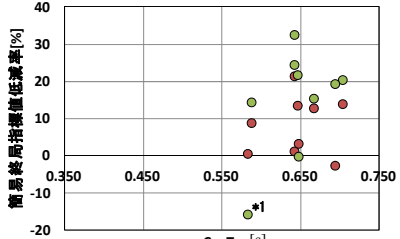
(e) 固有周期  $T_1$  と簡易終局指標値



(f) 固有周期  $T_1$  と低減率



(g)  $C_u \times T_e$  と簡易終局指標値



(h)  $C_u \times T_e$  と低減率

図-9 簡易終局指標値と構造特性

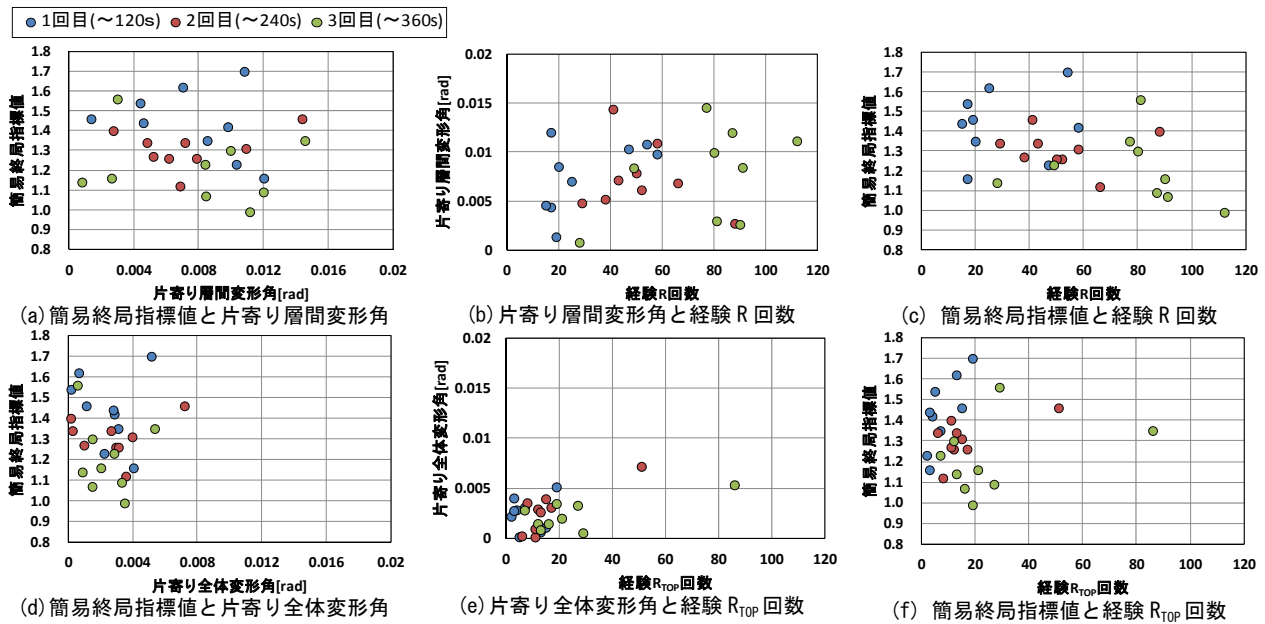


図-10 簡易終局指標値と応答変形

$C_U \times T_e$  と指標値の相関性が見られる。また、 $C_U \times T_e$  が大きい場合、指標値の低減率も大きくなる傾向がわかる。

## 6.2 簡易終局指標値と応答変形

図-10 に簡易終局指標値と応答変形の関係を示す。図-10 (a) は、片寄り層間変形角を横軸にとり、簡易終局指標値を縦軸にとっている。従って、簡易終局指標値の低下は、層間変形角の片寄り変形が累積する場合に大きいことがわかる。図-10 (b) は、片寄り変形角を縦軸に、横軸にはその層の層間変形角  $R$  が、それぞれ作用する地震動が終了するまでに  $1/100$  を超える回数を横軸にとったものである。2 回以上地震動を入力すると、繰り返し変形を受ける回数が 30 回を上回るようになり、片寄り変形に伴い増加する傾向が見えてくる。図-10 (c) は、簡易終局指標値を縦軸にとり、図-10 (b) と同様に経験回数を横軸にとったものであり、経験  $R$  回数が 30 回を超えると、経験  $R$  回数の増加に伴い、簡易終局指標値が低下する傾向が見られる。図-10 (d) は、建物頂部における片寄り全体変形角を横軸に、簡易終局指標値を縦軸にとっている。図-10 (a) と同様に、片寄り変形の増加に伴い、簡易終局指標値が低減することがわかる。図-10 (e) は、図-10 (b) と同様に、片寄り全体変形角を縦軸に、建物頂部における全体変形角 ( $R_{TOP}$ ) が  $1/150$  を超える回数を横軸にとった。また、図-10 (f) は、図-10 (c) と同様に経験回数を横軸に、簡易終局指標値を縦軸にとったものである。片寄り全体変形角の経験回数は、片寄り層間変形角より少なく、片寄り変形は特定の階で累積していることがわかる。従って、全体変形角  $R_{TOP}$  が  $1/150$  を超える回数が増大する程、指標値が低下する傾向が見られるが、頂部変形角の変形経験回数の増大は、特定の階の層間変形角に比べて小さく、その分布が狭い範囲に限られている。

## 6.3 簡易終局指標値と保有水平耐力

3G30X モデルの強弱モデルに関して、指標値算出の結果を表-4 に基本モデルの結果と共に示す。これによると、保有水平耐力を増減させた場合に、簡易終局指標値は保有水平耐力に伴って増減する傾向にあり、指標値の低減率にはあまり変化が見られなかった。また、図-11 に、指標値の決定階における応答 (片寄り層間変形角、 $R$  の経験回数、簡易終局指標値) の関係を示す。強弱モデルは、図-10 における基本モデルとほぼ同様の傾向・分布であり、保有水平耐力の増減は簡易終局指標値の低減率にあまり影響しないことがわかった。

## 6.4 簡易終局指標値と履歴特性

ここでは、3G30X モデルを対象に、Saito-Slip モデルについて、前述した 3 ケースのパラメータを用いて検討を行う。表-5 に、指標値算出の結果を、Takeda モデルを用いたケースと比較して示す。これより、耐力劣化やスリップ性状の特性変化が生じた場合、指標値を小さく評価する傾向にあり、指標値の低減率は大きくなることがわかった。また、図-12 に、指標値の決定階における応答 (片寄り層間変形角、 $R$  の経験回数、簡易終局指標値) の関係を示す。図-10 における考察とほぼ同様の傾向が窺えるが、図-11 (a)・(b) より、履歴特性を変化させた場合に、片寄り層間変形角の分布も大きく変化することがわかった。また、図-11 (c) より、いずれの履歴特性・パラメータにおいても、 $R$  の経験回数に大きな変化は見られない。以上より、履歴特性の変化によって、片寄り層間変形角は大きな影響を受けるが、 $R$  の経験回数にはあまり影響が出ないということがわかった。

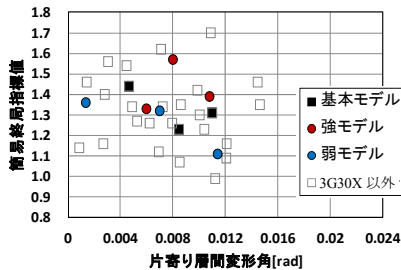
履歴特性の設定に応じた保有耐震性能指標値の評価については今後の研究課題としたい。

表-4 保有水平耐力の変化による指標値

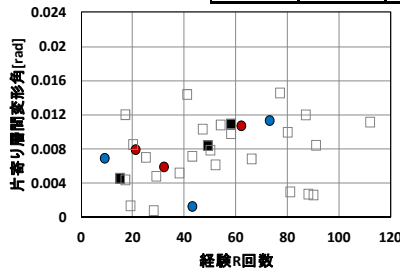
		簡易終局指標値			低減率	
		1回	2回	3回	2/1回目	3/1回目
3G30X	基本	1.44	1.31	1.23	9.0%	14.6%
	強	1.57	1.39	1.33	11.5%	15.3%
	弱	1.32	1.36	1.11	-3.0%	15.9%

表-5 履歴特性の変化による指標値

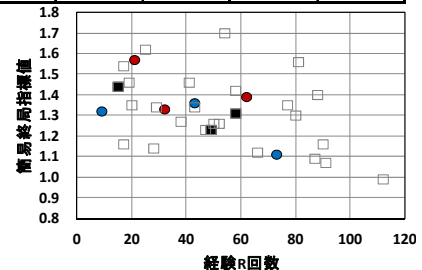
		簡易終局指標値			低減率	
		1回	2回	3回	2/1回目	3/1回目
3G30X	Takeda	1.44	1.31	1.23	9.0%	14.6%
	SaitoA	1.17	1.07	0.98	8.5%	16.2%
	SaitoB	1.30	1.16	1.03	10.8%	20.8%
	SaitoC	1.42	1.15	1.05	19.0%	26.1%



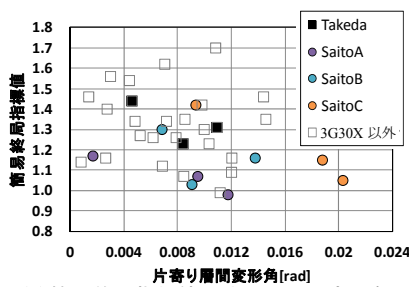
(a) 簡易終局指標値と片寄り層間変形角



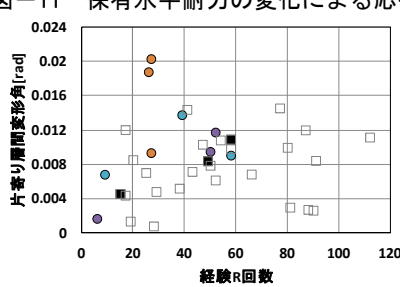
(b) 片寄り層間変形角と経験R回数



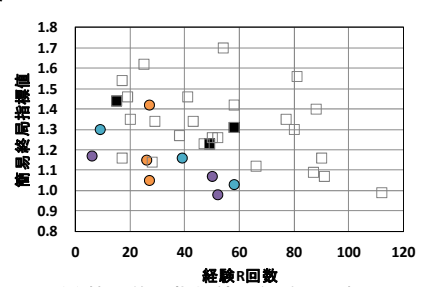
(c) 簡易終局指標値と経験R回数



(a) 簡易終局指標値と片寄り層間変形角



(b) 片寄り層間変形角と経験R回数



(c) 簡易終局指標値と経験R回数

図-11 保有水平耐力の変化による応答

図-12 履歴特性の変化による応答

7. まとめ

多数回繰り返し変形が終局限界状態に及ぼす影響を概括的に考察するため、基準地震動の連続的な3回入力に対して既存超高層RC造建築物の時刻歴地震応答解析を行い、入力回数に応じた簡易終局指標値を検討した。本解析の範囲内であるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 簡易終局指標値は、繰り返し変形回数増加に伴い低下する傾向が多く既存骨組モデルで見られる。
- 2) 基準地震動の入力回数増大により簡易終局指標値は、既存骨組モデルにより異なるが、概ね15~30%程度低下する。
- 3) 簡易終局指標値の低下は、層間変形角の片寄り変形が累積する場合に大きい。
- 4) 簡易終局指標値は、層間変形角が1/100を超える変形の回数が増大する程低下する傾向が見られる。
- 5) 変形の片寄りや回数増大は、特定の階の層間変形角において顕著に見られ、頂部変形角では小さい。
- 6) 保有水平耐力の15%増減は、基準地震動の入力回数増大に伴う簡易終局指標値の低減率にはあまり変化がない。
- 7) 耐力劣化やスリップ性状の特性変化が生じた場合、簡易終局指標値は小さくなる可能性が高い。

なお、多数回繰り返し変形による履歴特性の変化が超高層RC造建築物の耐震性能に及ぼす影響の詳細な検討については別稿で報告したい。

謝辞

本研究は科研費「多数回繰り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表します。

参考文献

- 1) 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, 400pp., 2004.1
- 2) 秋田知芳ほか:既存超高層RC造建築物の保有耐震性能評価に関する基礎的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.853-858, 2012.7
- 3) 菅澤和真, 五百井壮, 秋田知芳, 和泉信之:既存超高層RC造建築物の保有耐震性能評価に関する簡易終局指標値, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.859-864, 2012.7
- 4) 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
- 5) 斉藤大樹ほか:長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能 その13, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.735-736, 2010.8
- 6) 石橋久義ほか:長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.501-502, 2009.8