

論文 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価法と指標値に関する考察

石塚 圭介*¹・濱田 聡*²・秋田 知芳*³・和泉 信之*⁴

要旨：既存超高層 RC 造建築物の長期活用を図るためには、保有耐震性能の実態を把握する必要がある。本研究では、まず著者らが提示した超高層 RC 造保有耐震性能評価法における P- δ 効果の影響を考察した。その結果、安全限界指標値の評価には最大応答層間変形角が 1/50rad 程度であれば P- δ 効果による付加的な水平変位の影響は小さいことがわかった。次に、既存超高層 RC 造を模擬した骨組モデルの保有耐震性能指標値を算出し、構造特性との関係性を考察した。その結果、修復限界および安全限界指標値は、設計年代が新しい程大きく、またベースシア係数 C_B と等価周期 T_e の積が大きい程大きくなる傾向があることなどを示した。

キーワード：超高層建築物, 保有耐震性能評価, P- δ 効果, 修復限界, 安全限界, 構造特性

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、これらの超高層 RC 造建築物の使用限界や修復限界、安全限界など、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、その耐震性を向上させることが有効であるが、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。

RC 造建築物の耐震性能を評価する手法としては、「鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針(案)」¹⁾(以下、耐震性能評価指針)において、RC 造建築物全体の耐震性能を指標化して示す方法が提案されている。耐震性能評価指針は、従来の設計のように基準のレベルを上回ることを確認するだけでなく、どの程度の耐震性能を有するものかを使用性、修復性および安全性の観点から評価するものである。しかしながら、耐震性能評価指針では高さ 60m 以下の RC 造建築物を評価対象としており、超高層 RC 造建築物は適用範囲外となっている。

著者らは、既往の研究^(例えば 2)において耐震性能評価指針の基本的な考え方に基づき超高層 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。その結果、検討すべき課題としては、P- δ 効果の取り扱い、年代別指標値の分析のほか、梁塑性率と損傷状況の対応などがあげられた。

そこで本研究では、まず安全限界時のように地震時に水平変位が大きくなる場合に P- δ 効果が建物の変形に

与える影響について検討し、提案評価法に基づき保有耐震性能評価を行う際に、P- δ 効果の影響を考慮すべきか考察する。次に、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の傾向を把握することを目的とし、既往の研究³⁾において作成した 9 棟の骨組モデルを対象に評価を行い、各限界状態における保有耐震性能指標値を算出する。安全限界指標値については、簡易終局指標値⁴⁾と比較し、二つの評価法の特徴について検討する。さらに、保有耐震性能指標値(修復 I・修復 II・安全限界)と建物の構造特性の関係について分析を行い、その傾向を考察する。

なお、梁塑性率と損傷状況の対応は、年代別の実験結果を分析しており、今後の研究課題として報告したい。

2. 保有耐震性能評価法の概要

2.1 評価法の概要と評価の流れ

本論では、既往の研究²⁾において検討した評価法を用いて既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の評価を行う。この評価法は、耐震性能評価指針の考え方に基づいている。図-1 に耐震性能評価の流れを示す。

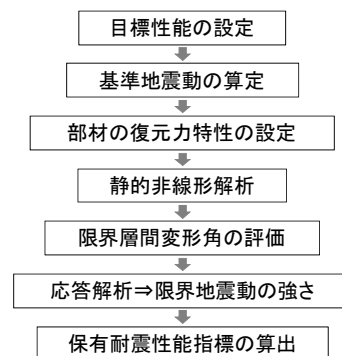


図-1 保有耐震性能評価の流れ

*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 大学院工学研究科建築・都市科学専攻 博士後期課程(戸田建設) (正会員)
 *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)

なお、梁曲げ降伏型の崩壊形を許容する超高層 RC 造建築物の耐震性能を評価することを目的としているため、部材の評価は梁部材（一部柱部材）を対象に行う。

2.2 部材の限界状態と損傷度

部材の復元力特性と各限界状態に相当する部材変形の関係を図-2に示す。部材の復元力特性はひび割れ点および降伏点を有するトリリニア型にモデル化する。部材の限界状態は、降伏点を基準とした塑性率（DF）で定義し、DF=1.0 を使用限界、DF=2.0 を修復限界 I、DF=3.0 を修復限界 II、DF=4.0 を安全限界とする。本論では、部材の損傷度を図-2に示した区分に基づき評価し、塑性率が0~1を損傷度 I、1~2を損傷度 II、2~3を損傷度 III、3~4を損傷度 IV、4以上を損傷度 V とする。

2.3 層の限界状態

(1) 部材の損傷度の評価

本論では、梁の塑性率から、それらの梁が取りつく柱の等価な塑性率（以下、柱等価塑性率）を算定し、塑性率で定義した区分（表-1）に基づいて柱等価損傷度を評価する。図-3に柱等価塑性率の算定例を示す。

(2) 損傷度に基づく層の限界状態の評価

損傷度が等しい部材が負担するせん断力の比率から層の限界状態を定めて、各限界状態に相当する層間変形角を限界層間変形角と定義する。層の限界状態と柱等価損傷度ごとの部材比率を表-2に示す。表中の数値は、耐震性能評価指針の提案値を参考に定めたものである。ただし、層の限界状態の部材比率は柱等価損傷度を基に算定するため、梁部材では各限界状態として定義した損傷度よりも若干大きい値となる場合がある。表-2に示す区分に従い、柱等価損傷度 II の部材比率が 0%以上、もしくは柱等価損傷度 III の部材比率が 0%以上 20%未満の場合に修復限界状態 I と評価する。また、柱等価損傷度 III の部材比率が 20%を上回った場合に修復限界状態 II として評価し、柱等価損傷度 V の部材比率が 0%を上回った場合に安全限界状態として評価する。なお、修復限界状態 I においては一部の梁部材の曲げ降伏を許容することになるため、本論では使用限界状態と区別して修復限界状態 I と呼ぶことにする。また、安全限界状態においても塑性率 4 の値を多少上回ることを許容している。

2.4 限界地震動の算定

限界地震動強さの判定には、修復限界 I および修復限界 II では平均法を、安全限界では最大法を用いる。各判定法の模式図を図-4に示す。平均法は、各層の最大応答層間変形角の平均値が、各層の限界層間変形角の平均値に達した時、または、ある層の最大応答層間変形角が、次の限界状態の限界層間変形角に達した時の地震動を限界地震動強さとして判定する方法である。この方法を用

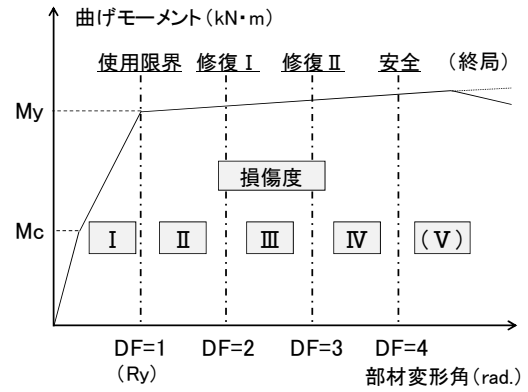


図-2 部材の復元力特性と限界状態の定義

表-1 柱等価塑性率と柱等価損傷度の関係

	柱等価損傷度				
	I	II	III	IV	(V)
柱等価塑性率 (DF)	0~1	1~2	2~3	3~4	4~

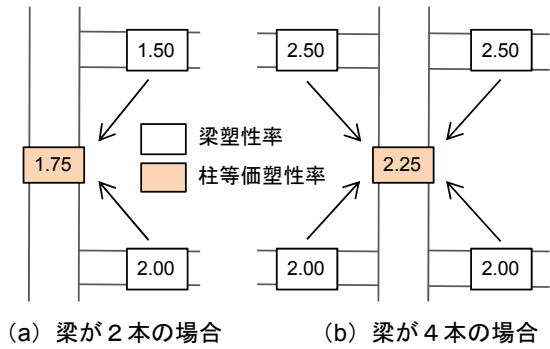


図-3 柱等価塑性率の算定例

表-2 層の限界状態と柱等価損傷度の部材比率

層の限界状態	各柱等価損傷度の部材比率				
	I	II	III	IV	(V)
層の修復限界状態 I	—	0%以上	0%以上	許容しない	許容しない
層の修復限界状態 II	—	—	20%以上	0%以上	許容しない
層の安全限界状態	—	—	—	—	0%以上

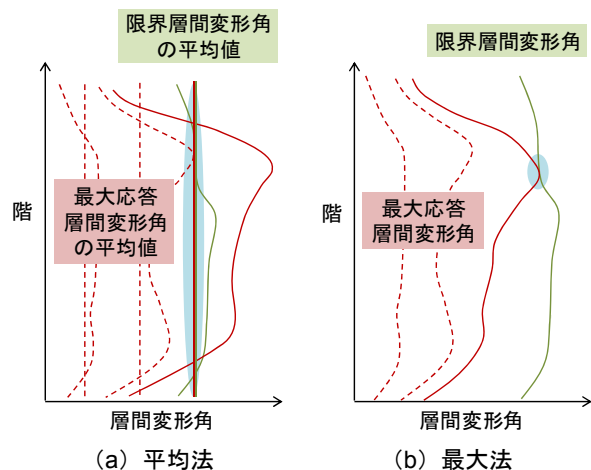


図-4 限界地震動強さの判定方法

いた場合、各層の損傷のばらつきを平均して評価するため、特定の層の変形の進展による過小評価を緩和することができる。これに対し最大法は、ある層の最大応答層間変形角が、その層の限界層間変形角に達した時の地震動を限界地震動強さとして判定する方法であり、特定の層の損傷によって建物全体の損傷を評価するものである。

各限界状態の限界地震動強さを算定し、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倍率を保有耐震性能評価指標値として算出する。

3. P-δ効果を考慮した地震応答解析

3.1 P-δ効果と建物の変形

通常の建物では、地震時の変形制限を設けることでP-δ効果の影響を無視して設計を行うことができるが、超高層RC造建築物など、大地震時に水平方向の変位が大きくなるような建物では、P-δ効果によって生じる付加的な応力および水平変形を無視できない場合がある。

本章では、立体フレームモデルを用いて時刻歴地震応答解析を行い、P-δ効果の影響を考慮する場合としない場合について応答層間変形角の変化を検討する。また、提案評価法に基づき保有耐震性能評価を行う際に、P-δ効果の影響を考慮すべきか考察する。

3.2 対象建築物

本論では、既往の研究²⁾で保有耐震性能評価に用いた骨組モデルのうち、第3年代の既存超高層RC造建築物の構造特性を模擬するよう作成された骨組モデル3G30を用い、X方向についてP-δ効果の影響を検討する。図-5に略軸組図および略伏図を、図-6にベースシア係数 C_B と代表変形角 R_T （建物高さの2/3の位置の水平変形角）の関係を示す。この骨組モデルは、地上30階建てで、基準階高が3.1m、スパン長が6.0mおよび6.5mであり、材料強度の最大をFc54およびSD490としている。また1次固有周期は1.79sec、短期許容応力度設計用ベースシア係数は0.090となっている。

3.3 解析概要

(1) モデル化の方法および解析条件

立体フレームモデルを用いて時刻歴地震応答解析を行う。柱・梁部材の弾塑性特性を考慮した立体フレームモデルに置換して、剛床仮定により水平変位を等値したモデルを用いる。柱および梁の部材モデルは材端ばねモデルとし、曲げに対するスケルトンカーブは曲げひび割れ、曲げ降伏を考慮するトリリニア型とした。復元力特性にはTAKEDAモデルを使用し、除荷時剛性低下指数は梁で0.50、柱で0.40とした。減衰は内部粘性型（瞬間剛性比例）として、1次の減衰定数を3%と仮定した。

(2) P-δ効果を考慮した解析

P-δ効果を考慮した解析では、各層に対して層間変位

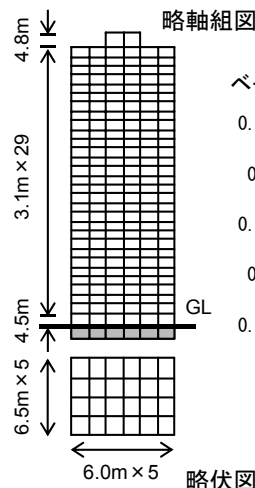


図-5 略軸組図・伏図

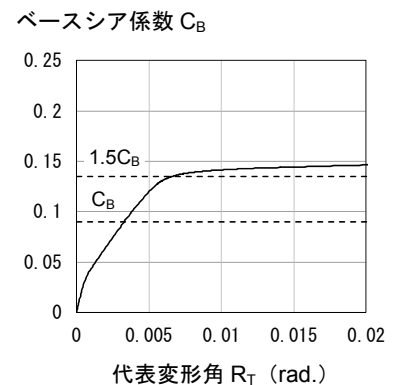


図-6 C_B と R_T の関係

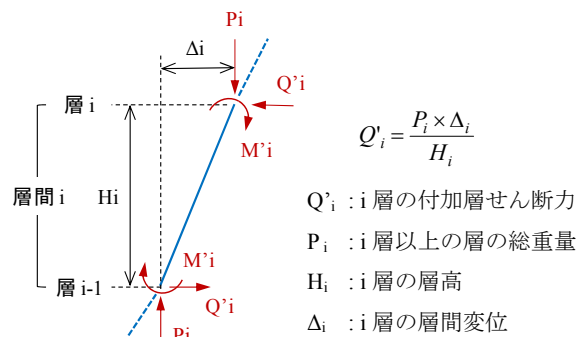


図-7 付加層せん断力の算定法

表-3 検討用地震動

波形名称 (レベル2地震動)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)	継続時間 (s)
El Centro NS	50	509	53.76
Taft EW		503	54.28
Hachinohe NS		332	51.00
BCJ-L2	57	356	120.00

と軸力の組み合わせにより生じる付加曲げモーメントと等価な水平力を層の重心位置に加えることにより計算を行う。図-7に付加層せん断力の算定方法の模式図を示す。なお、層のねじれ変形および鉛直変形に及ぼす影響は考慮しないものとする。

(3) 検討用地震動

検討用地震動には、表-3に示す既往波3波（El Centro NS波、Taft EW波、Hachinohe NS波）のレベル2地震動および模擬地震動BCJ-L2波（日本建築センター）を用いる。既往波3波においては、地震動の強さは最大速度で基準化し50cm/sとした。これらを基準地震動（入力倍率1.0倍）とし、それに加え建物の最大応答層間変形角が1/50rad.（安全限界時）および1/30rad.程度に至る際の地震動についても解析を行い、建物の最大応答層間変形角の分布とP-δ効果の影響の関係性について検討する。

3.4 最大応答層間変形角と P- δ 効果

図-8に各地震動入力時の最大応答層間変形角の分布を示す。基準地震動（入力倍率 1.0 倍）入力時では、どの地震波でも P- δ 効果の影響による最大応答層間変形角の増加はみられない。最大応答層間変形角が 1/50rad.程度（安全限界時）の入力地震動では、El Centro NS 波および BCJ-L2 波ではほとんど増加はみられないが、Taft EW 波および Hachinohe NS 波では変形の大きい上層階付近でわずかに増加がみられた。P- δ 効果を考慮した解析で安全限界指標値を算出した場合、Taft EW 波では 2.32 から 2.27 へ 2.2%減少し、Hachinohe NS 波では 1.47 から 1.41 へ 4.1%減少した。しかし、いずれも指標値の変動は少なく、P- δ 効果による安全限界指標値への影響は小さいといえる。最大応答層間変形角が 1/30rad.時の入力地震動では、どの地震波においても下層階付近の変形が大きく、そのため P- δ 効果の影響による層間変形角の増加が大きくみられた。また、下層階付近の変形の増加に伴い、上層階では変形が小さくなる傾向がみられた。

したがって、提案評価法による保有耐震性能評価においては、安全限界指標値では 1/50rad.程度の層間変形角を扱っており、P- δ 効果の影響は小さいといえる。

4. 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価

4.1 対象建築物

評価対象には、既往の研究³⁾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、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年代：2000年～）の既存超高層 RC 造建築物の構造特性を模擬するよう作成されている。骨組モデルの諸元を表-4に示す。なお、本論では9棟の骨組モデルの X 方向に対して、修復限界 I、修復限界 II および安全限界について保有耐震性能評価を行う。

4.2 解析概要

静的非線形荷重増分解析を行い限界層間変形角を評価した後、時刻歴地震応答解析を行い限界地震動強さを算定する。静的非線形荷重増分解析には、柱・梁部材の弾塑性特性を考慮した立体フレームモデルに置換して、剛床仮定により水平変位を等値したモデルを用い、外力分布は A_i 分布に基づき設定した。柱および梁の部材モデルは材端ばねモデルとし、曲げに対するスケルトンカーブは曲げひび割れ、曲げ降伏を考慮するトリリニア型とした。時刻歴地震応答解析でのモデル化の方法および解析条件は 3.3 節で示したものと同様である。基準地震動に

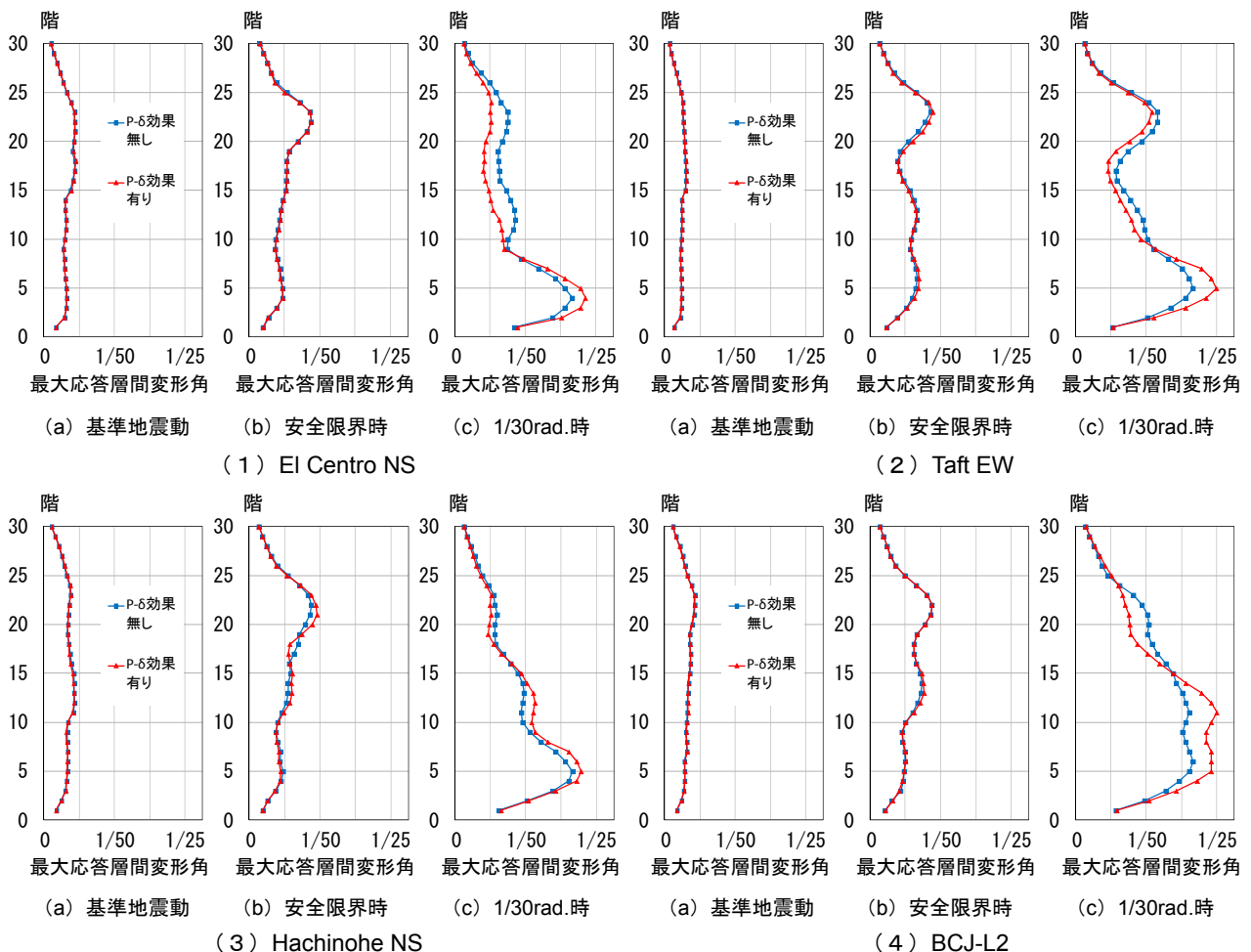


図-8 入力倍率ごとの最大応答層間変形角の分布

表－４ 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 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	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
Fc(N/mm ²)※1	36		36		42		36		48		60		42		54		70	
主筋強度(N/mm ²)※2	390		390		390		390		490		490		490		490		490	
平均重量(kN/m ²)※3	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	1.72	1.74	2.31	2.38	1.27	1.28	1.79	1.92	2.40	2.45
C _B	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での設計基準強度Fc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)

表－５ 保有耐震性能指標値一覧

設計年代	階数	保有耐震性能指標値		
		修復限界Ⅰ	修復限界Ⅱ	安全限界
第1年代	20階	0.90	1.01	1.09
	25階	0.77	1.24	1.44
	30階	0.84	1.02	1.15
第2年代	20階	0.78	1.09	1.27
	30階	0.78	1.02	1.48
	40階	0.80	0.96	1.04
第3年代	20階	0.84	1.18	1.28
	30階	0.72	1.29	1.41
	40階	0.72	1.15	1.30

表－６ 安全限界指標値と簡易終局指標値の関係

設計年代	階数	安全限界指標値		簡易終局指標値		指標値増加率
		指標値	最大塑性率	指標値	最大塑性率	
第1年代	20階	1.09	4.42	1.10	4.48	0.9%
	25階	1.44	4.36	1.50	5.31	4.2%
	30階	1.15	4.16	1.20	4.49	4.3%
第2年代	20階	1.27	4.14	1.31	4.41	3.1%
	30階	1.48	4.64	1.54	5.17	4.1%
	40階	1.04	4.28	1.13	5.53	8.7%
第3年代	20階	1.28	4.00	1.26	3.80	-1.6%
	30階	1.41	4.55	1.50	5.02	6.4%
	40階	1.30	4.06	1.35	4.37	3.8%

はレベル2相当の模擬地震動 BCJ-L2 を使用する。

4.3 保有耐震性能指標値の評価

表－５に保有耐震性能指標値の算定結果を示す。修復限界Ⅰ指標値は0.72～0.90、修復限界Ⅱ指標値は0.96～1.29、安全限界指標値は1.04～1.48の値となった。

4.4 簡易終局指標値との関係

提案評価法で算出した安全限界指標値と既報の簡易指標値⁴⁾を比較し、各評価法の特徴について検討する。

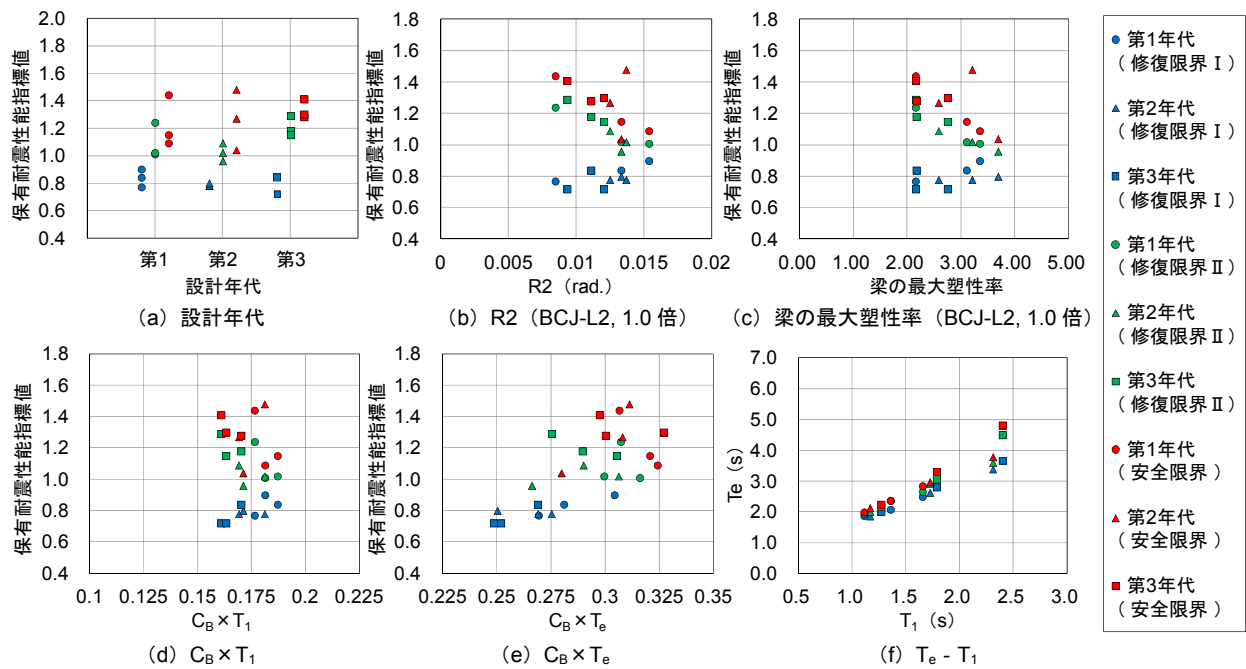
簡易終局指標値の評価は、骨組の最大応答層間変形角を用いて行う。これは、既存超高層RC造建築物の多くは梁曲げ降伏型全体降伏機構のフレーム構造であり、特定層への変形集中がある程度抑制されているためである。どこか一つの層の最大応答層間変形角が1/50radに達した時の地震動を終局限界地震動とし、基準地震動の最大速度に対する終局限界地震動の倍率を終局指標値とする。終局限界地震動時の変形は、梁塑性率が概ね4を超える程度の変形に相当する。基準地震動には、提案評価法と同様にレベル2相当の模擬地震動 BCJ-L2 を使用する。

表－６に二つの評価法による安全限界指標値、梁の最大塑性率および指標値の増加率を示す。指標値の増加率

については年代による違いはみられないが、全体的に簡易終局指標値が大きい傾向がある。梁の最大塑性率を見ると、提案評価法では4.00～4.64と概ね4を超える程度の値となっているのに対し、簡易終局指標値では3.80～5.53となっており、塑性率5を超えているものも多くみられた。これは、提案評価法では梁の塑性率と層の変形の関係から限界変形を算定しているのに対し、簡易終局指標値では終局限界変形が一律で1/50radと定められており、部材の耐力や変形能力が考慮されていないためであると考えられる。

4.5 保有耐震性能指標値と構造特性の関係

保有耐震性能指標値と構造特性の関係を図－9に示す。図－9(a)を見ると、修復限界Ⅰではあまり年代による差はみられないが、修復限界Ⅱおよび安全限界では第3年代の値がやや大きくなっている。この要因としては、主筋強度が高いことなどが考えられる。指標値と基準地震動入力時の最大応答層間変形角(R2)および梁の最大塑性率の関係を図－9(b)および図－9(c)に示す。修復限界Ⅱおよび安全限界では、R2や梁の最大塑性率が小さい指標値が大きく、耐震性能が高いことを示している。



図－9 保有耐震性能指標値と構造特性の関係

修復限界 I ではそのような傾向がみられないが、これは限界地震動が各層の平均値を基に算定されているためであると考えられる。図－9 (d) に指標値と設計用ベースシア係数 C_B × 固有周期 T_1 の関係を示す。修復限界 I では $C_B \times T_1$ の値が大きい程指標値の値がやや大きい、修復限界 II および安全限界ではその対応が明瞭ではない。図－9 (e) の $C_B \times$ 等価周期 T_e との関係を見ると、 $C_B \times T_e$ の値が大きい程指標値が大きくなる傾向がより明確になっていることがわかる。なお、この等価周期 T_e は、骨組の C_B - R_T 曲線における各限界状態時の変形点に対する割線剛性から算出した等価周期である。図－9 (f) は T_e と T_1 の関係を表しているが、どの限界状態も概ね比例関係にある。各限界状態の等価周期倍率は、修復限界 I では概ね 1.55 倍程度、修復限界 II では 1.71 倍程度、安全限界では 1.78 倍程度となっており、各限界状態が骨組の平均的な剛性低下に対応して評価されていることがわかる。

5. まとめ

本論ではまず、P- δ 効果を考慮した地震応答解析を行い、提案評価法における P- δ 効果の影響について検討した。次に、既存超高層 RC 造骨組モデルの保有耐震性能指標値を算定し、年代別の指標値を分析した。本解析の範囲内であるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 安全限界時の最大応答層間変形角は 1/50rad. 程度であり、P- δ 効果による付加的な水平変位の影響は小さい。
- 2) 最大応答層間変形角が 1/30rad. を超える場合には、下層階の変形が大きい程 P- δ 効果の影響による層間変形角の増加が大きくなる傾向がある。
- 3) 提案評価法で算出した安全限界指標値と既報の簡易

指標値を比較すると、簡易指標値の値がやや大きく、梁の最大塑性率においても同様の傾向がある。

- 4) 修復限界 II および安全限界では、主筋強度の違いから、第 3 年代の指標値がやや大きい傾向がある。
- 5) ベースシア係数 C_B と等価周期 T_e の積が大きい程、指標値が大きくなる傾向がある。

謝辞

本研究は科研費（課題番号：22560556）「既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能および制振補強効果の評価」の助成を受けたものである。また、千葉大学和泉・秋田研究室卒論生の藤原実咲氏に多大なる協力を頂きました。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築物の耐震性能評価指針（案）・同解説，400pp.，2004.1
- 2) 秋田知芳，栗本耕太郎，石塚圭介，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) 秋田知芳，栗本耕太郎，五百井壯，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) 菅澤和真，五百井壯，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