

論文 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

秋田 知芳*1・栗本 耕太郎*2・五百井 壮*2・和泉 信之*3

要旨：既存超高層 RC 造建築物を 3 つの設計年代に分け、設計時の性能評価シートから作成したデータベースを用いて、各年代における構造計画や構造特性に関する分析を行った。次に、上記の分析結果に基づいて各年代の構造計画及び構造特性を代表する骨組モデルを作成し、時刻歴地震応答解析を実施して、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の検討を行った。その結果、作成した骨組モデルが既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を模擬していることを確認した。また、骨組モデルを用いて性能評価シートに示されていない最大級の地震動に対する既存超高層 RC 造建築物の挙動を推定した。

キーワード：超高層建築物, 構造特性, 骨組モデル, 時刻歴応答解析, 耐震性能, 設計年代

1. はじめに

1990 年頃から設計・施工技術の発展に伴い超高層 RC 造建築物の棟数は増大し、既に 500 棟以上が建設されてきた。これらの超高層 RC 造建築物の構造特性は設計時期によって異なり、法の最低要求値は確保されているが、法要求外の修復限界や安全限界など実際に保有する耐震性能は把握されていない。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には、その耐震性の向上を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。

本論では、まず既存超高層 RC 造建築物の構造計画や構造特性を把握するため、既存超高層 RC 造建築物に関する既往の研究成果¹⁾に最新のデータを追加したうえで、設計年代を 3 年代に分けて各年代における構造計画や構造特性について分析を行った。次に、その分析結果に基づいて各年代を代表する既存超高層 RC 造建築物の建築物モデルを作成し、この建築物モデルの地震時挙動を検討することによって、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の評価を行った。ここでは、保有耐震性能を表す代表的な指標として耐震設計値（レベル 1 及びレベル 2 地震動に対する応答値）に着目した。

2. 構造特性の分析

2.1 分析方法

(1) 対象建築物

本研究で分析対象とした超高層 RC 造建築物は設計時の性能評価シート^{2),3)}に 1971 年～2009 年までに記載された 555 棟である。ただし、2.4 節の耐震性能の分析では既存超高層 RC 造建築物の約 7 割を占める耐震構造 390 棟のみを対象とし、免震・制振構造は対象としていない。

(2) 設計年代

図-1 に示すように建築物データを、超高層 RC 造建築物の構造技術の進展度に着目して 3 つの設計年代に分けて分析を行う。第 1 年代（1971 年～1989 年）は日本で初めて超高層 RC 造建築物が誕生し、その設計・施工技術が徐々に確立されていった時期である。第 2 年代（1990 年～1999 年）は高強度 RC 造に関する設計・施工技術の研究開発が活性化し、また兵庫県南部地震の被害により、建築物の免震・制振技術が発展した時期である。第 3 年代（2000 年～）は大都市における超高層住宅の計画件数が飛躍的に増大した時期である。なお、2000 年には建築基準法の改正が行われている。図-2 は対象とする超高層 RC 造建築物の棟数を年代ごとに示したものである。第 1 年代が 42 棟、第 2 年代が 181 棟、第 3 年代

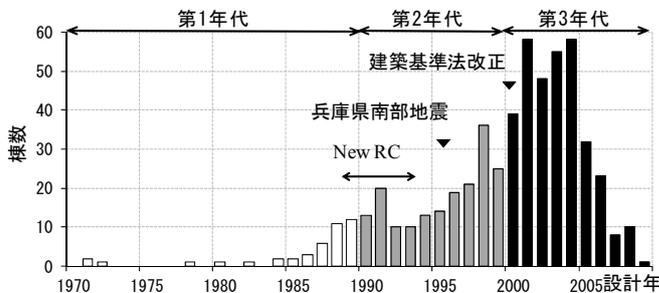


図-1 超高層 RC 造の棟数の推移

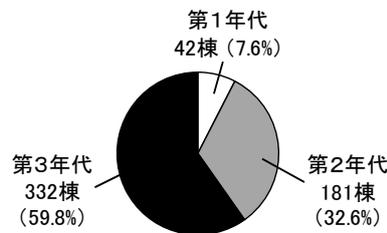


図-2 設計年代と棟数

*1 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）
 *2 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（正会員）
 *3 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）

が332棟となっており、第3年代が全体の約6割を占めていることが分かる。

2.2 架構計画

(1) 建築物高さと同階高

図-3及び図-4に地上階階数及び基準階階高の年代別棟数分布をそれぞれ示す。地上階階数の平均値は各年代でほとんど差はなく、第3年代においても20階建から30階建程度の建築物が大半を占めている。地上階階数は各年代とも20階建から30階建程度が年代を代表する値であるが、第2年代及び第3年代では40階建程度までを考える必要があることが分かる。基準階階高の平均値は年代を経て増大する傾向があり、第1年代では2.9m程度、第2年代では3.0m程度、第3年代では3.1m程度が各年代の代表的な基準階高である。

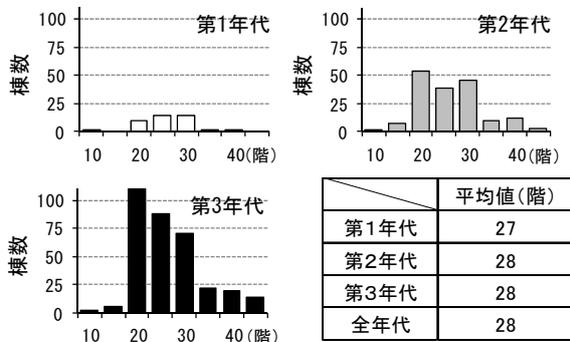


図-3 地上階階数の年代別棟数分布

(2) 基準階面積とスパン長

図-5に柱支配面積の年代別棟数分布を示す。柱支配面積は基準階平面の中柱のうち、最も広い床面積を支えている柱の値を採用している。最大値及び平均値ともに年代を経て増大する傾向がある。平均値と分布形状から見ると、第1年代では25m²程度、第2年代では35m²程度、第3年代では40m²程度が各年代の代表的な柱支配面積である。

図-6に柱間スパンの年代別棟数分布を示す。柱間スパンは柱支配面積の平方根としている。柱支配面積と同様に、最大値及び平均値ともに年代を経て増大する傾向がある。平均値と分布形状から見ると、第1年代では4.5m~5m程度、第2年代では5m~6m程度、第3年代では6m~7m程度が各年代の代表的な柱間スパンである。

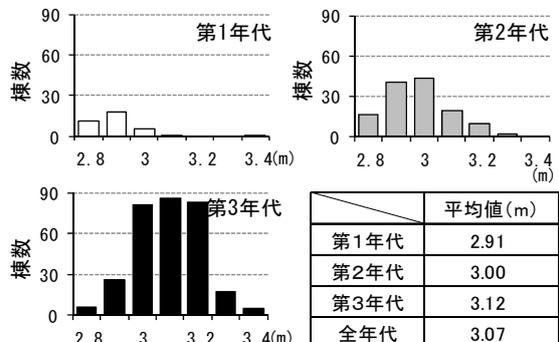


図-4 基準階階高の年代別棟数分布

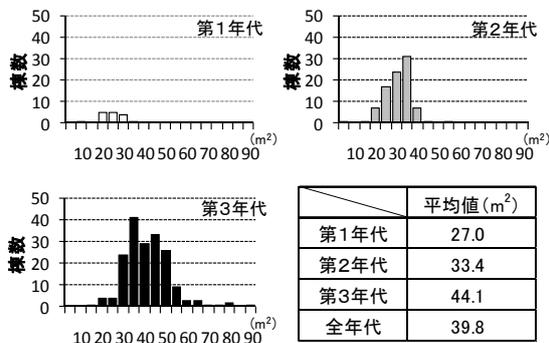


図-5 柱支配面積の年代別棟数分布

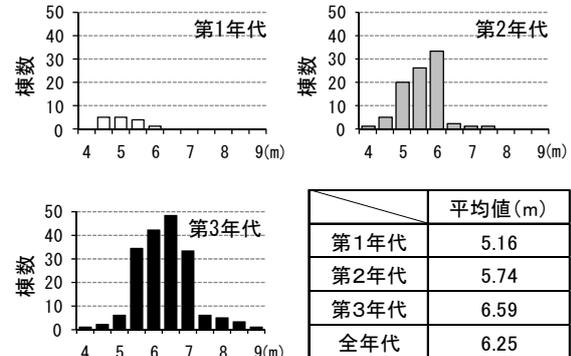


図-6 柱間スパンの年代別棟数分布

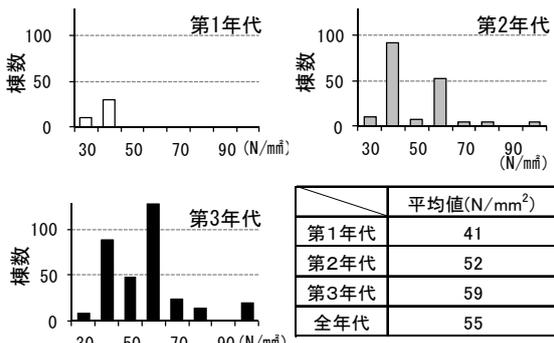


図-7 コンクリート強度の年代別棟数分布

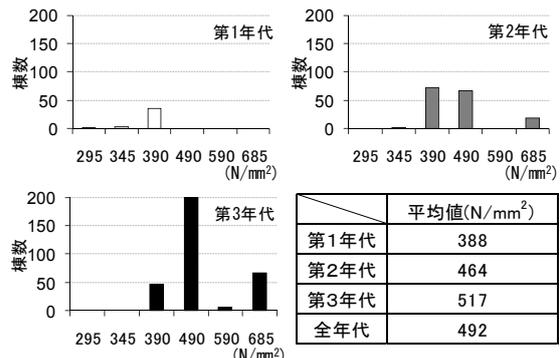


図-8 主筋強度の年代別棟数分布

2.3 材料強度

図-7にコンクリート強度（使用コンクリートの中での設計基準強度 F_c の最大値）の年代別棟数分布を示す。コンクリート強度は最大値及び平均値ともに年代を経て増加する。特に第3年代において顕著に増加し、 F_{c60} 以上の強度も用いられるようになってきている。コンクリート強度は第1年代で $F_{c36} \sim 42$ 程度、第2年代で $F_{c42} \sim 48$ 程度、第3年代で $F_{c54} \sim 60$ 程度と想定できる。

図-8に主筋強度（使用主筋の中での最大値）の年代別棟数分布を示す。第1年代でSD390の使用、第2年代でSD490及びSD685の使用が始まり、第3年代でSD490の使用が標準となってきたことが分かる。各年代の主筋強度として第1年代ではSD390までの使用を想定し、第2年代及び第3年代でSD490及びSD685までの使用を想定することが妥当と考えられる。

2.4 耐震性能

(1) 固有周期とベースシア

図-9に1次固有周期（ T_1 ）と建物高さ（ H ）の関係（ T_1/H ）の年代別棟数分布を示す。ここでの T_1 は X 方

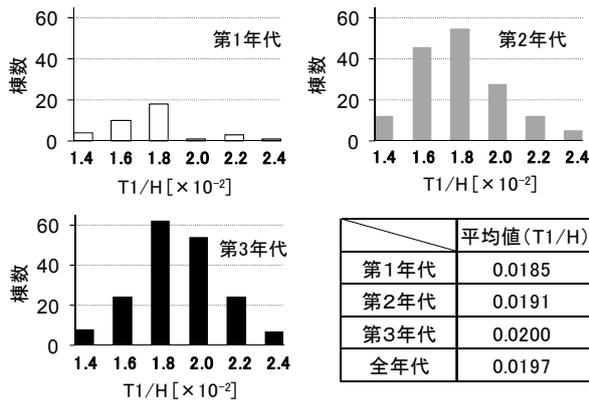


図-9 T_1/H の年代別棟数分布

向及び Y 方向の1次固有周期の平均値としている。 T_1/H は年代を経るにつれて増加する傾向があり、第3年代では T_1/H が 0.02 を超えるものが半数を占めている。増加の要因としてはスパンや床スラブ厚が設計年代を経るにつれて増大することが考えられる。

図-10に設計用ベースシア（ C_B ）と T_1 の関係（ $C_B \times T_1$ ）の年代別棟数分布を示す。 $C_B \times T_1$ は地震力を考慮した建物の損傷限界耐力を示す指標である。 $C_B \times T_1$ は設計年代を経るにつれて減少する傾向があることが分かる。特に第3年代において顕著に表れており、 $C_B \times T_1$ は 0.14~0.18 の範囲に約半数が分布している。

(2) 地震応答値

図-11にレベル1地震動時の最大応答層間変形角（ R_1 ）の年代別棟数分布を、図-12に地震波ごとの R_1 の年代別棟数分布をそれぞれ示す。地震波として代表的な既往波3波（El Centro NS波、Taft EW波、Hachinohe NS波）を選んだ。図-11より R_1 は年代に関わらずほとんど全てが設計上限値の目安とされる $1/200$ 以下となっており、分布形にも差は見られない。図-12を見る

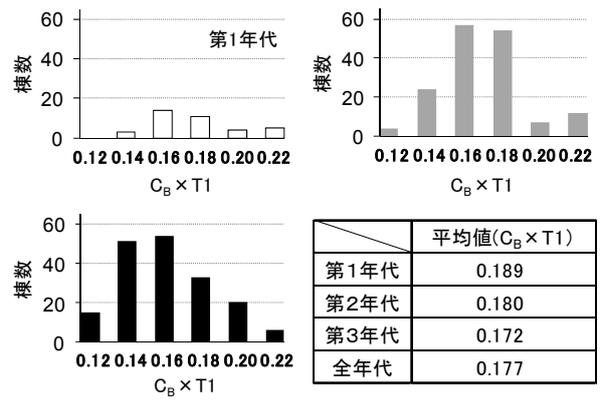


図-10 $C_B \times T_1$ の年代別棟数分布

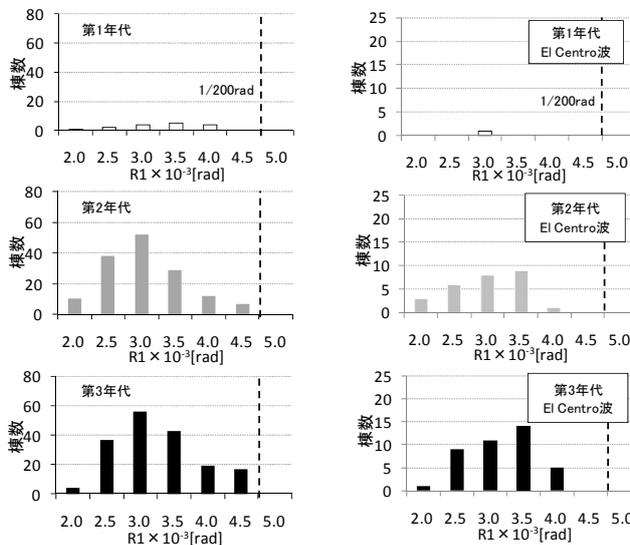


図-11 R_1 の年代別棟数分布

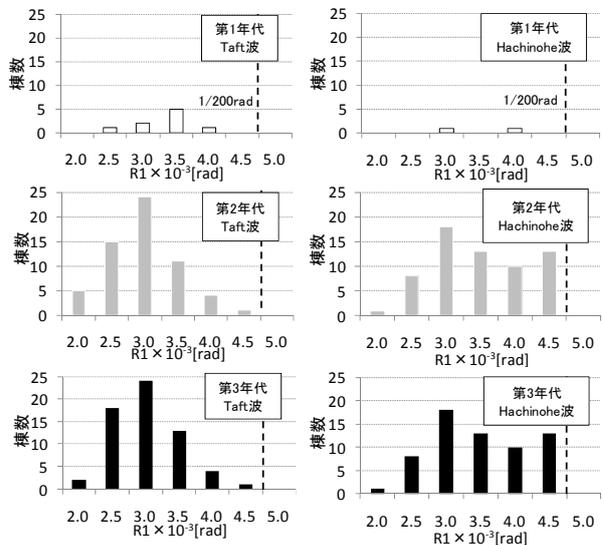
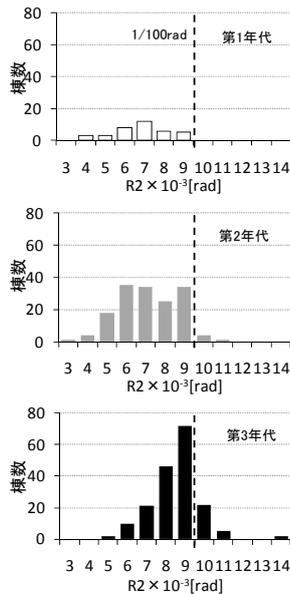
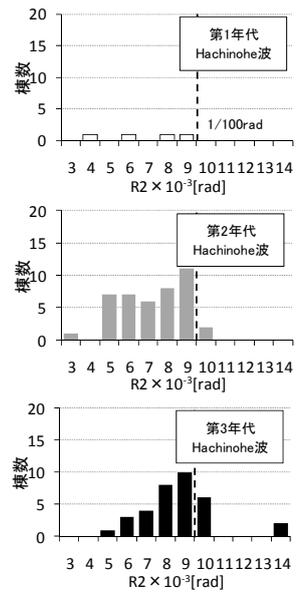
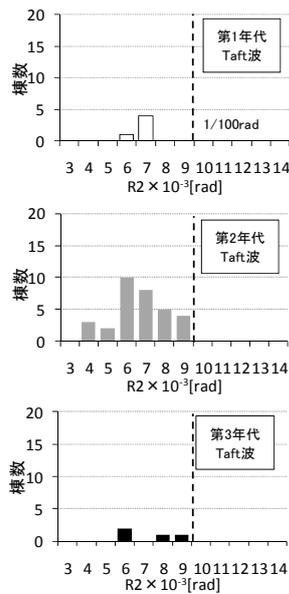
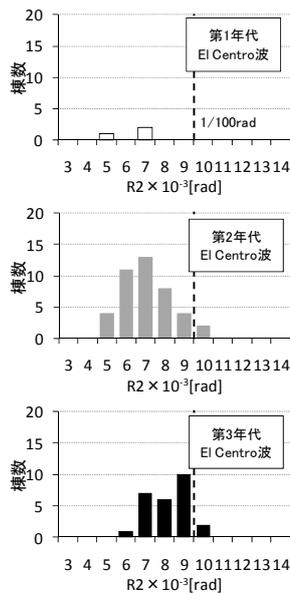


図-12 地震波ごとの R_1 の年代別棟数分布



図一 1 3 R2の年代別棟数分布



図一 1 4 地震波ごとの R2 の年代別棟数分布

と第1年代についてはデータが少なく、やや明瞭ではないものの Taft 波で最大値を記録する傾向があり、第2年代でも同様である。これは応答がほぼ弾性範囲内であるため、比較的短周期の成分が卓越する Taft 波で応答が大きくなり易いからであると考えられる。一方、第3年代については、弾性時の固有周期が比較的長い建物が多いため、比較的長周期の成分が卓越する Hachinohe 波で最大値を記録するものが Taft 波と同程度となっている。

図一 1 3 にレベル 2 地震動時の最大応答層間変形角 (R2) の年代別棟数分布を、図一 1 4 に地震波ごとの R2 の年代別棟数分布をそれぞれ示す。図一 1 3 より R2 は第3年代で設計上限値の目安とされる 1/100 付近に多くの事例が集まっており、年代を経るにつれて 1/100 付近の事例が増加していることが分かる。図一 1 4 を見ると、R1 とは異なり Taft 波で最大値を記録するケースは少なく、El Centro 波または Hachinohe 波で最大値を記録する傾向がある。これはレベル 2 地震時では建築物の塑性化がある程度進行し、固有周期が弾性時と比較して長くなることによる。

3. 骨組モデル

3.1 骨組モデルの概要

2章での分析結果に基づいて、各年代それぞれ2体、合計6体の骨組モデルを作成した。表一1に骨組モデルの諸元を示す。第1年代は地上20階建(1G20)及び25階建(1G25)で、基準階高が2.95m、スパン長が4.5m及び5.0mであり、材料強度の最大をFc36及びSD390としている。第2年代は地上20階建(2G20)及び30階建(2G30)で、基準階高が3.0m、スパン長が5.0m及び6.0mであり、材料強度の最大をFc48及びSD490としている。第3年代は地上30階建(3G30)及び25階建(3G40)で、

表一 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		2G20		2G30		3G30		3G40	
モデル名	1G20		1G25		2G20		2G30		3G30		3G40	
方向	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
建築物高さ(m)	60.75		75.5		61.7		91.7		94.6		125.6	
階数	20		25		20		30		30		40	
基準階階高(m)	2.95		2.95		3		3		3.1		3.1	
柱芯面積(m ²)	675		787.5		600		900		936		1170	
柱支配面積(m ²)	22.5		22.5		30.0		30.0		39.0		39.0	
スパン長(m)	4.5	5	4.5	5	5	6	5	6	6	6.5	6	6.5
スパン数	6	5	7	5	5	4	6	5	6	4	6	5
塔状比	2.25	2.43	2.40	3.02	2.47	2.57	3.06	3.06	2.63	3.64	3.49	3.86
Fc(N/mm ²) ^{※1}	36		36		36		48		54		70	
主筋強度(N/mm ²) ^{※2}	390		390		390		490		490		490	
平均重量(kN/m ²) ^{※3}	14.5[11.2]		14.3[11.3]		15.5[11.8]		14.9[11.9]		14.3[11.4]		13.4[10.9]	
T1(sec)	1.12	1.12	1.39	1.41	1.17	1.18	1.91	1.89	1.99	2.07	2.35	2.41
C _B	0.169		0.136		0.144		0.097		0.090		0.068	

※1: 使用コンクリートの中で設計基準強度Fcの最大値

※2: 使用主筋の中で最大値

※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)

基準階高が3.1m、スパン長が6.0m及び6.5mであり、材料強度の最大をFc70及びSD490としている。なお、骨組モデルは地下1階及びペントハウスを有している。

3.2 固有周期とベースシア

骨組モデルの作成に当たって、固有周期を T1/H を用いて略算し、作成する骨組モデルの目標値とした。T1/H は図一 9 から第1年代で0.0185、第2年代で0.019、第3年代で0.020とした。一方、設計用ベースシアは C_B × T1 を用いて算定し、C_B × T1 は図一 10 から第1年代では0.19、第2年代では0.18、第3年代では0.17とした。骨組モデルの柱・梁の断面の大きさ及び配筋は、固有周期の目標値を満足するとともに、代表変形角(建物高さの2/3の位置の変形から算定)が1/100radの時点で設計用ベースシアのおよそ1.5倍~1.6倍程度の耐力を発揮し、保有耐力(代表変形角が1/50rad~1/33rad程度の時の耐力)が設計用ベースシアの1.6倍~1.7倍程度となるように決定した。重量や床スラブ厚など設計データが明記されていないものは、実設計例を参考にして適宜設定した。

4. 骨組モデルの応答解析

4.1 解析概要

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・梁のスケルトンカーブはトリリニアとし、復元力特性には TAKEDA モデルを使用した。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。検討用地震動には表-2 に示す既往波 3 波（El Centro NS 波, Taft EW 波, Hachinohe NS 波）を用いた。ここでは、第 1 年代及び第 2 年代と併せて検討するため、第 3 年代についても告示波は使用していない。地震動の強さは最大速度値で基準化し、レベル 1 で 25kine, レベル 2 で 50kine とした。また、極大地震時の検討用としてレベル 3 の地震動を設定し、最大速度を 75kine とした。計 12 のモデル（6 モデル×2 方向）に対して 9 波の地震動による解析を実施した。

表-2 検討用地震動

波形名称		El Centro NS	Taft EW	Hachinohe NS
L1地震動	最大速度 [cm/s]	25	25	25
	最大加速度 [cm/s ²]	254	251	166
L2地震動	最大速度 [cm/s]	50	50	50
	最大加速度 [cm/s ²]	509	503	332
L3地震動	最大速度 [cm/s]	75	75	75
	最大加速度 [cm/s ²]	763	754	498

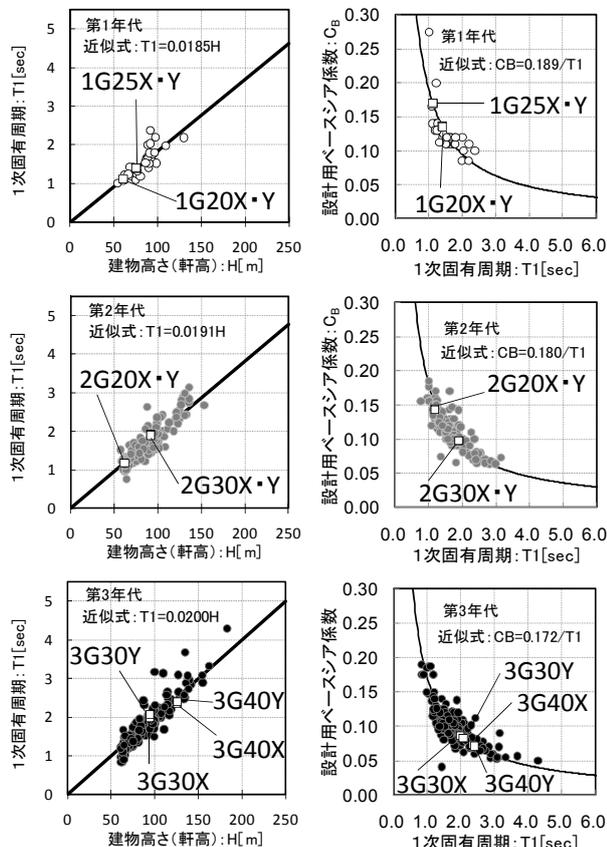


図-15 骨組モデルの固有周期とベースシア係数

4.2 解析結果

図-15 は各年代の T1 と H の関係及び C_B と T1 の関係について、既存超高層 RC 造建築物のデータと骨組モデルとの対応状況を示したものである。骨組モデルの T1 は固有値解析により求めた精算周期であり、C_B は精算周期と 3.2 節で示した C_B×T1 の値から求めたものである。骨組モデル（□印）はいずれも既存超高層 RC 造建築物の平均値（近似式の黒線）にごく近く、既存超高層 RC 造建築物に対応するモデルとなっていることが分かる。

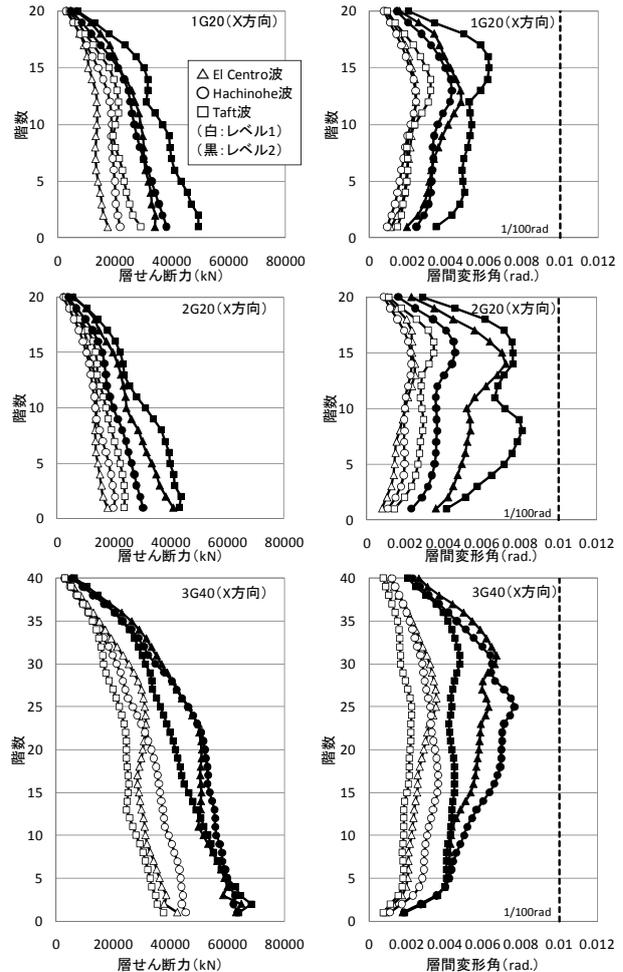


図-16 応答せん断力及び応答層間変形角の分布

表-3 最大応答層間変形角

モデル	方向	レベル1			レベル2		
		層間変形角	階	地震波	層間変形角	階	地震波
1G20	X	1/310	13	Taft	1/159	15	Taft
	Y	1/323	14	Taft	1/149	16	Taft
1G25	X	1/313	19	Taft	1/140	3	El Centro
	Y	1/305	8	Taft	1/149	16	El Centro
2G20	X	1/285	16	Taft	1/123	8	Taft
	Y	1/301	15	Taft	1/125	7	Taft
2G30	X	1/301	20	El Centro	1/101	18	Hachinohe
	Y	1/335	15	El Centro	1/103	17	Hachinohe
3G30	X	1/202	15	Hachinohe	1/105	13	Hachinohe
	Y	1/206	18	Hachinohe	1/105	6	Hachinohe
3G40	X	1/276	17	Hachinohe	1/131	25	Hachinohe
	Y	1/272	28	El Centro	1/135	23	Hachinohe

図-16にレベル1及びレベル2地震動時の最大応答せん断力及び最大応答層間変形角の分布の一例を、表-3に最大応答層間変形角の一覧を示す。図-16及び表-3より、第1年代及び2G20は主にTaft波の時に最大値を示し、R1が1/280~1/320rad程度、R2が1/130~1/150rad程度となっている。一方、2G30及び第3年代は主にHachinohe波の時に最大値を示し、R1が1/200~1/300rad程度、R2が1/100~1/130rad程度となっている。また、いずれのモデルもレベル2応答時においても特定層で変形があまり卓越しないモデルとなっている。

5. 骨組モデルの耐震性能

5.1 レベル1及びレベル2地震動時の最大応答値

作成した骨組モデルの保有耐震性能が既存超高層RC造建築物の保有耐震性能に対してどのような位置付けにあるかを確認するため、骨組モデルの最大応答値(R1及びR2)と応答値の地震波別棟数分布との比較を行う。図-17にR1及びR2の棟数分布との対応を示す。いずれのモデルも概ね棟数分布が多い範囲と対応していることが分かる。したがって、骨組モデルは各年代の既存超高層RC造建築物の保有耐震性能を模擬できていると考えられる。

5.2 レベル3地震動時の最大応答値

レベル2よりもさらに大きいレベルの地震動に対する既存超高層RC造建築物の応答は性能評価シートには示されていないため、実情を把握することができないが、作成した骨組モデルを用いることにより、推測することが可能となる。図-18にレベル3地震動時の最大応答層間変形角(R3)と $C_B \times T1$ との関係を示す。レベル3地震動に対しては層間変形角が1/100radを超えるケースが半数程度ある。

6. まとめ

本論では、既存超高層RC造建築物の構造計画や構造特性を3つの設計年代に分けて分析を行い、その分析結果に基づいて各年代を代表する建築物モデルを作成し、この建築物モデルの地震時挙動を検討することによって、既存超高層RC造建築物の保有耐震性能の評価を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) レベル1及びレベル2地震時の最大応答層間変形角は、第2年代では各地震波において最大応答を記録するのに対して、第3年代ではEl Centro波及びHachinohe波で最大応答となる傾向がある。
- 2) レベル1及びレベル2地震時の骨組モデルの最大応答層間変形角は、各年代とも既存超高層RC造建築物の分析から得られた値と概ね一致した。したがって、作成した骨組モデルは各年代の既存超高層RC造建築物

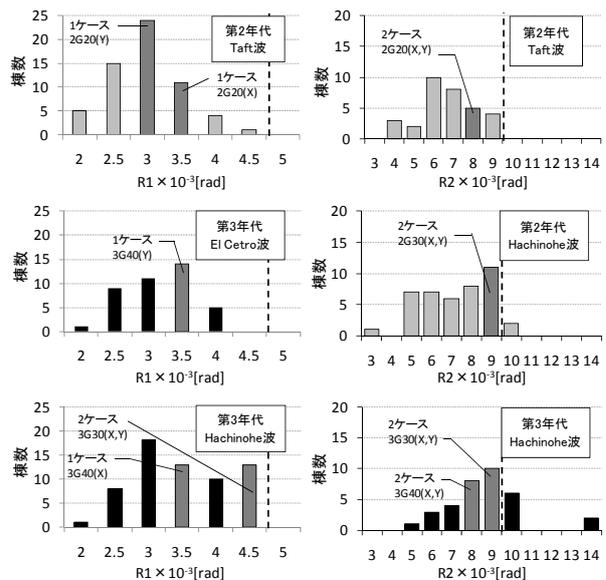


図-17 R1及びR2の棟数分布との対応

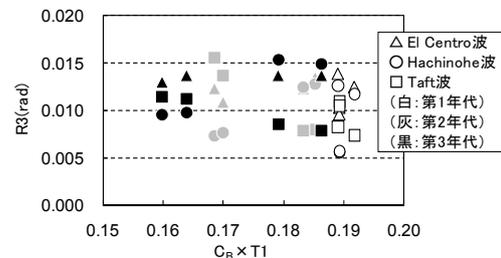


図-18 各年代のR3と $C_B \times T1$ の関係

の保有耐震性能を模擬している。

- 3) レベル3地震時の骨組モデルの応答は最大層間変形角が1/100radを超えるケースが半数程度ある。

本論では、保有耐震性能を模擬する骨組モデルを作成したが、各年代の保有耐震性能の分布を検証するためには、今後、剛性及び耐力をパラメータとし、より応答が大きい骨組モデル及び応答が小さい骨組モデルを作成して検討を進めていく必要がある。

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及び制振補強効果の評価」の助成を受けたものである。

参考文献

- 1) 和泉信之, 木村秀樹, 石川裕次: 日本における超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性の傾向, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.351-360, 2009.3
- 2) (財)日本建築センター: ビルディングレター, No.1-No.525, 1972.1-2009.9
- 3) (財)日本建築総合試験所: 機関誌 GBRC, Vol.32-33, 2007.10-2008.10