

超高層 RC 造の最適構造計画の検討 —設計傾向調査およびダブルチューブ架構の試設計— Study on Optimum Structural Plan of High-Rise RC Buildings: Structural Design Investigation and Trial Design of Double-Tube Structure

又市 麻梨子* 小寺 直幸*
Mariko Mataichi Naoyuki Kodera
高橋 孝二*
Koji Takahashi

要 約

超高層 RC 造建物の設計にあたり、その構造計画や耐震設計に必要なとされる諸係数の目安を把握することは、合理的な設計を行うために重要である。

本報では、2002 年から 2015 年の高層評定における性能評価シートに記載されている超高層 RC 造建物を対象に行った設計傾向の調査および分析結果を報告する。さらに、設計傾向の調査結果を参考にして、超高層 RC 造共同住宅において意匠上の優位性があるダブルチューブ架構の試設計を行い、純ラーメン架構の試設計と比較して考察を述べる。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. データベースの構築
- § 3. 調査結果および分析
- § 4. ダブルチューブ架構の試設計
- § 5. まとめ

§ 1. はじめに

超高層 RC 造建物の設計にあたり、その構造計画や耐震設計に必要なとされる諸係数の目安を把握することは、合理的な設計を行うために重要である。構造計画で把握すべき要素としては、柱支配面積、基準階面積、アスペクト比、柱梁の主筋およびせん断補強筋、コンクリートの設計基準強度等が挙げられる。耐震設計に必要な諸係数に関しては、設計用ベースシア係数、固有周期、時刻歴応答解析の応答値である最大応答層間変形角、最大塑性率、最大軸力比等が挙げられる。

既往の和泉等の論文である文献 1) ~ 3) では、超高層 RC 造の構造特性の傾向について、一連の分析結果が報告されている。特に、文献 1) ~ 2) では、1972 年から 2006 年に設計された約 500 棟のデータについて、4 つの年代に分けた構造特性の推移の分析が行われている。そして、文献 3) においては、1972 年 ~ 2015 年までに設計された案件も含めて 3 つの年代に分け、構造技術の

進歩という観点での分析が行われている。

本報では、これに倣い、2002 年 ~ 2015 年の評定案件について同様の調査を実施し、設計傾向の分析を行う。文献 1) ~ 3) では示されていなかった、建物高さや構造材料の関係性も分析する。さらに、設計傾向の調査結果を参考にして、超高層 RC 造共同住宅において意匠上の優位性があるダブルチューブ架構の試設計を行い、純ラーメン架構の試設計と比較して考察を述べる。

§ 2. データベースの構築

本調査では、評定機関が発行しているビルディングレター⁴⁾ および GBRC⁵⁾ に掲載の性能評価シートに公表されている高層評定取得案件を対象とし、データベースを構築した。なお、追加データとして、評定機関のホームページ上で公表されている案件も含めている。これらは、軒高が 60 m を超える耐震、制振、免震構造の RC 建物であり、2002 年 ~ 2015 年に評定取得した案件である。その建物用途は、共同住宅を主要とする建物に限定している。データベースの集計結果のグラフは、縦軸および横軸に調査項目を設定した散布図 (図-1 ~ 3, 図-7 ~ 12) と、建物高さ 10 m 毎に調査項目の平均値及び偏差値を示した平均散布図 (図-6) の 2 種類を作成した。横棒グラフ (図-4, 5) は、縦軸の建物高さに対して横軸に調査項目を設定し、各々の百分率を示している。建物高さは軒高とし、建物高さ毎の案件数を表-1 に示す。案件数は、耐震構造 79 件、制振構造 62 件、

* 建築設計部構造一課

免震構造 76 件で、総件数は 217 件である。

§ 3. 調査結果および分析

3-1 階数と構造計画

(1) 基準階面積

階数と基準階面積の関係を図-1 に示す。基準階面積の平均値は、耐震構造で約 740 m²、制振構造で約 1060

表-1 建物高さ毎の案件数

建物高さ(軒高) (m)	案件数	建物高さ(軒高) (m)	案件数
60.00 ~ 69.99	38	110.00 ~ 119.99	16
70.00 ~ 79.99	23	120.00 ~ 129.99	12
80.00 ~ 89.99	31	130.00 ~ 139.99	15
90.00 ~ 99.99	53	140.00 ~ 149.99	8
100.00 ~ 109.99	12	150.00 ~ 210.00	9
総件数		217	

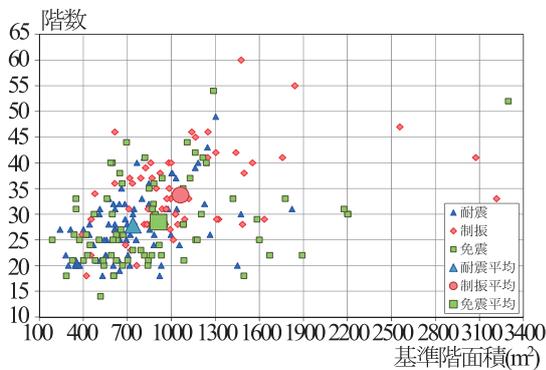


図-1 階数-基準階面積関係

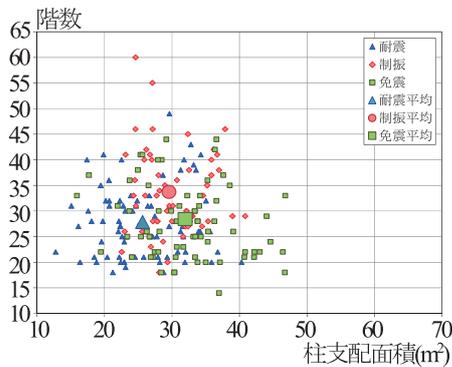


図-2 階数-柱支配面積関係

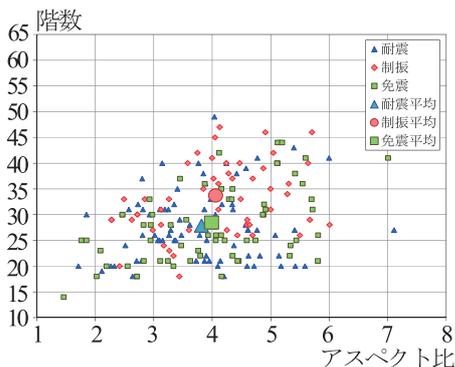


図-3 階数-アスペクト比関係

m²、免震構造で約 910 m²である。また、基準階面積は、階数に比例して増加する傾向が見られる。なお、基準階面積の大きい建物においては、高強度コンクリートおよび高強度鉄筋が使用され、特殊な平面形状等の特徴が見られた。基準階の一辺の平面寸法は、平均値を基に整形平面を仮定した場合、耐震構造で約 27 m、制振構造で約 33 m、免震構造で約 30 m が一般的な値と考えられる。

(2) 柱支配面積

階数と柱支配面積の関係を図-2 に示す。この柱支配面積は、1フロアの基準階面積を柱本数で除した値である。柱支配面積の平均値は、耐震構造で約 26 m²、制振構造で約 30 m²、免震構造で約 32 m²である。これより、柱支配面積は免震構造で大きい値を示すものが多いことが分かる。また、柱支配面積と階数に比例関係は見られず、階数が増えても柱間隔は概ね一定に保たれている。

(3) アスペクト比

階数とアスペクト比の関係を図-3 に示す。このアスペクト比は、建物の軒高を基準階平面寸法の短辺長さで割った値である。アスペクト比の値は、免震構造でも 4~6 の範囲に多く見られる。アスペクト比の平均値は、耐震構造で 3.8、制振構造で 4.1、免震構造で 4.0 程度である。文献2) の値と比較し、年代を経て増加傾向である。また、アスペクト比と階数にやや比例傾向が見られる。これは、高強度鉄筋の採用により、アスペクト比の大きな建物の設計が可能となったためと考えられる。

3-2 建物高さと構造材料

(1) 柱梁主筋

建物高さや柱梁主筋最大強度の関係を図-4 に示す。いずれの建物においても、主筋は SD490 が主流である。建物高さが 60 m ~ 110 m 級の建物においては、最大強度の主筋として SD390 も採用されているが、数は少ない。また、建物高さが高くなるにつれて、SD685 の占める割合が増加傾向である。SD685 は本来、柱の引張軸力に抵抗するため、芯鉄筋に限定して使用されることが多かったが、近年では柱主筋への採用も増えている。SD685 の主筋の鉄筋径は、D41 の採用が主流である。

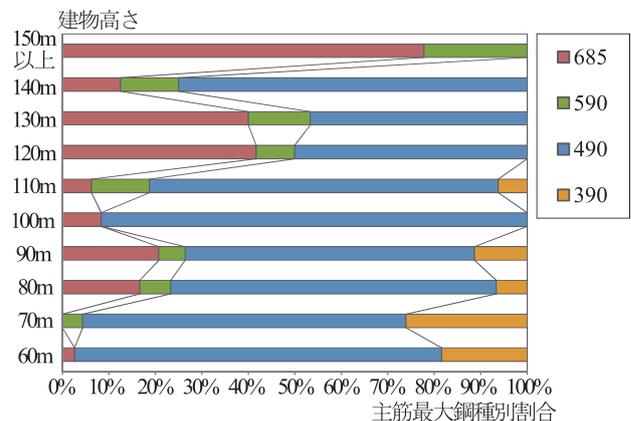


図-4 建物高さ-主筋最大強度関係

(2) 柱梁高強度せん断補強筋

建物高さや柱梁高強度せん断補強筋の最大強度の関係を図-5に示す。建物高さが110m級までの建物で685級のせん断補強筋が採用されているが、785級の方が主流である。これは、建物高さが高くなるにつれて、終局設計時に高い材料強度が必要であり、そのためには685級よりも785級の方が有利と考えられる。785級のせん断補強筋の種類のうちで最も多く採用されている鉄筋は、KSS785である。また、建物高さに比例して、1275級のせん断補強筋の占める割合が多い。これは、終局設計時の耐力を比較すると、785級よりもさらに耐力が向上するためと考えられる。

(3) コンクリートの設計基準強度

建物高さや柱梁に使用されているコンクリートの設計基準強度 (Fc) の最大値との関係を図-6に示す。グラフは建物高さ毎の平均値の他、偏差値も示している。正の偏差値は、平均値に標準偏差を上乘せした値である。一方、負の偏差値は、平均値から標準偏差を差し引いた値である。この標準偏差とは、建物高さ毎のばらつきの程度を数値化した値である。最大Fcの平均値は、60m級の建物でも50 N/mm²程度と値が大きい。また、建物高さが高くなるにつれ、最大Fcは大きくなり、コンクリート材料の高強度化が顕著である。150m級以上の建物においては、最大Fcの平均値が100 N/mm²を超えており、偏差値の差が大きい。これは、最大で180 N/mm²のFcを採用している案件も存在し、Fcの差が大きいためである。

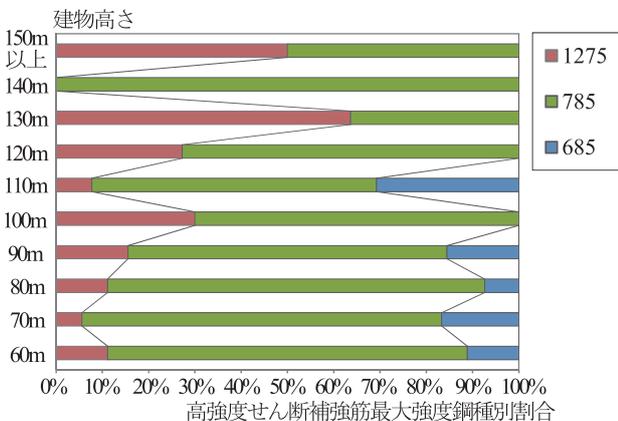


図-5 建物高さ—高強度せん断補強筋最大強度関係

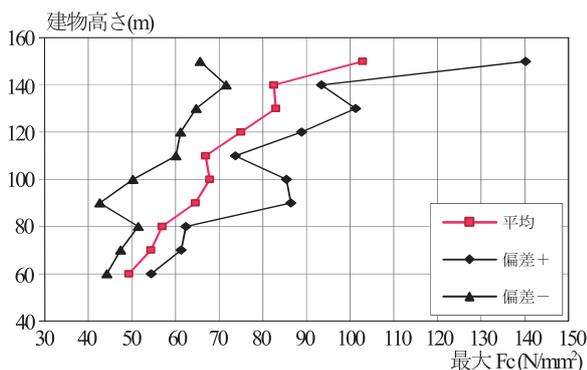


図-6 建物高さ—最大 Fc 関係

mm² の Fc を採用している案件も存在し、Fc の差が大きいためである。

3-3 耐震設計に関する分析

(1) 設計用ベースシア係数

設計用ベースシア係数 (C_B) と 1 次固有周期 (T₁) の関係を図-7に示す。C_B は 1 階の層せん断力を建物重量で除した設計用せん断力係数であり、X 方向の値である。T₁ は X 方向、Y 方向の平均値とした。ただし、この時の免震構造の T₁ は基礎固定時の値としている。免震構造では、T₁ が 1~2 秒の短周期側においても、C_B の値を 0.05~0.10 程度に低減していることが分かる。C_B の平均値は、耐震構造で 0.10、制振・免震構造で 0.08 程度である。耐震構造の C_B の平均値は、他構造と比較し、T₁ に対して大きい値である。また、C_B の平均値は、文献6) で平均的な設計式として挙げられている高層指針式の 0.18/T₁ の値周辺に分布している。

(2) 固有周期

1 次固有周期 (T₁) と建物高さの関係を図-8に示す。T₁ は X 方向、Y 方向の平均値とし、建物高さは軒高とした。この時の免震構造の T₁ は基礎固定時の値としている。T₁ の平均値については、耐震構造で約 1.9 秒、制振構造で約 2.5 秒、免震構造で約 2.2 秒である。また、一般的な RC 造建物の T₁ の値である 0.02 H の直線を実

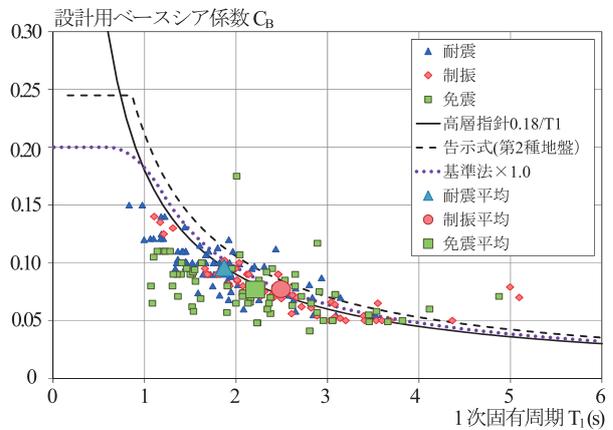


図-7 C_B - T₁ 関係

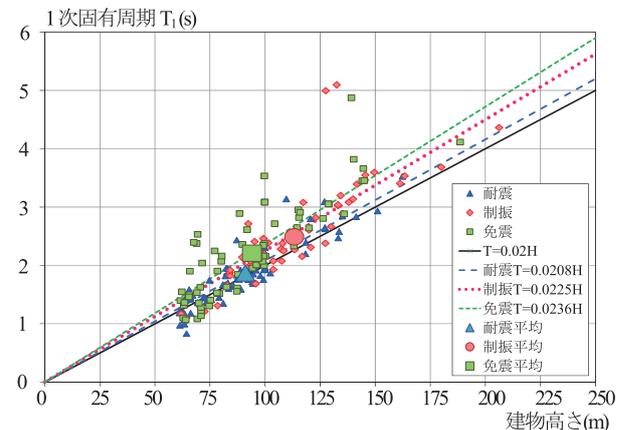


図-8 T₁ - 建物高さ関係

線で、各構造の近似直線を点線で示している。これより T_1 の値は、構造形式により、耐震<制振<免震構造であることが分かる。なお、制振・免震構造で T_1 の値が大きく外れている建物が見られる。これらの建物には、コアウォールと頂部梁の配置、チューブ架構等の特徴がある。

3-4 応答結果に関する分析

(1) 最大応答層間変形角

レベル1地震動による最大応答層間変形角 (R1) とレベル2地震動による最大応答層間変形角 (R2) の関係を図-9に示す。R1の平均値は、耐震構造で1/281, 制振構造で1/274, 免震構造で1/521程度である。R1の値は概ね1/200以内の目標値に収まる。R2の平均値は、耐震構造で1/111, 制振構造で1/110, 免震構造で1/232程度である。また、R2の標準的なクライテリアは、耐震・制振構造で1/100以内, 免震構造で1/150以内である。これらR2の値が1/100を超える建物には、不整形な平面形状, 建物中央のボイド空間, 特殊な制振機構等の特徴がある。

(2) 最大層塑性率

レベル2地震動による最大応答層間変形角 (R2) と層の最大塑性率 (DF2) の関係を図-10に示す。DF2の平均値は、耐震構造で1.42, 制振構造で1.43, 免震構造で0.82程度である。また、DF2の値は、免震構造で1以下, 耐震・制振構造で2以下に概ね収まる。ただし、DF2の値が2を超える建物も存在する。これらの建物には、不整形な平面形状, コアウォールの配置等の特徴がある。

(3) 柱軸力比

レベル2地震動による柱の最大引張軸力比と最大圧縮軸力比の関係を図-11に示す。最大引張軸力比の平均値は、耐震構造で0.50, 制振構造で0.44, 免震構造で0.24程度である。これより、構造形式の違いで平均値の差は明らかである。また、最大圧縮軸力比の平均値は、耐震構造で0.50, 制振構造で0.49, 免震構造で0.48程度である。これらに差は見られない。最大軸力比の標準的なクライテリアは、引張で3/4(0.75)以下, 圧縮で2/3(0.66)以下の値が一般的である。さらに、アスペクト比とレベル2地震動による柱の最大引張軸力比の関係を図-12に示す。アスペクト比の平均値が3.8~4.1程度の値に対し、最大引張軸力比の平均値は、耐震構造で0.50, 制振構造で0.44, 免震構造で0.24程度である。これより、最大引張軸力比の値は、構造形式により、耐震>制振>免震であることが分かる。標準的なクライテリアを超えている建物には、平面形状がI型およびL型で、雁行した住戸配置等の特徴がある。

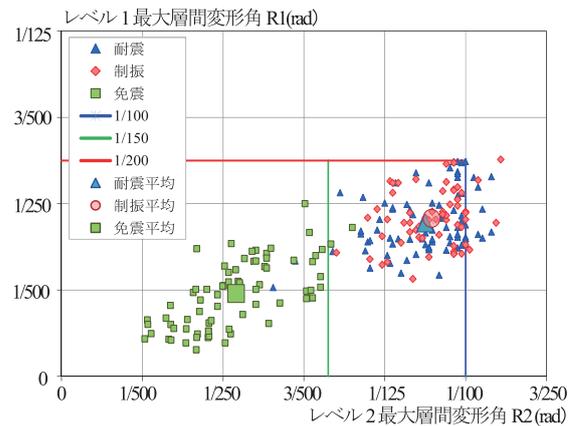


図-9 R1 - R2 関係

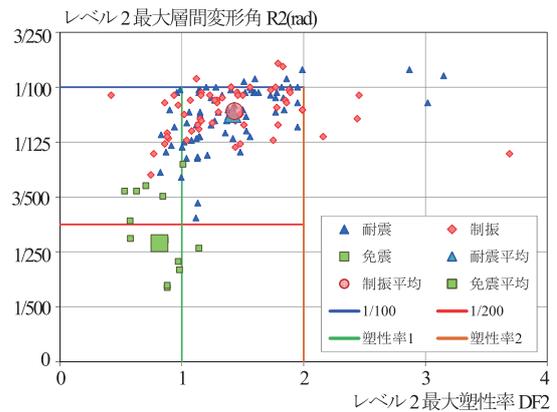


図-10 R2 - DF2 関係

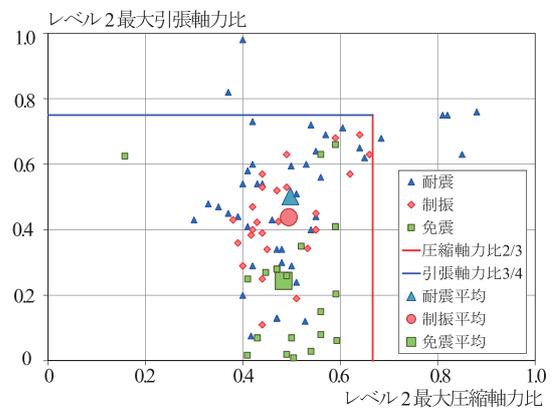


図-11 レベル2最大引張軸力比-最大圧縮軸力比関係

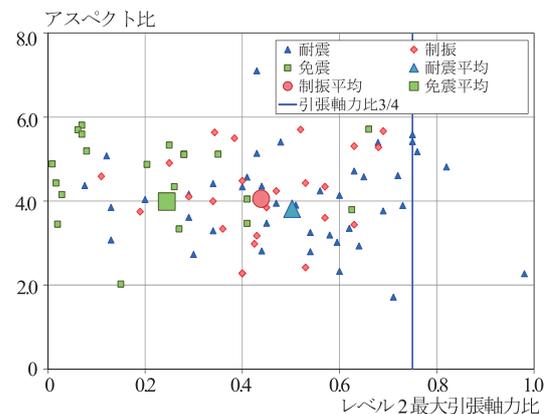


図-12 アスペクト比-レベル2最大引張軸力比関係

§ 4. ダブルチューブ架構の試設計

本章では、設計傾向の調査結果を参考にして、純ラーメン架構とダブルチューブ架構の試設計を行う。

4-1 試設計モデル

試設計モデルの基準階伏図を図-13に示す。試設計モデルは純ラーメン架構とダブルチューブ架構の2タイプである。両者共に、地上41階、軒高147.2m、基準階平面42.5m×42.5m、6階から上階を共同住宅とする超高層RC造建物である。構造階高は1階が6.4m、2階および3階が5.5m、4階および5階が4m、6階から41階が3.4mである。比較考察を行うため、前述した建物規模、コンクリートの設計基準強度、設計クライテリアを統一する。

純ラーメン架構(図-13(a))は、X、Yの両方向6mから8.5mスパンである。ダブルチューブ架構(図-13(b))は、柱および梁を外周部と内周部のみに配置(以下、外周部を外チューブ、内周部を内チューブと呼ぶ)し、住戸部分を無柱無梁空間としたモデルである。外チューブはX、Yの両方向4.5mから4.875mのスパンであり、外チューブに柱を多く配置することで、チューブ効果を期待する。本来、外チューブと内チューブの間には、ハーフPCaスラブを配置するための梁が必要であるが、本

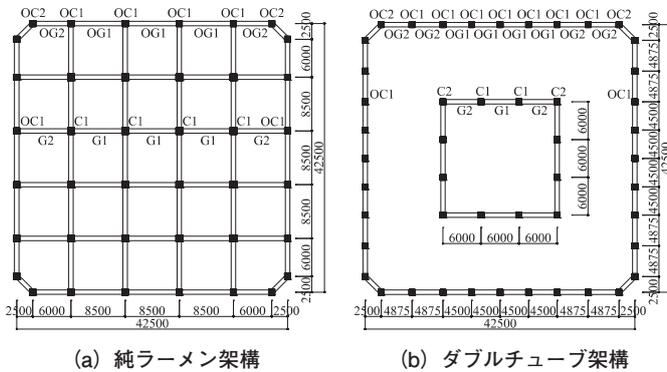


図-13 試設計モデル(基準階床伏図)

試設計では単純化のために設けない。

4-2 静的設計

静的設計では、損傷限界時、応答限界時、安全限界時の3つの設計クライテリアを満足させる。崩壊機構は、梁曲げ降伏先行型の全体崩壊機構とする。設計クライテリアおよび試設計結果を表-2に、各限界状態のステップを示した静的増分解析結果(ダブルチューブ架構)を図-14に示す。解析プログラムは株式会社構造計画研究所のRESP-Dを用いた。床は剛床仮定とする。

(1) 損傷限界時

1次設計用層せん断力が作用した場合を損傷限界時とし、柱と梁に生じる応力度が短期許容応力度以内であること、最大層間変形角が1/200 rad以下であることを確認する。設計用せん断力係数は、稀に発生する地震動(レベル1:最大速度25cm/s)による予備応答解析を行い、応答層せん断力係数を包絡するように決定する。ただし、1階のベースシア係数 C_B は0.05⁷⁾を下回らないように設定する。本試設計では、前述した内容を満足することを確認している。 C_B は0.05であり、基準階の W_i/A (W_i :地震力算定用重量、 A :床面積)は純ラーメン架構の場合で14.5kN/m²、ダブルチューブ架構の場合で13.3kN/m²である。

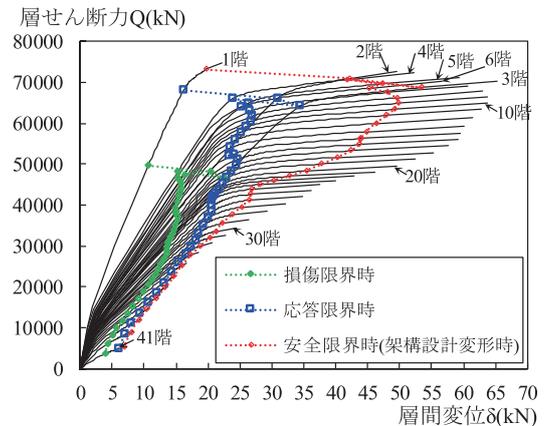


図-14 静的増分解析結果(ダブルチューブ架構)

表-2 設計クライテリアおよび試設計結果

設計レベル	応答限界時				安全限界時						
	極めて稀に発生する地震動(レベル2:最大速度50cm/s)				(架構設計変形時:応答限界時の2倍以上のエネルギー吸収量となる点)						
対地地震動レベル	設計クライテリア		純ラーメン架構:判定	ダブルチューブ架構:判定	設計クライテリア		純ラーメン架構:判定	ダブルチューブ架構:判定			
層間変形角	1/100以下		1/107	OK	1/125	OK	-	-	-		
柱	曲げ	-	-	-	-	耐力余裕度 ≥ 1.2	1.28	OK	1.35	OK	
	せん断付着	-	-	-	-	耐力余裕度 ^{※1)} ≥ 1.2	1.27	OK	1.23	OK	
	圧縮軸力	-	-	-	-	$N_{max}/A_{ec}\sigma_B$ ^{※2)} ≤ 0.66	0.51	OK	0.59	OK	
	引張軸力	-	-	-	-	$-0.75 \leq N_{min}/A_{ec}\sigma_T$ ^{※2)}	-0.64	OK	-0.52	OK	
梁	曲げ	最大塑性率 ≤ 4.0	1.57	OK	1.96	OK	(最大塑性率)	(2.85)	-	(3.42)	-
	せん断付着	-	-	-	-	耐力余裕度 ^{※3)} ≥ 1.1	1.13	OK	1.15	OK	
柱梁接合部	せん断	-	-	-	-	耐力余裕度 ^{※3)} ≥ 1.1	1.42	OK	1.55	OK	

※1)柱のせん断および付着の耐力余裕度は、鉄筋の信頼強度で算出した終局耐力を安全限界時の応力で除した値。
 ※2) $N_{max}/A_{ec}\sigma_B$ は圧縮軸力比、 $N_{min}/A_{ec}\sigma_T$ は引張軸力比。 N_{max} :最大圧縮軸力、 A_{ec} :鉄筋を考慮した等価断面積、 σ_B :コンクリート設計基準強度、 N_{min} :最大引張軸力、 A_g :全主筋断面積、 σ_T :主筋信頼強度
 ※3)梁のせん断および付着、柱梁接合部のせん断耐力余裕度は、鉄筋の信頼強度で算出した終局耐力を鉄筋の上限強度を考慮した梁の両端曲げ降伏時の応力で除した値。

(2) 応答限界時

極めて稀に発生する地震動（レベル 2：最大速度 50 cm/s）による最大応答層せん断力を包絡する点を応答限界時とする。応答限界時における最大層間変形角が 1/100 rad 以下であること、柱と梁の塑性率が 4 以下であることを確認する。本試設計では、表-2 に示す通り、前述した内容を満足することを確認している。

(3) 安全限界時

設計用層せん断力分布を外力とした静的増分解析を行い、建物高さ方向の重心位置階の変形が文献 6) の架構設計変形時となる点を安全限界時とする。架構設計変形時は、エネルギー吸収量が、極めて稀に発生する地震動による建物変形角の 2 倍以上となる点である。1 階柱脚および最上階柱頭以外の柱に降伏ヒンジが生じていないこと、設定した耐力余裕度を保有していることを確認する。

梁のせん断および付着の耐力余裕度は、鉄筋の信頼強度で算定した終局耐力を、鉄筋の上限強度を考慮した梁の両端曲げ降伏時の応力で除した値とする。柱の終局曲げ耐力は ACI 規準、柱と梁の終局せん断および付着耐力は終局強度指針⁸⁾、柱梁接合部の終局せん断耐力は靱

性指針⁹⁾ に基づくものとする。圧縮軸力および引張軸力は、上下動地震動による付加軸力（本試設計では 0.3 G¹⁰⁾）を考慮する。本試設計では、表-2 に示す通り、前述した内容を満足することを確認している。

4-3 動的設計

地震時の応答性状を部材レベルで確認するために、立体骨組地震応答解析を行う。動的設計におけるレベル 2 地震動に対する設計クライテリアは、表-2 に示す応答限界時と同様とする。

(1) 解析条件

レベル 2 地震動は、観測地震波として EL CENTRO, TAFT, HACHINOHE, JMA KOBE の 4 波、模擬地震波として日本建築センターの地震波 BCJ を採用する。各地震波はレベル 2 の最大速度 50 cm/s で基準化する。減衰は瞬間剛性比例型とし、1 次固有周期に対する減衰定数は 3% である。立体固有値解析による 1 次固有周期は純ラーメン架構が 3.767 秒、ダブルチューブ架構が 3.403 秒であった。

(2) 立体骨組地震応答解析結果

レベル 2 地震動に対する立体骨組地震応答解析結果を図-15 に示す。最大応答層間変形角、最大応答層せん断力係数、梁の最大塑性率は純ラーメン架構の場合、各々 1/102 rad, 0.078, 1.58 であった。ダブルチューブ架構の場合、各々 1/117 rad, 0.069, 1.89 であった。純ラーメン架構およびダブルチューブ架構は共に、応答限界時の設計クライテリアを満足していることを確認した。

4-4 考察

試設計の主要部材断面を表-3 に示す。

(1) 柱断面

基準階の隅柱の断面サイズを比較すると、純ラーメン架構が 1000 mm × 1000 mm であるのに対して、ダブル

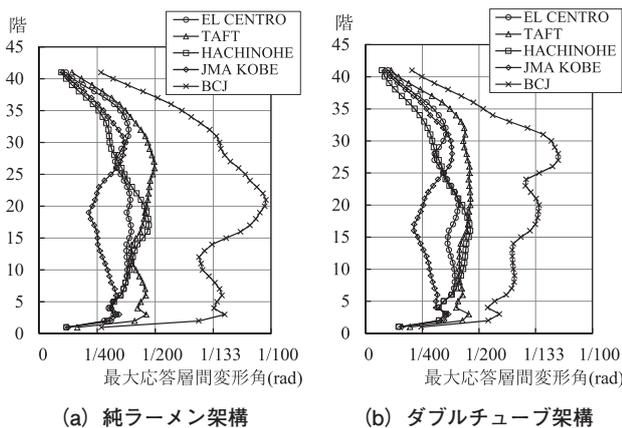


図-15 立体骨組地震応答解析結果（レベル 2 地震動）

表-3 試設計の主要部材断面

階	Fc (N/mm ²)	柱(OC2)						梁(OG1)															
		純ラーメン架構			ダブルチューブ架構			階	Fc (N/mm ²)	純ラーメン架構			ダブルチューブ架構										
		断面(mm) D _x ×D _y	主筋 (芯鉄筋)	HOOP	断面(mm) D _x ×D _y	主筋 (芯鉄筋)	HOOP			断面(mm) B×D	主筋 (2段筋)	STP	断面(mm) B×D	主筋 (2段筋)	STP								
41~35	42	1000×1000	12-D35	4-D13 @100	900×900	12-D35	4-D13 @100	R~36	33	700×900	5-D35	4-D13 @100	650×1100	4-D35	4-D13 @100								
34~30	45		12-D38					35~31	36		5-D38			4-D38									
29~25	51		16-D38					30~26	42		5-D41			4-D41									
24~20	60		16-D41					25~21	51		5-D41 (1-D41)			4-D41 (1-D41)									
19~15	80		24-D41 (8-UD41)					4-S13 @100	1000×1000		16-D41			5-S13 @100		20~16	51	6-D41 (2-D41)	4-S13 @100	850×1200	4-D41 (2-D41)	4-S13 @100	
14~6	100										28-D41 (12-UD41)					16-D41 (8-UD41)	15~6				60		6-D41 (2-D41)
5~2											20-D41 (8-UD41)					5~3	60				6-D41 (2-D41)		
1							2																

※Fcはコンクリートの設計基準強度、HOOPは柱のせん断補強筋、STPは梁のせん断補強筋、UDはUSD685、SはKSS785の高強度鉄筋を示す。

チューブ架構は 900 mm × 900 mm と断面が 100 mm × 100 mm 小さい。せん断補強筋量はダブルチューブ架構の方が部分的に多いが、柱主筋および芯鉄筋はダブルチューブ架構の方が少ない。ダブルチューブ架構は、純ラーメンより柱の総数が多くなるため、柱 1 本に対する断面設計に余裕がある。

(2) 梁断面

基準階の外周梁の断面サイズを比較すると、純ラーメン架構は意匠上の制限を受けた 700 mm × 900 mm である。ダブルチューブ架構は逆梁（バルコニー部）であるため、梁せいを手摺高さまで大きくすることができ、650 mm × 1100 mm の断面サイズである。ダブルチューブ架構の外周梁は、純ラーメン架構より合理的に梁の曲げ耐力を大きくすることができる。しかし、短スパン梁で構成されるダブルチューブ架構の梁の曲げ耐力を大きくする場合、安全限界時におけるせん断および付着の耐力余裕度の確保が困難になる場合がある。梁の終局せん断耐力に見込めるせん断補強筋量には限界がある。せん断補強筋でせん断耐力を確保できない場合、X 形配筋にする、梁幅を大きくする、あるいは梁のコンクリート設計基準強度を大きくする必要がある。付着に関しては、梁主筋の各々にせん断補強筋（中子筋）を設けることに配慮して、主筋本数を検討する必要がある。

また、表-2 および 4-3 (2) で示した通り、ダブルチューブ架構は純ラーメン架構と比較して、最大層間変形角が小さいにも関わらず、梁の最大塑性率が大きい。短スパン梁であることから、層間変形角が小さくても塑性率が大きくなる点に留意する必要がある。

(3) 部材数量

本試設計においては、部材断面を対象とした場合に限り、ダブルチューブ架構は純ラーメン構造に対して、柱と梁のコンクリート量を 34% 削減できる。この数量には、ハーフ PCa スラブや外チューブと内チューブとの間に設ける梁等は考慮されていない。本試設計の場合は、部材数量を削減できたが、建物の固有値や設定する設計クライテリアによって大きく異なる。

§5. まとめ

(1) 構造計画に関する調査および分析結果として、階数と柱支配面積の関係には比例関係が見られず、階数が増えても柱間隔は概ね一定に保たれていた。また、アスペクト比は年代を経て増加傾向であった。

(2) 主筋は SD490、高強度せん断補強筋は KSS785 の採用が主流であり、コンクリートの設計基準強度は建物高さが高くなるにつれ、高強度化が顕著であった。

(3) 耐震設計に必要な諸係数において、設計用ベースシア係数の平均値は、耐震構造で 0.10、制振および免震構造で 0.08 程度であり、耐震構造が大きい傾向であった。また、時刻歴応答解析結果の最大引張軸力比の平均値に関しても、耐震構造で 0.50、制振構造で 0.44、免震構造で 0.24 程度であり、耐震構造が大きい傾向であった。

(4) 本報では、調査結果を参考にして、純ラーメン架構とダブルチューブ架構の試設計の比較を行った。ダブルチューブ架構は柱断面の縮小化および柱 1 本に対する主筋本数の減量を期待できる。しかし、短スパン梁で構成されることから、安全限界時における梁のせん断および付着耐力の確保、層間変形角が小さい場合でも塑性率が大きくなる点に留意する必要がある。

参考文献

- 1) 和泉信之、他 2 名：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、日本建築学会構造工学論文集、vol.55B、pp.351-pp.360、2009.3
- 2) 和泉信之、他 3 名：超高層 RC 造の構造特性と実例、2009 建築構造デザインⅢⅣ資料、AIJ2007PD 資料「第 6 章」、2009.6
- 3) 和泉信之：鉄筋コンクリート構造の進歩、一般社団法人 日本建築構造技術者協会、Structure No.139、feature 1-1、2016.7
- 4) 一般財団法人 日本建築センター：ビルディングレター、2008.2～2015.8
- 5) 一般財団法人 日本建築総合試験所：GBRC、Vol.27 No.4 (2002.10)～Vol.40 No.1 (2015.1)
- 6) 一般財団法人 日本建築センター：評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務、2002.7
- 7) 株式会社 建築技術：建築技術 2012 年 4 月号、No.747、pp.113、2012.4
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.11
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999.8
- 10) 和泉信之、他 8 名：SuperHRC システム—超々高層 RC 住宅の開発高性能 RC 造超高層住宅の構造 (2) 耐震設計法、戸田建設(株)技報、2002