

論文

[2193] 超高層 RC 骨組の抵抗特性に関する実験的研究

荒木秀夫*3・嶋津孝之*1・福原安洋*2・千原久典*4

1. はじめに

近年、大規模都市開発において建物の高層化が進み、超高層集合住宅の計画及び建設が相次いで行われている。超高層の事務所建築においては、鉄骨造が主流となっている。それに対して超高層集合住宅の場合では、風揺れや遮音性などの居住性能の面から、また鉄筋コンクリート造に対する耐震性の危惧からSRC造とされることが多い。しかし、地震時に建物に加わるエネルギー及び損傷を建物の一部に集中させず、全体に分散させることによって、超高層集合住宅でもRC造で地震に対して安全にしかも経済的に設計することが可能になってくる。本研究の目的は、このような超高層建物への使用にも耐え、かつ居住空間が有効に利用できる耐震要素を開発することである。本報では、従来からある純フレーム型（以下F92-1）、センターコア型（以下F92-2）の2種類の構面と比較しつつ耐震要素の開発として以前から研究してきたアウトリガー型構面（F92-3）[1][2][3]に関して行った第1段階の実験的研究の内容を述べたものである。実験では40階建の超高層集合住宅を想定して地震時応力が厳しい下層部8層部分を取りあげ8層頂部に転倒曲げとせん断力を加えた場合を検討している。

2. 40層集合住宅の設計概要

図1に40層集合住宅を想定した純フレーム型構面、アウトリガー型構面を配置した平面プランを示す。各構面は2.7m間隔に配置されており、純フレーム型構面は、階高は1階は5.0m、2階以上は各層とも4.0m、梁断面は、各層とも $b \times D = 50\text{ cm} \times 90\text{ cm}$ 、柱断面は各層とも $b_c \times D_c = 80\text{ cm} \times 80\text{ cm}$ である。アウトリガー型構面は、梁断面は各層とも $b \times D = 50\text{ cm} \times 180\text{ cm}$ 、中央壁柱断面は各層とも $b_c \times D_c = 80\text{ cm} \times 300\text{ cm}$ 、側柱断面は各層とも $b_c \times D_c = 80\text{ cm} \times 80\text{ cm}$ である。

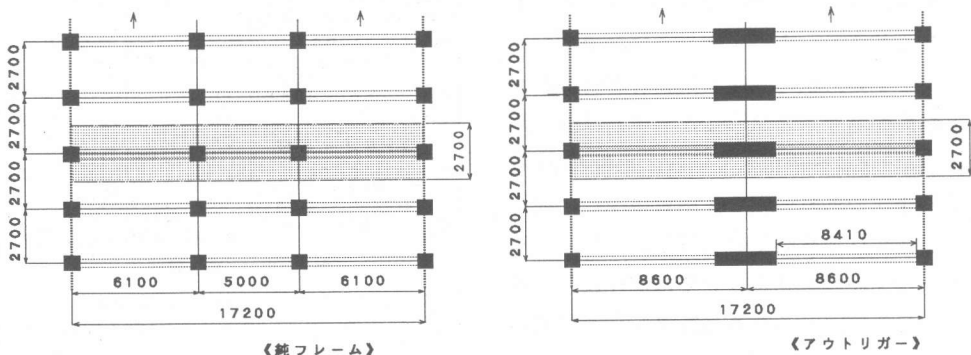


図-1 40層集合住宅平面プラン

- *1 広島大学教授 工学部第四類、工博（正会員）
- *2 呉工業高等専門学校教授 建築学科、工修（正会員）
- *3 広島大学助教授 工学部第四類、工博（正会員）
- *4 同大学院生 同上

2. 1 1次設計

各部材の断面、配筋は純フレームを対象として、その設計用層せん断力は $Z=1.0$ 、 $Co=0.2$ 、 $Rt=0.198$ ($T=3.2$ sec.)として求めている。この実構造物についての設計方法に準じて試験体に適用した結果は表3に示す通りである。また梁、柱強度比やせん断余裕度は表4に示す通りである。当然ながら試験体には水平力のみならず転倒曲げも加えた場合を検討している。

2. 2 必要保有水平耐力の算定

各階の必要な保有水平耐力 Q_{un} は、 $Ds=0.4$ 、 $Fes=1.0$ 、 $Co=1.0$ として求めた。なお Ds 値は超高層のため余裕をみて0.4としている。表1中に必要保有水平耐力を示す。風荷重に関しては、 $Cf=1.2$ 、 $Gf=2.8$ 、 $\rho=0.125\text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ 、 $Vo=30\text{ m/sec}$ としている。以上の結果を表2に示す。1次設計において外力によるベースモーメントは設計用ベースシアアに $G.L.$ (図3に示す)

から重心位置 (建物全高の7/10の位置) までの距離を乗じて求めた。自重によるベースモーメントは、 $G.L.$ において考え、表2より $G.L.$ での浮き上がりが無いことが分かる。2次設計においては、自重によるベースモーメントは基礎 (重量970 tonf深さ16m、幅43m) を考慮して基礎底面 $B.L.$ (図3に示す) において求めている。同様に $B.L.$ での浮き上がりも無いことが分かる。

3. 実験方法

3-1 試験体形状

取扱った構面試験体は建物全高の1/5にあたる最下層部を対象とした実物構面の1/10縮尺のもので図2に純フレーム型、センターコア型、アウトリガー型の形状寸法を表3に各部材の断面形状と配筋を示す。3試験体とも主筋にD6せん断補強筋に2.6φを使用している。比較の基準として試験体の各階の梁の主筋量の総和、柱の主筋量の総和は3試験体とも同じにした。アウトリガー型構面の配筋については側柱に全体曲げに対して抵抗させるために純フレーム型構面の内柱の主筋を2本両側柱にそれぞれ1本ずつ移動させて補強しているが中央壁柱に関してはせん断力に対して十分抵抗できるようにしている。なお試験体の縮尺率が1/10であるので1次 (2次) 設計レベルは0.55 tonf (1.09 tonf) となる。また、表4に柱、梁の各耐力表を示す。

表-1 保有耐力数値表

階	W_i (tf)	α_i	A_i	Q_{un} (tf)	Q_u (tf)	
8	1149.2	0.825	1.167	105.2	150.2	OK
7	1183.6	0.850	1.142	106.1	154.7	OK
6	1218.0	0.875	1.117	106.9	159.3	OK
5	1252.4	0.900	1.093	107.6	163.8	OK
4	1286.8	0.925	1.069	108.2	168.4	OK
3	1321.2	0.950	1.046	108.7	172.9	OK
2	1355.6	0.975	1.023	109.1	177.5	OK
1	1390.0	1.000	1.000	109.4	182.0	OK

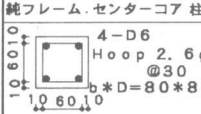
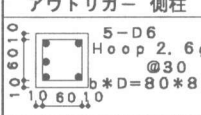
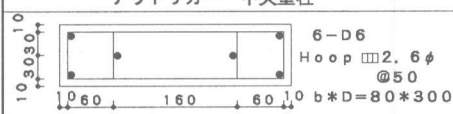
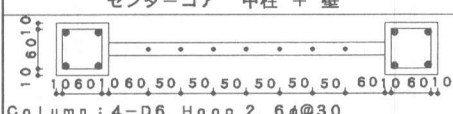
(Q_u は崩壊メカニズムを梁崩壊形として仮想仕事法で算出した)

表-2 設計用ベースシアア

	設計用ベースシアア	ベースモーメント
地震力	1次設計 54.5 tonf	6708.1tm > 6159.3tm (自重による) (外力による) (∴ G.L.での浮き上がり無し)
	2次設計 109.4 tonf	18131.7tm > 12318.6tm (自重による) (外力による) (∴ B.L.での浮き上がり無し)
風荷重	77.2 tonf	

(G.L.面、B.L.面は図3に示す)

表-3 断面形状および配筋

純フレーム・センターコア 柱		梁	
 4-D6 Hoop 2.6φ @30 b*D=80*80	 純フレーム センターコア 2-D6 Hoop 2.6φ @50 b*D=50*90	 アウトリガー 4-D6 Hoop 2.6φ @50 b*D=50*180	
 アウトリガー 側柱 5-D6 Hoop 2.6φ @30 b*D=80*80			
 アウトリガー 中央壁柱 6-D6 Hoop 2.6φ @50 b*D=80*300			
 センターコア 中柱 + 壁 Column: 4-D6 Hoop 2.6φ @30 Wall: 8-D6 2.6φ @50 t=20 b*D=80*80			

単位: mm

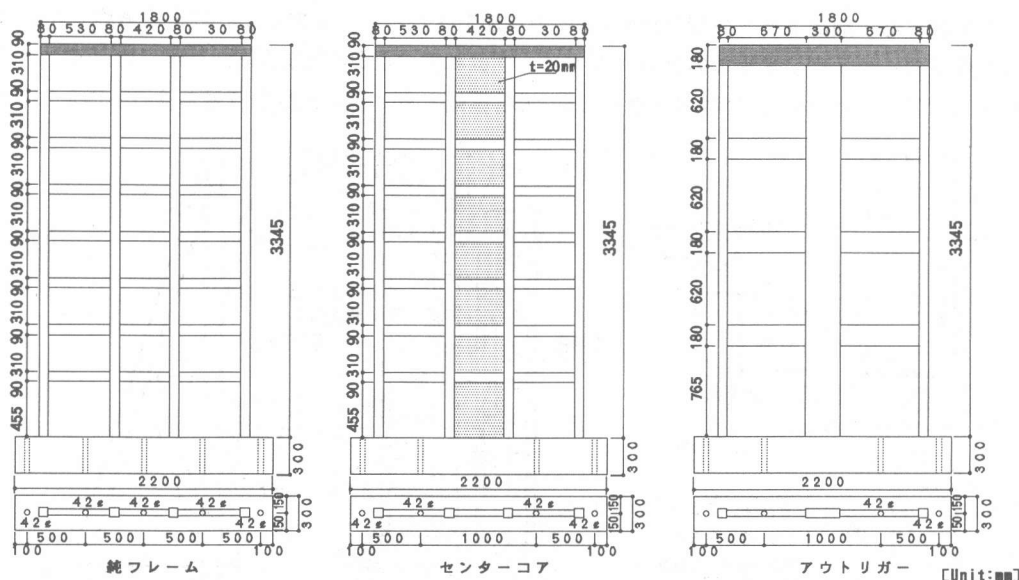


図-2 試験体形状寸法

曲げ降伏が先行し、また梁に対して柱に余裕を持たせており試験体が梁崩壊型となるのが分かる。

3-2 試験体材料

コンクリートは生コンを使用し、打設は鋼製型枠を用いて横打ちした後、実験室内で気中養生し約4週間後実験を行った。実験時におけるコンクリートの圧縮強度ならびにヤング係数を表5に示す。各鉄筋の材料特性を表6に示す。

3-3 加力方法

本研究では、40層集合住宅の下層部8層を取り出してその抵抗特性を調べるため、試験体に水平力を加えるとともに8層より上層から受ける転倒モーメントも加力する必要がある。加力概念図を図3に示す。40層集合住宅の外力分布をAi分布と仮定して、重心位置は第28層となるので、ここで下層部8層の高さをHとしたとき重心位置から8層までの距離は2.5Hとなり外力の合力をPとすると下層部8層に加わる転倒モーメントは2.5PHとなる。このような外力条件にするには、試験体頂部に4.75P加え、転倒モーメントは試験体頂部から2/3Hの

表-4 各部材の各耐力表

曲げ耐力	梁(tcm)	柱(tcm) (ノ梁)	壁・壁柱(tcm) (ノ梁)
純フレーム	6.91	(外) 30.6(4.43) (内) 24.6(3.56)	
センターコア	6.91	30.6(4.43)	312.8(45.27)
アウトリガー	29.38	36.7(1.25)	181.4(6.17)
せん断耐力 曲げ耐力	梁	柱	壁・壁柱
純フレーム	2.22	(外) 1.68 (内) 1.41	
センターコア	2.22	1.68	1.18
アウトリガー	1.77	1.82	1.38

(せん断耐力値は荒川式によるものである)

表-5 コンクリートの材料特性

	Fc (kgf/cm ²)	Ec (×10 ⁴)
純フレーム型 (F92-1)	392.0	2.32
センターコア型 (F92-2)	426.5	2.14
アウトリガー型 (F92-3)	416.0	2.18

表-6 鉄筋の材料特性

	σy (kgf/cm ²)	σu (kgf/cm ²)	Es (×10 ⁴)
D6	3719	5962	2.18
2.6φ	5766	6841	2.25
D13	3302	4670	2.0

高さの位置にある剛接トラス先端部に $3.75P$ の力を加えることにより加えた。以上を考慮した加力装置全景を図4に示す。水平加力プログラムは、変位制御の正負漸増振幅繰返し加力で、水平変形角 $1/800$ 、 $1/400$ 、 $1/200$ および $1/100$ で各振幅とも2回の正負繰返しを行った。

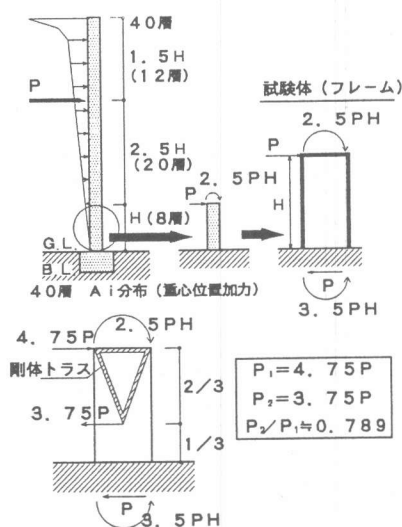


図-3 加力概念図

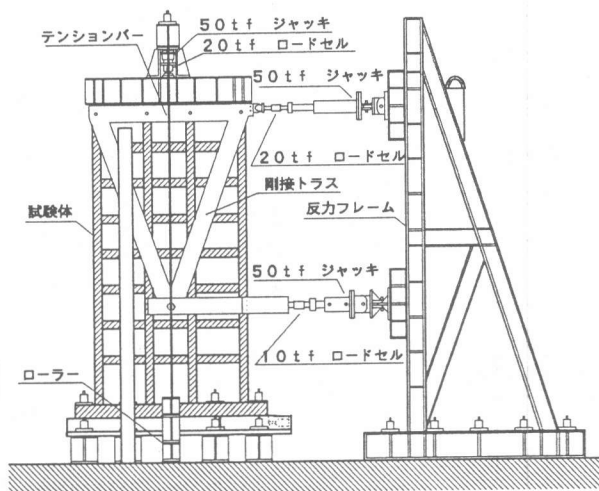


図-4 加力装置図

4. 実験結果の考察

4-1 実験結果

図5に3試験体の最終的なひび割れ性状を、図6に3試験体の水平荷重-水平変位曲線を示す。図6中に示す2本の水平線 (0.55 tonf と 1.09 tonf) は、1次設計レベル (標準層せん断力係数 $C_o=0.2$) と、2次設計レベル (構造特性係数 $D_s=0.4$) を表している。純フレームについては1次設計レベルでは水平変形角は $1/1600$ 程度であり水平変形角 $1/800$ の段階で、引張側柱にすでにひび割れが入り始めた。また、水平変形角 $1/200$ の1サイクル目の正荷重時に最大耐力 1.11 tonf を記録し2サイクル目の正荷重時に最下層の圧縮側外柱脚部が破壊し、急激に水平耐力が低

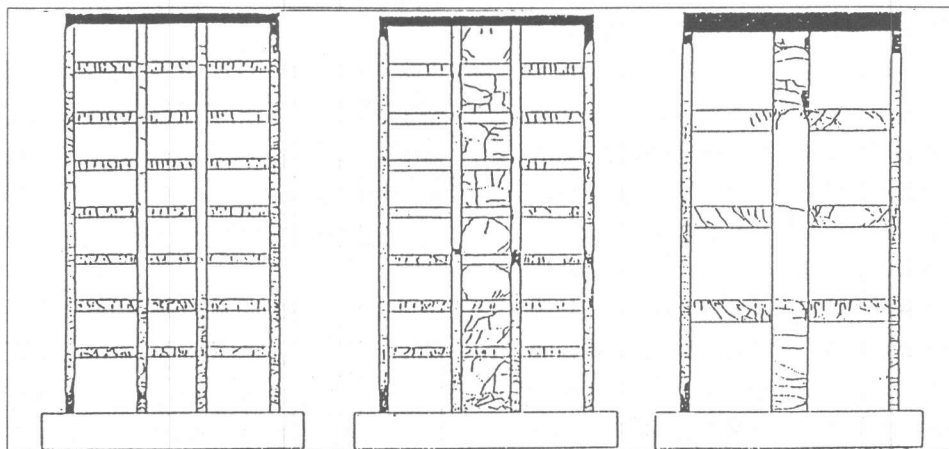


図-5 ひび割れ性状

下した。センターコアについては1次設計レベルでは水平変形角は1/1800程度でひび割れはほとんど見られなかった。その後ひび割れが発生して変形が増大していくが、正荷重時の1サイクル目の水平変形角1/100に向かう途中で最下層の圧縮側外柱脚部が破壊し水平耐力が低下した。最大耐力は1.69 tonfを記録した。アウトリガーについては1次設計レベルでは水平変形角は1/1800程度でひび割れはほとんど見られなかった。その後ひび割れが発生して変形が増大していくが正荷重時の1サイクル目の水平変形角1/100に達した直後に最下層の圧縮側外柱脚部が破壊し水平耐力が低下した。最大耐力は1.76 tonfを記録した。センターコア、アウトリガーは純フレームの約1.5倍の最大耐力を記録しており、センターコア、アウトリガーの方がこのような大きな転倒モーメントを受ける場合でも水平抵抗力が優れていることが分かる。

4-2 等価粘性減衰定数の推移

図6の試験体の水平荷重-水平変位曲線より各サイクルにおけるループ面積を求めて等価粘性減衰定数を算出した。図7に3試験体について、この値と試験体頂部水平変形角との関係を示す。3試験体とも変形角が大きくなると等価粘性減衰定数は増加する傾向にあるが、アウトリガー、センターコアの方が純フレームよりエネルギー吸収能力が高いことが分かる。

4-3 水平耐力の考察

3試験体の保有水平耐力計算値と最大耐力実験値との比較を行ったものが表7である。保有水平耐力計算値は、試験体の崩壊メカニズムを梁崩壊形と仮定し仮想仕事法より算出した値と最下層崩壊として算出した値である。表7より実験値は最下層崩壊計算値に近い値になっているのがわかる。

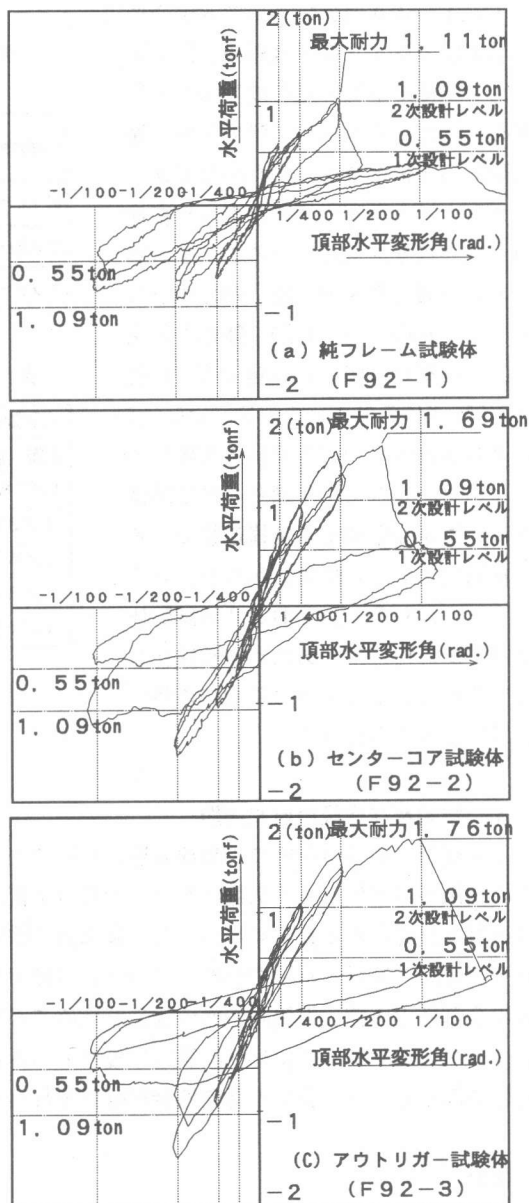


図-6 水平荷重-水平変位曲線

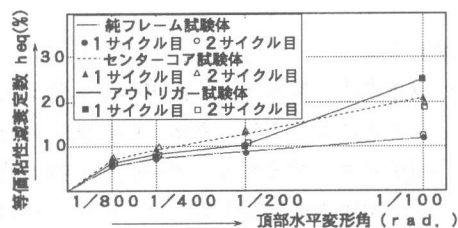


図-7 等価粘性減衰定数

4-4 40層建物の頂部水平変形角

本実験では40層超高層集合住宅を想定してその下層8層を取り出して実験を行った。それ故、実験で下層8層試験体頂部に変位を与えた時に実構造物である40層建物では頂部水平変形角がどの程度に至っているのかを考察する。下層8層を弾性域、塑性域として、かつ9層から40層を剛体と仮定し、それぞれ8層、40層頂部での変形角R8、R40を求め、その比(R40/R8)により建物全高の平均変形角を求め表8に示す。表8に示す通り8層試験体では、微小変形角でも実構造物である40層建物では変形角はかなり大きくなることがわかる。なお、8層試験体は水平変形角1/200あたりで塑性化しているので、そこからは塑性時の値が参考になると思われる。

表-7 保有耐力の実験値と計算値との比較

	①	②	③	④
試験体種類	保有耐力 計算値 (tonf) (梁崩壊型)	保有耐力 計算値 (tonf) (最下面降伏)	最大耐力 実験値 (tonf)	③/②
純フレーム	1.82	0.97	1.11	1.14
センターコア	2.00	1.37	1.69	1.23
アウトリガー	2.09	1.45	1.76	1.21

表-8 40層建物の頂部水平変形角

(弾性時) R40/R8=3.054		(塑性時) R40/R8=2.16	
8層(試験体)	40層	8層(試験体)	40層
1/1600	→1/523.9	1/1600	→1/740.7
1/800	→1/262.0	1/800	→1/370.4
1/400	→1/131.0	1/400	→1/185.2
1/200	→1/65.5	1/200	→1/92.6
1/100	→1/32.7	1/100	→1/46.3

5. 結論及び今後の研究課題

40層超高層集合住宅の下層部8層について1/10縮尺の構面試験体を用いた実験を行った。その結果各試験体とも1次設計レベルでの水平変形角は1/1600~1/1800程度で、その時点でのひび割れはほとんど見られなかった。また各試験体とも2次設計レベルに相当する値(1.09ton)を上回る耐力を示し水平変形角1/200~1/100で外柱脚部が圧壊して耐力が低下した。高層骨組の場合側柱の圧縮、引張両特性の改良が極めて必要であることが分かった。アウトリガーがセンターコア、純フレームに比べ耐震的に優れていることが確認された。今後の研究課題としては、靱性を高めるための実験と弾塑性骨組解析を行い実測値との比較検討を行う予定である。

謝辞

本論文をまとめるにあたり、広島大学文部技官京泉敬太、同大学大学院生大石哲哉、平成4年度卒論生山床仁志、十時一、長崎聖各位の御協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 嶋津孝之、荒木秀夫、大田和彦、他：耐震要素の開発に関する基礎的研究、その1
その2、構造工学論文集、Vol.36B、1990.3.、pp.177-186
- 2) 嶋津孝之、荒木秀夫、大田和彦、他：構面の水平抵抗性状に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.13-2、1991.、pp.623-628
- 3) 嶋津孝之、福原安洋、荒木秀夫、大田和彦、他：構面の水平抵抗性状に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38B、1992.3.、