

論文

[2214] 超高層 RC 造建物下層部架構の抵抗挙動に関する実験的研究

荒木秀夫*2・嶋津孝之*1・寺岡 勝*3・山床仁志*4

1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート造骨組の地震時における最重要課題の一つは、外柱に発生する変動する高軸力の問題である。引張側から圧縮側までの変動する高軸力を受ける柱の研究は文献 [1] の実験に始まり、それ以来、柱部材、柱・梁接合部を対象とした実験[2]~[7]が数多く行なわれている。これらの研究で明らかになった主な点は引張力を経験した柱の軸方向耐力はそれを経験しないものに比べ低下することと、高圧縮力を受ける場合は水平変位の増加につれて付加曲げの影響も無視できなくなることである。文献 [8] の研究では、外柱の下3層分の半スパンを取り出した試験体に変動高軸力を載荷した実験を行ない、変動・高軸圧を受ける場合には水平変位が進むにつれて付加曲げの効果により水平抵抗能力が急激に低下し、外柱として不安定になることを指摘している。しかし、現実の構造物は多スパン骨組になっており、降伏から大変形領域までの、骨組全体の耐震性能、特に降伏ヒンジの生成機構、復元力特性などについては未だ不明な点が多いと考えられる。

本研究は上記の点を明らかにすることを目的とし、本論文は基礎的データをを得るための実験の概要を述べたものである。実験は高層鉄筋コンクリート造建物下層部の力学的特性を模擬した3層2スパン骨組試験体に、変動する鉛直、水平の複合荷重を載荷したものである。

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体は鉄筋コンクリート造3層2スパンの模型骨組である。30層の鉄筋コンクリート純フレーム構造の住宅試設計の最下層の両側2本の側柱と中柱1本を模擬した力学的モデルである。試験体設計においては30層平面骨組の弾塑性地震応答解析(レベル2を入力)の結果に基づいて設定した軸力レベル等を用いて、各部材耐力を表1のように求め、想定メカニズムが実現できるよう配筋を行った。図1に骨組寸法、断面配筋等を示す。各部材断面、階高およびスパン長は約1/7縮尺となっている。外柱は $b \times D = 120\text{mm} \times 120\text{mm}$ で主筋はD6、芯筋はD13で $pg=3.56\%$ 、せん断補強筋は四角フープと八角フープを用い、 $pw=0.76\%$ である。ただし、外柱ヒンジ部分ではせん断破壊や圧壊を生じないように、せん断補強筋を $pw=1.20\%$ に増加させている。中柱は外柱から芯筋を除いたもので、 $pg=2.67\%$ である。本実験は、外柱の抵抗

表1 各部材耐力表

	軸力 (tf)	終局曲げ耐力 (tf·cm)	終局せん断力 (tf)	終局せん断耐力 (tf)
圧縮側柱 h=1.0	38.1	95.3	1.44	一般部*1 4.81
				ヒンジ部*3 3.41
中柱 h=0.8	14.4	111.4	2.84	一般部*1 4.55
				ヒンジ部*3 3.59
引張側柱 h=0.6	-5.8	29.9	1.02	一般部*1 1.75
				ヒンジ部*3 3.41
梁	0	42.3	1.11	一般部*2 2.33
				ヒンジ部*3 1.96

*1 大野・柴田mean式、*2 荒川min式、*3 全補強式を使用
h: 仮定反曲点高比

*1 広島大学教授 工学部第四類、工博(正会員)

*2 広島大学助教授 工学部第四類、工博(正会員)

*3 (株)フジタ技術研究所 建築研究部主席研究員、工修(正会員)

*4 広島大学大学院生 工学研究科構造工学専攻

挙動把握に焦点が置かれており、中柱におけるパネル部のせん断破壊を防止するためせん断補強筋は外柱のヒンジ部と同じ $p_w=1.20\%$ としている。梁は $b \times D=90\text{mm} \times 120\text{mm}$ で主筋は D6 で、 $p_t=1.35\%$ 、せん断補強筋は主筋を全て拘束する III 型で、 $p_w=0.79\%$ である。基礎部は D13 で補強した $300\text{mm} \times 500\text{mm} \times 1800\text{mm}$ のもので PC 鋼棒で反力床に緊結、固定している。

2. 2 材料特性

コンクリートは鋼製型枠を用いて平打ちである。水セメント比 55%、骨材は縮尺率を考慮して最大粒径 5mm、スランプ 22cm 程度としている。試設計におけるコンクリートの設計基準強度は 360kgf/cm^2 であるが、実験時は 400kgf/cm^2 の強度レベルで行った。また、柱、梁主筋には D6 を用いているが横補強筋には 4ϕ 、 3.2ϕ を用いている。コンクリートおよび各鉄筋の材料特性を表 2 に示す。

2. 3 加力方法

(1) 水平加力

中柱 3 層柱頭に押し引き両用ジャッキでロードセルを介して加力を行った。また、加力位置において鋼製のつなぎ梁を介して左右の両側柱に水平力を分担させるようにしている。水平加力プログラムは図 2-(a) に示すように正負交番繰り返し載荷としている。また、図 3 に加力装置を示す。

(2) 鉛直加力

30 層骨組の下層 3 層分では長期軸力は殆ど変わらないと考え、3 層柱頭に一定軸力を加えた。本試験体の側柱には $N=0.20F_{cbD}$ 、中柱には $N=0.25F_{cbD}$ を加えた。中柱の場合、梁のせん断力によって発生する軸力は、両側の梁で相殺すると考え実験を通じて一定 ($N=0.25F_{cbD}$) を維持した。加力は反力部にローラーを有するテンションバー ($\phi 32\text{mm}$) 2 本を介して行った。両側柱の梁のせん断力による軸力変動は、前述の弾塑性応答解析を参考に $-0.10F_{cbD}$ から $0.60F_{cbD}$ まで変化させた。加力は両柱とも押し引き両用ジャッキでロードセルを介して加力した。ここで、両側柱の鉛直加力プログラムは、柱単体のように水平力と鉛直力の関係が事前に把握できないので、水平変形角 (加力位置の水平変位を基礎上面から加力位置までの高さで除した値) $1/100\text{rad.}$ で梁降伏機構が実現するとして、それ以降は圧縮側 $0.60F_{cbD}$ 、引張側 $-0.10F_{cbD}$ の一定とした。定鉛直荷重 $0.20F_{cbD}$ から水平変形角 $1/100\text{rad.}$ までは段階的に鉛直力を変化させた。

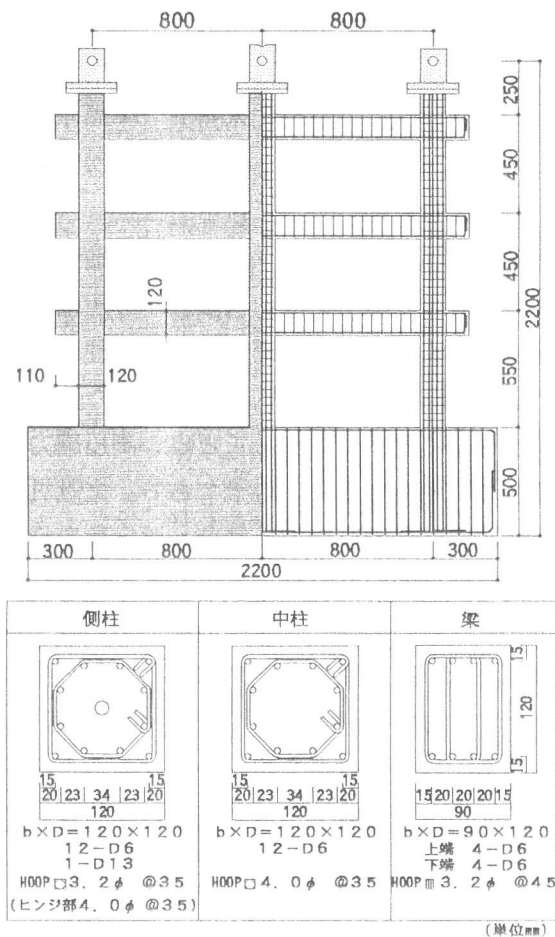


図1 骨組寸法および断面配筋

表2 材料特性

コンクリートの材料特性

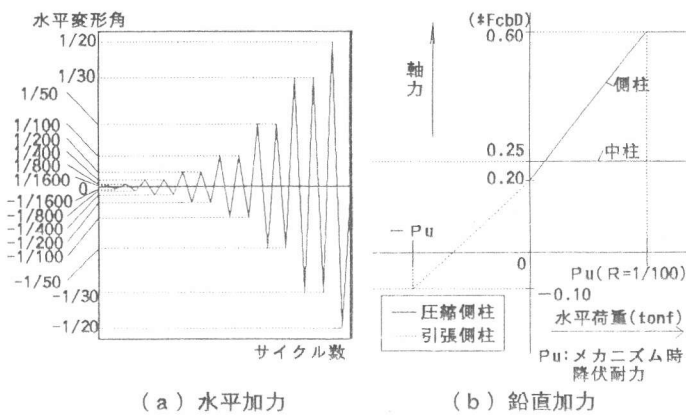
圧縮強度 σ_b	圧縮強度時歪度 ϵ_b	弾性係数 E_c *	割裂強度 σ_t
400	0.33	232	38.1

単位 σ (kgf/cm^2) E_c (tonf/cm^2)
 ϵ_b (%) * $1/3\sigma_b$ 時の圧縮強度と歪度より算定

鉄筋の材料特性

鉄筋種類	降伏点 σ_y *	引張強さ σ_u	弾性係数 E_s
D13	3.77	5.20	1933
D6	3.45	5.35	1806
4.0ϕ	5.38	5.57	2131
3.2ϕ	5.66	5.98	2045

*0.2% 残留歪時 単位 (tonf/cm^2)



(a) 水平加力 (b) 鉛直加力

図2 加力プログラム

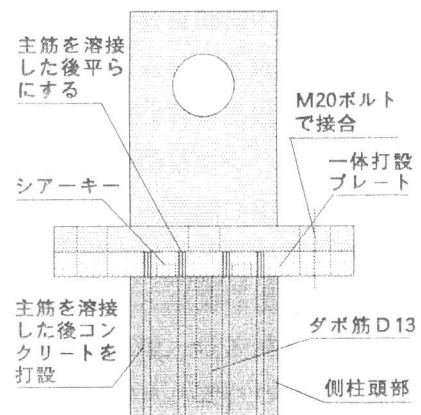


図4 加力位置部分詳細図

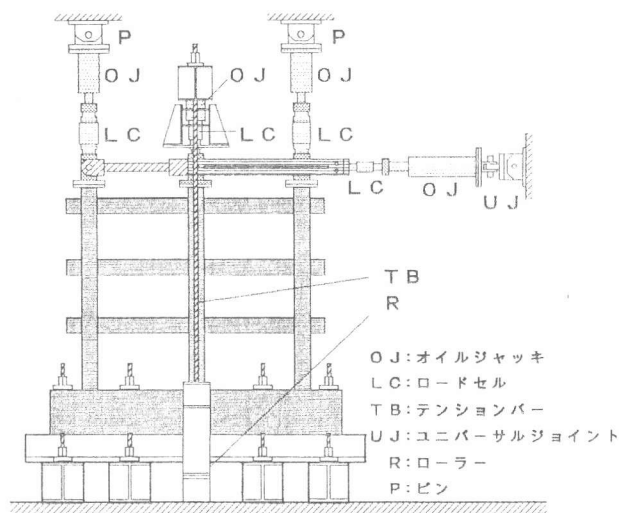


図3 加力装置図

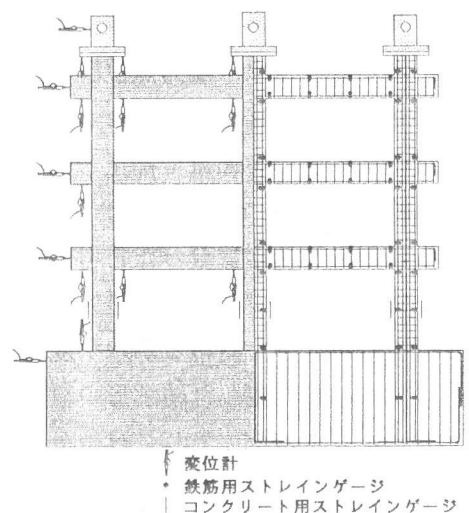


図5 ゲージ、変位計位置図

図2-(b)に鉛直加力プログラムを示す。なお、加力部分は曲げ・せん断が厳しく、この部分における破壊はしばしば問題になる。本試験体の柱主筋は加力プレートに直接溶接し、加力プレートとコンクリートとの間のせん断伝達には加力プレート側に深さ10mm、長さ100mmのシアーキーを設けた。また長さ100mmのD13をダボ筋として柱中心に溶接した。加力プレート詳細を図4に示す。

2. 4 測定方法

本研究の目的の一つは地震時における骨組全体の降伏性状およびそれ以降の抵抗機構を知ることであり、各部材端部の、左右上下の主筋にゲージをそれぞれ貼付した。また、各層水平変位、柱の伸縮量を調べるために変位計を取り付けた。図5にゲージ位置、変位計位置を示す。

3. 実験結果

3. 1 ひび割れ性状

図6に水平変形角 1/100rad. (正負1回加力終了時)でのひび割れ発生状況を示す。梁端部および柱脚部に曲げひび割れが発生した。また、側柱には全層にわたって引張によるひび割れが発生した。中柱最下層パネルゾーンには斜めひび割れが若干観察された。図7に実験終了時のひび割れ状況を示す。梁端部および柱脚部には完全な降伏ヒンジが形成された。また、側柱脚部のかぶ

りコンクリートは圧壊、剥落していたが、せん断補強筋の変形や破断はなく、コア部分は健全であった。中柱も一部かぶりコンクリートの圧壊が見られたが側柱に比べ損傷は軽いものであった。すべての接合部パネルゾーンには斜めひび割れが見られた。中柱は両側から梁の曲げモーメントを受けX型のひび割れとなっていたが、耐力低下に結び付くものではなかった。一方、側柱パネルゾーンでは一方向の斜めひび割れはあるが、更に軽微なものであった。加力位置近傍のひび割れも特に試験体の力学的挙動に影響を及ぼすものではなかった。

3. 2 復元力特性

図8にフレームの水平変位-水平荷重関係を示す。水平変位は水平加力点位置、水平荷重は水平加力用ジャッキ先端のロードセルで検出した値に鉛直荷重の水平分力を加えて補正した値である。水平変形角約 $1/100\text{rad}$.で剛性が大きく低下し、骨組全体でみると降伏状態になったと考えられる。水平変形角 $1/50\text{rad}$.から $1/30\text{rad}$.で最大耐力に達した後、徐々に耐力が低下し始めるが水平変形角 $1/20\text{rad}$.を上回ってもなお安定した紡錘形の復元力特性を有しており、フレーム全体としては十分な耐震性能を有している。また、図中に梁崩壊型の崩壊機構を仮定し、付加曲げの影響を考慮した極限解析の結果を示す。水平変位が大きくなるにつれて耐力低下する様子はほぼ追跡できているものと思われるが実験値と解析値の耐力の相違は今後検討を要する。

3. 3 変形形状

図9に高さ方向の変形形状を各水平変形角時について示す。実験を通じてほぼ均等な層間変形が実現しているが、若干上層に行くほど層間変形が大きくなる傾向が見られる。

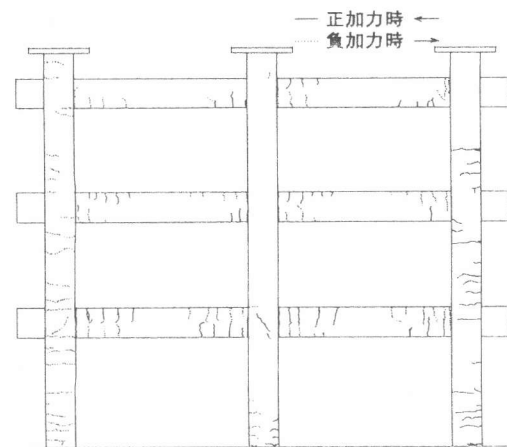


図6 ひび割れ性状($1/100\text{rad}$.)

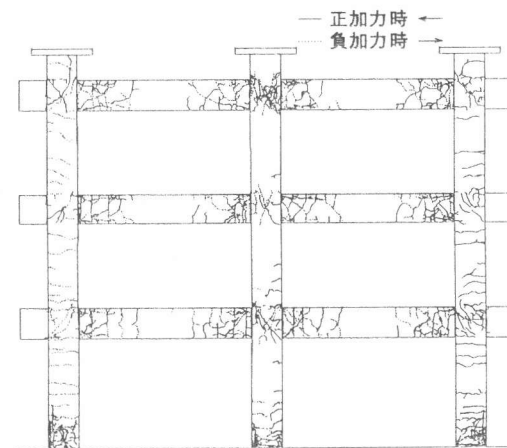


図7 ひび割れ性状(実験終了時)

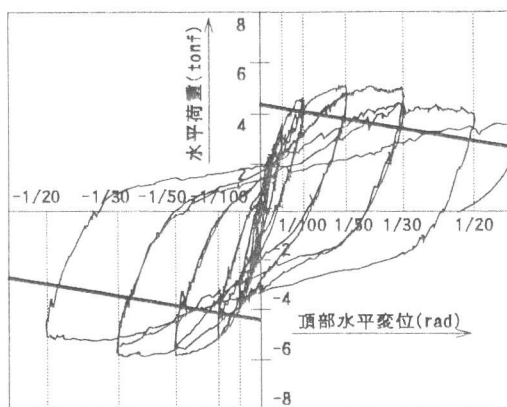


図8 水平変位-水平荷重関係

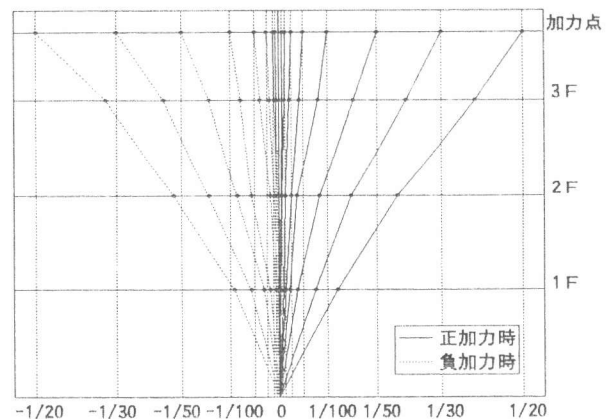


図9 変形形状

3. 4 柱主筋のひずみ分布性状

降伏ヒンジの生成機構を調べるために、圧縮、引張および中柱の各水平変位段階での各層ひずみ分布性状を検討した。図10に柱主筋のひずみ分布性状を例示する。図(a)の側柱外側の柱主筋についてみると、正加力時(圧縮時-実線)には最下層の柱脚と最下層中間部が水平変形角 $1/50$ rad. 以降で圧縮降伏が見られる。それ以外の場所では降伏は最後まで生じない。一方、負加力側(引張時-点線)では水平変形角 $1/100$ rad. まではほぼ弾性範囲内にいるが、 $1/50$ rad. では各層柱脚で降伏が生じている。側柱内側の主筋はいずれの水平変形角においても弾性範囲内である。次に中柱の柱主筋について示したのが同図 (b)である。正負加力とも同形状で最下層柱脚以外いずれの層の主筋も降伏しない。また、最下層柱脚の降伏も水平変形角 $1/30$ rad. 以降で発生している。また図(c)の側柱外側の柱主筋についてみると、図(a)と同様に、正加力時(引張時-実線)には水平変形角 $1/100$ rad. まではほぼ弾性範囲内にいるが、 $1/50$ rad. では各層柱脚で降伏が生じている。一方、負加力時(圧縮時-点線)では最下層の柱脚と最下層中間部が水平変形角 $1/50$ rad. 以降で圧縮降伏が見られる。このように側柱および内柱で変形状がほぼ同じであるのにひずみ性状は大きく異なるものとなった。

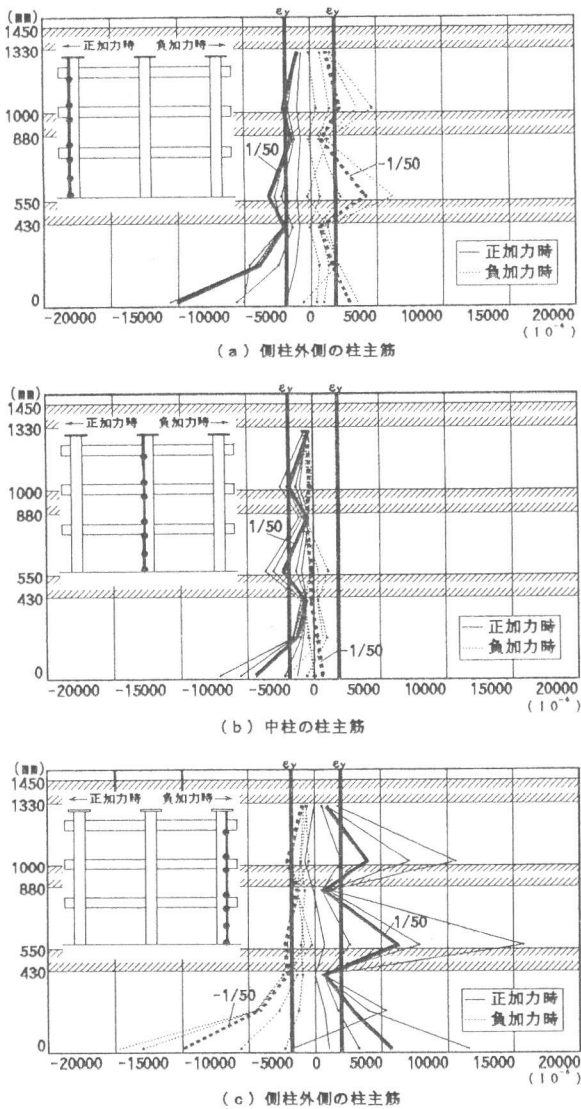


図10 各柱主筋のひずみ分布性状

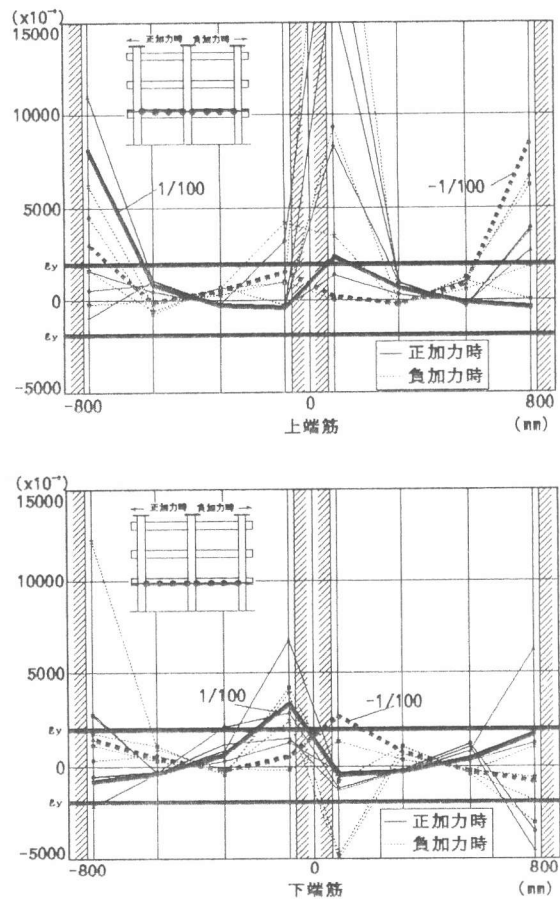


図11 梁主筋のひずみ分布性状

3. 5 梁主筋のひずみ分布性状

図11に梁の主筋について、各水平変位段階での2階梁の上端筋、下端筋のひずみ分布性状を例示する。水平変形角 $1/100\text{rad.}$ で梁端部で引張側となる主筋は全て降伏し、柱のひずみ性状と考え合わせると骨組は降伏メカニズムにはほぼ達したと考えられる。ひずみ自体の値をみると圧縮側柱に接続する梁上端筋のひずみは 8000μ となり、降伏ひずみ 1900μ を大きくこえているものの他の場所のひずみは降伏直後の値となっている。また、ひずみの各計測個所では安定した値を取り込むため1個所に2枚のゲージを貼付し、その平均を用いるようにしているが、一旦降伏し、ひび割れが多く発生すると値が乱れる傾向にある。梁のスパン中央部近くの主鉄筋においては水平変形角 $1/20\text{rad.}$ に至っても降伏は発生していない。これらの傾向は各層ともほぼ同じであった。

4. まとめ

高層鉄筋コンクリート造純フレーム建物の下層部の力学的モデルを用いた実験的研究を通じてひび割れ性状、変形形状、歪性状を各荷重段階で観察し、ほぼ梁崩壊機構が実現していることがわかった。フレーム全体としては、水平力-水平変位に関する復元力特性は変形角約 $1/100\text{rad.}$ で降伏し、 $1/20\text{rad.}$ まで急激な耐力低下もなく紡錘形の安定したものであった。しかし変動する高軸力を受ける側柱をみると各層柱脚部で降伏がみられ、過崩壊の状態になっていた。今後は数値解析を含め、ひずみ分布を分析することによって、各部材におけるせん断力や水平力分担等を明らかにしてゆく予定である。

【謝辞】

本実験的研究を遂行するにあたり、広島大学文部技官京泉敬太氏、同学院生松本孝治、同卒論生塚本健史、前川俊哉の諸君に多大の協力を得た。ここに感謝の意を表します。本研究は(株)フジタ技術研究所からの委託研究の一部であり、関係各位に感謝致します。

【参考文献】

- 1) 荻谷昭男、狩野芳一、吉野次彦：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究（その1）、（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1289~1292、1979.9
- 2) 黒正清治、他：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究（その7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1733~1734、1984.10
- 3) 山本正幸、原 誠、他：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究、その7、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.463~464、1988.10
- 4) 辰巳佳裕、小谷俊介、青山博之：2方向水平力と大きな変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.36B、pp.221~218、1990.3
- 5) 李康寧、小谷俊介、青山博之：軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12、No.2、pp.1125~130、1990
- 6) 森年和、他：超高層鉄筋コンクリート構造建物の架構挙動に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.827~828、1989.10
- 7) 嶋津孝之、荒木秀夫、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、pp.177~186、pp.187~195、1990.3
- 8) 寺岡勝、狩野芳一、他：RC造高層骨組下層階柱部部分架構の耐震性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.1137~1142、1993