

超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究 (その3)

——30層モデル建物の最下層フレームの実験——

武田 寿一 吉岡 研三

Study on Aseismic Design of High-rise Reinforced Concrete Buildings (Part 3)

——Tests of First-story Frames of a 30-Story Model Building——

Toshikazu Takeda Kenzoh Yoshioka

Abstract

Previously, the authors reported about the advanced design method for a multi-story reinforced concrete building and a 30-story reinforced concrete model building designed using the method. This paper describes an experimental study of beam-column frames at the first story of the model building conducted to assure high earthquake resistance of the building. The specimens considered were interior and exterior column-beam frames one-half the size of actual. The concrete strength of the specimens was $F_c=430 \text{ kg/cm}^2$. Axial forces equal to $0.55 F_c$ for interior frame and -0.06 to $0.5 F_c$ for exterior frame were made to act on the columns. As expected, plastic hinges were produced at column bases and beam ends, and failure occurred by a collapse mechanism. There was hardly any strength reduction up to joint translation angle of approximately $1/32$, and substantial ductility was indicated.

概 要

先に超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法を提案し、それに基づいて設計した30層RCモデル建物について報告した^{1),2)}。そのモデル建物の耐震安全性と設計法の妥当性を確認するため、最も地震時応力の厳しい1階部分のフレームを対象に実験を行なった。試験体はモデル建物の中柱部分および外柱部分を対象にした実物の約1/2スケールの2体であり、 $F_c=430 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリートを用いて製作した。柱はスパイラルフープを用いた八角柱とし、接合部には水平ハンチを設けリングプレートで補強を行なっている。中柱対象試験体には $0.55F_c$ に相当する軸方向力を、外柱対象試験体には $-0.06F_c \sim 0.58 F_c$ の変動軸方向力を加えた。試験体は梁端および柱脚に塑性ヒンジが生じ崩壊機構となって破壊したが、1階部分の部材角で約1/32まで安定した荷重～変位曲線を示し、地震時の安全性が確認された。

1. 実験の目的

先に超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法を提案し、それに基づいて設計した30層RCモデル建物について報告した^{1),2)}。本報告は、そのRCモデル建物の1階部分の柱・梁骨組を対象として行なった静的実験に関するものである。強震時の応力状態が最も厳しい1階部分の柱梁骨組の実験を行ない、その強度・靱性が十分であることを明らかにすることによって、30層モデル建物の耐震安全性を確認し、あわせて提案した設計法の妥当性を検証する一つの資料を得ようとするものである。

2. 試験体

試験体は図-1, 2に示すように2体で、モデル建物の約1/2スケールである。試験体Aは中柱部分、試験体Bは外柱部分を対象としたものである。図に示すように試験体は1階柱、2階柱および曲げ反曲点から切り出した梁からなる骨組で、終局時には1階柱脚、および梁端に塑性ヒンジが生じ、崩壊機構になることを想定している。ただし、2階柱は主として水平力の加力用であり、この部分でせん断破壊が生じないように極めて多くのせん断補強を行なっている。柱は直径45cmの円に外接する正八角柱で、せん断補強筋にはスパイラルフープを用いている。梁は幅 $b=30 \text{ cm}$ 、せい $D=45 \text{ cm}$ で、せん断補強筋はスターラップの他にタイを用いた。柱梁接合部には水平ハンチを設け、梁の通し筋D19が公称径の

	諸元	試験体	30層モデル建物
1階柱	柱径 cD (cm)	45	95
	ho/cD	3.39	3.42
	pg (%)	2.0	1.62
pa (%)	内柱	0.98	0.80
	外柱	0.71	0.56
梁	b×cD (cm×cm)	30×45	50×75
	2Lo/QD	5.92	5.91
	pt (%)	1.28	1.11
	pn (%)	0.79	1.06

〔注〕試験体に適切なモーメント分布を与えるため、試験体梁断面はモデル建物の1/2スケールより大きくした。

表-1 試験体諸元とモデル建物の比較

圧縮試験			割裂試験	
Fc (kg/cm ²)	Ec (10 ⁵ kg/cm ²)	比重	σt (kg/cm ²)	比重
431	3.52	2.28	35.5	2.26

表-2 コンクリートの試験結果

種類	σmax (kg/cm ²)	σy (kg/cm ²)	E (10 ⁵ kg/cm ²)	伸び率 (%)
D19	6190	4470	1.80	15.4
D16	6220	4460	1.70	14.8
D13	5398	3682	1.93	22.0
D10	5378	3804	1.83	19.3
E-6	4350	3040	2.00	25.2

表-3 鉄筋、鉄板の試験結果

R (×10 ⁻³)	2	4	8	16	8	24	32	最終
δ (mm)	3.5	7	14	28	14	42	56	
サイクル	±2	±2	±2	±2	±1	±2	±2	0.5

表-4 加力サイクル

約35倍アンカーされるようにした。また、水平ハンチ部分は厚さ6mmのリングプレートで補強した。試験体の柱・梁の諸元とモデル建物の1階部分の柱・梁の諸元の比較を表-1に示す。柱のho/cD (ho:柱の内のり寸法, cD:柱の径), および梁の2Lo/cD (Lo:梁の内法長さの半分, cD:はりせい)をモデル建物の場合と同じとし、主筋量をモデル建物よりやや多くした。

試験体の梁断面がモデル建物の1/2スケールより大きいのは、水平力載荷時に1階柱の柱頭、柱脚にバランスのよいモーメント分布を与えるためである。試験体の1階柱のせん断補強(スパイラルフープ)は崩壊機構時のせん断力に対し、全補強式で算定した値とほぼ同じである。ただし、この計算は八角柱を等断面積の正方形柱に置換して行なった。

2.1. 使用材料の性質

試験体には高強度コンクリートを用いた。30層モデル

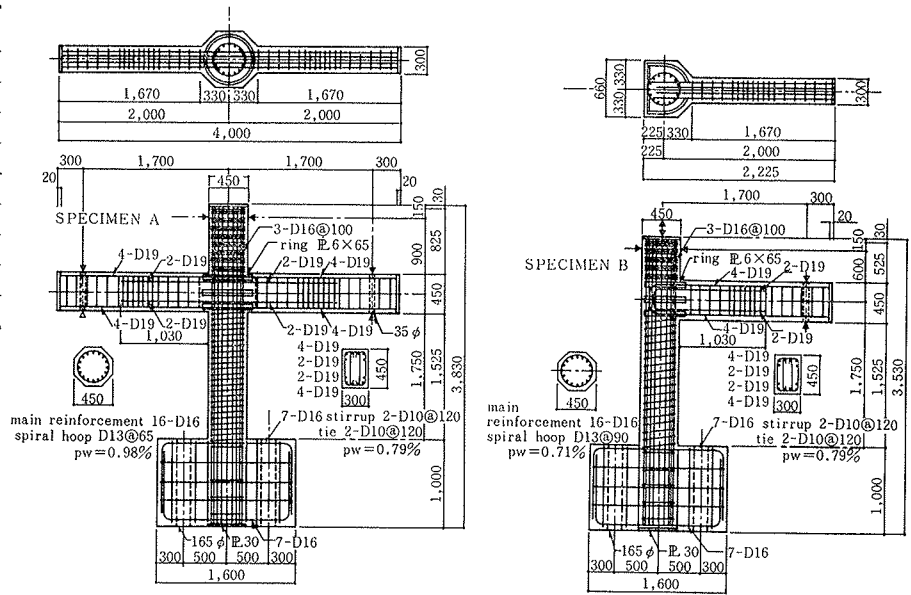


図-1 試験体

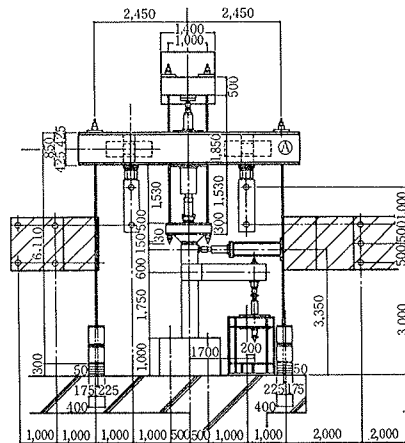


図-2 試験体B 加力方法

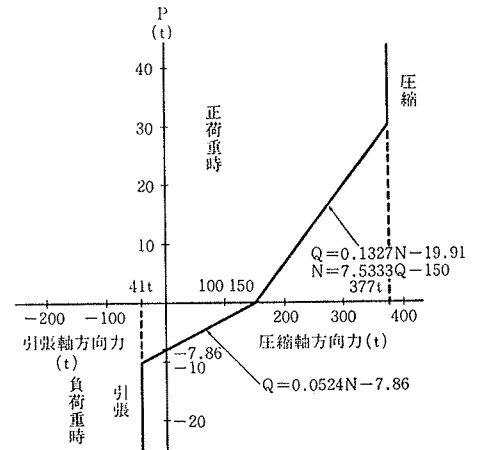


図-3 試験体B 変動軸方向力

建物の下層部分のコンクリート強度 Fc=420 kg/cm² を目標に調合を決定した。圧縮試験、割裂試験の結果を表-2に示す。10本の気中養生シリンダーの平均圧縮強度は Fc=431 kg/cm² で、ほぼ目標どりの高強度コンクリートである。同表の割裂試験の結果は5本のシリンダーの平均値である。

試験体に用いた鉄筋、鉄板の引張試験結果を表-3に示す。柱・梁の主筋 D19, D16 は SD 40 であり, D13, D10 は SD 30 である。

3. 実験方法

3.1. 加力方法

図-2に試験体Bの加力方法を示す。試験体Aは引張軸方向力の加力治具を取り除いた装置により圧縮軸力を載荷した。試験体を横にし、PC鋼棒を介して軸方向力を作用させた。軸力載荷用治具はボールベアリングを介

して支持し、試験体の重量は支持していない。梁の支持点は水平加力方向に移動可能で、柱に加えた水平力によって生ずる反力は、ロードセルによって測定した。各ジャッキの底板にはグラファイトグリスを塗布し、加力装置との間に摩擦が生じないようにした。軸方向力荷重装置④は加力方向に移動するため、PC鋼棒による水平力負担が生ずる。そこでこの④の水平移動を計測し、その変位からPC鋼棒の負担水平力を計算しこれを荷重水平力から差し引いた値を試験体に作用する水平力とした。ただし、このような補正は試験体Bの引張軸方向力荷重時では省略した。

水平力の加力サイクルを表一4に示す。部材角R（柱脚と梁中心位置の相対変位をその間の距離で除した値）を2/1,000~32/1,000まで各2サイクルずつ正負繰返し加力しその後破壊させた。

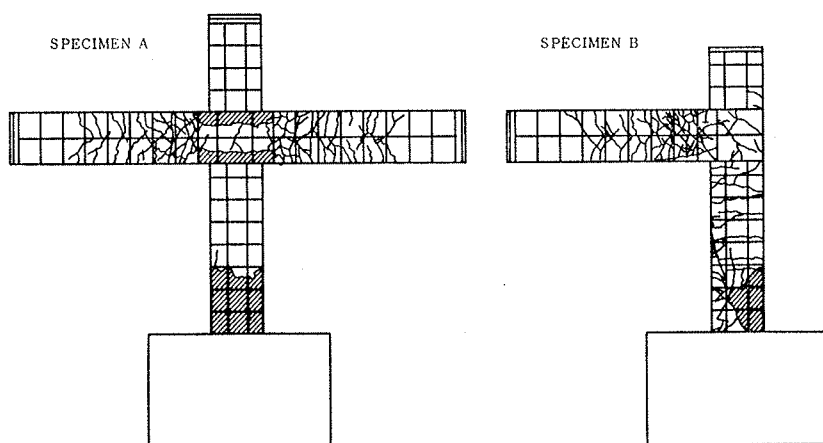
3.2. 軸方向力の荷重

試験体Aは中柱を対象としているので、一定の軸方向力を荷重した。その大きさは、先の設計法で示した全体崩壊機構時の作用軸方向応力度係数の上限値 $0.55 F_c$ (F_c はコンクリート圧縮強度) に等しい軸方向力とした。試験体Bは側柱を対象としており、図一3のような変動軸方向力を加えた。せん断力 $P=0$ の長期荷重時は軸方向応力度係数 σ_0/F_c を0.22とし、正荷重時 $P=30t$ 以上では中柱と同じ $\sigma_0/F_c=0.55$ に相当する軸方向力を、負荷重時 $P=-10t$ 以上では $\sigma_0/F_c=-0.06$ に相当する引張軸方向力を作用させた。その中間はせん断力に応じて軸方向力を直線的に変化させた。以上のほかに、試験体Bでは梁のせん断力に相当する軸方向力の変動が加わる。終局時には $\sigma_0/F_c=0.58$ に相当する軸方向力となった。

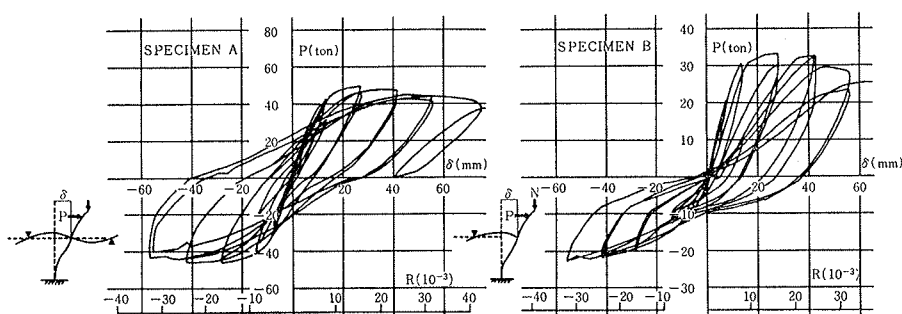
4. 実験結果

4.1. 破壊経過

ひび割れ発生状況を図一4に示す。試験体Aでは、まず±1サイクル $P=\pm 13.6\sim 17.5t$ で梁ハンチ端に曲げひび割れが発生し、±3サイクル $P=29.1t, -25.2t$ で柱脚に曲げひび割れが発生した。正荷重±5サイクル



図一4 破壊状況



図一5 荷重～変位曲線

$P=32.9t$ で、柱脚の最外縁鉄筋が圧縮降伏した後 $P=40.5\sim 42.6t$ で梁一段筋が降伏し、柱脚コンクリートの圧壊も生じた。負荷重-5サイクルでは $P=-36.6t\sim 39.6t$ で柱脚最外縁鉄筋と梁一段筋が降伏し、柱脚コンクリートが圧壊した。梁二段筋降伏は+7サイクル $P=47.4t, -7$ サイクル $P=-40.2t$ であった。また、柱梁接合部には+7サイクル $P=49.5t, -7$ サイクル $P=-45.2t$ でせん断ひび割れが生じた。試験体は柱主筋が柱脚付近で座屈して破壊した。

試験体Bでは、正荷重時+1サイクル $P=9.8t$ で梁端に曲げひび割れが、+2サイクル $P=11.6t$ で柱脚に曲げひび割れが生じた。+5サイクル $P=28.6t$ で柱脚最外縁鉄筋が圧縮降伏し、+7サイクル $P=28.3t$ で梁一段筋降伏、 $P=31.1t$ で梁二段筋が降伏した。+10サイクル $P=26.5t$ で柱脚最外縁鉄筋が引張降伏し、同じ荷重時に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。負荷重時では、-1サイクル $P=-7.1t$ で柱脚および梁端に曲げひび割れ、-3サイクル $P=-9t$ で柱頭に曲げひび割れが発生した。-5サイクル $P=-11.6t$ で柱脚最外縁鉄筋が引張降伏し、-7サイクル $P=-14.6t$ で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生、 $P=-18.5t$ で梁下端鉄筋が降伏した。-10サイクル $P=-17.8t$ で梁二

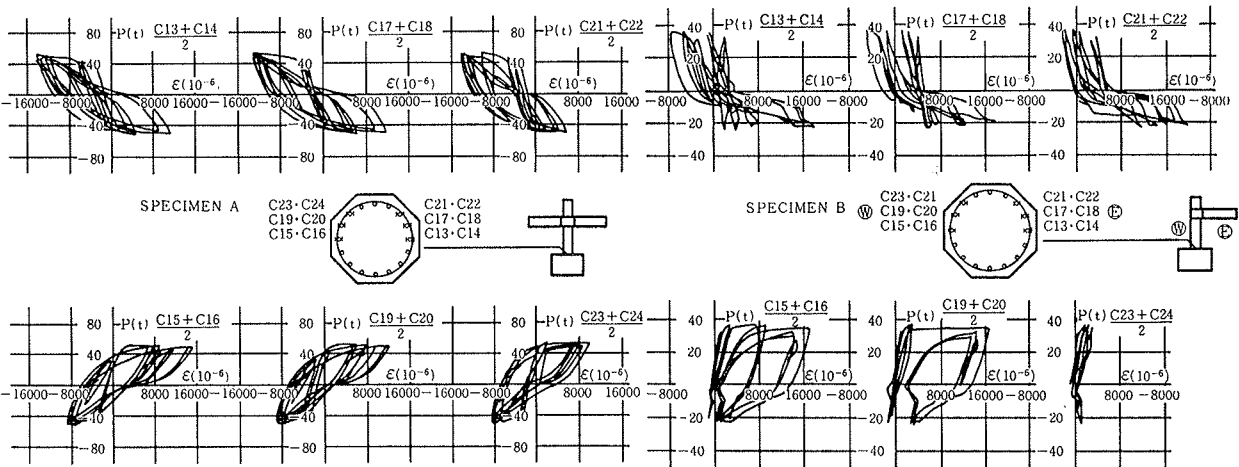


図-7 柱主筋 荷重～歪曲線

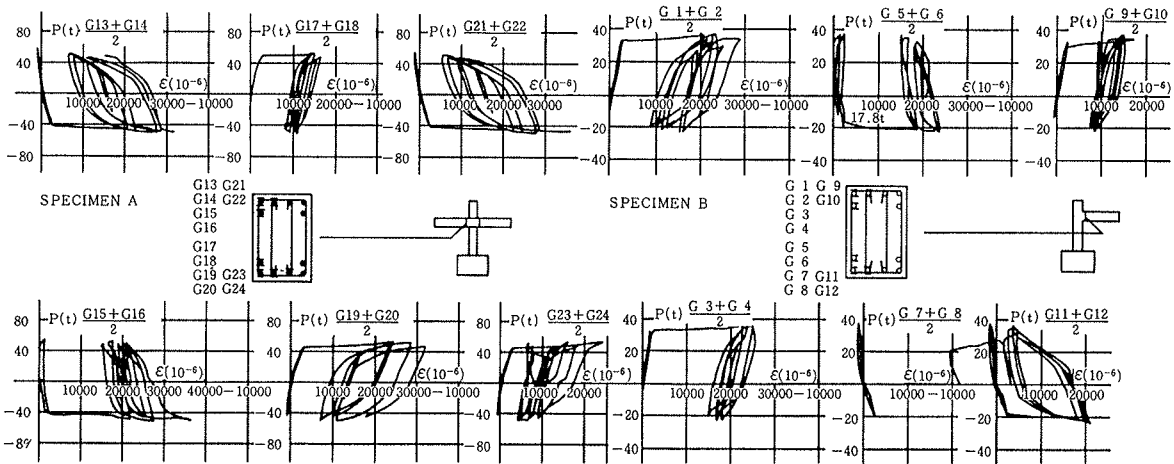


図-8 梁主筋 荷重～歪曲線

段筋が降伏し、-11サイクル $P = -21.2t$ で柱脚コンクリートが圧壊した。最終的に柱脚部柱主筋が座屈して破壊した。

4.2. 荷重～変異曲線

各試験体の荷重～変位曲線を図-5に示す。試験体Aでは軸力載荷用のPC鋼棒による水平力を差し引いた値を荷重として用いている。試験体Bでは正荷重のみ同様の補正を行なったが、負荷重時は軸方向力が小さいのでPC鋼棒の負担する水平力の補正は行っていない。

試験体Aでは部材角 $R = 32 \times 10^{-3}$ のくり返しに対しても安定したループを示しており、最終サイクル時も $R = 40 \times 10^{-3}$ (1/25) 程度まで大きな耐力低下はみられなかった。試験体Bにおいても部材角 32×10^{-3} のくり返しに対し正荷重、負荷重とも安定したループを示した。最終サイクル時 $P = 32t$ 程度から柱脚部で柱主筋が座屈したため、徐々に耐力低下が生じた。

試験体Aを材端バネを有する線材に置換し、このバネにe函数法で得られた復元力特性を与えて荷重～変位曲線を計算した。その結果を実験値と比較して図-6に示

す。初期の剛性はほぼ一致するが、荷重が大きくなるにつれ実験時の剛性がやや小さい。

4.3. 終局荷重

各試験体の終局荷重の実験値と計算値を表-5に示す。試験体Bは圧縮軸方向力が作用する正荷重時のみ示した。計算値はe函数法から求めた値である。実験値と計算値はほぼ一致する。

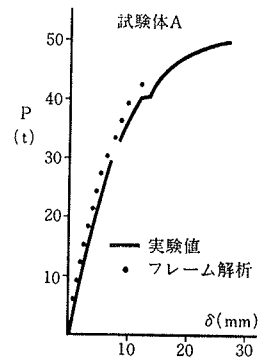


図-6 実験包絡線と計算値

試験体	終局荷重			
	実験値 (t)	計算値 (t)	実験値 / 計算値	
A	正	49.5	47.5	1.08
	負	45.5		
B	正	33.4	34.0	0.98

表-5 終局荷重

4.4. 荷重～歪曲線

(1) 柱主筋

図-7に試験体 A, B の柱主筋の荷重～歪曲線を示す。試験体 A の柱脚では側面に近い主筋を除いて圧縮降伏した後引張降伏しているのがわかる。柱頭および2階柱脚の主筋は、圧縮・引張のどちらも降伏していない。

試験体 B では⑥側は圧縮軸力作用時に曲げ圧縮を受けるが、柱主筋は圧縮降伏した後引張降伏している。引張軸力作用時に曲げ圧縮を受ける⑤側では柱主筋は引張降伏しているが圧縮降伏はしていない。

(2) 梁主筋

ハンチ端における梁主筋の荷重～歪曲線を図-8に示す。一段筋、二段筋とも降伏している。試験体 A, B と主筋降伏後の荷重～歪曲線がほぼ紡錘形であることから、柱梁接合部からの抜け出しが殆んど無いことがわかる。

(3) スパイラルフープ

柱のせん断補強に用いたスパイラル筋の荷重～歪曲線を図-9に示す。試験体 A では柱脚のスパイラルフープが降伏している。試験体 B においても同様である。柱頭では試験体 A, B とともにスパイラルフープは降伏していない。

(4) 柱梁接合部バンドプレート

試験体 A の接合部バンドプレートの荷重～歪曲線を図-10に示す。接合部に最初にせん断ひび割れが生じた+7サイクル P=49.5 t は、この試験体の最大荷重でもある。この時の接合部せん断応力度 $p\tau$ は 115 kg/cm²であった。

ただし、 $p\tau$ は下式より求めた。

$$p\tau = \frac{1}{b_P \cdot j_B \cdot j_C} \left(gM_L + gM_R - \frac{cQ_U + cQ_L}{2} \cdot j_B \right)$$

ここに、

gM_L, gM_R : 左右の梁の曲げモーメント

cQ_U, cQ_L : 上下の柱のせん断力

b_P : 八角柱を正方形柱に置換した時の柱幅

j_C : 置換正方形柱の応力中心間距離

j_B : 梁の応力中心間距離

図中にみられるようにバンドプレートの歪は約 1,000 μ 程度で降伏していない。なおせん断ひび割れ発生時のせん断応力度 $p\tau = 115 \text{ kg/cm}^2$ は、 $5.54 \sqrt{F_c}$ ($F_c = 431 \text{ kg/cm}^2$) に相当する。

5. 結び

30層モデル建物の1階フレーム部分を対象にした今回の実験では意図したとおり梁端および柱脚に塑性ヒンジ

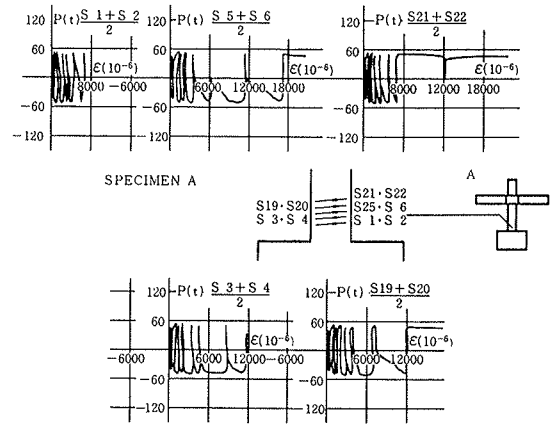


図-9 スパイラルフープ 荷重～歪曲線

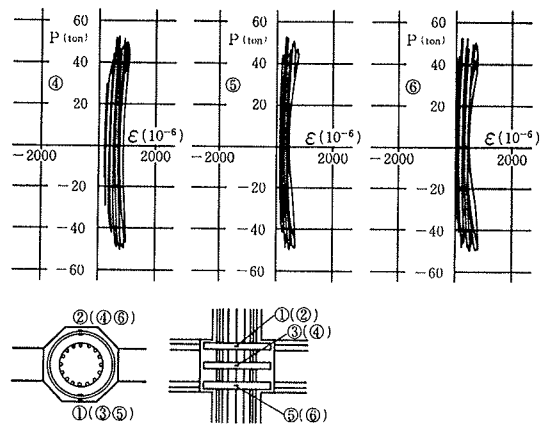


図-10 試験体 A 接合部リングプレート 荷重～歪曲線

が生じ、崩壊機構が形成された。その時の終局荷重はほぼ計算値と一致し、部材角 $R=1/30 \sim 1/25$ の変形能力を有することが判明した。また、水平ハンチを設けたことによって梁主筋が通し筋であっても接合部からのぬけ出しの影響がないことも確認された。

参考文献

- 1) 武田, 吉岡, 江戸, 他: 超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究 (その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和58.9), pp. 1663~1668; (その4)~(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和59.10), pp. 2179~2182
- 2) 武田, 吉岡, 江戸, 他: 超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究(その1), 大林組技術研究所報, No. 30, (1985), pp. 48~55
- 3) T. Takeda, K. Yoshioka, H. Eto: Advanced Design of Multi-story Reinforced Concrete Building, 12th Congress International Association for Bridge and Structural Engineering, (1984), pp. 161~168