

# コンクリート充填角形鋼管柱を用いた骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究

## Experimental Study on Elasto-plastic Behavior of Sub-assembly including Concrete-Filled Tubular Steel Column

岩沢 徹\*  
Tetsu Iwasawa

長谷部 廣行\*  
Hiroyuki Hasebe

阿世賀 宏\*\*  
Hiroshi Asega

高橋 孝二\*  
Koji Takahashi

### 要 約

超高層建築の柱材を開発するために、コンクリートを充填した角形鋼管柱の十字型骨組実験を行い、その耐力や復元力特性を調べた。実験のパラメータは角形鋼管柱の幅厚比、軸力比、はりせい比である。実験結果は、幅厚比20、はりせい比1.6の試験体に関しては、軸力比に関係なく一般化累加強度による耐力計算値を上回った。幅厚比55に関しては軸力比が大きくなると計算値を下回る結果となった。はりせい比1.0の試験体は、耐力計算値を上回ることがなかった。また、幅厚比55で軸力比が高い試験体を除けば変形能力が大変優れていた。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験計画と試験体
- § 3. 荷重-変位関係
- § 4. 柱、接合部パネル、はりの変形成分
- § 5. 最大耐力
- § 6. 変形能力
- § 7. 柱の軸変形量
- § 8. 接合部パネルのせん断力-せん断変形角関係
- § 9. まとめ

### § 1. はじめに

これまでコンクリート充填角形鋼管柱の最大耐力や変形能力を調べる実験的研究<sup>1)~7)</sup>が数多く行われ、充填されたコンクリートの拘束効果などによる鋼管の幅厚比の制限緩和値や柱軸力も考慮した変形能力推定式も示されている。これらは片持ち柱形式の単一材の実験結果に基づくものが多い。しかし、多層骨組では鉄骨はりとの間に接合部パネルが介在するので、はり、接合部パネル、柱の変形分担に関係した骨組としての変形能力や柱端部の境界条件の違いによる最大曲げ耐力に及ぼす影響なども検討しておく必要がある。本報告はコンクリート充填角形鋼管柱を用いた骨組の最大耐力や変形能力を実験的に調べたものである。

\* 技術研究所構造研究課

\*\* 技術研究所研究部

## § 2. 実験計画と試験体

載荷実験は、柱崩壊となる十字型部分骨組とし、一定の柱軸力のもとではり両端に加力する形式を採用した。試験体の形状寸法を図-1に示す。階高は2500mm、はりスパンが2500mmで、柱は250mm角の溶接組立箱形断面である。柱のせん断スパン比は4.5である。実験変数は柱軸力比(0.3、0.7)、鋼管柱の幅厚比(20、55)、はりせい(400、250)とした。高軸力比0.7は高層建物の下層部柱を、低軸力比0.3は同じ上層部柱を想定したものである。幅厚比は現行のS設計基準の範囲内である幅厚比20のものとS設計基準外の幅厚比55を設定した。はりせいの違いは充填鋼管柱断面を統一すると接合部パネルとの降伏比に関するものである。今回の実験はパネル部材降伏比 $\alpha$ は0.77~1.21の範囲で設定している。試験体数は6体で、試験体と実験変数との関係を表-1に、試験体の名称と部材断面を表-2に示す。図-2は今回用いた有孔通しダイヤフラムの接合部形式である。有孔ダイヤフラムの寸法、板厚などは鋼管構造設計施工指針・同解説の設計式に基づいている。試験体への加力は図-3に示す加力装置を用い、はり両端への載荷は繰り返し漸

増の変位制御により実施した。試験体を構成する素材の機械的性質を表-3に、試験体の各部材耐力時のはり荷重計算値を表-4に示す。なお柱軸力比の基準である柱降伏軸力 $N_{0c}$ は、 $A_c\sigma_y + AF_c$  ( $A_c$ 、 $A$ =鋼管部、コンクリート部断面積、 $\sigma_y$ 、 $F_c$ =鋼管降伏応力度、コンクリート圧縮強度)である。

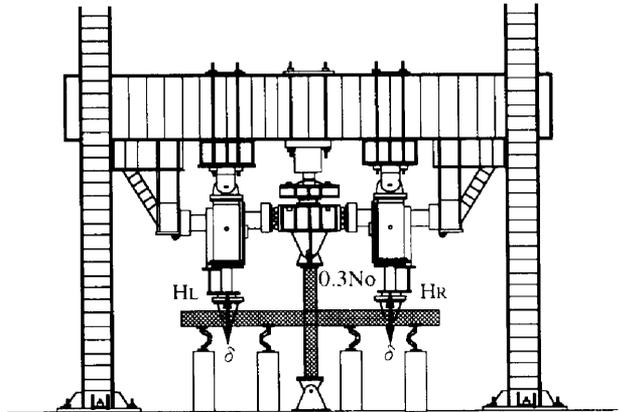


図-3 加力装置

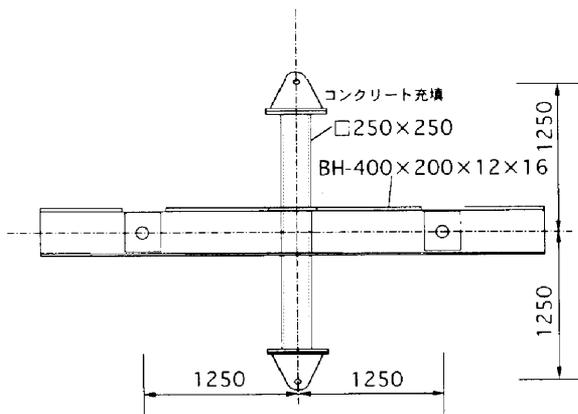


図-1 試験体形状寸法

表-1 試験体と実験係数

試験体名称	幅厚比 (D/t)	軸力比 (N/N <sub>c</sub> )	梁柱成比 (D <sub>b</sub> /D <sub>c</sub> )	パネル降伏比 $\alpha$
F-20-3-1.6	20	0.3	1.60	0.77
F-20-7-1.6	20	0.7	1.60	1.15
F-20-3-1.0	20	0.3	1.00	0.74
F-55-3-1.6	55	0.3	1.60	0.85
F-55-7-1.6	55	0.7	1.60	1.21
F-55-3-1.0	55	0.3	1.00	0.90

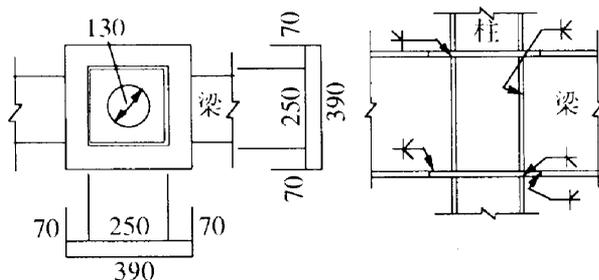


図-2 試験体接合部形式

表-2 試験体名称と部材断面

試験体名称	部材断面 (柱)	部材断面 (梁)
F-20-3-1.6	□250×12	H100×200×12×16
F-20-7-1.6	□250×12	H250×200×12×16
F-20-3-1.0	□250×12	H100×200×12×16
F-55-3-1.6	□250×4.5	H100×200×9×9
F-55-7-1.6	□250×4.5	H100×200×9×9
F-55-3-1.0	□250×4.5	H250×200×9×9

表-3-a 鋼材機械的性質

部材	板厚	$\sigma_s$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s/\sigma_u$	伸び率(%)
柱	12	32.24	50.86	0.63	40.4
	4.5	33.9	47.72	0.75	37.5
梁フランジ	16	33.9	53.41	0.63	44.4
	9	36.26	55.17	0.65	38.4
梁ウェブ	12	32.24	50.86	0.63	40.4
	9	37.14	53.41	0.69	39.4
ダイヤフラム	16	33.41	53.41	0.62	42.6
	9	37.04	54.88	0.67	34.4

表-3-b コンクリート機械的性質

試験体名称	$F_c$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$E_c$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$
I-20-3-1.6	4.31	3.11	0.176
I-20-7-1.6	5.09	3.38	0.19
I-20-3-1.0	4.73	3.26	0.159
I-55-3-1.6	4.58	3.21	0.192
I-55-7-1.6	4.74	3.26	0.187
I-55-3-1.0	4.74	3.26	0.183

表-4 試験体の各部材耐力時の梁荷重計算値

試験体名称	充填鋼管柱 $M_p$ 時梁荷重 $H_u$ (kN)	鉄骨梁 $M_p$ 時梁荷重 $H_p$ (kN)	充填鋼管パネル $M_p$ 時荷重 $H_s$ (kN)	充填鋼管パネル $M_u$ 時荷重 $H_u$ (kN)	ダイヤフラム $b, M_p$ 時荷重 $H_s$ (kN)	パネル部材 降伏比 $a$
I-20-3-1.6	353.78 (1)	467.55 (1.32)	301.64 (0.85)	422.28 (1.19)	459.81 (1.30)	0.77
I-20-7-1.6	248.03 (1)	467.55 (1.88)	309.68 (1.24)	435.55 (1.74)	459.81 (1.85)	1.15
I-20-3-1.0	360.24 (1)	254.60 (0.70)	224.91 (0.62)	314.87 (0.87)	280.18 (0.77)	0.74
I-55-3-1.6	216.28 (1)	297.72 (1.37)	196.88 (0.91)	186.74 (1.32)	288.12 (1.33)	0.85
I-55-7-1.0	153.86 (1)	297.72 (1.93)	206.48 (1.34)	289.19 (1.87)	284.78 (1.84)	1.21
I-55-3-1.0	218.93 (1)	158.36 (0.72)	169.93 (0.77)	237.94 (1.08)	179.63 (0.82)	0.90

### § 3. 荷重—変位関係

表-5に実験結果を示す。図-4ははり端荷重、柱変位量から換算した柱せん断力 $Q$ と柱部材角 $R$ (層間変形角)との関係である。図中、 $Q_{max}$ は最大耐力点、 $Q_u$ は最大耐力計算値(一般化累加強度)、 $LB$ は局部座屈発生点である。

幅厚比20の試験体においてI-20-3-1.6は復元力特性が大変形まで安定した紡錘形を示し、最大耐力計算値(一般化累加強度)を上回った。柱部材角4/100でも耐力が

落ちず、実験装置の容量の関係で4/100までの加力で終了した。I-20-7-1.6の試験体は最大耐力計算値を上回ったが、変形能力は乏しく $R=+2/100$ で耐力が横ばいになり、次の逆方向荷重の $R=0.5/100$ 付近で所定の軸力を保持できなくなった。I-20-3-1.0は $R=+5/100$ で接合部パネルの膨らみが生じ、 $R=+7/100$ で最大耐力が現れ、 $R=-9/100$ の途中で接合部パネルの溶接部分より亀裂が生じた。最大耐力計算値までの耐力は得られなかったが、復元力特性は安定していた。幅厚比50の試験体はI-55-3-1.6の試験体の場合 $R=+2.5/100$ 程度で局部

表-5 実験結果

試験体名称	最大梁荷重 $P_{max}$ (kN)	最大柱端 モーメント $M_{max}$ (kN)	最大梁荷重時の 層間変形角 $R$ (rad)	最大梁荷重時の パネルせん断力 $Q_p$ (kN)	最大梁荷重時の パネル変形角 $R$ (rad)	局部座屈	備考
I-20-3-1.6	409.64	43022	4.0/100	2254	0.0344	無	
I-20-7-1.6	269.19	28265	2.0/100	1479	0.0116	有	柱座屈
I-20-3-1.0	292.19	32871	5.2/100	1607	0.0551	有	接合部パネル破断
I-55-3-1.6	217.56	22834	2.7/100	1167	0.0143	有	ダイヤフラムと柱との接合部で破断
I-55-7-1.6	124.27	13048	1.0/100	683	0.0065	有	柱座屈
I-55-3-1.0	161.52	18171	3.2/100	888	0.0279	有	接合部パネル破断

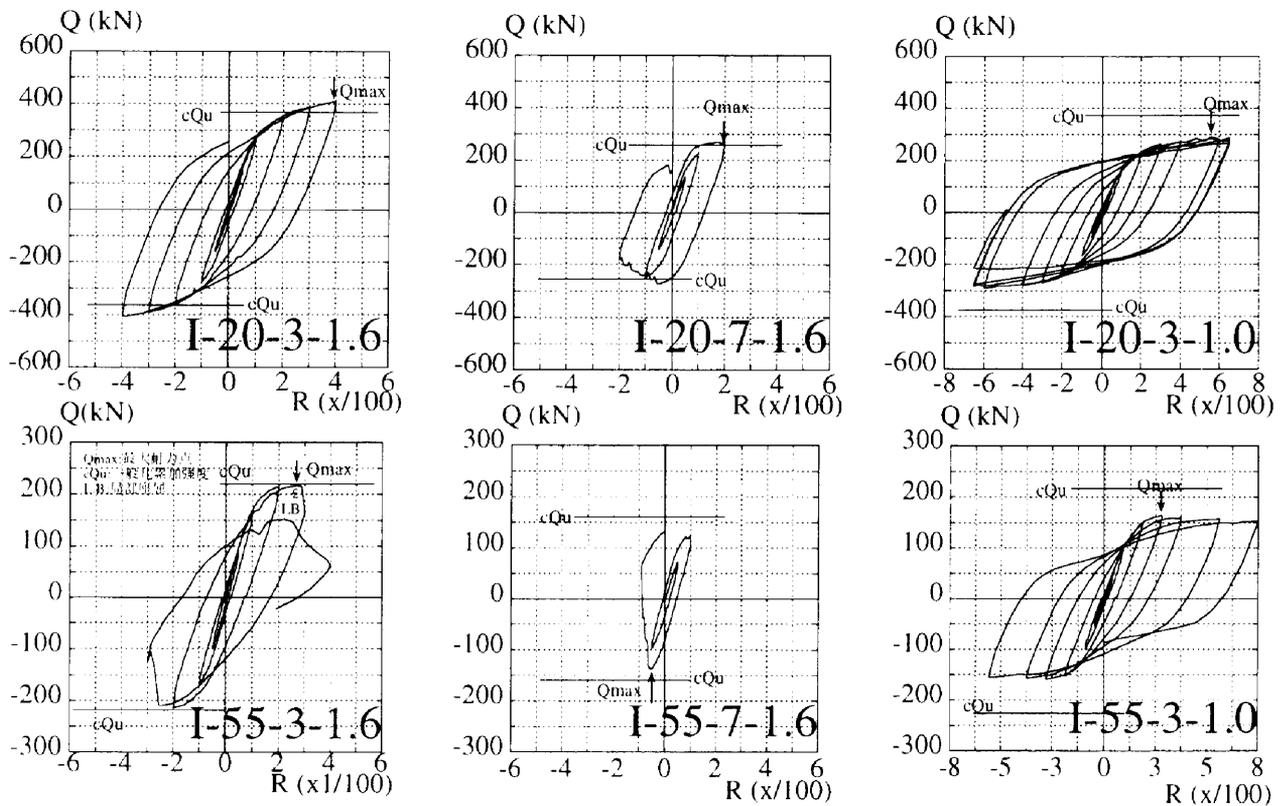


図-4 柱せん断力 $Q$ -柱部材角 $R$

座屈がダイヤフラム近傍の柱断面に目視で認められたが耐力はすぐに低下しなかった。しかし、次の繰り返しサイクル時の $R=+2.7/100$ で最大耐力が現れた。その直後の逆方向荷重の時、 $R=-3/100$ 程度で、ダイヤフラムと柱端部との溶接部に亀裂が生じたため後の繰り返しサイクルで急激な耐力劣化を起こした。I-55-7-1.6の試験体は荷重直後に柱の膨らみが見られ、 $R=+2/100$ で耐力が増加せず、 $R=-2/100$ の荷重で最大耐力が現れ、その後、柱の座屈により所定の軸力を保持できなくなった。I-55-3-1.0の試験体は $R=+2/100$ で柱の膨らみが生じ、 $R=-4/100$ で接合部パネルが面外に膨らみ始めた。接合部パネルの座屈により耐力が低下した。I-20-3-1.0同様最大耐力計算値までの耐力は得られなかったが、復元力特性は安定していた。

柱せん断力 $Q$ と累積部材角 $\Sigma R$ （累積層間変形角）との関係を図-5に示す。当然のことながら幅厚比20の方が55より最大耐力時の変形量はきわめて大きい。

#### § 4. 柱、接合部パネル、はりの変形成分

図-6は骨組全変形における柱、接合部パネル、はりの変形成分(%)の推移である。図は正荷重時のものである。幅厚比20,55の試験体とも、接合部パネルの変形成

分が弾性範囲で40~50%、降伏後60~80%で、かなり割合が大きく、変形成分の割合としては接合部パネル、はり、柱の順に変形成分が大きかった。しかし、軸力比0.7の試験体に関しては、幅厚比20,55とも接合部パネルと柱の変形成分がほぼ等しくなる結果となった。これは軸力による影響と考えられ、柱の局部座屈などの関係から柱の変形成分が大きくなったためと考えられる。また、I-55-3-1.6の試験体では荷重ステップ200前後からはりの変形成分が負になっているが、これはステップ165前後で柱の鋼管部に局部座屈が発生したので柱と接合部パネルのみに変形が集中し、はり自身の変形が通常モードで推移しなかったためと考えられる。さらに、はりせい比1.0の試験体は接合部パネルの変形が非常に大きく接合部パネルによる局部座屈が見られた。接合部パネルの変形による変形成分吸収が大きく、はりの変形成分が小さくなる結果となった。なお、試験体のパネルと柱の相対強度を与えるパネル部材降伏比 $\alpha$ の値は $\alpha=0.77\sim 1.21$ である。したがっていずれも鉄骨造では接合部パネルが降伏しにくい試験体であるが、本実験においては、接合部パネルでの影響が大きく出る結果となった。これらはいずれも相断面と接合部パネル部の断面は同一のもので、通常の部材パネル構成である。

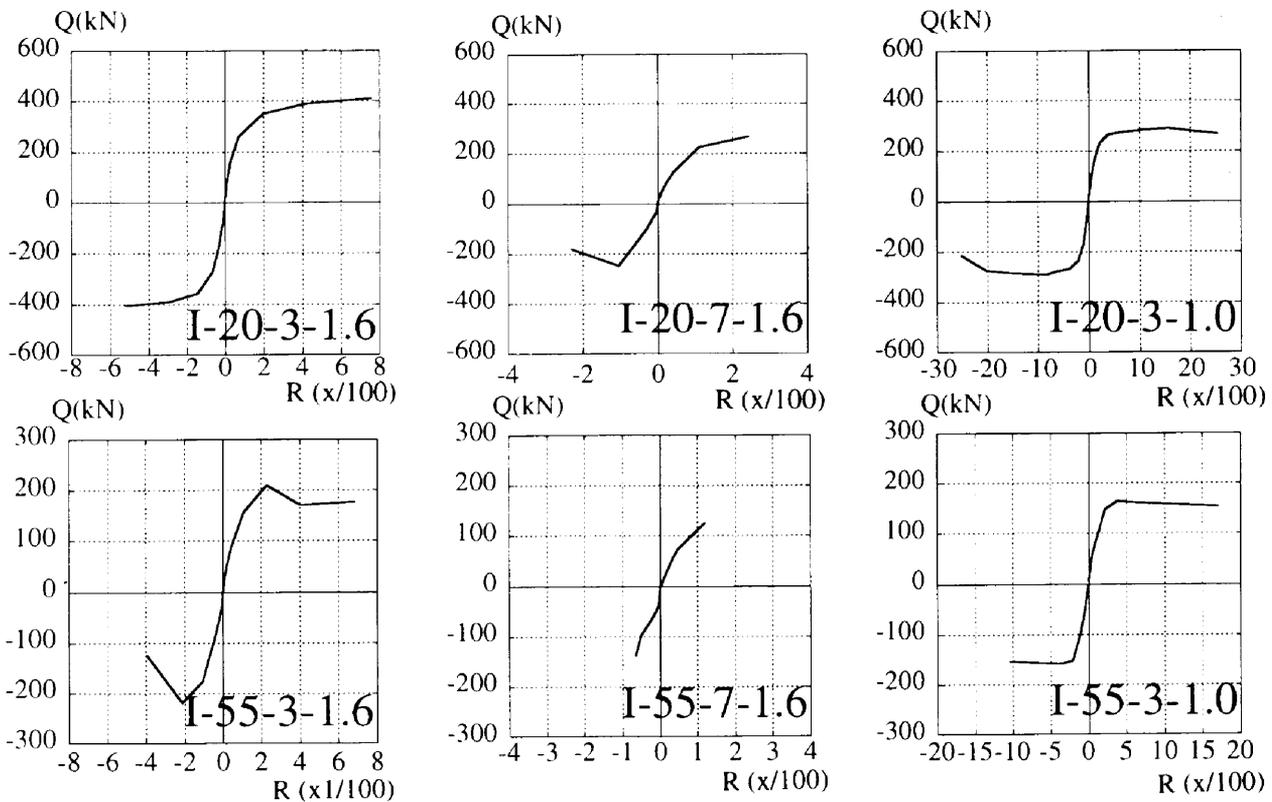


図-5 柱せん断力Q-累積部材角 $\Delta R$

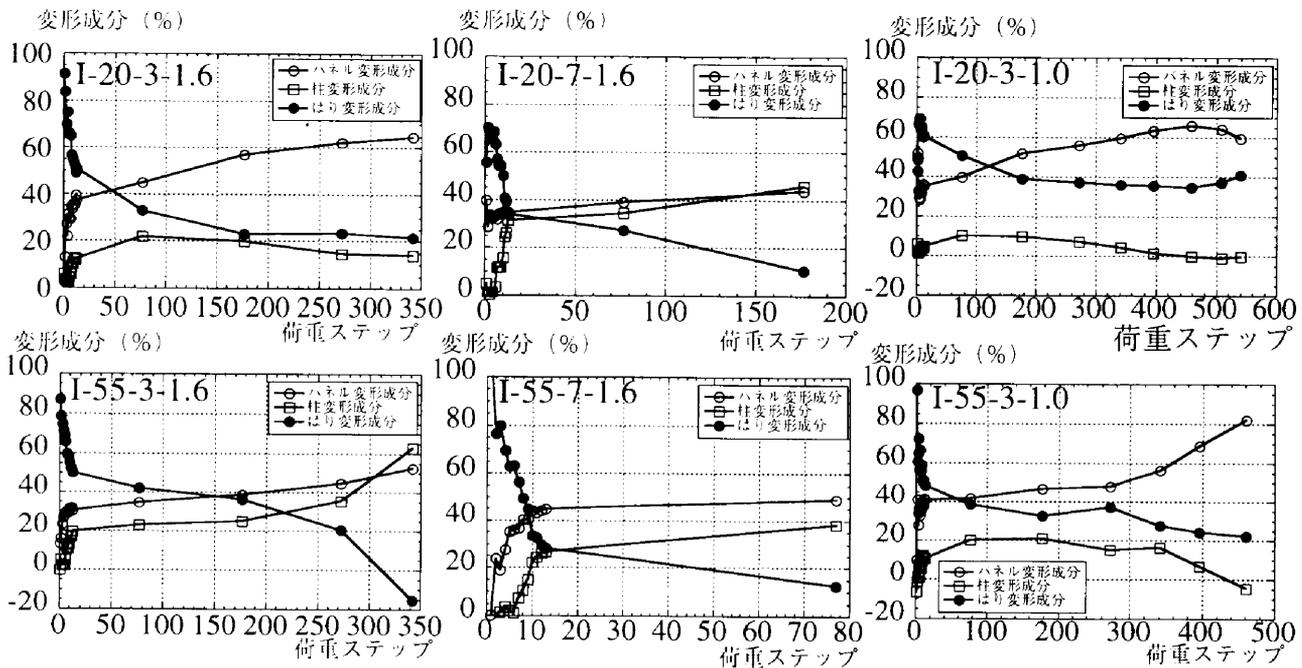


図-6 各部材変形成分関係

### § 5. 最大耐力

図-7は既往の文献から収集した実験結果（片持ち柱など柱単材の加力実験：試験体数163体）と本実験結果の最大耐力を比較したものである。図-8にはコンクリー

ト充填鋼管柱断面の耐力相関曲線（一般化累加強度）と実験結果を示した。図-7の縦軸の $M_{max}$ は曲げ耐力実験値（ダイヤフラム位置の柱端）、 $M_c$ は曲げ耐力計算値（一般化累加強度）、横軸 $D/t$ は柱鋼管断面の幅厚比である。はりせい比1.0の試験体以外はほぼ耐力計算値の安全側の

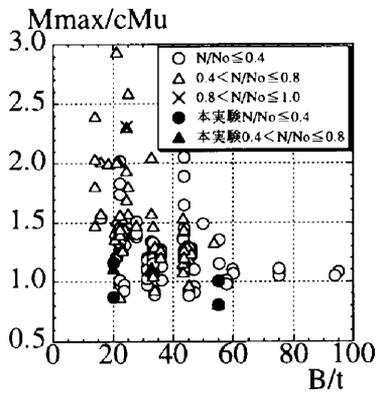


図-7 既往の実験結果と本実験結果との最大耐力の比較

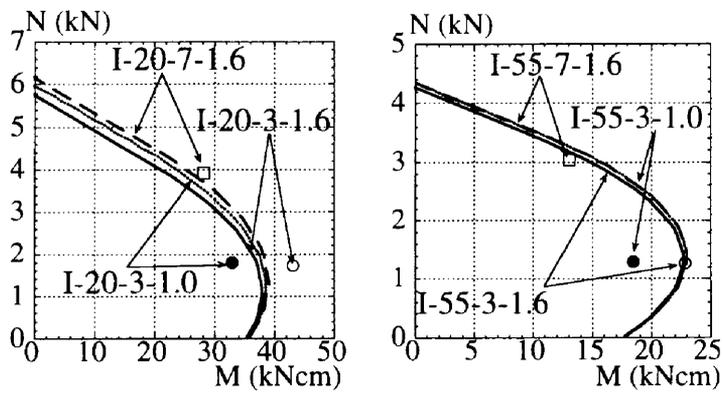


図-8 コンクリート充填鋼管柱断面の耐力相関関係

値が得られ、幅厚比20の方がやや安全率が大きかった。現行の制限値を越える幅厚比55でも実験耐力は計算値をほぼ上回ることが確認された。本実験のように接合部パネルを含む骨組の中の柱では単一材の実験結果と比べてわずかに耐力比が小さい傾向にあるが、顕著ではない。

### § 6. 変形能力

図-9に最大耐力時の柱部材角 $R$ （層間変形角）と幅厚比との関係を示した。図には既往の実験結果（片持ち柱など柱単材の加力実験：試験体数163体）を併せて示している。実験結果は既往のものに比べて若干大きい。これは接合部パネルとはりの変形による層間変形角 $R$ への寄与が含まれているためであるが、これらの成分を除くと柱のみの変形角はこれらのおよそ $1/5 \sim 1/4$ （最大耐力時の柱の変形成分はおよそ20~25%：図-6、その1）となる。これは既往の実験による柱単材の部材角のほぼ下限値に近い。骨組の変形能力を評価するためには接合部パネルの存在など柱端部の境界条件による影響を検討する必要があることを示唆している。

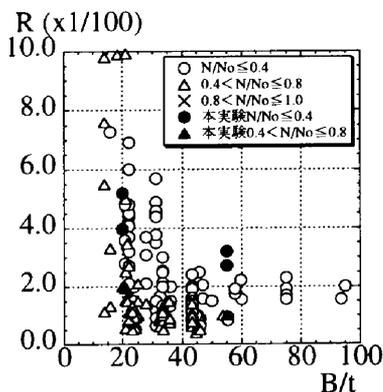


図-9 最大耐力時の柱部材角 $R$ と幅厚比の関係

### § 7. 柱の軸変形量

図-10に繰り返し骨組変形に伴う柱の軸方向変形量を示した。幅厚比20、55のいずれの試験体も、繰り返し変形に伴い圧縮変形量が蓄積している。本実験の柱の一定軸力比が0.3ではりせい比1.6のものでは、最大耐力時の軸縮み量はともに2mm前後、一定軸力比が0.3ではりせい比1.0のものでは、最大耐力時の軸縮み量はともに3mm前後で大差はなかった。一定軸力比0.7の試験体では差が大きくなっている。またこの試験体は柱の座屈が顕著であったために柱の軸変形量が最終的に大きく出ている結果となった。

### § 8. 接合部パネルのせん断力-せん断変形角関係

接合部パネルにおける作用せん断力 $Q_p$ とせん断変形角 $\gamma$ との関係を図-11に示した。ここに、

$$Q_p = ({}_l M_l + {}_r M_r) / D_b - Q_c$$

${}_l M_l$ ... 左側はりの作用モーメント

${}_r M_r$ ... 右側はりの作用モーメント

$Q_c$ ... 柱のせん断力

である。接合部パネルはいずれの試験体も塑性化しており、最大耐力時のせん断変形角は0.03から0.06ラジアンあった。いずれも復元力特性の形態は、図-4に示す柱のせん断力-層間変形角の関数に類似している。これは今回の試験体がはり崩壊型ではなく、柱および接合部パネルの耐力を小さく設定した試験体であるためである。そのため柱および接合部パネルに塑性化や局部座屈が起こっても弾性はりからの作用力が接合部パネルを介して伝わり接合部パネルにせん断変形が生じるためである。

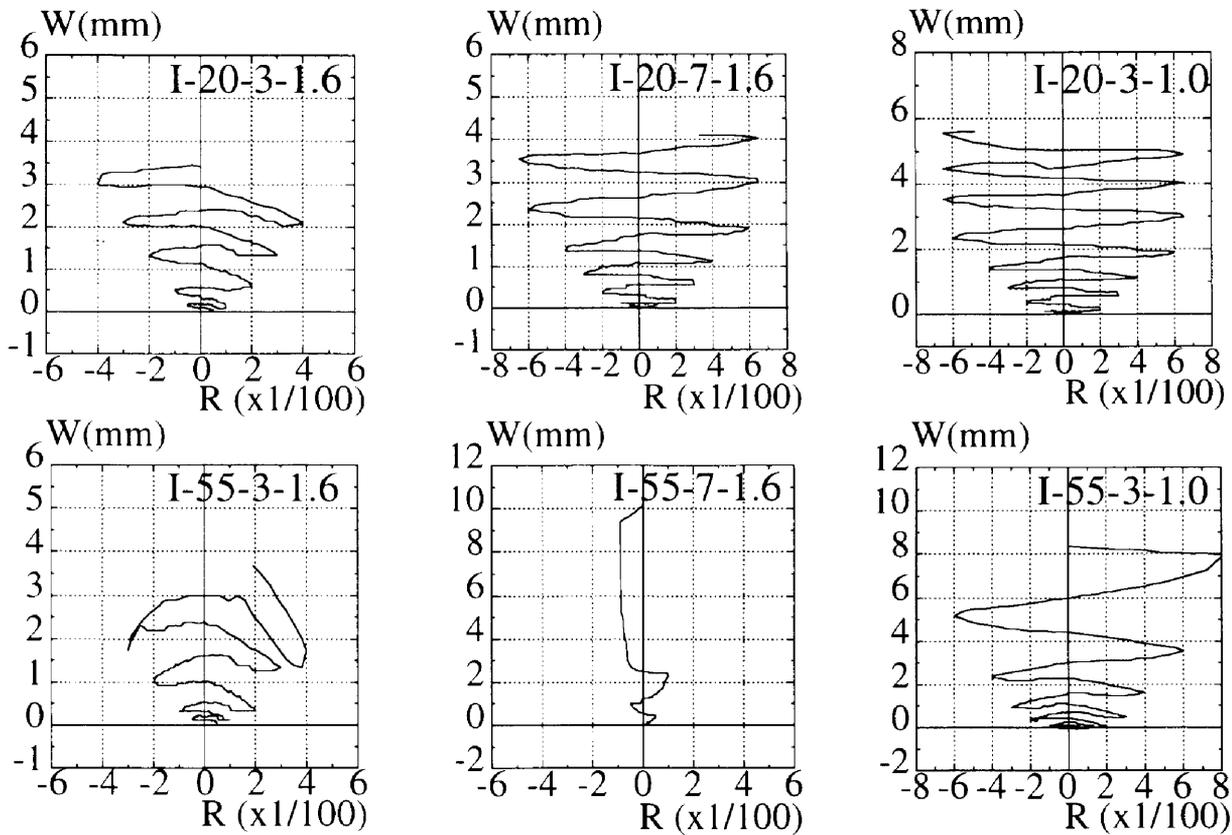


図-10 繰り返し骨組み変形に伴う柱の軸方向変形量

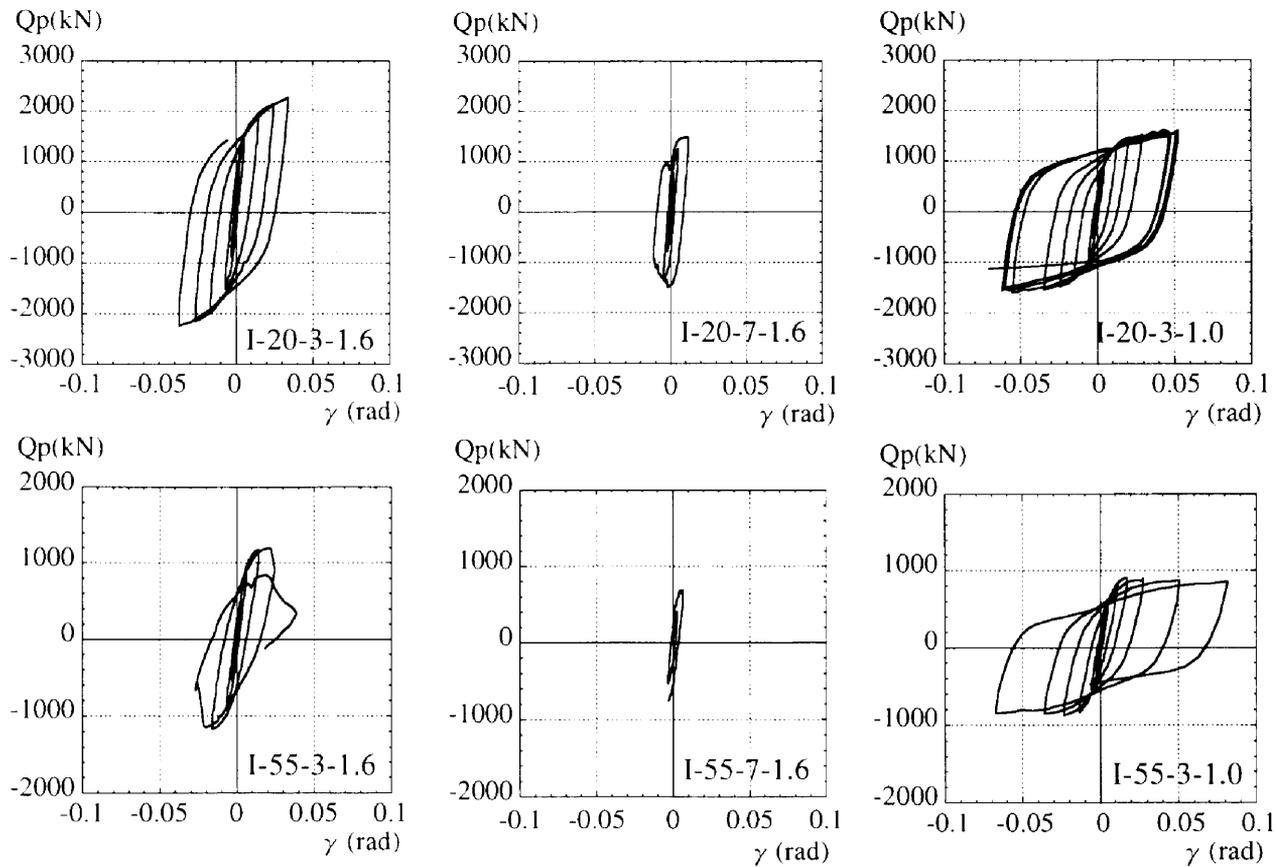


図-11 接合部パネルにおける作用せん断力 $Q_p$ —せん断変形角 $r$

## § 9. まとめ

本報告はコンクリート充填角形鋼管柱を用いた骨組の最大耐力や変形能力を実験的に調べたものである。これらをまとめると以下のようである。

(1) 充填鋼管柱の最大耐力は、既往の実験結果と同じく、幅厚比20、55ともに一般化累加による耐力計算値をほぼ上回った。すでに指摘されているように、中空鋼管の幅厚比制限値より大きな幅厚比でも耐力は発揮された。しかし、はりせい比1.0の試験体においては耐力計算値を上回っていない。

(2) 骨組の最大耐力時の層間変形角は、幅厚比20、55ともに、既往の実験結果（単一柱の部材角）より大きくなった。これは層間変形角への接合部パネルの変形寄与によるものであるが、骨組の中では、充填鋼管柱のみならず接合部パネルやはり変形の変形分担を考慮した変形能力を検討する必要がある。

(3) 本実験の各部材での変形成分を見ると、多くの試験体が柱崩壊型にも関わらず、接合部パネルの変形成分が大きく関与しているのがわかる。特に、はりせい比1.0の試験体は、接合部パネルが他の試験体に比べて弱い試験体であるが、接合部パネルのエネルギー吸収能力が大きく接合部パネルでの座屈による崩壊系となった。これは、接合部パネルの計算を鋼構造設計基準により求めているが、崩壊系が本報告と異なりコンクリート充填鋼管に関しては単純に求めることができないのではないかと考えられる。

(4) (3)でも述べたが、特にはりせい比1.0の試験体は接合部パネルの変形が顕著であった。そこで、同じ様な既往の研究を調べると、既往の実験では最大耐力が耐力計算値を上回っている結果となっている。この既往の研究では直交はり付きの試験体となっているために、接合部パネルが直交はりによる補鋼によって耐力の上昇が得られたと考えられる。今後直交はりの影響を検討する必要があると考えられる。

## 謝辞

今回の実験に際し、熊本工業大学工学部建築学科河野昭雄助教授の御指導を承りましたことに深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 松井千秋、津田恵吾、“幅厚比の大きい板要素よりなるコンクリート充填角形鋼管柱の耐力と挙動について”、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987。
- 2) 森野捷輔、川口淳、上田美香、“コンクリート充てん角形鋼管構造立体架構の弾塑性性状に関する研究（その7：隅柱架構実験および解析）”、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994。
- 3) 渡辺朋之、多賀章、岩岡信一、“鋼管コンクリート構造の開発（その2）”、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992。
- 4) 西山功、森野捷輔、東清二、中村敏治、“角形断面を有する充てん角形鋼管コンクリート柱の変形能力”、日本建築学会構造系論文集、第457号、1994。
- 5) 木村衛、他、“充てん型鋼管コンクリート柱の軸力比の影響”、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988。
- 6) 崎野健治、“一定軸力下での曲げせん断を受けるコンクリート充てん正方形鋼管柱の単調および繰り返し弾塑性変形性状に関する実験的研究”、九州大学学位論文、1981。
- 7) 鈴木敏郎、木村衛、他、“コンクリート充てん角形鋼管柱の弾塑性性状について”、日本建築学会論文報告集、第345号、1984。