

超々高層建築の開発研究（その2）

——高軸力を受ける角形鋼管柱とコンクリート充てん角形鋼管柱の
柱はり接合部のせん断実験——

小 島 克 朗 高 橋 泰 彦
多 田 利 正

Development of Super Tall Buildings (Part 2)

——Shear Tests of Beam-Column Joint Panels of Square Tubular Steel
Columns and Concrete-Filled Square Tubular Steel Columns under High Axial Loads——

Yoshiro Kobatake Yasuhiko Takahashi
Toshimasa Tada

Abstract

Development of columns of super tall buildings is the aim of this investigation, and in a previous paper (Part 1), shear bending tests of square tubular steel columns and concrete-filled square tubular steel columns under high axial loads were reported. In this paper, beam-column joint tests on similar columns are described, the tests having emphasized strengths and other properties of joint panels. The parameters in these experiments were width-to-thickness ratio of column, axial load ratio, whether or not filled with concrete, and steel properties. The results were that load-distortion curves of panels under high axial loads indicated high strengths, considerable ductilities, and spindle-shaped hysteresis curves, and the effectiveness of filling with concrete was apparent.

概 要

超々高層建築の柱材を開発することが本研究の目的であり、前報（その1）では、高軸力を受ける角形鋼管柱およびコンクリート充てん角形鋼管柱の曲げせん断実験の結果を報告した。本報では、高軸力下での柱はり接合部パネルゾーンの耐力・諸特性を把握するための模型実験について述べる。試験体のパラメーターは角形鋼管の径厚比・軸力比・コンクリート充てんの有無・鋼材種類である。実験の結果、高軸力下でのパネルゾーンの弾性限耐力は低いものの終局耐力と変形能は大きく、安定した履歴性状を保有し、また、コンクリート充てんの効果は大きいことなどが分かった。

1. 序

本研究は100階建てクラスの超々高層建築や人工地盤などの大型構造物の開発を目的とするものである。前報（その1）では角形鋼管を柱材として用いる方法を検討するために実施した、径厚比、軸力比、コンクリート充てんの有無をパラメーターとした実験の結果を報告した。

この報告は（その1）に続くものとして、高軸力下での角形鋼管および高強度コンクリート充てん角形鋼管の柱はり接合部パネルゾーンの挙動を模型実験によって調査したものである。この実験から柱材とパネルゾーンの両者の性状を合せることにより柱全体の性状を知る設計用の資料を得ることが出来る。

2. 試験体

建物が水平力を受けた場合に柱・はりに生じる反曲点の位置から切断すると、柱・はりおよびパネルゾーンを含む十字形の架構となる。この架構を約1/4に縮小して、図一

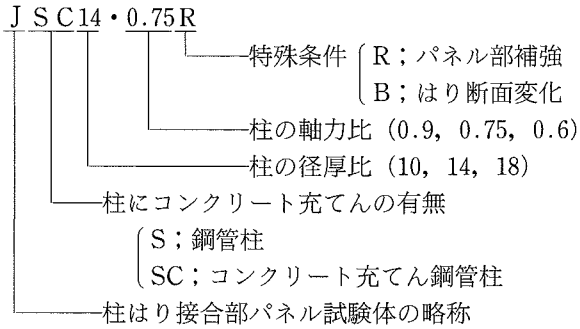
1のような試験体として実験を行なった。試験体の柱は口一220×220×tの角形鋼管柱またはコンクリート充てん角形鋼管柱であり、はりにはH-250×200×16×19を標準とした。柱を貫通させ、はりには外ダイアフラム形式で柱に溶接して十字形とし、直交方向のはりのウェブを想定したリブをパネル中央部に設けている。なお、パネルゾーンの耐力を調べることを主目的としたために、はりのフランジ・ウェブとも実情よりも板厚を大きくし、フランジの局部座屈防止用のリブを適宜配置した。

試験体の主なパラメーターは角形鋼管柱のコンクリート充てんの有無、角形鋼管柱の幅と厚さの比（径厚比）、柱の軸力比、柱の鋼種である。

柱の軸力(N)は軸力比(N/N_y, N_y:降伏軸力)で表現し、0.9, 0.75, 0.6の3種類である。ただし、コンクリートを充てんした柱については口一220×220×22の鋼管柱と短期許容耐力をほぼ一致させてあり、この鋼管柱のN_yを基準にして、軸力を設定した。径厚比は板厚22, 16, 12を用いることによって変化させた。鋼種はSM50と60kg級

の高張力鋼の2種類を使用した。

試験体の一覧表を表-1に示すが、試験体名称は次のような意味を持つ。



試験体に使用した鋼材の材料特性を表-2に示す。充てんしたコンクリートの性質は圧縮強度 (F_c) 648 kg/cm², 引張強度 (F_t) 39.9 kg/cm², 弾性係数 (E_c) 3.49×10⁵ kg/cm² である。

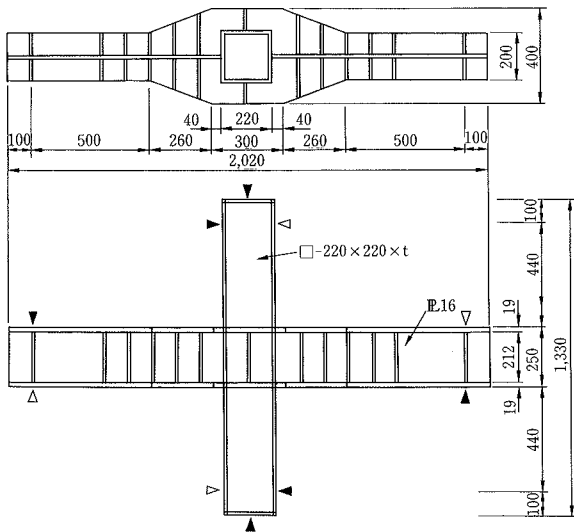


図-1 試験体形状

3. 載荷および計測方法

実験状況を写真-1に示す。十字形の試験体を反力床に水平に寝かせて配置し、まず500 ton ジャッキで柱に軸力を導入する。その軸力を一定に保持した状態で柱の上下端をピン・ローラー支持して、両側のはり端に200 ton ジャッキで正負の逆対称荷重を加える形式とした。すべての反力は試験床に締め付けた鋼製ブロックで支持し、また、はりの横座屈を防止するための拘束ビームもセットした。

試験体の全体変形は、柱の上下端部にピン・ローラー支持した十字形のフレームにより左右はりの加力芯で測定し

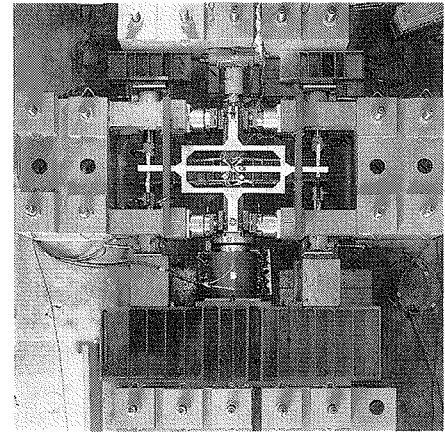


写真-1 実験状況

表-2 鋼材の材料特性

鋼材	降伏点 σ_s (t/cm ²)	最大応力度 σ_{max} (t/cm ²)	伸び率 (%)
E 2 5	3.82	5.23	27.3
E 2 2	4.08	5.45	24.6
E 1 9	4.09	5.40	23.2
E 1 6	3.86	5.68	22.6
E 1 2 (60kg級)	5.57	6.53	17.8
E 1 2	3.91	5.50	23.8

表-1 試験体一覧表

試験体名称	柱				パネル板厚	はり断面
	断面	D/t	conc 充てん	鋼材		
J S 10 · 0.75	□-220×22	10.0	無	S M 50	22	BH-250×200×16×19
J S 10 · 0.75 B	□-220×22	"	"	"	22	BH-250×200×12×12
J S 14 · 0.75	□-220×16	13.8	"	"	16	BH-250×200×16×19
J S 14 · 0.75 R	□-220×16	"	"	"	25	"
J S C 14 · 0.9	■-220×16	"	有	"	16	"
J S C 14 · 0.75	■-220×16	"	"	"	16	"
J S C 14 · 0.6	■-220×16	"	"	"	16	"
J S C 14 · 0.75 R	■-220×16	"	"	"	25	"
J S 18 · 0.75	□-220×12	18.3 (リブ補強)	無	60kg級	12	"
J S C 18 · 0.75	■-220×12	" (リブ補強)	有	60kg級	12	"

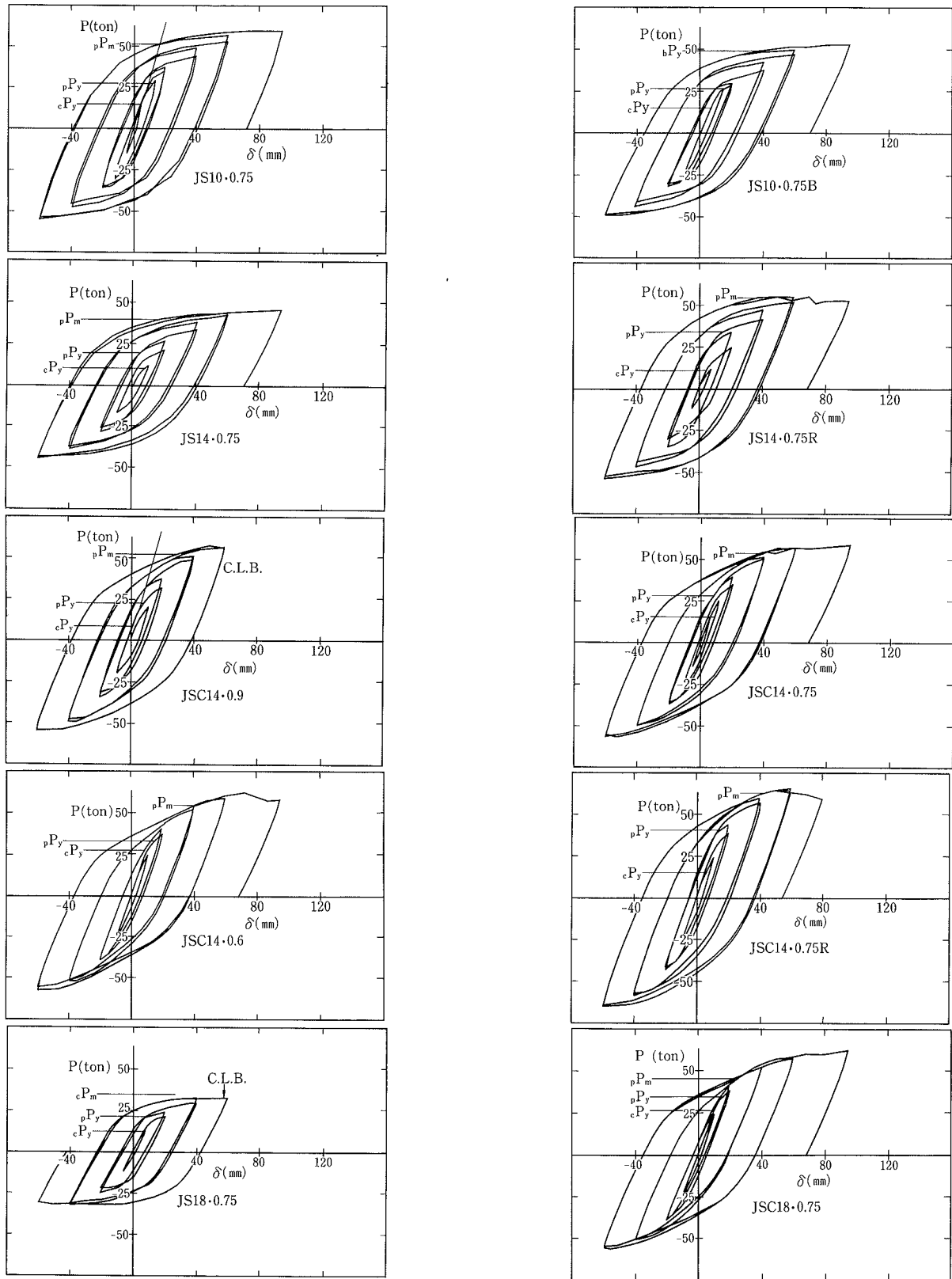


図-2 荷重 (P) - 変形 (δ) 曲線 (C. L. B.—Column Local Buckling)

た。また、パネル部の面対角線の伸縮を測定してパネルのせん断変形を求めた。

加力は部材角で制御し、 $1/100_{rad}$ から $1/100_{rad}$ ピッチで漸増させる両振りの繰り返し方式を採用した。

4. 実験結果

4.1 荷重—変形曲線

図-2に、各試験体の荷重 (P) - 全体変形 (δ) 曲線を示す。いずれの試験体も紡錘形の履歴ループを示している。図中には表-4の計算値を併記している。

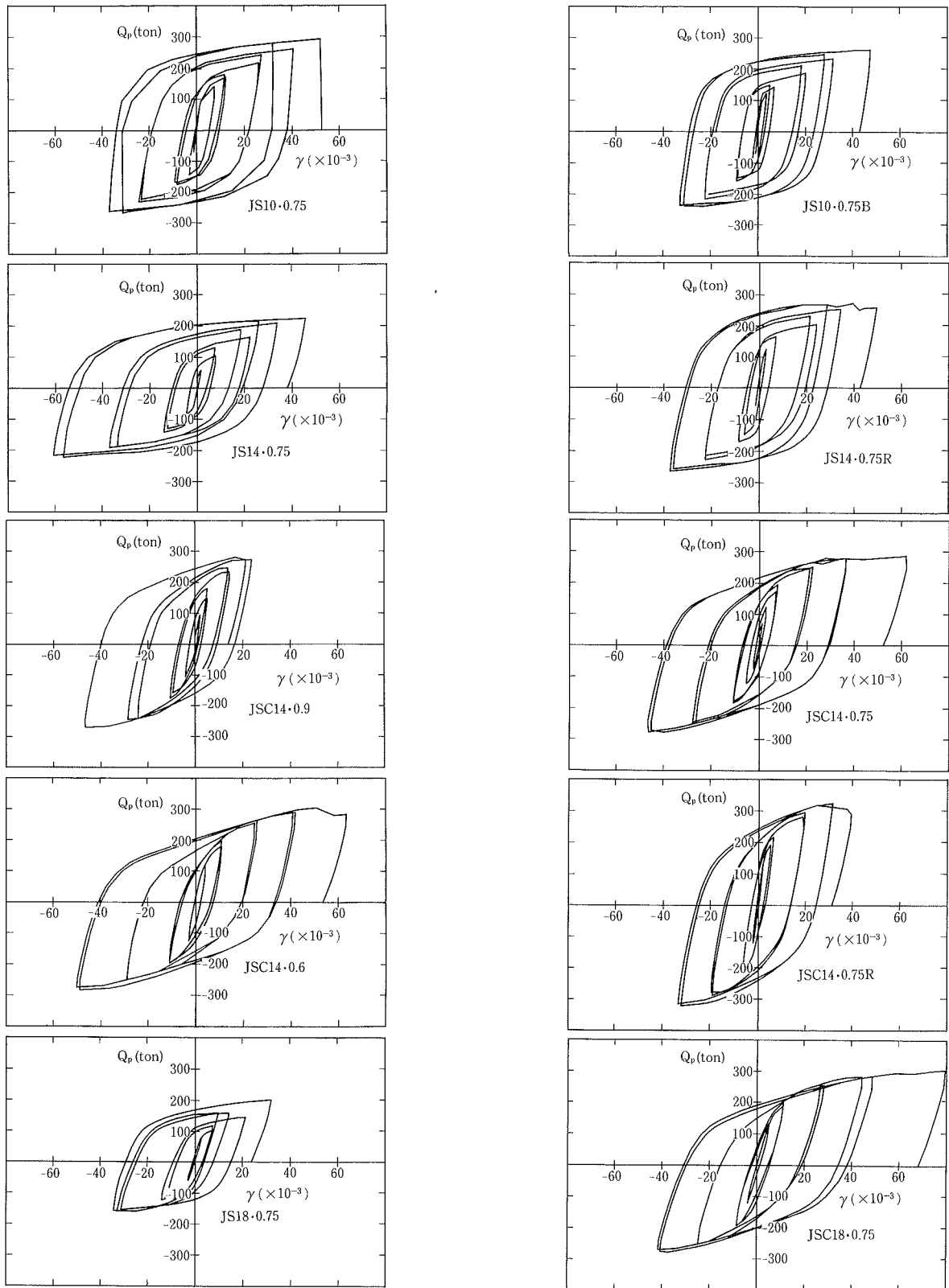


図-3 パネルのせん断力 (Q_p)—せん断変形 (γ) 曲線

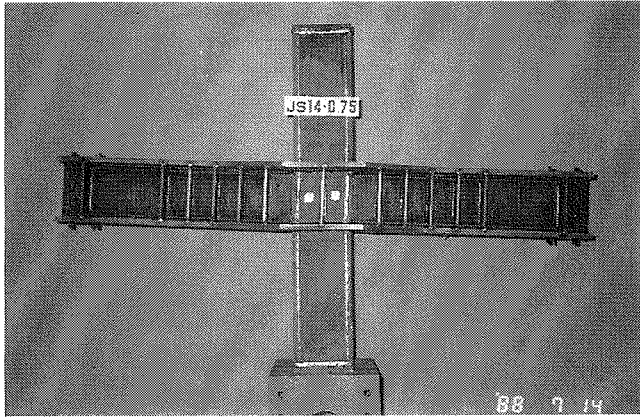
4.2 荷重—パネルのせん断変形曲線

図-3 に各試験体のパネルのせん断力 (Q_p) とせん断変形 (γ) との関係を示す。パネルのせん断力は試験体の寸法から、 $Q_p = 4.91 P$ の関係にある。

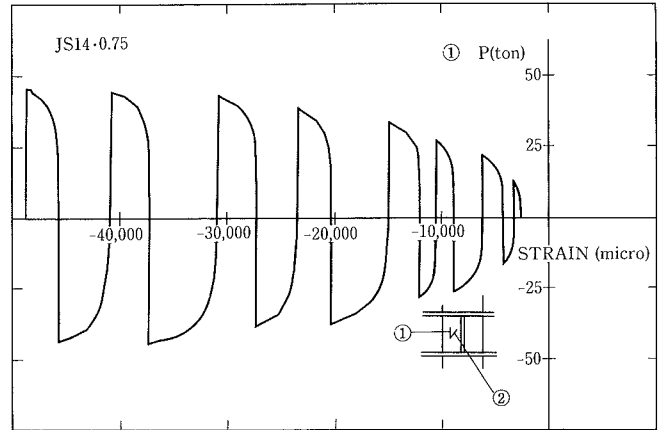
パネルが完全に塑性化した試験体ではせん断変形は1/20程度に達し、大きな靱性を保有するとともに履歴ループは

紡錘形の安定した性状を示している。なお、鋼管柱のパネルとコンクリート充てん柱のパネルではループの性状に若干の相違があり、前者には同一振幅での加力を含め、繰り返し加力により耐力が増加する傾向が顕著であるが後者にはその傾向が少ない。

写真-2 に JS14・0.75 の試験後の変形状態を示す。パネ



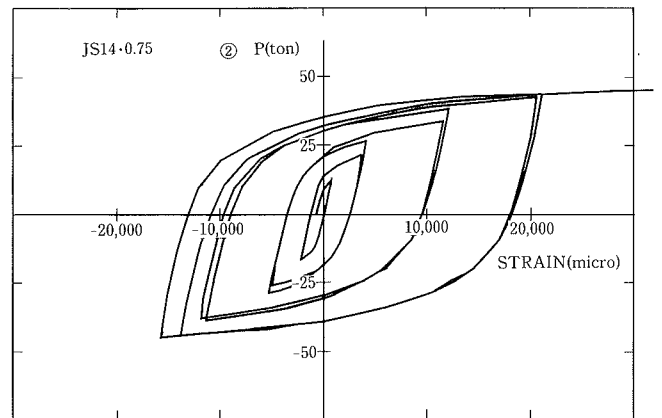
写真一2 JS14・0.75 の変形状態



図一4 パネルの鉛直ひずみ

表一3 初期剛性の実験値と計算値の比較

試験体名称	全体剛性 P/δ(ton/mm)			パネル剛性 Q _p /γ(ton)		
	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計
JS 10・0.75	3.10	2.93	1.06	69.0×10 ³	70.6×10 ³	0.97
JS 10・0.75B	2.30	2.45	0.94	70.1×10 ³	70.6×10 ³	0.99
JS 14・0.75	2.20	2.53	0.84	55.4×10 ³	52.8×10 ³	1.04
JS 14・0.75R	2.50	2.80	0.89	76.4×10 ³	81.8×10 ³	0.93
JSC14・0.9	3.20	3.27	0.98	98.2×10 ³	105 ×10 ³	0.94
JSC14・0.75	3.20	3.27	0.98	92.9×10 ³	105 ×10 ³	0.88
JSC14・0.6	3.20	3.27	0.98	90.0×10 ³	105 ×10 ³	0.86
JSC14・0.75R	3.00	3.40	0.88	120 ×10 ³	126 ×10 ³	0.95
JS 18・0.75	1.80	2.13	0.85	31.3×10 ³	38.5×10 ³	0.81
JSC18・0.75	2.70	3.07	0.88	80.0×10 ³	92.0×10 ³	0.87



図一5 パネルの斜めひずみ

ルが大変形していることが分かる。

図一4、図一5はパネルの鉛直ひずみと斜めひずみである。鉛直ひずみは加力により著しく累積しており、斜めひずみは Q_p-γ 曲線とほぼ同じ性質をもつ。ただし、両者とも非常に大きいひずみを示している。

5. 考察

5.1 初期剛性

P-δ 曲線と Q_p-γ 曲線の初期剛性の実験値と計算値を表一3に示す。全体の P-δ 曲線の初期剛性は柱・はりの曲げとせん断変形、パネルのせん断変形の和とし、また、パネルの Q_p-γ 曲線の剛性にはコンクリートを考慮し、鋼管柱では後述の(1)式から、コンクリート充てん柱では(4)式から求めた。

その結果、全体剛性については鋼管柱の試験体では実験値/計算値が0.85~1.06 (平均0.92)、コンクリート充てん柱では0.88~0.98 (平均0.93)であった。また、パネルの剛性は、鋼管柱では0.81~1.04(平均0.95)、充てん柱では0.87~0.95 (平均0.92)となっており、実験値は計算値より多少低めの傾向を示す。

5.2 諸耐力と破壊部位

諸耐力と破壊部位の一覧表を表一4に示す。表中、パネル降伏計算値 (P_p) は、鋼管柱では(2)式より、コンクリー

ト充てん柱では(5)式より求めた。

パネルの最大耐力 (P_p) は、軸力を無視して、鋼管柱では(3)式より計算し、コンクリート充てん柱の場合にはパネル内にはりフランジ厚の5倍の幅をもったコンクリートの斜めストラットが出来るとしてストラットの圧縮耐力を加えた。柱・はり降伏の計算値 (C_pP_y, B_pP_y) ははり理論から、柱の最大耐力 (C_pP_m) は σ_{max} を用いた全塑性モーメントから求めた。

計算によれば試験体の破壊順序は柱の降伏、パネルの降伏、パネルの破壊という順序である。柱の局部座屈で破壊した JS18・0.75 と、はりが完全降伏した JS10・0.75B 以外では実験でもこの傾向は裏付けられた。ただし、柱の降伏荷重は高軸力を反映して非常に低いが、柱およびパネルの降伏後の塑性化によって荷重は著しく上昇し、最大荷重は軸力を無視したパネルの最大耐力より大きくなった。

まず、降伏荷重の実験値と計算値の比較をする。パネルの降伏を歪で評価すると、実験値/計算値の比率は鋼管柱では0.71~0.93 (平均0.82) となり、充てん柱では1.05~1.35 (平均1.14) となる。general yield 法 (以下、g. y. 法と略記、図一6参照) で検討すると鋼管柱では0.71~0.98 (平均0.86)、充てん柱では0.86~1.02 (平均0.94) となり、鋼管柱では両者とも大差無く、充てん柱では g. y. 法による値が計算値に近いようである。

表-4 諸耐力と破壊部位 荷重はすべてはり端荷重 P (ton)

試験体名称	パネ ル			柱			は り	最 終 状 態		
	降 伏		最 大	降 伏		最 大	降 伏	最 大 荷 重	破 壊 部 位	
	実 験 値		計 算 値	実 験 値		計 算 値	計 算 値			
	歪より判定	g.v.法	pPy	pPm	歪より判定	cPy	cPm	bPy		
JS 10・0.75	25	24.0	27.6	51.1	-25	15.0	59.7	75.0	60.0	パネルの大変形
JS 10・0.75B	20	24.8	27.6	51.1	20	15.0	59.7	49.7	52.0	パネルの大変形とはりの降伏
JS14・0.75	-17	19.9	20.3	40.0	-17	11.2	52.9	75.0	45.5	柱とはりの溶接部の破断 パネルの大変形
JS14・0.75R	25	23.9	33.7	53.3	20	11.2	52.9	75.0	56.0	柱とはりの溶接部の破断 パネルの大変形
JSC14・0.90	30	22.4	22.3	51.0	20	8.42	48.4	75.0	57.5	パネルの大変形と柱の局部座屈
JSC14・0.75	30	24.4	28.5	51.0	-25	16.0	62.5	75.0	59.0	柱とはりの溶接部の破断 パネルの大変形
JSC14・0.60	37	27.5	32.0	51.0	-25	27.4	72.8	75.0	62.5	柱とはりの溶接部の破断 パネルの大変形
JSC14・0.75R	-43	38.7	41.0	60.2	-25	16.0	62.5	75.0	66.0	柱とはりの溶接部の破断 パネルの大変形
JS18・0.75	-20	18.3	21.6	38.4	-20	12.9	35.2	75.0	33.0	柱の局部座屈
JS18・0.75	38	35.6	34.8	45.4	-38	25.3	54.0	75.0	61.5	パネルの大変形

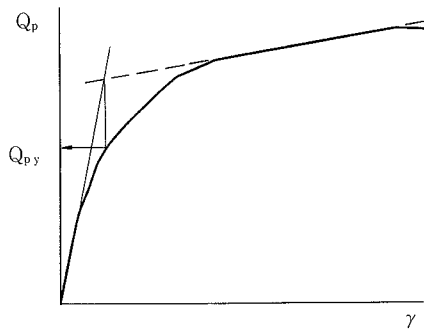


図-6 general yield 法

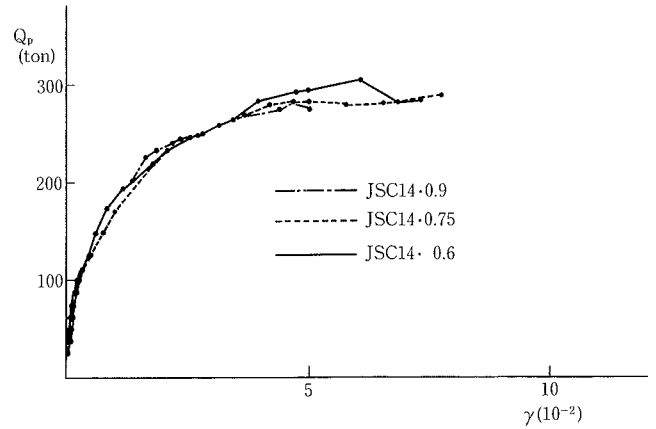


図-7 JSC14・0.9, JSC14・0.75, JSC14・0.6 の比較

柱の降伏を歪で判定すると、鋼管柱で1.33~1.78, 充てん柱で0.91~2.37となり、計算値が低目になっている。

次に最大荷重に対して、実験値と計算値を比較する。パネルで最大耐力が決まっている鋼管柱の JS10・0.75, JS14・0.75 では平均1.16となり、充てん柱で1.10~1.35の範囲にある。なお、パネルは大変形しているものの破壊しておらず、実験の最大荷重を最大耐力としている。

(3)式による計算値は参考文献²⁾による式や SRC 規準³⁾の終局強度式とほぼ同等の耐力となる。一方前述の充てん柱のストラット方式は SRC 規準式より10~20%高めに評価する。しかし、実験値に比べると平均的に15~20%も低い計算値となり、必ずしも良い対応とは言い難い。実験で σ_{max} を用いた計算値以上の耐力を示すことは今後の重要な検討課題である。

5.3 パラメーター比較

5.3.1 径厚比 $D/t \leq 13.8$ の柱ではコンクリートの充てんの有無によらずパネルが大変形し、パネルで最大耐力が決った。 $D/t=18.3$ の JS18・0.75 では変形が比較的小さ

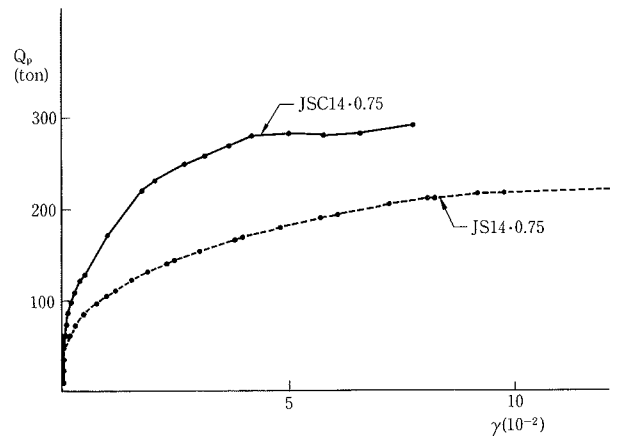


図-8 JSC14・0.75 と JS14・0.75 の比較

い段階で柱に局部座屈が発生した。しかし、コンクリートを充てんする (JSC18・0.75 参照) と、座屈が防止され、 $D/t \leq 13.8$ に匹敵するような良好な性状となった。

5.3.2 軸力 軸力比のみが異なる3種類の試験体の Q_p - γ 曲線の包絡線を示す図-7で軸力の影響を検討する。コンクリートを充てんしたJSC14シリーズでは軸力の影響はほとんど見られない。ただし、JSC14・0.9では $\gamma=1/25$ で柱に局部座屈が発生したので最大耐力は多少低い。

5.3.3 コンクリート充てんの有無 図-8の両試験体の弾塑性挙動の比較より、充てんコンクリートがパネルに及ぼす影響は明白である。弾塑性域の荷重の差をコンクリートのせん断応力度に換算するとほぼ $0.25 F_c$ となる。また、JS14・0.75RとJSC14・0.75Rの比較でも同様な結果が求められる。

5.3.4 パネルゾーンの補強 パネル厚を増やせば、剛性・耐力ともに上昇する。JSC14・0.75とJSC14・0.75Rのパネルの剛性の比較でも明らかである。ただし、測定誤差の影響か全体剛性の傾向は多少異なるものがある。

5.3.5 座屈補強 JS18・0.75とJSC18・0.75には柱ヒンジ部分に8cm間隔で2段に3cmの $\Phi 12$ の横リブが入れている。JS18・0.75ではリブ間で局部座屈し、リブは一応座屈防止の役割を果たしている。コンクリートを充てんしたJSC18・0.75の柱は十分強く、パネルの大変形を可能にした。コンクリートの座屈防止効果は明白である。

5.3.6 はりの強度 はりフランジの厚さがパネルの塑性性状や耐力に影響すると思われる。

5.3.7 鋼材の性質 JS18・0.75とJSC18・0.75には高張力鋼が用いてある。降伏耐力の上昇にその効果がみられるが、薄板となるためにJS18・0.75には局部座屈が生じている。

5.4 パネルゾーンの履歴曲線のモデル化

以上のような考察からパネルの履歴曲線のモデル化を試みた。モデルはトリ・リニア型とし、第1折点のA点、第2折点のB点を持つ。

① 鋼管柱のモデルを図-9に示す。初期剛性 K_1 、A、A'点耐力 Q_A および B、B'点耐力 Q_B を(1)、(2)、(3)式で算定する。

$$K_1 = G_s \cdot A_s / 2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$Q_A = \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_o^2}{3}} \cdot \frac{A_s}{2} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$Q_B = \sigma_{max} A_s / 2\sqrt{3} \quad \dots\dots\dots(3)$$

A_s ; 鋼管の断面積
 G_s ; 鋼材のせん断弾性係数
 σ_o ; 柱の軸方向応力度 = N/A_s

AB間の第2剛性 (K_2) は初期剛性の1/20とする。また、B点以降の第3剛性 (K_3) は0とする。除荷剛性は初期剛性と同じとし、繰返し加力により、A'点耐力に達したらABと同じ剛性となり、さらにB'点耐力に達したら第3剛性となる。

② コンクリート充てん鋼管柱のモデルは図-10に示す。初期剛性およびA、A'点、B、B'点耐力は(4)、(5)、(6)式により求め、ABの第2剛性は初期剛性の1/10、B点以降の第3剛性は1/100とする。除荷剛性は初期剛性と同じとし、A'点耐力に達したらB点と原点对称なB'点を目指す。その

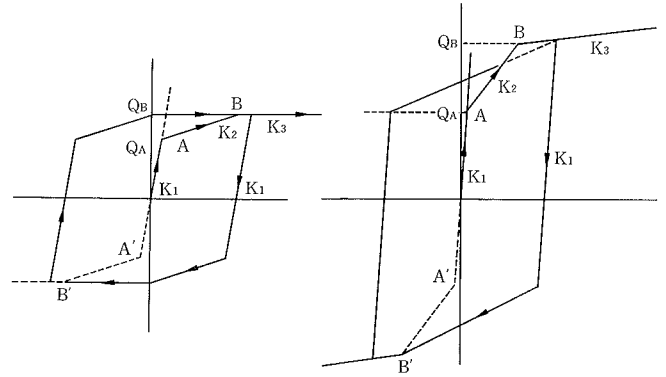


図-9 鋼管柱パネルのモデル

図-10 充てん柱パネルのモデル

後の繰返しは過去の最大変位点を指向するものとする。

$$K_1 = G_s \cdot \frac{A_s}{2} + \frac{E_c}{2(1+\nu)} \cdot A_c \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$Q_A = \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_o^2}{3}} \cdot \frac{A_s}{2} + 0.1 F_c A_c \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$Q_B = \frac{\sigma_{max}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_s}{2} + 0.25 F_c A_c \quad \dots\dots\dots(6)$$

A_c ; 充てんコンクリートの断面積
 E_c ; コンクリートの弾性係数
 σ_o ; 鋼管の軸方向応力度
 = $(N - A_c \cdot F_c) / A_s$

6. まとめ

高軸力下のもとで、角形鋼管柱およびコンクリート充てん角形鋼管柱の柱はり接合部パネルゾーンの繰返し加力実験を行なった。実験の結果を簡条書きでまとめる。

- ・軸力が高いと柱の降伏がパネルの降伏より先行する。
- ・柱の径厚比が小さく局部座屈が起らなければ、最大耐力はパネルで決まる傾向にある。
- ・高軸力下でもパネルは大きなせん断耐力と靱性を有し、安定した履歴性状を示した。また、耐力はあまり軸力の影響を受けなかった。
- ・パネルの耐力は鋼材の最大強度で評価した耐力より高くなった。これは今後の検討課題である。
- ・ $N/N_y=0.75$ での充てんコンクリートのパネルせん断耐力への寄与は $0.25 F_c$ 程度であった。
- ・鋼管柱およびコンクリート充てん角形鋼管柱のパネルの復元力特性は、図-9、図-10のモデルで表すことが出来る。

参考文献

- 1) 武田, 他; 超々高層建築の開発研究(その1): 大林組技術研究所報, No. 36, p. 57~61, (1988)
- 2) 田淵, 金谷; H型はり接合部パネルの耐力と変形能力に関する研究: 日本建築学会論文報告集, 第367号, p. 69~79, (1986, 9)
- 3) 日本建築学会; 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, (1987年)