

コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱 の繰返し弾塑性挙動

Cyclic Elasto-Plastic Behavior of Partially Concrete-Filled Unstiffened Steel Box Columns

宇佐美 勉¹・葛 漢 彬²・水谷 慎 吾³

By Tsutomu Usami, Hanbin Ge and Shingo Mizutani

In this paper, the elasto-plastic cyclic behavior of partially concrete-filled unstiffened steel box columns is studied experimentally. A total of eight cantilever thin-walled steel column specimens were tested under constant compressive loads and cyclic lateral loads. The lengths of filled-in concrete were taken as 0.3 and 0.5 times of the column lengths based on the consideration that in the seismic resistant design it is reasonable to allow some degree of inelastic deformation in the structures as well as structural elements. The test results are discussed in the light of improvement of ductility and energy-absorption capacity of the column element. It is found that the concrete-filled specimens significantly increased both ductility and energy-absorption capacity.

1. 緒言

市街地高速道路や海上空港連絡橋の橋脚には、鋼製箱形断面またはパイプ断面が多用されている。このような構造物の繰返し荷重下での変形能を高める方法に関しては、最近、数多くの研究成果が報告されている[1-11]。その一つとしては、コンクリートを充填することである[6-11]。例えば、車や船の衝突による破損を防ぎ、基礎構造の設計に大きな影響を与える自重をなるべく軽減するために、コンクリートを柱基部のみに充填する例が多く見られる[10-12]。しかし、コンクリートを充填した合成柱に関する数多くの文献[6-14]に対して、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する研究はまだ十分ではない[10-11]。この種の構造物の終局耐震設計法を確立するには、より多くの実験データの集積が必要不可欠である。

本研究はコンクリートを部分的に充填した箱形断面柱の強度と変形特性を明らかにしようとして行った実験的研究について報告しようとするものである。昨年度は補剛材つき箱形断面柱2本についての実験結果を報告した[10]が、この研究では、無補剛箱形断面柱について同種の実験を行い、コンクリート充填部の長さ、幅厚比、細長比などが、部材の強度、ダクティリティなどに及ぼす影響について調べる。

¹D.Sc., 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

²工修 名古屋大学大学院工学研究科 博士課程(後期課程)在学中 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

³工修 日本鋼管株式会社 技術開発本部鉄鋼研究所 (〒210 川崎市川崎区南渡田町)

2. 実験の概要

(1) 実験計画と実験供試体

実験供試体としては、厚さ 4.5mm の SS400 構造用鋼材より、Fig. 1 に示す片持柱供試体 8 体 (断面の高さと幅の比 $d/b = 3/4$) を製作した。供試体の上端部には、載荷板に高力ボルトで接合するため 28mm の鋼板が溶接されており、下端部には、実験床に固定するため 40mm の鋼板が溶接されている。本研究における供試体の主要なパラメータを Table 1 に示す。ここで、フランジプレート幅厚比パラメータ R_f 、柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、充填コンクリートの長さ l_c および各変位振幅レベルにおける荷重の繰返し回数 n 、および軸力比 P/P_y がパラメータとして選ばれている。そのうち、 R_f と $\bar{\lambda}$ は実績調査の結果 [16] を参照して決定した。また、充填コンクリートの長さ l_c を $0.3h$ と $0.5h$ (h = 柱の長さ) に選んだが、その理由については、後で説明する。幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

ここで、 b = 板幅、 t = 板厚、 σ_y = 降伏応力、 E = 弾性係数、 ν = ポアソン比、 k = 板の座屈係数 (無補剛断面の場合 4.0)、 K = 有効座屈長係数 (片持柱の場合 2.0)、 h = 部材長、 r = 鋼断面の断面 2 次半径である。コンクリートは、供試体の下のエンドプレートの中央に開けた穴から、所定の長さまで中詰めした。所定の長さのところには穴のないダイアフラムが設置されており、コンクリートはこのダイアフラムと下のエンドプレート (供試体を実験床に固定する鋼板) の中で閉じ込められている状態で実験している。実験供試体の断面諸量の実測値を Table 2 に示す。

Table 1 Test Specimens Planned

Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	$\frac{l_c}{h}$	n	$\frac{P}{P_y}$
UU0	0.70	0.40	—	3	0
UU1	0.70	0.40	—	3	0.2
UU2	0.70	0.40	0.3	3	0.2
UU3	0.70	0.40	0.5	3	0.2
UU4	0.70	0.40	0.5	5	0.2
UU5	0.70	0.60	0.3	3	0.2
UU6	0.90	0.40	—	3	0.2
UU7	0.90	0.40	0.3	3	0.2

Notes: R_f = Width-Thickness Ratio Parameter of Flange Plate [Eq. (1)];
 $\bar{\lambda}$ = Slenderness Ratio Parameter of Column [Eq. (2)];
 h = Column Height;
 l_c = Length of Filled Concrete;
 N = Number of Loading Cycles;
 P = Applied Axial Load;
 P_y = Squash Load of Steel Section.

Table 2 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	B (mm)	D (mm)	t (mm)	L (mm)	h (mm)	l_d (mm)	l_c (mm)	$\bar{\lambda}$	R_f	R_w
UU0	170	110	4.51	854	762	306	—	0.362	0.664	0.430
UU1	169	111	4.51	854	762	306	—	0.362	0.664	0.430
UU2	170	111	4.51	854	762	229	229	0.362	0.664	0.430
UU3	170	111	4.51	854	762	381	381	0.362	0.664	0.430
UU4	170	111	4.51	854	762	381	381	0.362	0.664	0.430
UU5	170	110	4.51	1354	1216	365	365	0.577	0.664	0.430
UU6	214	145	4.51	1154	1035	394	—	0.381	0.854	0.575
UU7	214	145	4.51	1154	1035	311	311	0.381	0.854	0.575

Notes: B = Width of Flange Plates; D = Width of Web Plates;
 L = Total Length of Specimen; R_w = Width-Thickness Ratio Parameters.

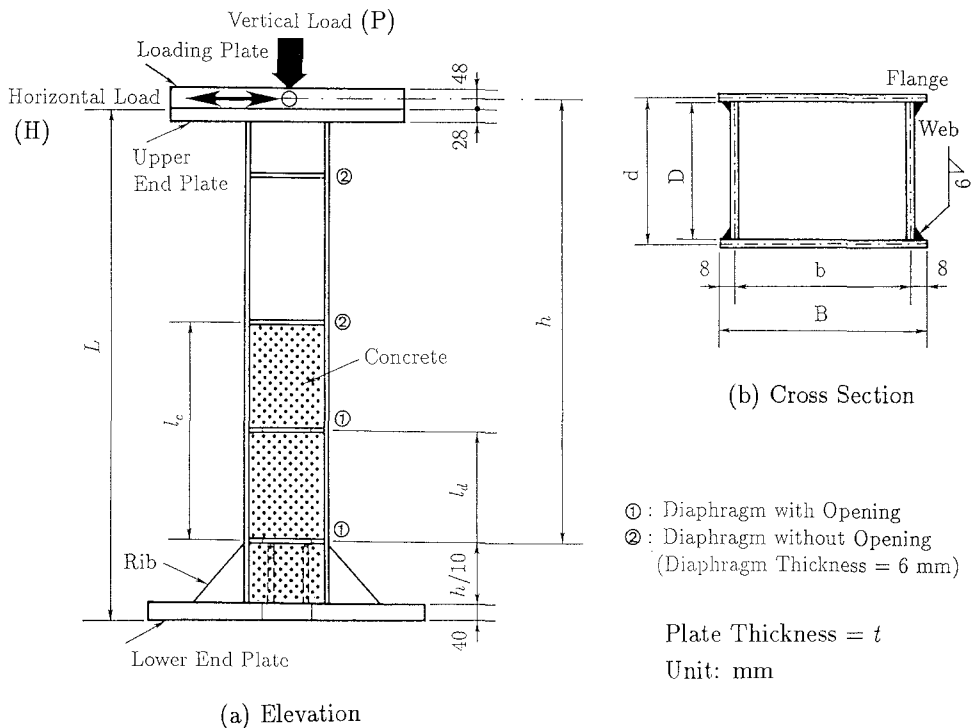


Fig. 1 Test Specimens

(2) 載荷装置

実験は、文献 [3] に示した載荷装置を使用して行ったので、実験装置の説明は省略する。

(3) 載荷方法

本実験では、供試体頂部の水平荷重載荷点の水平変位制御で、一定の軸圧縮力と変動繰り返し水平荷重を載荷して行った。鉛直荷重は、水平荷重を加える前にかけ、大きさは供試体の鋼断面のみにおける全断面降伏軸力 P_y の 20% にした。一方、水平荷重は、Fig. 2 に示すように、所定の各変位振幅で文献 [3] で採用した載荷方法と同様に 3 回ずつの繰り返し載荷 ($n = 3$) を行った。ただし、2 サイクル目の最終荷重が 1 サイクル目のそれに比べ、3% 以内の変化であれば 3 サイクル目の載荷は省略した。定振幅での繰り返し載荷の回数による柱部材への影響を調べるため、供試体 UU4 について 5 回ずつの繰り返し載荷 ($n = 5$) を行った。Fig. 2 に用いられた記号 δ_{yo} は、次式で表される。

$$\delta_{yo} = \frac{H_{yo} h^3}{3EI}, \quad H_{yo} = \frac{M_y}{h} \quad (3, 4)$$

ここに、 M_y と I はそれぞれ鋼断面のみの降伏モーメントと断面二次モーメントである。

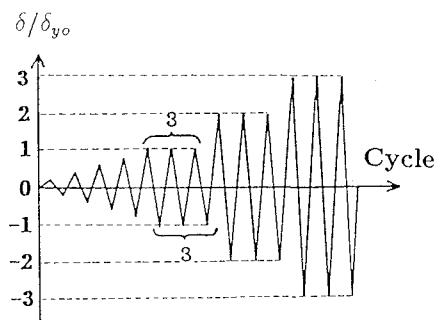


Fig. 2 Displacement History

3. 実験結果とその考察

(1) 材料試験結果

JIS 5 号試験片の引張試験より得られた鋼素材の材料定数の平均値を Table 3 に示す。

コンクリートの材料定数を求めるため、各供試体の実験日にそれぞれ 3 本のシリンダーについて圧縮試験を行った。得られた圧縮強度、ヤング係数、およびポアソン比は、Table 4 にまとめている。

(2) 充填コンクリートの高さを決定する考え方

耐震設計を行う際に、構造物および構造部材にある程度の弾塑性変形を許すという考えは、合理的である。なぜならば、極めてまれな大地震を受ける場合、構造物の各部材の発生応力を降伏点以下におさめるように設計するには一般的に莫大なコストがかかるからである。著者らは、この耐震設計の基本理念に基づき、断面の“能力”を十分に発揮するよう、橋脚の一部だけにコンクリートを充填した構造物の耐震性能い

わゆる強度、ダクティリティ、吸収エネルギーを調べようとしている。その際、コンクリートの充填長さを合理的に決定するには、上部の中空鋼断面の全塑性モーメントと下部の鋼・コンクリート合成断面の全塑性モーメントとの関係を求める必要がある。

Table 3 Material Properties of Steel

E (GPa)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	ν	E_{st} (GPa)	ϵ_{st} (%)
197	266	0.134	0.269	9.36	1.53

Notes: E = Young's Modulus; σ_y = Yield Stress;
 ϵ_y = Yield Strain; ν = Poisson's Ratio;
 E_{st} = Strain-hardening Modulus;
 ϵ_{st} = Strain at Onset of Strain-hardening.

Table 4 Material Properties of Concrete

Days	E_c (GPa)	μ_c	f_c (MPa)	Test Column
59	28.7	0.157	40.8	UU5
61	28.8	0.157	41.0	UU7
75	29.3	0.157	42.1	UU2
77	29.4	0.157	42.2	UU3
80	29.5	0.157	42.5	UU4

Notes: E_c = Young's Modulus;
 μ_c = Poisson's Ratio;
 f_c = Uniaxial Compressive Cylinder (10 cm diameter $\times$ 20 cm height) Strength.

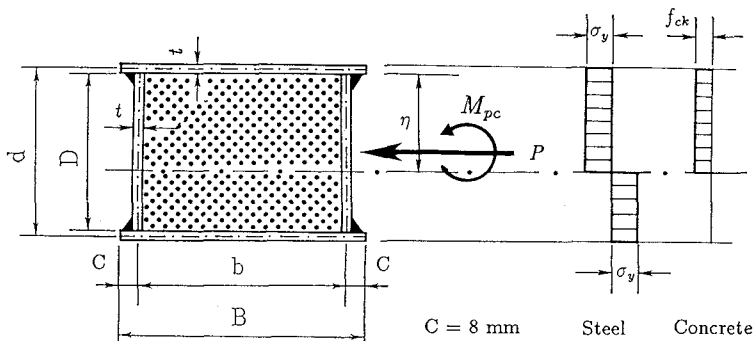


Fig. 3 Stress Blocks for Calculating Fully Plastic Moment M_{pc}

Fig. 3 に示す極限状態での応力分布（ただし、コンクリートの引張強度を無視）を用い、鋼板の局部座屈を考えないときの鋼断面およびコンクリート充填合成断面の全塑性モーメントを求める。ここでは、コンクリートの圧縮強度はシリンダーによる圧縮強度 f_c をそのまま使うのではなく、角柱の圧縮強度を表す特性圧縮強度 f_{ck} を用いる。文献 [9] で詳しく検討した結果によると、 $f_{ck} = \beta f_c =$

$0.7f_c$ で近似できる。軸方向の力のつり合いにより、中立軸の位置を表すパラメータ η は、次のように与えられる。

$$\eta = \frac{2Dt\sigma_y + P}{(B - t - 2C)f_{ck} + 4t\sigma_y} \quad (5)$$

ここで、 P = 供試体に作用する軸力 ($P = 0.2P_y$)、 $C = 8 \text{ mm}$ = 突出部の幅 (Fig. 3 参照)。よって、コンクリートを充填した箱形断面の全塑性モーメント M_{pc} は

$$M_{pc} = \frac{1}{2}(B - t - 2C)\eta^2 f_{ck} + [B(D + t) + \eta^2 + (D - \eta)^2]t\sigma_y - (\eta - \frac{D}{2})P \quad (6)$$

となる。中空鋼断面の全塑性モーメント M_{ps} は、 $f_{ck} = 0$ とすることにより、式 (5) と (6) を使って求めることができる。本研究に用いられた断面形状に対して、 M_{ps}/M_{pc} の比を求めてみると、供試体のいずれに対しても $0.64 \sim 0.66$ の間になる。このことは次のことを意味する。すなわち、コンクリートを柱長 h の $0.34 \sim 0.36$ 倍のところまで充填すると、柱の一番下のダイアフラムのところの合成断面とコンクリート充填部分のすぐ上のところの中空鋼断面は同時に全塑性状態に達する。本研究では、コンクリートの充填長さを $0.3h$ と $0.5h$ に取ったが、 $l_c = 0.3h$ の場合、コンクリート充填部のすぐ上で先に全塑性状態に達し、 $l_c = 0.5h$ の場合、柱基部で先に全塑性状態に達することがわかる。

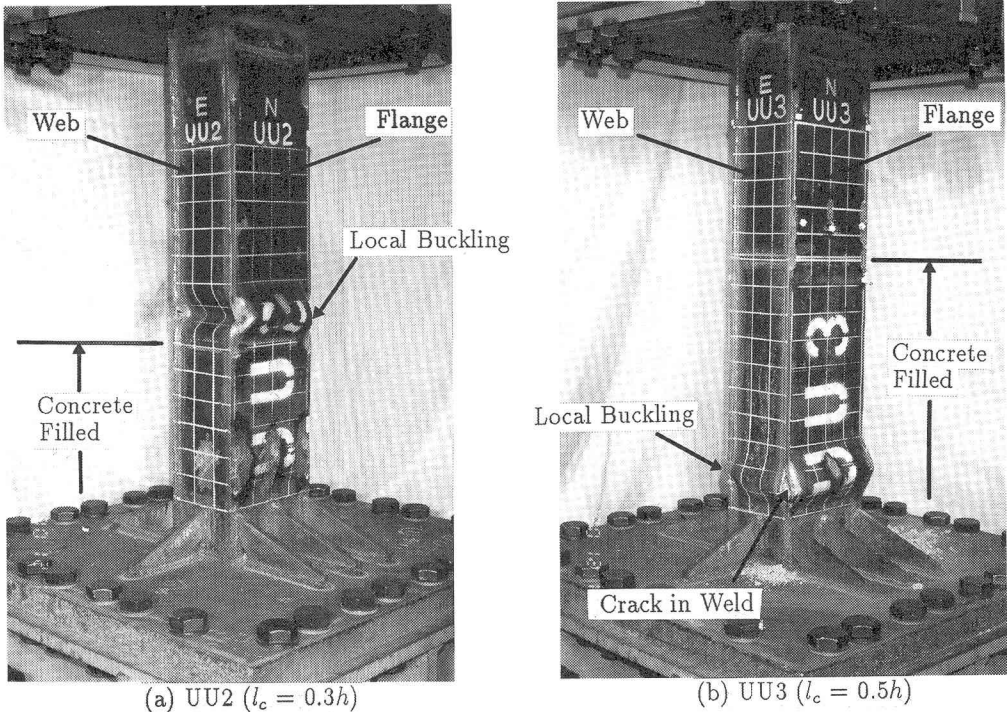


Fig. 4 Test Specimens after Failure

(3) 破壊状況

鋼柱供試体 UU0, UU1 および UU6 の場合、破壊モードは文献 [3,10] のそれらとほとんど同様のものであった。すなわち、供試体の最下部のフランジパネルに凹状の局部座屈、ウェブパネルに凸状の局部座屈波形が最高荷重の付近で見られ、その振幅が荷重の繰り返しごとに大きくなり、最終的には

最下端パネルのフランジとウェブのすみ肉溶接部の割れまたはすみ肉溶接線に直角方向の母材にクラックが生じて耐力を失っていった。

コンクリートを充填した供試体の場合、 $l_c = 0.3h$ のケースと $l_c = 0.5h$ のケースはそれぞれ違った座屈モードを呈している。 $l_c = 0.3h$ のとき、供試体 UU2 と UU7 (いずれも、 $\bar{\lambda} = 0.4$) では、まず微少な局部座屈が最下端のフランジパネルに生じ、ついでコンクリートを充填している部分のすぐ上の中空鋼断面のフランジパネルに局部座屈が発生した。載荷が続くにつれて、コンクリートの充填していない部分の座屈変形だけが大きくなり、ついに耐力を失っていった。これに対して、供試体 UU5 ($\bar{\lambda} = 0.6$) においては、コンクリート充填長さは UU2、UU7 と同一であるが、前述した破壊モードと異なり、柱基部のコンクリートを充填しているところの板パネルのみが座屈するようになった。これは、供試体の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が他の供試体のそれに比べ大きいため、柱全体の $P-\Delta$ 効果によるものと考えられる。

一方、 $l_c = 0.5h$ の供試体 UU3 と UU4 では、局部座屈はコンクリートが充填してある柱最下端部の板パネルのみに発生し、局部座屈変形はフランジ、ウェブとも外側方向のみ生じ、しかも変形はかなり小さかった。

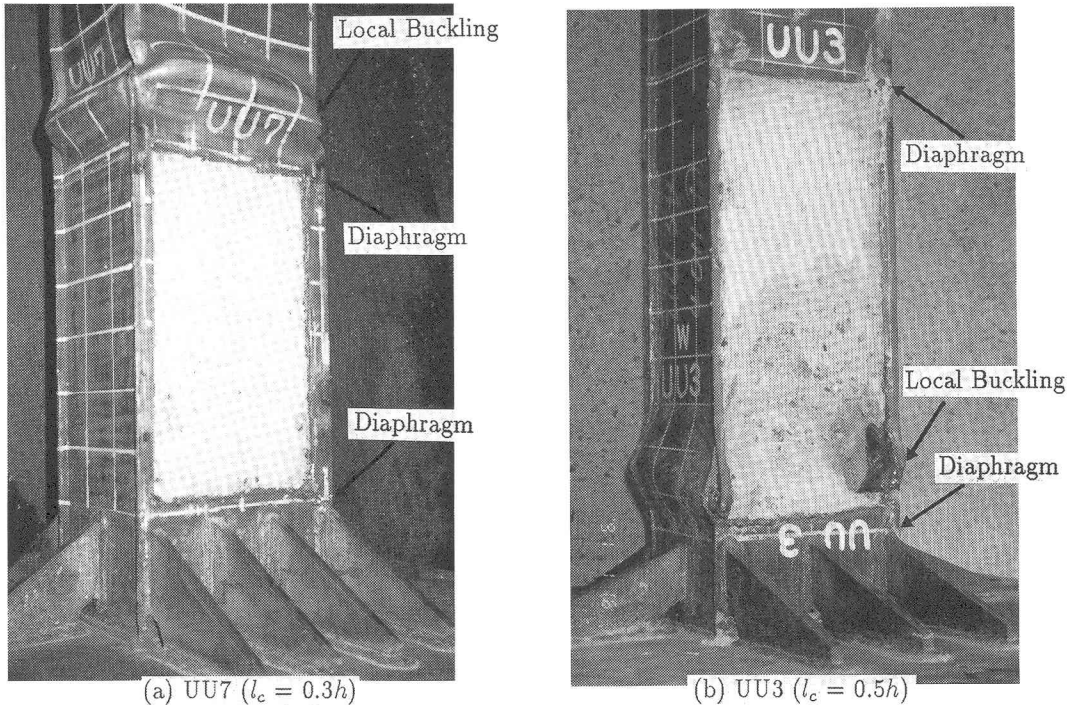


Fig. 5 Filled Concrete after Failure (Flange plate has been removed)

Fig. 4 には、供試体 UU2 ($l_c = 0.3h$) と UU3 ($l_c = 0.5h$) に対する実験終了後の様子を示してある。局部座屈は、UU2 ではコンクリート充填部の上のパネル、UU3 では、柱の最下端のパネルで生じていることがよくわかる。さらに、供試体 UU7 ($l_c = 0.3h$) と UU3 ($l_c = 0.5h$) についてコンクリートを充填している部分のフランジパネルの一枚をガス切断した後の内部状況が Fig. 5 に示されている。これらの写真に見られるように、UU3 では、板パネルの局部座屈が発生していたところのコン

クリートは破壊していたが、UU7では、コンクリートが依然健全な状態を保っていた。一方、板パネルの局部座屈とコンクリートの破壊のいずれが先行したのかは不明であるが、コンクリートが破壊していた部分の板パネルには局部座屈の発生が必ず見られた。

(4) 水平荷重－水平変位履歴曲線

各供試体の水平荷重－水平荷重作用点の水平変位履歴曲線を Fig. 6 に示す。データを整理する際に、供試体基部の剛体的回転による影響を考慮するため、次式により水平変位に対する補正を行った。

$$\delta = \delta_T - (h + h/10)\tan\theta \quad (7)$$

ここで、 δ = 補正後の柱頂部の水平変位、 δ_T = 柱頂部の測定水平変位、 $\tan\theta = \delta_B/(h/10)$ = 柱底部の回転角、 δ_B = 柱底部 (3 角リブの真上のダイアフラム位置) の測定水平変位、 h = 供試体の高さ (Fig. 1 参照) である。Fig. 7 は、得られた水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線を描いたものである。図中の “Linearly Elastic” と記した直線は水平荷重のみが作用したときの微小弾性理論 (せん断変形を含む) によって得られた水平荷重－水平変位関係を表す。ただし、コンクリートの影響は無視している。また、鋼柱および合成柱としての全塑性水平荷重 H_{ps} 、 H_{pc} は、次のように求められる：

$$H_{ps} = \frac{M_{ps}}{h}, \quad H_{pc} = \frac{M_{pc}}{h} \quad (8, 9)$$

供試体のいずれに対しても、約 $H_{ps}/H_{yo} = 1.065$ 、 $H_{pc}/H_{yo} = 1.625$ となった。これらの値を Fig. 7 に直線 (実線) で表す。これらの図から、つぎのことがわかる。

1. 軸圧縮力が強度劣化に及ぼす影響はピークを過ぎてから明らかになる [Fig. 7(a)]。これは、文献 [1,9] で得られた結果と一致している。
2. 供試体 UU2 ($l_c = 0.3h$)、UU3 ($l_c = 0.5h$) および UU1 ($l_c = 0$) の結果 [Fig. 7(b)] を比較すればわかるように、コンクリートの充填によって強度と変形性能は著しく改善される。特に、供試体 UU3 においては、荷重は δ/δ_{yo} が 10 の前後までも降下せず、耐震面で優れた変形性能は見られた。
3. 供試体 UU4 ($n = 5$) と UU3 ($n = 3$) に比べると、強度と変形特性はあまり変わらないことがわかる [Fig. 7(b)]。一般に、繰り返し回数の増加とともに耐力が減少する [10,11]。本研究では繰り返し回数が 3 回と 5 回であるが、繰り返し回数の差がより大きければ荷重履歴の影響が出てくるものと思われる。
4. 供試体 UU1 と UU6 では、極限強度と後座屈強度は、板パネルの幅厚比パラメータが大きくなるほど低下していく。コンクリートを充填した供試体 UU7 と UU2 でも、同じ傾向が見られる [Fig. 7(c)]。供試体 UU7 は $R_f = 0.9$ でコンクリートが $0.3h$ まで充填してあるが、前述したように、局部座屈変形が充填コンクリートのない部分に発生・進展したため [Fig. 5(a)]、UU2 はほどダクティリティが得られなかったものと思われる。
5. Fig. 7(d) からわかるように、細長比の大きい供試体 UU5 では最大荷重に達するときの水平変位 δ と δ_{yo} [式 (1)] の比は、供試体 UU2 のそれに比べかなり小さかった。これは、横軸と縦軸が無次元した量で表現されているからである。実際に、最大荷重に対応する水平変位 δ_m は、Table 5 に示すように、供試体 UU2 の場合約 20mm で、供試体 UU5 の場合約 30mm である。供試体 UU5 の最大荷重に対応する水平変位が UU2 のそれによりかなり大きいことは、 $P-\Delta$ 効果によるものと考えられる。

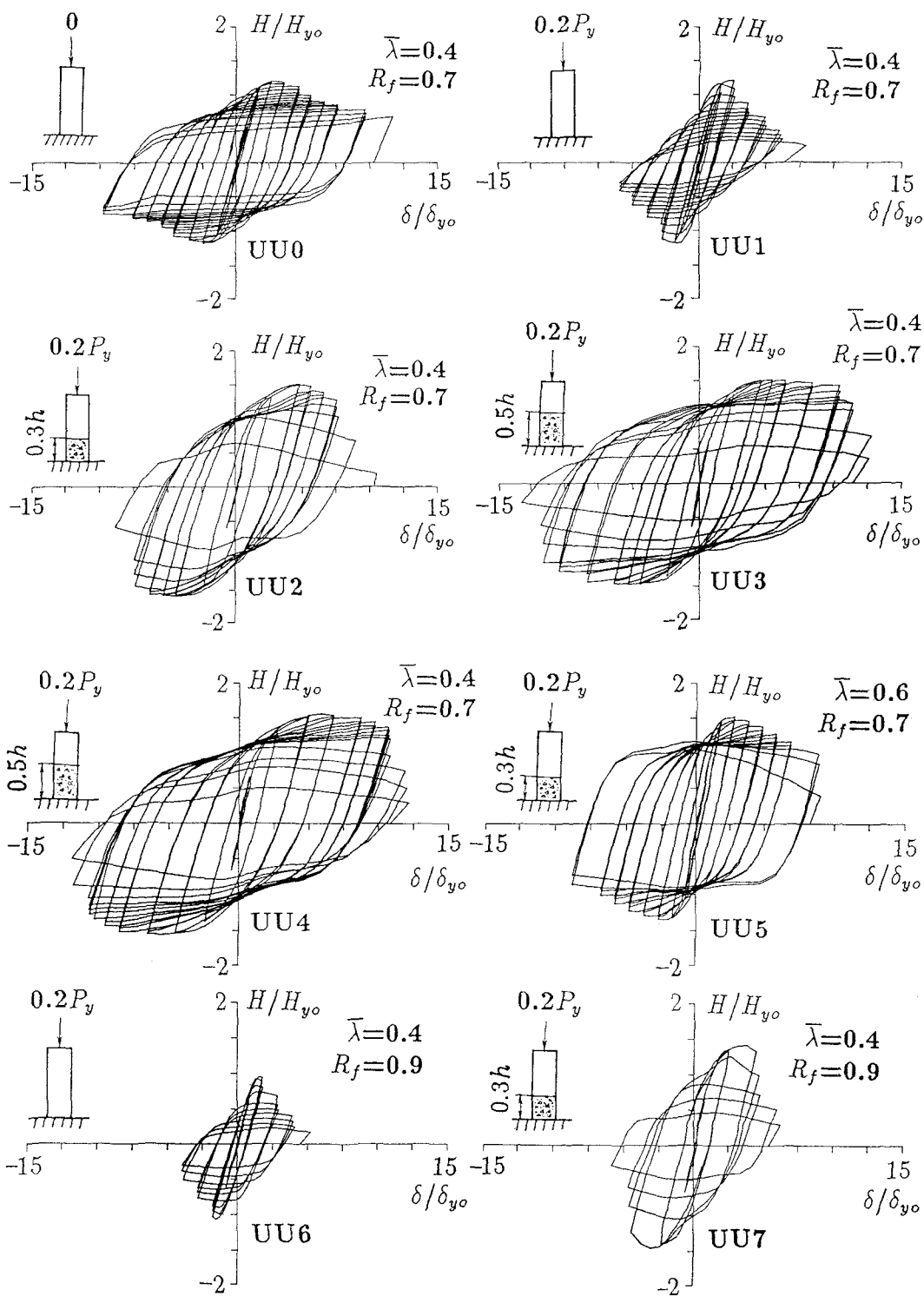


Fig. 6 Horizontal Load - Horizontal Displacement Curves

6. コンクリートを充填した供試体の耐荷力については、実験より得られた最大荷重は鋼とコンクリートの合成柱としての全塑性水平荷重に至らなかったが、それにかなり近い値が得られている。

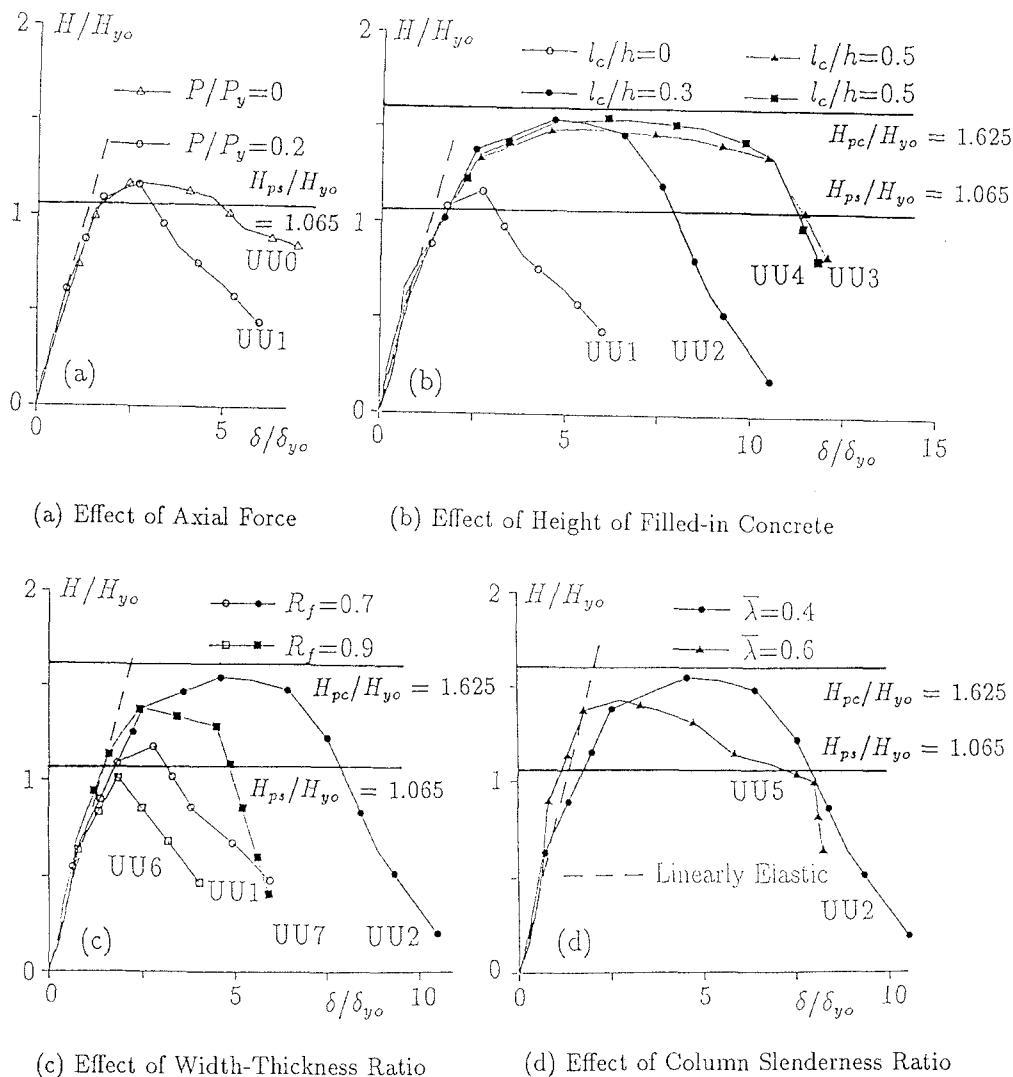


Fig. 7 Envelope of Horizontal Load - Horizontal Displacement Curves

Table 5 には、各供試体の最大荷重、その時の水平変位、および無次元化のための H_{yo} と δ_{yo} [式 (3,4)] の計算値などを示してある。同表からわかるように、最大荷重に対応する変位 δ_m と δ_{yo} の比は、鋼柱の UU1 に対して約 2.5、 $l_c = 0.3h$ のコンクリート充填柱 UU2 に対して約 4.8、 $l_c = 0.5h$ のコンクリート充填柱 UU3 と UU4 に対して約 5.4 となり、最大荷重時の変形に基づく塑性率はコンクリートを充填することによりかなり改善される。一方、細長比および幅厚比の大きい供試体 UU5 ($\bar{\lambda} = 0.6$)、

UU7($R_f = 0.9$) においては、同じ寸法の鋼柱と比べ、強度と変形性能のいずれも顕著に改善された。しかし、Table 5 からわかるように供試体 UU7 の変形性能は供試体 UU2($R_f = 0.7$) に比べあまり大きく改善されなかった。したがって、これらの柱に対しては、コンクリートの充填高さをより高くするなどの対策が必要であろう。

Table 5 Ductility and Energy-Absorption Capacity

Specimen	H_{yo} (kN)	δ_{yo} (mm)	$\frac{H_{max}}{H_{yo}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{yo}}$	$\frac{H_y}{H_{yo}}$	$\frac{\delta'}{\delta_{yo}}$	$\frac{A_s}{A_o}$	μ_m	μ	$\hat{E}$	Remarks
UU0	35.7	4.33	1.18	2.56	1.0	5.23	0.633	2.58	3.68	111	—
UU1	35.7	4.33	1.17	2.69	0.8	3.78	0.720	3.36	3.68	77	—
UU2	35.7	4.33	1.54	4.62	0.8	8.37	0.903	5.78	9.54	536	$l_c = 0.3h$
UU3	35.7	4.33	1.50	5.39	0.8	12.02	0.820	6.74	12.50	1088	$l_c = 0.5h$
UU4	35.7	4.33	1.55	5.63	0.8	11.54	0.825	8.29	12.90	1237	$l_c = 0.5h$
UU5	22.3	11.08	1.43	2.78	0.8	10.50	0.897	3.48	8.10	505	$l_c = 0.3h$
UU6	43.6	6.25	0.99	1.80	0.64	3.19	0.586	1.80	3.35	72	—
UU7	43.6	6.25	1.38	2.45	0.64	5.60	0.780	2.45	7.05	225	$l_c = 0.3h$

Notes: H_{yo} = Calculated Yield Load[Eq.(4)]; H_y = Predicted Ultimate Strength[Ref.(17)];
 H_{max} = Experimental Maximum Horizontal Load;
 δ_{yo} = Calculated Deflection of Column Top at H_{yo} [Eq.(3)];
 δ_y = Calculated Deflection of Column Top at H_y [Eq.(11)];
 δ_m = Deflection of Column Top at H_{max} ; μ_m = Eq. (10); μ = Eq. (12); $\hat{E}$ = Eq. (13).

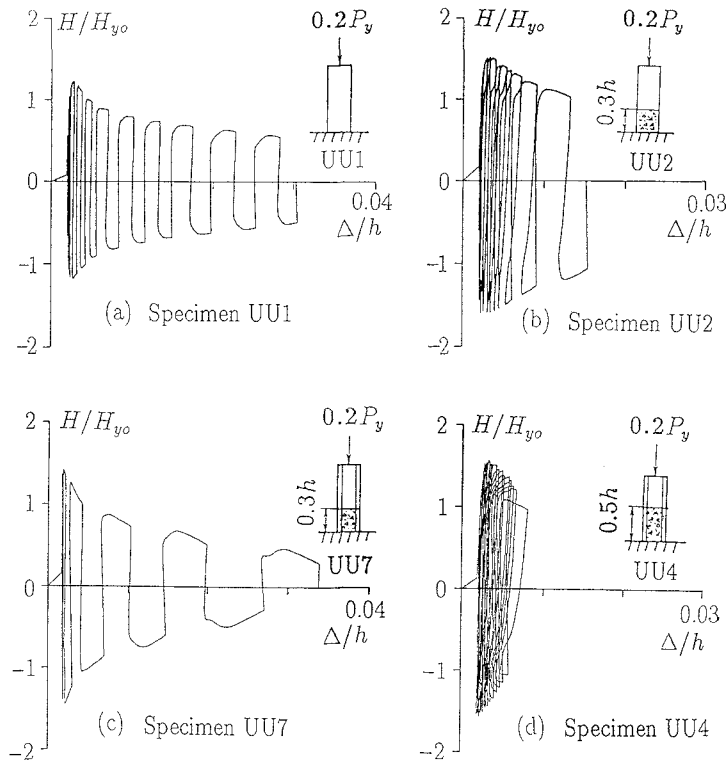


Fig. 8 Horizontal Load - Axial Shortening Hysteretic Curves

(5) 水平荷重－鉛直変位履歴曲線

軸方向縮み量は、構造物部材の損傷度を表す指標の一つとして用いられている [1]。本論文では、この指標も用いて実験供試体の損傷について述べる。Fig. 8 は、水平荷重－鉛直変位（供試体頂部で測定した供試体の軸方向縮み量 Δ ）の履歴曲線を供試体 UU1(鋼柱)，UU2($l_c = 0.3h$)，UU4($l_c = 0.5h$)，および UU7($l_c = 0.3h$ ， $R_f = 0.9$) に対して示したものである。初期の状態では、供試体の軸方向縮みは鉛直荷重、その後は水平荷重によって生ずる。供試体 UU1 では、軸方向縮みは最大水平荷重以後徐々に増えていっている [Fig. 8(a)] が、このことは最大荷重の近辺で局部座屈が発生したことを示しており、破壊モードのところで述べた事実と一致する。供試体 UU2 では、最大水平荷重以後の軸方向縮みは、鋼柱 UU1 ほどではなく、非常に緩慢に増えていっていることがわかる [Fig. 8(b)]。これは、柱基部にはコンクリートが中詰めされているため、柱最下端部の板パネルの内側への変形が拘束され、局部座屈発生が押えられたことによると考えられる。最後の 3,4 ループ目では、コンクリートを充填していない部分の局部座屈が顕著になるため、軸方向縮み量は急激に増えている。一方、供試体 UU4($l_c = 0.5h$) では、柱基部の板パネルのみに局部座屈が発生し、しかも座屈変形が小さいことから、軸方向縮みも比較的は小さな値にとどまっている [Fig. 8(d)]。また、幅厚比の大きい供試体 UU7 では、Fig. 8(c) に示すように、軸変形縮みの増大が鋼柱 UU1 程度に大きいことは、コンクリートを充填していない部分の局部座屈変形がかなり大きく進展したこと [Fig. 5(a) を参照] を反映しているといえる。

(6) 塑性率およびエネルギー吸収能力

塑性率とエネルギー吸収能力は、構造物の変形性能を反映する二つの主な指標である。塑性率については、多くの定義方法が提案されているが、以下にそのうちの二つを用いてコンクリートを充填した鋼柱の変形性能を評価する。

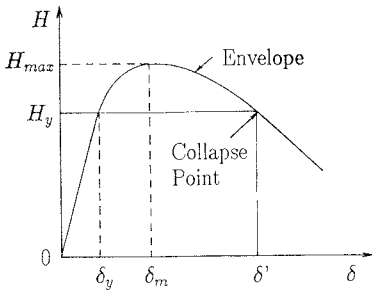


Fig. 9 Definition of δ_y , δ_m and δ'

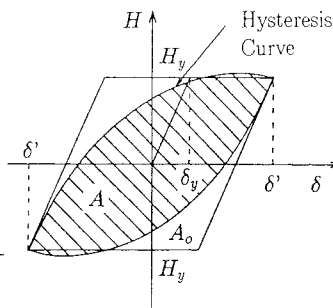


Fig. 10 Comparison of Energy-Absorption Capacity

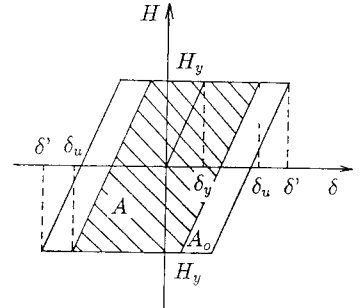


Fig. 11 Replacement of Energy-Absorption Capacity by Elastic-Perfectly Plastic Hysteretic Curve

塑性率を定義する方法としては、Fig. 9 に示すように、最大荷重 H_{max} に対応する変形 δ_m を降伏変形 δ_y で割ったものが多く用いられる。すなわち、

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (10)$$

ここで、 δ_y は初期降伏または局部座屈が起こる水平荷重の理論値に対応する理論水平変位で次式より

求められる。

$$\frac{\delta_y}{\delta_{y0}} = \frac{H_y}{H_{y0}} \quad (11)$$

上式中、 H_y は局部座屈の影響を考慮した単調載荷時の供試体のはり一柱としての強度の理論値[17]である。各供試体に対する δ_{y0} と H_y/H_{y0} の値はTable 5にまとめて示されている。また、部材の荷重-変位履歴特性を反映して新たな塑性率定義方法も損傷の指標として著者らにより提案されている[3]。まず、Fig. 9に示すように、水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線から構造物の破壊点を定義し、それに対応する変位を δ' とする。次に、この変位 δ' に対応する履歴曲線の面積 A_u および完全弾塑性型とした時の面積 A_o (履歴吸収エネルギー、Fig. 10参照)を計算し、Fig. 11に示すように、完全弾塑性履歴曲線に置換してそのときの片側最大変位 δ_u を定める。最後に、次式より塑性率を求める。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{A_u}{A_o} \left(\frac{\delta'}{\delta_y} - 1 \right) + 1 = \frac{A_u}{A_o} \left(\frac{\delta'}{\delta_{y0}} / \frac{\delta_y}{\delta_{y0}} - 1 \right) + 1 \quad (12)$$

上述した置換方法により求められた各供試体の A_u/A_o の値を、 δ'/δ_{y0} の値とともにTable 5に示す。

一方、吸収エネルギーについては、文献[10]での考えと同じように、次式で定義される正規化された累積吸収エネルギー $\hat{E}$ を用いて考察を行う。

$$\hat{E} = \frac{1}{E_e} \sum_{i=1}^N E_i, \quad E_e = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (13, 14)$$

ここで、 E_i = サイクル i での吸収エネルギー、 N = 破壊点($H = H_y, \delta = \delta'$)に達するまでの繰り返し数である。

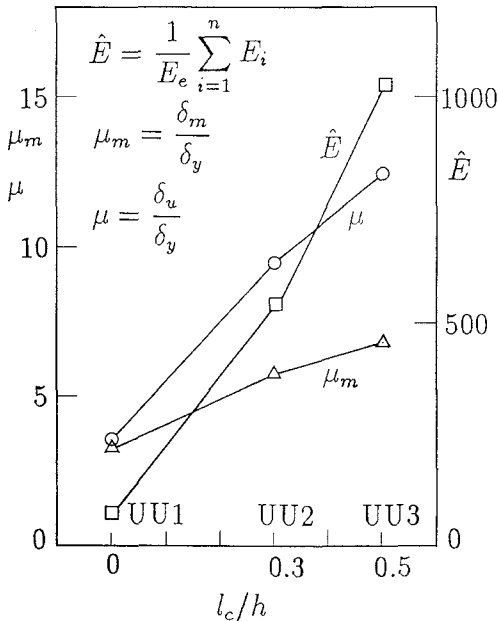


Fig. 12 Effect of l_c on Ductility and Energy-Absorption Capacity

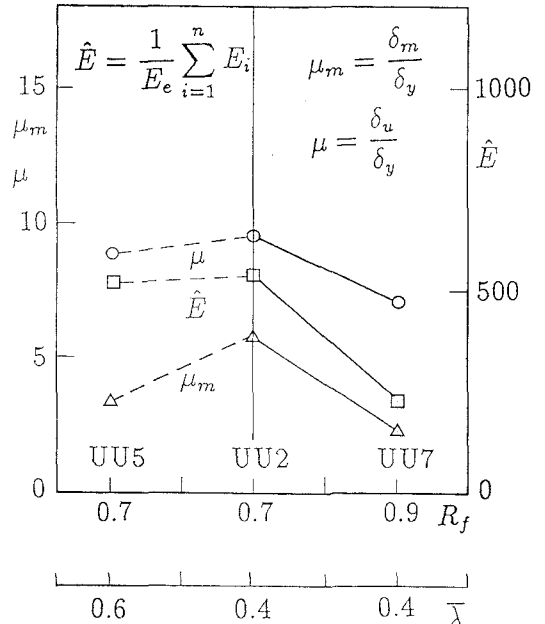


Fig. 13 Effect of R_f and $\bar{\lambda}$ on Ductility and Energy-Absorption Capacity

Table 5 には求められた上記の三つの量 μ_m 、 μ および $\hat{E}$ の値を示す。さらに、Fig. 12 は、それらの値を充填コンクリートの長さ l_c/h に対して描いたものであり、Fig. 13 は、幅厚比パラメータ R_f

と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ に対して描いたものである。Fig. 12に見られるように、コンクリートを充填することにより部材の塑性率と吸収エネルギー能力を格段に高めることができる。また、充填コンクリートの部分が長くなるほど増加する傾向にある。例えば、供試体 UU2 と UU3 を供試体 UU1 に比べ、塑性率指標 μ_m においてそれぞれ 1.7 倍と 2.0 倍で、塑性率指標 μ においてそれぞれ 2.6 倍と 3.4 倍で、正規化された吸収エネルギー $\hat{E}$ においてそれぞれ 7 倍と 14 倍である。これは、中詰めコンクリートにより板パネルの内側への変形が拘束されるため、局部座屈の発生が遅れ、しかも変形もほどよくすることから、塑性率と吸収エネルギー能力が著しく改善されると考えられる。したがって、鋼断面にコンクリートをある程度の高さまで充填することによって、鋼製橋脚のダクティリティを大きくし、地震による相当大きな非弾性変形に耐えることが期待できると言える。一方、Fig. 13 に示すように、 $P-\Delta$ 効果のため長い柱 UU5 は短い柱 UU2 に比べ、塑性率及び吸収エネルギーとも小さくなる。また、幅厚比の大きい供試体 UU7 は、コンクリートが充填していない部分の局部座屈が大きく進展したため、UU2 より小さな塑性率及び吸収エネルギーしか得られないことを示している。

4. 結言

本研究より得られた主な結論は以下の通りである。

1. コンクリートを部分的に充填した箱形鋼柱の主な座屈変形は、 $l_c = 0.3h$ (l_c = 柱基部からのコンクリート充填長、 h = 柱の長さ) の場合コンクリートを充填している部分のすぐ上の中空鋼断面に発生し、 $l_c = 0.5h$ の場合コンクリートを充填している部分の合成断面 (柱の基部) に発生する。ただし、長い柱 UU5 (細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.6$) は、 $l_c = 0.3h$ にかかわらず柱基部のみに座屈変形が発生した。
2. コンクリートを適切な高さだけ中詰めすることによって、柱の強度と変形性能を著しく高めることができる。例えば、最大荷重は鋼柱より概ね 30% 増加し、最大荷重に対応する変形はコンクリートを充填した供試体 UU2 ($l_c = 0.3h$) と、UU3 ($l_c = 0.5h$) を鋼柱供試体 UU1 と比較するとそれぞれ 1.92 倍と 2.15 倍となる。
3. コンクリートを充填することにより部材の塑性率と吸収エネルギー能力を格段に高めることができる。また、充填コンクリートの部分が長くなるほど増加する傾向にある。例えば、塑性率については、 $l_c = 0.3h$ と $l_c = 0.5h$ のとき、指標 μ_m [式 (10)] を用いるとそれぞれ 1.7 倍と 2.0 倍になり、指標 μ [式 (12)] を用いるとそれぞれ 2.6 倍と 3.4 倍になる。また、エネルギー吸収能力 $\hat{E}$ [式 (13)] もそれぞれ 7 倍と 14 倍大きくなる。
4. 水平荷重-鉛直変位履歴曲線はコンクリート充填合成構造物または部材に対して板パネルの局部座屈およびコンクリートの局部破壊による部材の損傷をよく反映できる。

この論文で取り扱った課題は、現在名古屋大学で継続研究中である。研究課題として以下の点が挙げられる。(1) 細長比を変化させた場合の実験データの収集、(2) 幅厚比の大きい柱の場合、 $l_c = 0.3h$ までコンクリートを充填しても変形能があまり改善できなかったが、コンクリートを $0.5h$ まで充填したときの挙動、(3) 中詰めコンクリートの拘束状態による影響、すなわち、充填コンクリート最上部のダイアフラムの有無の影響、(4) この種の構造物の解析法の確立、などである。

参考文献

- 1) 川島一彦, 長谷川金二, 吉田武史, 池内武文: 鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす補剛リブの剛性の影響, 第 20 回地震工学研究発表会, 1989.

- 2) 渡邊英一, 杉浦邦征, 狩野正人, 高尾道明, 江見普: コーナー部に曲率を有する箱形断面はり一柱の繰返し変形特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.36A, 1990, pp.33-40.
- 3) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人: 繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991, pp.93-106.
- 4) 渡邊英一, 杉浦邦征, 播本章一, 長谷川敏之: ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効断面形状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992, pp.133-142.
- 5) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, 1993.
- 6) Sakino, K. and Ishibashi, H.: "Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Short Columns Subjected to Cyclic Shearing Force and Constant Axial Force." Trans. of AIJ, No.353, July, 1985, pp.81-91.
- 7) 桜井幸昌, 加藤賢治, 宇野洋平, 忠和男, 草間晴幸: 交番曲げを受けるコンクリート充填角形鋼管梁の耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.34A, 1988, pp.265-274.
- 8) Tomii, M., Yoshimura, K., Sakino, K., Morishita, Y. and Esaki, F.: "Investigations on Transversely Super Reinforced Concrete Structures and Concrete-Filled Steel Tube Structures." Report to the Ministry of Education, Science and Culture, May 1988.
- 9) 葛漢彬, 宇佐美勉, 寺田昌弘: コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の圧縮耐荷力に関する実験的および理論的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992, pp.119-132.
- 10) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992, pp.105-117.
- 11) Kawashima, K., MacRae, G.A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T. and Oshima, K.: "Ductility of Steel Bridge Piers from Dynamic Loading Tests." Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, Y. Fukumoto and G. Lee, ed., CRC press, Florida, pp.149-162.
- 12) 関西国際空港株式会社, (財団法人) 土木研究センター: 部分合成柱の耐荷力に関する実験, 実験報告書, 昭和62年12月。
- 13) Narayanan, R.(ed.): Steel-Concrete Composite Structures, Stability and Strength. Elsevier Applied Science, 1988, London.
- 14) Nakai, H., Yoshikawa, O. and Terada, H.: "An Experimental Study on Ultimate Strength of Composite Columns for Compression or Bending." Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, pp.235s-245s.
- 15) 日本建築学会: 地震荷重—その現状と将来の展望, 昭和62年11月。
- 16) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査, 橋梁と基礎, 1982年, 6, 7月。
- 17) 宇佐美勉: 鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.36A, 1990, pp.79-88.

(1992年9月21日受付)