

パイプ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

An Experimental Study on the Cyclic Elasto-plastic Behavior of Steel Tubular Members

水谷 慎吾¹・宇佐美 勉²・青木 徹彦³・伊藤 義人⁴・岡本 隆⁵

by Shingo MIZUTANI, Tsutomu USAMI, Tetsuhiko AOKI, Yoshito ITOH and Takashi OKAMOTO

- 1正会員 工修 NKK基盤技術研究所都市工学研究部 研究員 (〒210川崎市川崎区南渡田町1-1)
 2正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464名古屋市千種区不老町)
 3正会員 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科 (〒470-03愛知県豊田市八草町)
 4正会員 工博 名古屋大学教授 理工科学総合研究センター (〒464名古屋市千種区不老町)
 5正会員 工博 NKK基盤技術研究所都市工学研究部 主任研究員 (〒210川崎市川崎区南渡田町1-1)

Steel bridge piers are a way of overcoming the lack of available space to construct in urban areas. Some steel bridge piers were damaged by the South Hyogo Earthquake. Previously the authors have investigated the elasto-plastic behavior of stiffened box columns and partially concrete-filled unstiffened box columns. In this paper, the same subject is studied for steel tubular members. Tests of six cantilever thin-walled steel pipe column specimens were undertaken under a constant compressive axial load and a cyclic lateral load. It is concluded that if the radius-thickness ratio parameter of steel tubular members is less than a certain value, the ductility of these members is improved greatly.

Key Words: ultimate strength, ductility, steel tubular member, cyclic load, elasto-plastic behavior, local buckling

1. 緒言

市街地における高速道路では、形状を自由に選択できること、比較的小さな設置面積で良いこと、また軽量であることなどの理由から箱型断面やパイプ断面の鋼製橋脚が使用されている。パイプ断面は、断面積の等しい箱型断面と比較して、曲げ剛性、形状係数、および柱としての座屈強度が大きいという構造上の特徴を有しており、また、丸みのあるパイプ断面は景観上の理由などで採用されることも多い。兵庫県南部地震では、設計震度を大きく上まわる地震力を受け、国道2号浜手バイパス、阪神高速神戸線などでパイプ断面の鋼製橋脚にも局部座屈や破断といった被害が発生した^{1), 2)}。鋼製橋脚の耐震性については、上部構造の自重を想定した一定軸力と地震力による上部構造の慣性力を想定した繰返し水平荷重下での耐荷力とダクティリティに関して近年研究がなされているが、道路橋示方書・鋼橋編³⁾では鋼種と径厚比により許容応力度が規定されているに留まっている。

著者らは、文献[4, 5, 6]において、補剛箱型断面鋼圧縮部材およびコンクリート充填箱型断面鋼圧縮部材に関する一連の研究を行い、一定軸力繰返し水平荷重下での弾塑性挙動、強度劣化、剛性低下、ダクティリティな

どを実験的に求めた。さらに、道路橋示方書・耐震設計編⁷⁾に採用されているNewmarkのエネルギー一定則に基づく等価水平震度の評価式から、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度に等価な震度を各試験体について求めた。本研究では、対象を箱型断面からパイプ断面に拡張し、無補剛パイプ断面鋼圧縮部材の繰返し荷重下での耐荷力とダクティリティについて検討した。

2. 実験概要

2.1 実験パラメータと試験体

パイプ断面鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合、①径厚比、②軸力比、③細長比、④鋼種、⑤構造形態(柱の支持条件)がパラメータとして考えられる⁴⁾。本研究では、図-1および表-1に示すようにパイプ断面の耐荷力、ダクティリティに対する支配的なパラメータとして径厚比と軸力比を選び、径厚比を3通り、軸力比を2通りに変化させた試験体を6体用意した。

径厚比パラメータ R_t は式(1)で定義される⁸⁾。

$$R_t = \sigma_y / \sigma_{cr} = (R/t) \times (\sigma_y / E) \times \sqrt{3(1-\nu^2)} \dots (1)$$

ここに、 σ_y ：降伏応力、 σ_{cr} ：純圧縮を受ける円筒シェルの弾性局部座屈強度、 R ：鋼管の半径（中心から外縁までの距離）、 t ：板厚、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比である。円筒シェルの局部座屈強度は初期不整等の影響により、 σ_{cr} の1/10倍程度に低下することがあるため⁹⁾、道路橋示方書・鋼橋編³⁾による許容応力度の低減を行わない限界の径厚比パラメータは $R_t=0.10$ 前後となっている。一方、宇佐美らの研究¹⁰⁾では、最近の実験結果を基に、限界径厚比パラメータとして $R_t=0.125$ を提案している。今回の実験では、この提案を参考に径厚比パラメータは $R_t=0.10$ 、 0.12 、 0.17 と設定した。鋼種は機械構造用炭素鋼鋼材S45C（公称降伏強度 $\sigma_y=35\text{kgf/mm}^2$ 以上）を用い、電気抵抗溶接法によって造管された厚さ10mmの鋼管（電縫鋼管）を3.2mmに機械切削し、板厚一定として径を変えることにより径厚比を変化させた。軸力 P は柱の全断面降伏荷重 P_y の0.1倍と0.2倍の2種類とした。また、柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ ⁹⁾は式(2)で定義され、鋼製橋脚の実績調査¹¹⁾によると橋軸まわりの断面二次半径を用いて計算した細長比パラメータの分布は $\bar{\lambda}=0.2\sim0.4$ のものが85%であることより、ほぼ上限に近い値として $\bar{\lambda}=0.4$ で一定とした。

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(\sigma_y / \sigma_{cr})} \\ = (K \cdot h / r) \times (1 / \pi) \times \sqrt{(\sigma_y / E)} \quad \dots (2)$$

ここに、 σ_{cr} ：柱の弾性座屈強度、 K ：有効座屈長係数（片持ち柱のとき $K=2$ ）、 h ：部材長、 r ：断面二次半径である。構造形態は一端固定他端自由の片持ち柱とした。柱部の上端部は載荷板とボルト接合するために、また下端部は試験体台に固定するために28mm厚の鋼板を脚長6mmの片面隅肉溶接し、それぞれ上部継手板、下部継手板とした。試験体基部100mmの長さの部分は、4.5mm厚の三角リブおよび6mm厚のダイアフラムで補剛し、鋼管の元厚10mmの状態とした。また、上部継手板との接合部である試験体上部50mmの長さの部分も、応力集中による局部座屈の発生を防ぎかつ剛域を確保するため、鋼管の元厚10mmの状態とした。試験体の柱としての部材長 h は、三角リブの上部のダイアフラム位置から水平荷重の作用位置までの距離を採用している。試験体が小径であ

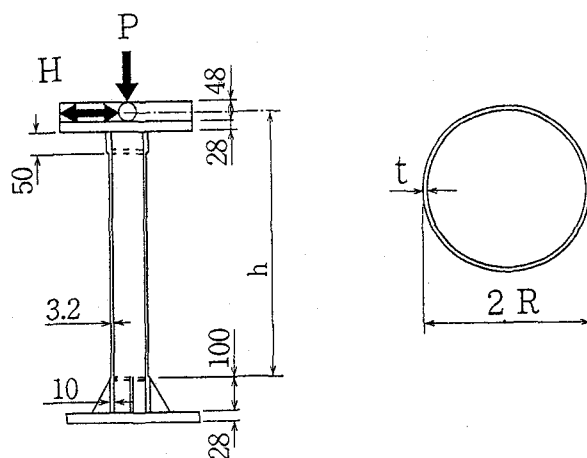


図-1 試験体

表-1 試験パラメータ

試験体名	$\bar{\lambda}$	R_t	P/P_y	サイクル数
P10-1C	0.4	0.10	0.1	3
P10-2C	0.4	0.10	0.2	3
P12-1C	0.4	0.12	0.1	3
P12-2C	0.4	0.12	0.2	3
P17-1C	0.4	0.17	0.1	3
P17-2C	0.4	0.17	0.2	3

$\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ、 R_t =径厚比パラメータ、 P =軸力、 P_y =全断面降伏荷重、
サイクル数=各変位振幅での繰返し数

表-2 試験体の実測寸法

試験体	h	t	R	R/t	R_t	$\bar{\lambda}$
P10-1C	1052	3.30	104	31.5	0.0876	0.395
P10-2C	1052	3.53	104	29.5	0.0885	0.396
P12-1C	1252	3.09	118	38.2	0.125	0.430
P12-2C	1252	3.30	118	35.8	0.117	0.430
P17-1C	1752	3.73	190	50.9	0.148	0.372
P17-2C	1752	3.66	190	51.9	0.151	0.373

h =部材長(mm)、 t =板厚(mm)、 R =半径(mm)

表-3 断面定数

試験体名	I	A	r	W	$K \cdot h / r$	P_y	M_y	P
P10-1C	12.1	2.13	72.4	116	29.1	84.4	4.24	8.44
P10-2C	11.8	2.26	72.2	113	29.2	82.9	4.16	16.58
P12-1C	15.4	2.26	82.4	130	30.4	92.4	5.31	9.24
P12-2C	16.5	2.42	82.5	139	30.4	98.8	5.68	19.76
P17-1C	77.6	4.40	133.0	409	26.4	162.0	15.10	16.20
P17-2C	75.9	4.32	133.0	409	26.4	159.0	14.80	31.80

I =断面二次モーメント($\times 10^6 \text{mm}^4$)、 A =断面積($\times 10^3 \text{mm}^2$)、 r =断面二次半径(mm)、
 W =断面係数($\times 10^3 \text{mm}^3$)、 $K \cdot h / r$ =細長比、 P_y =全断面降伏荷重($\times 10^3 \text{kgf}$)、
 M_y =降伏モーメント($\times 10^6 \text{kgf} \cdot \text{mm}$)、 P =軸力($\times 10^3 \text{kgf}$)

るため、製作上の制約から柱の中間部にはダイアフラムを設けていない。

試験体の実測寸法を表－2、断面定数を表－3に示す。

2.2 実験装置および載荷方法

繰り返し荷重は載荷フレームに固定したMTS社製構造物試験機（最大荷重35tonf、最大ストローク±125mm）で、軸力は手動油圧ジャッキ（最大荷重70tonf）により載荷した。実験装置は文献[4]に示したものを使用した。載荷方法は、一定軸力の下で柱頭部に降伏変位 δ_{yo} を基準として $\pm \delta_{yo}$ 、 $\pm 2 \delta_{yo}$ 、 $\pm 3 \delta_{yo}$ ・・・のように変動変位繰り返し水平力を作用させた。降伏変位 δ_{yo} は式(3)、(4)により算出される。

$$\delta_{yo} = H_{yo} \cdot h^3 / (3EI) \quad \dots (3)$$

$$H_{yo} = M_y / h \quad \dots (4)$$

ここに、 M_y ：軸力を考慮しない降伏モーメントである。図－2に示すように、同一変位に対する繰り返し水平力を与えるサイクル数 n は3回とした。ただし、2サイクル目の最終荷重が1サイクル目のそれと比べ、3%以内の変化であれば3サイクル目の載荷は省略した。載荷方法は文献[6]に示した方法で行った。

3. 実験結果とその考察

3.1 材料試験結果

各鋼管からJIS 5号試験片を5本ずつ製作し、引張試験を行った。結果は表－4に示すようにJISの規格値を満足している。

3.2 初期たわみ測定結果

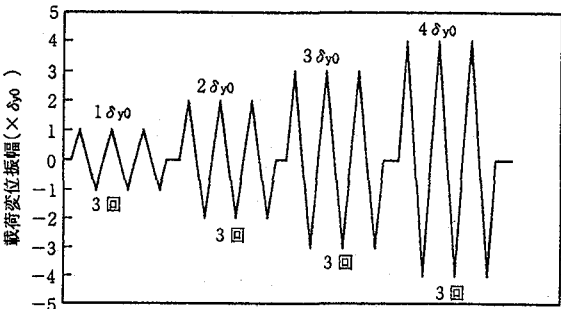
試験体の直線性の測定としてECCS¹²⁾の規定に採択されているOOS(Out of Straightness)、真円度の測定としてAPI¹³⁾の規定に採択されているOOR(Out of Roundness)を測定した。ここに、OOSとは次式で示される長さ l_r の直線定規を試験体表面に当てたときの隙間の大きさのことであり、隙間ゲージを用いて測定した。

$$l_r = 4 \sqrt{(R \cdot t)} \quad \dots (5)$$

ここに、 R ：肉厚中心までの半径、 t ：板厚である。ECCSの規定によればOOSの制限値は $0.02 l_r$ である。また、OORは次式で表される。

$$OOR = (D_{max} - D_{min}) / D_{ave} \quad \dots (6)$$

ここに、 D_{max} ：外径の最大値、 D_{min} ：外径の最小値
 D_{ave} ：外径の平均値である。APIの規定によればOORの制限値は0.01である。結果は表－5のように規定の制限値を満足している。



図－2 加力サイクル図

表－4 鋼管の材料試験結果

	σ_y	ϵ_y	E_{st}	ϵ_{st}
JIS値	35以上	—	—	—
試験体名				
P10-1	36.8	0.175	0.132	4.76
P10-2	37.1	0.196	0.104	3.83
P10-3	36.4	0.168	0.123	3.23
P10-4	35.9	0.182	0.110	4.57
P10-5	37.0	0.191	0.0929	3.44
平均	36.6	0.187	0.112	3.97
P12-1	41.0	0.207	0.124	6.42
P12-2	38.7	0.189	0.127	7.21
P12-3	40.9	0.199	0.0802	7.81
P12-4	40.8	0.194	0.112	5.91
P12-5	42.8	0.199	0.128	6.39
平均	40.9	0.198	0.114	6.75
P17-1	37.0	0.186	0.0871	5.42
P17-2	37.3	0.172	0.138	4.79
P17-3	36.2	0.176	0.149	6.26
P17-4	37.2	0.175	—	—
P17-5	36.4	0.170	0.103	5.16
平均	36.8	0.176	0.119	5.41

σ_y :降伏応力(kgf/mm²), ϵ_y :降伏ひずみ(%),
 E_{st} :ひずみ硬化係数($\times 10^4$ kgf/mm²),
 ϵ_{st} :硬化ひずみ(%)

表－5 鋼管の初期たわみ測定結果

試験体	OOSの 制限値 (mm)	O O S (mm)	OORの 制限値	O O R
P10-1C	1.45	0.20	0.01	0.00552
P10-2C	1.45	0.45	0.01	0.00771
P12-1C	1.55	0.15	0.01	0.00233
P12-2C	1.55	0.15	0.01	0.00190
P17-1C	1.96	0.25	0.01	0.00185
P17-2C	1.96	0.20	0.01	0.00304

3.3 座屈モード

各試験体の座屈モードを図-3に示す。文献[10]に示す純圧縮試験では、肉厚が比較的厚肉のもの（ $R/t = 35$ 程度）は周囲に様に膨らみ、比較的薄肉のもの（ $R/t > 55$ ）は円周方向に5.5波長のダイヤモンド型の座屈モードが発生した。本実験は繰り返し載荷であるため、最大荷重時に圧縮側に最初の局部座屈が生じ、次に逆方向に曲げられたときに、もと引張側であった部分が圧縮を受け新たに局部座屈が生じる。そして再度逆方向に曲げられると、座屈波形が一つにつながり、パイプ断面を一周まわるような座屈モードが生じる。さらに加力を進めると、座屈した部分のすぐ上が凹み、径厚比が小さいもの（ $R/t \leq 38.2$ ）は四角形に、径厚比が大きいもの（ $R/t > 50.9$ ）は五角形に局部座屈を起こした。写真-1は、試験体基部を横から撮影したものと、実験終了後に試験体を切断して内側を上部から撮影したものである。箱形断面柱では同一断面内に凸と凹が交互に発生する座屈モードであったが^{4)~6)}、パイプ断面では同一断面では4辺あるいは5辺全てが内側に凹む座屈モードとなった。兵庫県南部地震において、国道2号浜手バイパスのメリケンパーク西（神戸市中央区）の橋脚の中には、パイプ断面を一周まわるような座屈モードが見られた。また、阪神高速神戸線の松原交差点西（神戸市兵庫区）のように径厚比の大きな橋脚（ $R/t = 45.5$ ）の中には、四角形となって4辺が内側に凹んだものもあった。

3.4 水平荷重-水平変位履歴曲線

各試験体の水平荷重～水平変位履歴曲線を図-4に示す。水平荷重載荷位置で測定された水平変位には、試験体基部の剛的回転が含まれるため、文献[5]と同様に水平変位に対する補正を行った。

図-4においては水平荷重 H と補正した水平変位 δ をそれぞれ降伏荷重 H_y と降伏変位 δ_y で無次元化している。各変位で3サイクルずつ繰り返し載荷を行ったが、第1サイクル後の最大変位点を結んだ包絡線を描くと強度劣化の状態が明確となる。その結果を図-5に示す。図中の横矢印の点は、単調載荷時の水平耐荷力の推定値 $H_{1.4}$ である。水平耐荷力の推定値 H_u は、式(7)に示す「柱の安定照査式」と式(8)に示す「断面の強度式」の両式を満足する最大の曲げモーメント M を部材長 h で除して求める。

$$P/P_u + C_m/(M_u(1 - P/P_e)) \leq 1.0 \quad \dots (7)$$

$$P/(Q \cdot P_y) + M/M_u \leq 1.0 \quad \dots (8)$$

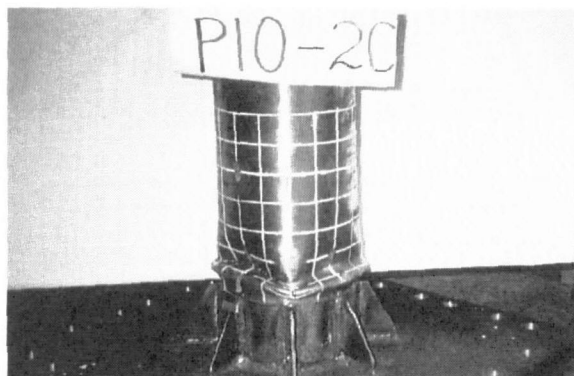
$$\begin{aligned} P_u/(Q \cdot P_y) &= 1.0 & (\bar{\lambda}' \leq 0.2) \\ &= 1.109 - 0.545 \bar{\lambda}' & (0.2 \leq \bar{\lambda}' \leq 1.0) \\ &= 1/(0.773 + \bar{\lambda}'^2) & (\bar{\lambda}' \geq 1.0) \end{aligned} \quad \dots (9)$$

$$\bar{\lambda}' = \sqrt{Q} \cdot \bar{\lambda} \quad \dots (10)$$

$$Q = 1.0 \times (0.8 + 0.025/R_t) \leq 1.0 \quad \dots (11)$$

$$M_u = Q_B \cdot M_y \quad \dots (12)$$

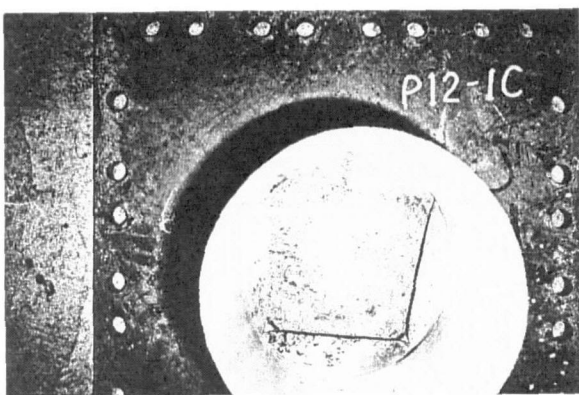
$$Q_B = 1.2 \times (0.8 + 0.025/R_t) \leq 1.0 \quad \dots (13)$$



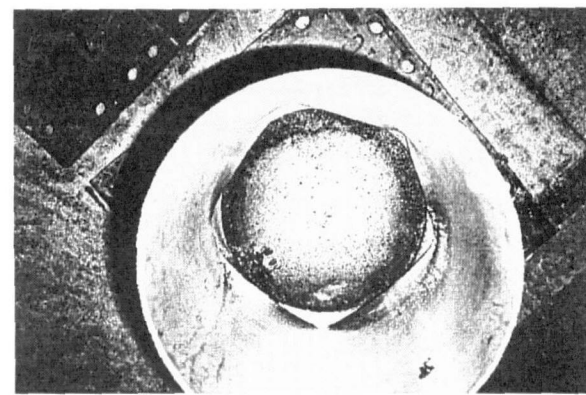
(a) P10-2C



(b) P17-2C

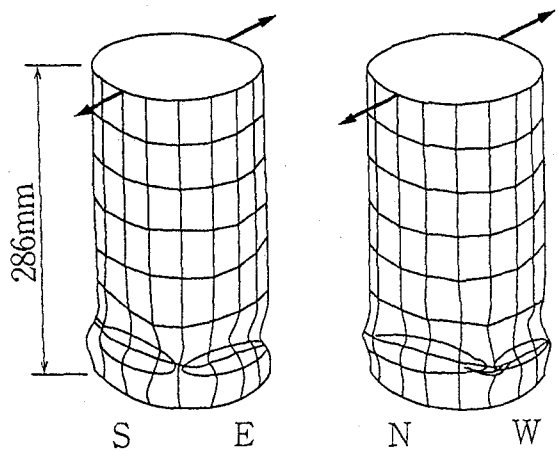


(c) P12-1C

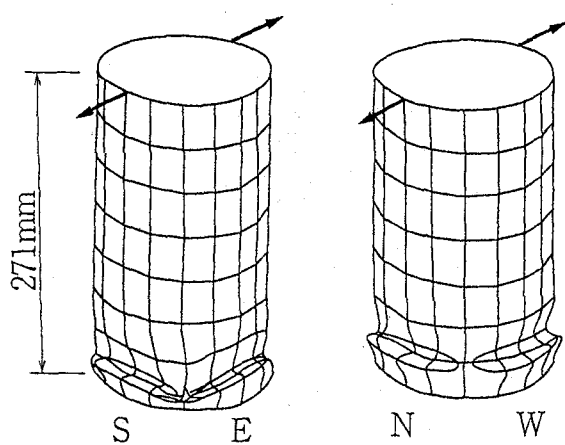


(d) P17-1C

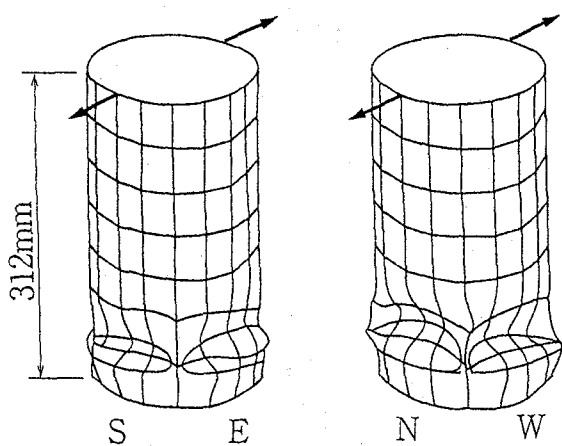
写真-1 座屈モード



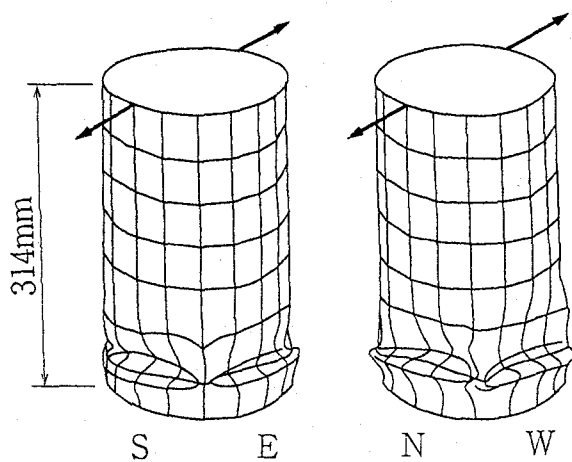
(a) P10-1C $R_t=0.09$, $R/t=32.5$, $P/P_y=0.1$



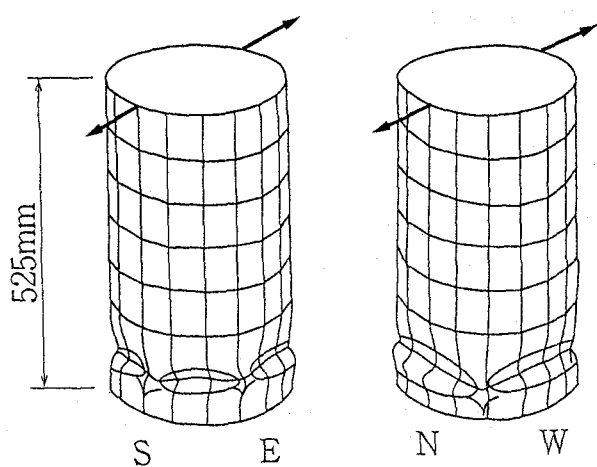
(b) P10-2C $R_t=0.09$, $R/t=32.5$, $P/P_y=0.2$



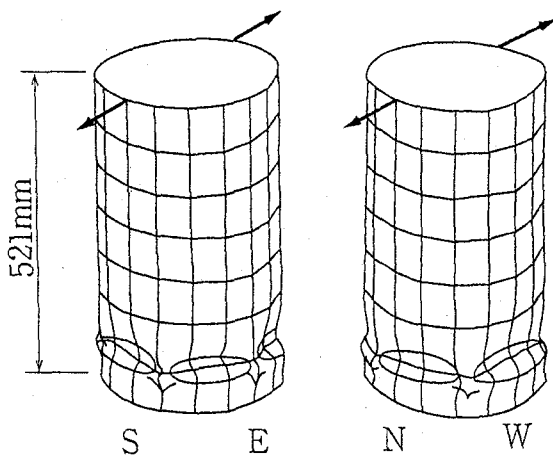
(c) P12-1C $R_t=0.12$, $R/t=36.9$, $P/P_y=0.1$



(d) P12-2C $R_t=0.12$, $R/t=36.9$, $P/P_y=0.2$

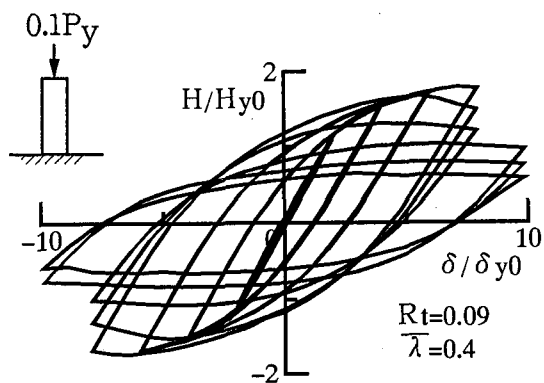


(e) P17-1C $R_t=0.15$, $R/t=59.2$, $P/P_y=0.1$

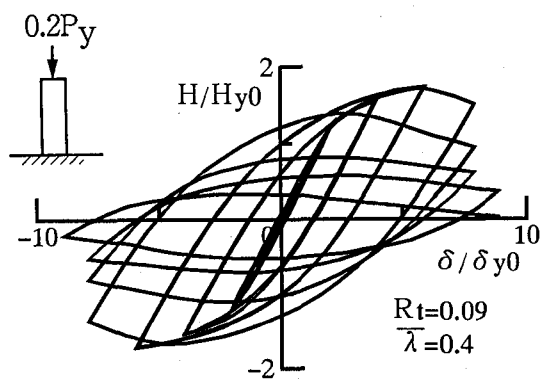


(f) P17-2C $R_t=0.15$, $R/t=59.2$, $P/P_y=0.2$

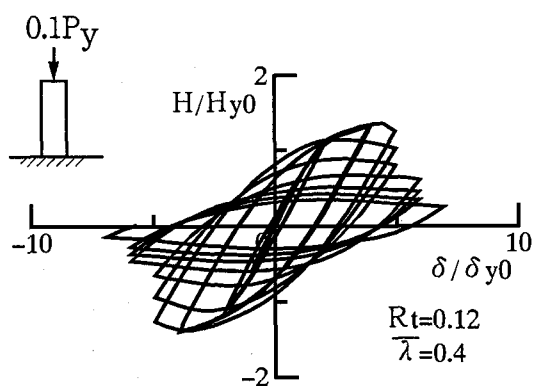
図-3 座屈モード



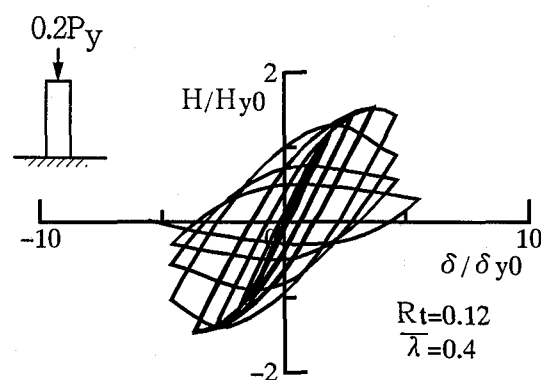
(a) P10-1C



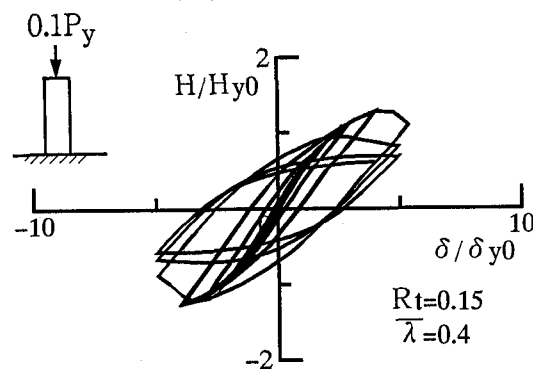
(b) P10-2C



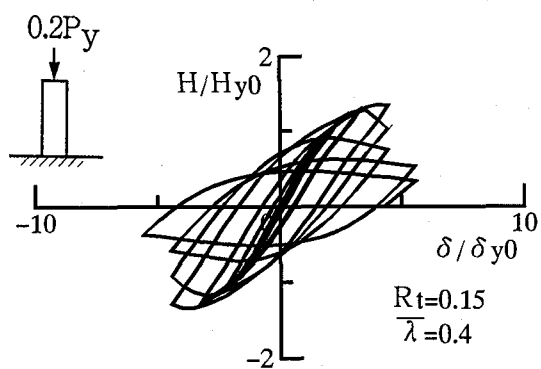
(c) P12-1C



(d) P12-2C

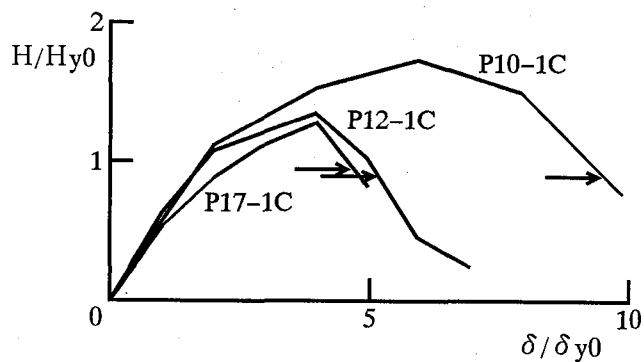


(e) P17-1C

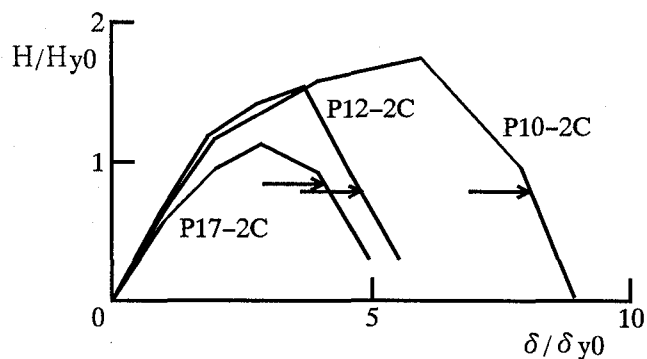


(f) P17-2C

図-4 水平荷重～水平変位履歴曲線



(a) $P/P_y=0.1$



(b) $P/P_y=0.2$

図-5 水平荷重～水平変位履歴曲線の包絡線

ここに、 P ：軸力、 P_0 ：中心軸圧縮柱強度、 Q ：断面の圧縮強度の算定に用いる定数（式(11)）、 C_m ：等価モーメント補正係数（片持ち柱のとき $C_m=0.85$ ）、 M_0 ：断面の曲げ強度、 Q_0 ：断面の曲げ強度の算定に用いる定数（式(13)）、 P_E ：有効座屈長を用いて計算したオイラー座屈強度、 P_y ：全断面降伏軸力である。

図-5から、径厚比パラメータ R_t が小さいほど最大耐力比 H_{max}/H_y が大きい傾向にある。P10-2C、P12-2C、P17-2Cを比較すると、 R_t を0.151 (P17-2C) から0.117 (P12-2C) に変化させると H_{max}/H_y は1.22倍になる。 R_t を0.0885 (P10-2C) に変化させると H_{max}/H_y は1.38倍になる。この傾向は、軸力比 $P/P_y=0.1$ の場合においても同様である。

4. 弾塑性挙動を考慮したパイプ断面鋼製橋脚の耐震性評価

4.1 鋼材のダクティリティを考慮した塑性率

塑性率は構造物の変形能力を測る指標の1つである。この塑性率の定義の方法において、最も単純な方法としては、繰り返し载荷の荷重～変位履歴曲線の包絡線における終局変位 δ_u と降伏変位 δ_y を用いて $\mu = \delta_u / \delta_y$ と定義される変位塑性率である。著者らは終局状態として、降伏荷重 H_y まで水平荷重が降下した点を設定し、その点での履歴曲線の1ループを吸収エネルギー等値の条件で完全弾塑性体（降伏強度 $= H_y$ ）の履歴曲線に置換したときに得られる終局変位と降伏変位の比を持って塑性率 μ を定義した⁵⁾。この塑性率の考え方は、履歴吸収エネルギーの特性を反映することができるため合理的である。ここではこの考え方をパイプ断面にも適用する。各試験体について塑性率 μ を求め、変形性能の立場から部材の優劣を定量的に議論する。

図-4の荷重～変位履歴曲線において、各サイクルごとのループの面積がそのサイクルでの試験体のエネルギー吸収量であり、このエネルギー吸収量を図-6に示す完全弾塑性型の1サイクルのエネルギー吸収量 A_0 で無次元化する。

$$A_0 = 4 H_y (\delta' - \delta_y) \quad \dots (14)$$

ここに、 δ' は $H-\delta$ 曲線の包絡線において荷重降下域での H_y に対応する水平変位である（図-7参照）。また、 δ_y は荷重上昇域での H_y に対応する水平変位であり次式より求められる。

$$\delta_y / \delta_{y0} = H_y / H_{y0} \quad \dots (15)$$

全試験体について式(5)、式(6)における H_{y0} と δ_{y0} 、実験より得られた水平荷重の最大値 H_{max} 、そのときの水平変位 δ_m および単調载荷時の水平耐力 H_y を表-6に示す。水平最高荷重 H_{max} は推定値 H_y よりかなり大きい。この理由として、①推定値 H_y は応力の上限が初期降伏で

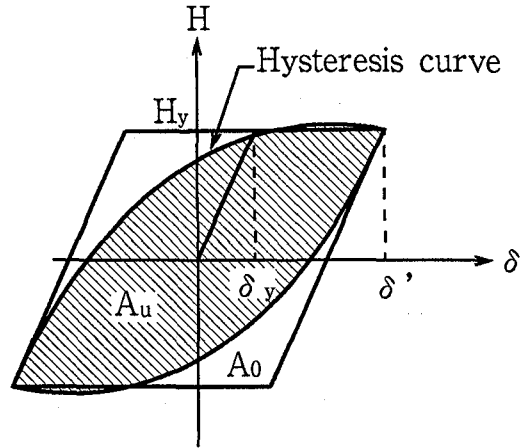


図-6 エネルギー吸収量の比較

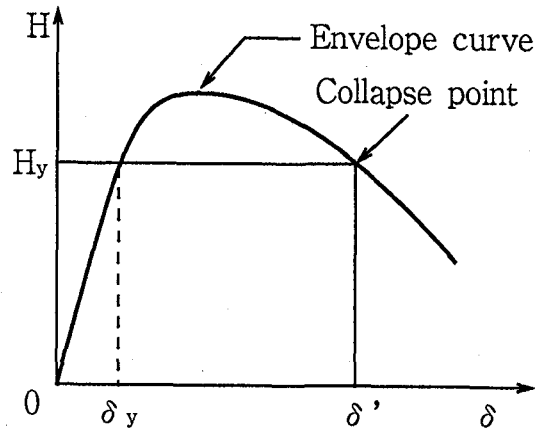


図-7 破壊点の定義

定義され、断面の塑性化および歪硬化の影響が無視されているが、試験体の場合は歪硬化の影響がかなり早い時期に表れること⁴⁾、②断面の局部座屈強度の算定式にモーメント勾配の影響を考慮していないこと、③パイプ断面では形状係数が1.27程度と箱型断面と比較すると大きいこと等が考えられる。軸力比 ($P/P_y=0.2$)、細長比パラメータ ($\lambda=0.4$)、断面積がほぼ等しく、道路橋示方書³⁾の許容応力度の低減を行わない限界幅厚比 ($R_t=0.7$) を有する箱型断面试験体 (UU1)⁶⁾ と限界径厚比 ($R_t=0.1$) に近い径厚比を有するパイプ断面试験体 (P12-2C、 $R_t=0.12$) の荷重変位履歴曲線の包絡線の比較を図-8に示す。パイプ断面の最大水平耐力 H_{max}/H_{y0} 、最大耐力時の変位 δ_m/δ_{y0} は、箱型断面の H_{max}/H_{y0} 、 δ_m/δ_{y0} のそれぞれ1.28倍と1.26倍である。

図-7に示すように荷重が低下し始めてから単調増大荷重に対する耐力推定値 H_y に達した時を破壊とみなし、 H_y に対応する変位を見かけの最大許容変位 δ' とする。実験で求められたループが完全弾塑性型であるならば、 δ' を最大許容変位として変形能力を評価できる。しかし、局部座屈やバウシンガー効果などの影響による剛性低下のため、1サイクルの実際のエネルギー吸収量 A_0 は図-

表-6 塑性率、等価水平震度の算出

試験体名	H_{y0} (tf)	δ_{y0} (mm)	$\frac{H_{max}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_y}$	$\frac{\delta'}{\delta_{y0}}$	$\frac{A_u}{A_0}$	μ	$\frac{k_{ne}}{k_{nc}}$	μ_{eq}
P10-1C	4.03	6.45	1.76	6.27	0.90	6.97	8.57	0.809	7.90	0.260	13.59
P10-2C	3.95	6.47	1.73	4.53	0.80	5.66	7.38	0.668	6.50	0.289	14.01
P12-1C	4.25	8.76	1.38	3.19	0.90	3.54	4.39	0.934	4.62	0.348	5.91
P12-2C	4.54	9.37	1.52	2.70	0.80	3.38	4.20	0.754	4.21	0.367	7.16
P17-1C	8.14	10.59	1.27	3.78	0.95	3.98	3.85	0.669	3.04	0.443	4.57
P17-2C	7.98	10.61	1.25	3.36	0.84	4.00	3.72	0.636	3.18	0.432	5.27
UU 1	3.64	4.33	1.19	2.15	0.80	2.69	3.67	0.636	3.28	0.424	5.46

H_{y0} =降伏荷重, δ_{y0} =降伏変位, H_{max} =最大水平荷重, δ_m =最大水平荷重時の水平変位,
 H_y =単調載荷時の水平耐荷力の推定値, μ =式(18)で定義する塑性率,
 μ_{eq} =式(19)で定義する塑性率

6に示すように完全弾塑性型としたときの1サイクルのエネルギー吸収量 A_0 とは異なる。それで、構造物の破壊 H/H_{y0} 時のエネルギー吸収量 A_u を図-9のように耐荷力が H_y と置換し、そのときの変位を最大許容変位 δ_u とする。すなわち、 A_u を次式のように定義する。

$$A_u = 4 H_y (\delta_u - \delta_y) \quad \dots (16)$$

各変位振幅で1サイクル目のエネルギー吸収量-変位関係から、変位 δ'/δ_{y0} に対応する履歴曲線のエネルギー吸収量 A_u/A_0 を求める。この A_u/A_0 、式(14)および式(16)より終局変位 δ_u が求められる。

$$\delta_u = (A_u/A_0)(\delta' - \delta_y) + \delta_y \quad \dots (17)$$

したがって、式(15)、式(17)より塑性率 μ は、

$$\begin{aligned} \mu &= \delta_u / \delta_y \\ &= (A_u/A_0) \{ (\delta' / \delta_y) - 1 \} + 1 \\ &= (A_u/A_0) \{ (\delta' / \delta_{y0}) / (H_y / H_{y0}) - 1 \} + 1 \quad \dots (18) \end{aligned}$$

と表すことができる。塑性率 μ と径厚比パラメータ R_t の関係を図-10に示す。図から R_t が小さいほど μ が大きくなり、 $0.09 \leq R_t \leq 0.15$ の範囲では μ と R_t はほぼ線形関係にある。P10-2C、P12-2CおよびP17-2Cを比較すると、 R_t を0.151(P17-2C)から0.117(P12-2C)に変化させると μ は1.32倍に、0.0885(P10-2C)に変化させると μ は2.04倍になる。これは、軸力比 $P/P_y=0.1$ においても同傾向である。

4.2 統一的地震時保有水平耐力照査法における塑性率

塑性率の他の定義として、宇佐美らが文献[15]において提案している塑性率がある。これは橋脚の水平荷重～水平変位関係を局部座屈を考慮しない有限変位解析により数値解析的に求め(図-11)、降伏荷重を H_y (Y点)、最大水平荷重を H_{max} (M点)、 H_{max} から強度がある割合だけ低下した荷重を H_I (I点)とし、それぞれに対応する変位を δ_y 、 δ_m 、 δ_i とする。ここでI点を終局状態

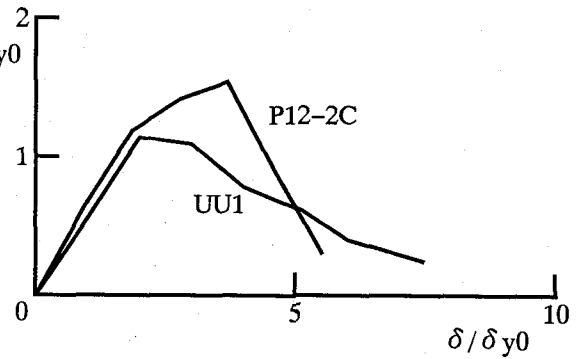


図-8 箱型断面とパイプ断面の比較

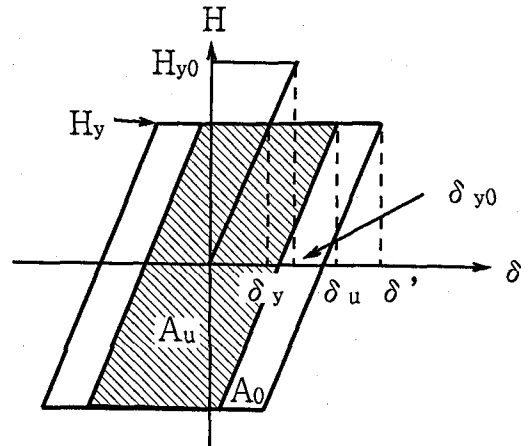


図-9 エネルギー吸収量の理想化

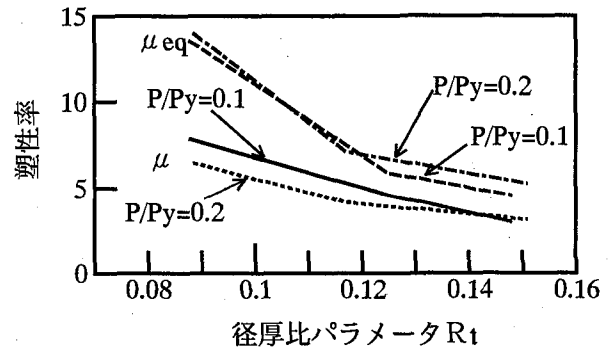


図-10 塑性率～径厚比パラメータ関係

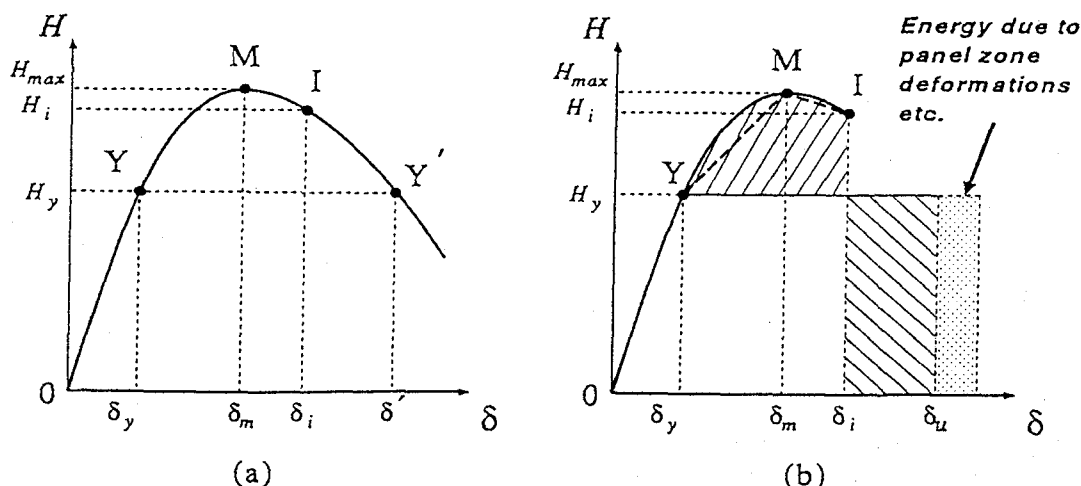


図-11 荷重～変位曲線と吸収エネルギーの等価

とし、この点に至るまでに構造物に吸収されるエネルギーが、降伏強度を H_y とする完全弾塑性体とした場合の吸収エネルギーに等しくなるようにして求めた終局変位 δ_u を用いて塑性率 $\mu_{eq} = \delta_u / \delta_y$ を定義する。OY、YMおよびMIを直線で近似すると、塑性率は式(19)で表される。

$$\mu_{eq} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{H_{max}}{H_y} + \left(1 - \frac{H_i}{H_y} \right) \frac{\delta_m}{\delta_y} + \left(\frac{H_{max}}{H_y} + \frac{H_i}{H_y} \right) \frac{\delta_i}{\delta_y} \right\} \dots (19)$$

箱型断面については過去の実験データを参考に、構造物の終局状態を提案しているが、パイプ断面については終局状態を定めていない。パイプ断面において、この照査法の妥当性を検証するために、鋼材のダクティリティを考慮した式(18)で定義する塑性率 μ と比較した。ここでは、実験で得られた包絡線において、終局状態をY'点と仮定（すなわち $H_i = H_y$ ）して求めた μ_{eq} の値を表-6に径厚比パラメータとの関係を図-10に示す。式(18)で定義する塑性率 μ と同様に、径厚比パラメータ R_t が小さいほど μ_{eq} は大きくなる。 μ と異なる点として、 $R_t < 0.10$ のとき μ_{eq} は飛躍的に大きくなる。例えば、 R_t を0.151(P17-2C)から0.117(P12-2C)に変化させると μ_{eq} は1.36倍に、0.0885(P10-2C)に変化させると μ_{eq} は2.66倍になる。

4.3 等価水平震度

道路橋示方書・V耐震設計編に採用されているNewmarkのエネルギー一定則⁷⁾に基づく等価水平震度、式(20)を用いて設計水平震度に等価な震度を求める。

$$k_{ho} / k_{ho} = 1 / \sqrt{2\mu - 1} \dots (20)$$

ここに、 k_{ho} は地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度、 k_{ho} は地震時保有水平耐力の照査に用いる

設計水平震度（標準値は1.0）である。塑性率が μ までの変形能力がある弾塑性構造物に対する等価水平震度は、弾性応答を前提とした設計水平震度を右边で表される率だけ低減しても良いことを示している。

上述の方法によって求められた全試験体の k_{ho} / k_{ho} の値を、表-6に示す。 k_{ho} を現行の許容応力度設計で用いられている標準設計水平震度の範囲 $k_h = 0.2 \sim 0.3$ まで低減できるのは、径厚比パラメータ $R_t = 0.0876$ (P10-1C)、0.0885(P10-2C)の2体のみである。このことから、径厚比パラメータ R_t を0.10以下まで小さくすることで許容応力度設計で用いられている標準設計水平震度内に収めることが可能であることが分かる。

5. 結言

本研究では、無補剛パイプ断面の試験体を総計6体製作し、上部構造の自重を想定した一定軸力と、地震力による上部構造の慣性力を想定した繰り返し水平荷重を載荷する準静的な実験を行い弾塑性挙動を実験的に求めた。この研究の主な目的は、通常設計に用いられる程度の径厚比、細長比のパイプ断面鋼圧縮部材の強度劣化、塑性率および設計震度を把握することであった。ここでは塑性率として二通りの方法（荷重～変位履歴曲線の各ループの面積を用いて導いた塑性率 μ 、荷重～変位履歴曲線の包絡線を用いて導いた塑性率 μ_{eq} ）で整理した。この研究により得られた結論をまとめると以下の様になる。

(1) パイプ断面に繰り返し荷重が作用すると、パイプ断面を一周まわる様な座屈モードが生じる。さらに加力を進めると、座屈した部分のすぐ上が凹み、径厚比が小さいもの（ $R/t \leq 38.2$ ）は四角形に、径厚比が大きいもの（ $R/t \geq 50.9$ ）は五角形に局部座屈を起こした。しかし、箱形断面柱とは異なり同一断面で4辺あるいは5辺全てが内側に凹んだ。

(2) 径厚比パラメータ R_t が小さいほど、最大耐荷力比 H_{max} / H_y が大きい。例えば、 $R_t = 0.117$ (P12-2C)と $R_t = 0.0885$ (P10-2C)を、 $R_t = 0.151$ (P17-2C)と比較する

と、 H_{max}/H_y は、それぞれ1.22倍と1.38倍になった。

(3) 径厚比パラメータ R_t が0.09~0.15の範囲では R_t と塑性率 μ は、ほぼ線形関係にあり、 R_t が小さいほど μ が大きい。例えば、 $R_t=0.117$ (P12-2C)と $R_t=0.0885$ (P10-2C)を、 $R_t=0.151$ (P17-1C)と比較すると、 μ はそれぞれ1.32倍と2.04倍になった。

(4) 径厚比パラメータ R_t が0.09~0.15の範囲では R_t が小さいほど塑性率 $\mu_{0.2}$ が大きくなる。また、 $R_t<0.1$ では、 $\mu_{0.2}$ が飛躍的に大きくなる。例えば、 $R_t=0.117$ (P12-2C)と $R_t=0.0885$ (P10-2C)を、 $R_t=0.151$ (P17-1C)と比較すると、 $\mu_{0.2}$ はそれぞれ1.36倍と2.66倍になった。

(5) 軸力比、細長比パラメータ、および断面積がほぼ等しく、幅厚比、径厚比が道路橋示方書の許容応力度の低減を行わない限界値に近い箱型断面(UU1)とパイプ断面(P12-2C)の最大水平耐力 H_{max}/H_y と最大水平耐力時の変位 δ_{max}/δ_y を比較すると、形状係数の影響によりパイプ断面の方が大きく、箱型断面に比べそれぞれ1.28倍と1.26倍となった。

(6) 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度 k_h を、現行の許容応力度設計に用いられている標準設計水平震度の範囲 $k_h=0.2\sim0.3$ まで低減できるのは、径厚比パラメータ $R_t=0.0876$ (P10-1C)、0.0885(P10-2C)の2体であった。 $R_t\leq 0.10$ にすることは k_h を低減することに非常に効果がある。

今後の研究課題として、以下の点が挙げられる。(1) 径厚比パラメータ $R_t<0.10$ での実験データのさらなる収集、(2) 補剛パイプ断面の繰返し荷重下での挙動、(3) パイプ断面鋼圧縮部材の終局状態の定義、(4) 実地震波を入力した場合の挙動などである。

謝辞

本研究は、平成2年度文部省科学研究費(一般研究(B))および新日本製鉄㈱からの委託研究費を使用して行った。試験体は川崎製鉄㈱により入念に製作されたものであり、上村明弘氏には大変お世話になった。また、実験に際しては、名古屋大学助教授の水野英二先生、N T Tの岩島一郎氏(当時名古屋大学4年生)、東急建設㈱の武生忠士氏(当時愛知工業大学4年生)らに大変お世話になった。

参考文献

- 1) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調

査報告，平成7年5月。

- 2) 渡邊英一・前川義男・杉浦邦征・北根安雄：鋼橋の被害と耐震性，土木学会誌，Vol. 80, No. 7, 1995. 7, pp. 54-62.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(Ⅱ鋼橋編)，丸善，平成6年2月。
- 4) 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. 3, pp. 93-106.
- 5) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安波博道：補剛箱型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. 3, pp. 105-117.
- 6) 宇佐美勉・葛漢彬・水谷慎吾：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，構造工学論文集，Vol. 39A, 1993. 3, pp. 249-262.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)，丸善，平成2年2月。
- 8) (社)土木学会：鋼構造物の設計指針，PART A 一般構造物，鋼構造シリーズ3A，1987.
- 9) (社)土木学会鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン，1987.
- 10) 宇佐美勉・青木徹彦・加藤正宏・和田匡央：鋼管短柱の圧縮および曲げ耐荷力実験，土木学会論文集，第416号/I-13, 1990. 4, pp. 255-264.
- 11) 中井博・河井章好・吉井紀・北田俊行・酒造敏広：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)，橋梁と基礎，1982. 6, pp. 35-40.
- 12) ECCS-Technical Committee 8: European Recommendations for Steel Construction: Buckling of Shells, 1983.
- 13) American Petroleum Institute: Specification for Fabricated Structural Steel Pipe, Spec. 2B, 1972.
- 14) 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. 3, pp. 79-88.
- 15) 宇佐美勉・北田俊行・後藤芳顕・伊藤義人：鋼製橋脚の統一的地震時保有水平耐力照査法の提案，第23回地震工学研究発表会講演概要，1995. 7, pp. 679-682.

(1995年9月18日受付)