

# 帯鉄筋を配置していないRC柱の地震時破壊形態

石橋忠良<sup>1</sup>・中山弥須夫<sup>2</sup>・津吉 毅<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部担当部長 (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-6)

<sup>2</sup>正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒221-0044 横浜市神奈川区東神奈川1丁目)

<sup>3</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部構造技術センター 副課長 (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-6)

橋脚やラーメン高架橋柱の地震時における破壊形態や変形性能については、多くの研究がなされ成果が報告されている。しかし、既往の研究は帯鉄筋を密に配置したものが多く、帯鉄筋が非常に少ない部材についての報告例は少ない。一方、実際の既設RC橋脚などで大断面の構造物では、帯鉄筋が非常に少ないものも多く存在していることから、こうした構造物に対しても耐震性能を適切に把握をする必要がある。本研究では、帯鉄筋を配置していないRC柱の縮小モデルを用いて静的正負交番載荷試験を行い、耐力比 ( $V_y/V_{mu}$ ) によりその破壊形態が概ね推定でき、帯鉄筋が配置されていなくても、部材諸元によってはじん性率 10 程度の大きな変形性能が得られることを示した。

**Key Words:** reinforced concrete pier, failure mode, ductility, no hoop reinforcement, shear to moment capacity ratio

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート (以下、RCと呼ぶ) 部材の耐震設計では、耐力だけではなく部材降伏後の変形性能を考慮した検討が大切であり<sup>1)</sup>、変形性能を考える際にはRC部材の破壊形態を考慮することが必要である。

一般に、変形性能に影響を与える要因として、帯鉄筋比、せん断耐力 ( $V_y$ ) と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力 ( $V_{mu}$ ) との比 ( $V_y/V_{mu}$ ) (以下、耐力比と呼ぶ) などが報告されており、これらを包括する変形性能を算定する式も提案されている<sup>2), 3), 4)</sup>。また、耐力比を向上することにより、安定した曲げ破壊性状に移行することも報告されている<sup>2), 3), 5)</sup>が、いずれも帯鉄筋をかなり密に配置した試験体についての報告が主体である。

一方、実際の橋脚など、大断面のRC構造物では帯鉄筋の少ないものも多く存在していることから帯鉄筋を配置していないRC柱についての地震時の破壊形態や変形性能を知ることは必要である。しかし、帯鉄筋を配置していないRC柱の破壊形態や変形性能については、檜貝<sup>6)</sup> および著者ら<sup>2)</sup>の報告を除いてはほとんど報告されていないのが現状である。

今回、帯鉄筋を配置していないRC柱の破壊形態に着目し、縮小モデルによる静的正負交番載荷試験を行い、著者らの過去のデータ<sup>2)</sup>を加え、検討を行ったので報告す

る。

## 2. 試験体諸元および試験方法

### (1) 試験体諸元

試験体の形状および配筋の例を図-1に示す。また、試験体諸元を表-1に示す。ここで、せん断スパンを  $a$  (cm)、有効高さを  $d$  (cm)、試験体の断面幅を  $b$  (cm)、高さを  $h$  (cm) とする。

シリーズIは、今回実験を行ったシリーズで、 $a/d$  および軸方向鉄筋量を主なパラメータとしているもので、側方鉄筋のある試験体である。また、シリーズIIは、著者らの過去の実験<sup>2)</sup>によるものであり、側方鉄筋を配置していない試験体である。

今回試験を行ったシリーズIでは、著者らにおける過去の実験<sup>2)</sup>と同様に、試験体の軸方向鉄筋はフーチング天端からフーチング内へ鉄筋径の30倍以上延ばし、フーチング下面付近でフックにより定着している。また、試験体上部載荷点付近およびフーチング内部は、試験体がこの部分で破壊しないように帯鉄筋を配置している。なお、図-1には、軸方向鉄筋のひずみゲージ位置の例 (試験体I-8) を示した。

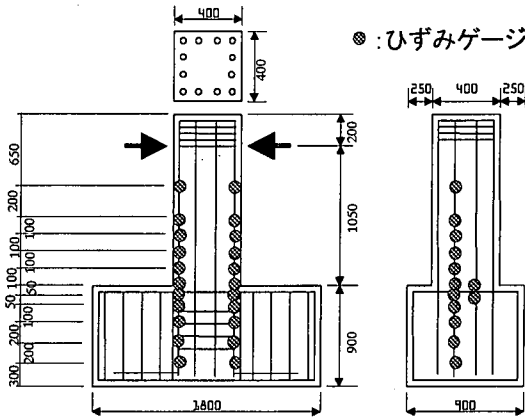


図-1 試験体の配筋例

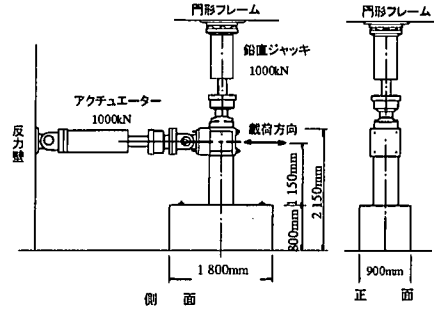


図-2 荷重装置

表-1 供試体諸元 実験結果 一覧表

試験 体No.	せん 断スパン a/d	断面寸法 b×h (mm)	引張鉄筋		側方 鉄筋 本数	鉄筋降 伏強度 f <sub>sy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート 強度 f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	軸方向 圧縮応 力度 σ'co (N/mm <sup>2</sup> )	計算値			実験値				破 壊 形 態				
			本数	鉄筋比 (%)					降伏 荷重 P <sub>ycal</sub> (kN)	最大 荷重 P <sub>ucal</sub> (kN)	せん 耐力 V <sub>c</sub> (kN)	V <sub>c</sub> /V <sub>my</sub>	V <sub>c</sub> /V <sub>mu</sub>	V <sub>c</sub> /V <sub>mu</sub>	降伏 荷重 P <sub>yexp</sub> (kN)		最大 荷重 P <sub>uexp</sub> (kN)	降伏 変位 δ <sub>yexp</sub> (mm)	終局 変位 δ <sub>uexp</sub> (mm)	じん 性率 μ
I-1	3.19	400×400	5D19	0.99	3D19	374.8	27.7	0.98	201.1	255.2	169.4	0.84	0.66	0.53	*	215.8	*	*	S	
I-2	2.50	400×500	3D10	0.12	2D10	380.6	33.3	0.98	75.9	93.0	143.8	1.89	1.55	1.13	94.2	114.8	1.7	25.1	14.8	FH
I-3	3.19	400×400	4D13	0.35	2D13	358.7	27.8	0.98	83.8	104.0	128.5	1.53	1.24	1.00	98.1	120.7	3.2	28.8	9.0	FF
I-4	3.19	400×400	5D13	0.44	3D13	358.7	23.8	0.98	100.5	127.4	131.0	1.30	1.03	0.83	122.6	150.1	3.8	27.5	7.2	FS
I-5	3.29	400×400	3D13	0.26	1D13	363.3	24.8	0.98	64.6	77.4	111.2	1.72	1.44	1.17	90.3	97.1	3.5	34.7	9.9	FF
I-6	3.19	400×400	5D19	0.99	3D19	370.1	23.2	0.98	196.1	246.7	160.0	0.82	0.65	0.52	*	211.9	*	*	S	
I-7	2.92	400×400	4D13	0.35	2D13	372.7	35.4	0.98	96.4	119.3	143.3	1.49	1.20	0.94	113.8	136.4	2.9	34.4	11.9	FF
I-8	1.53	400×400	4D13	0.35	2D13	372.7	37.1	0.98	184.8	228.3	274.9	1.49	1.20	0.50	191.3	257.0	0.9	11.0	12.2	FS
II-1	2.50	400×500	7D13	0.48	0	380.6	23.9	0.49	139.6	146.8	145.0	1.04	0.99	0.72	150.1	154.0	4.7	9.6	2.0	FS
II-2	2.07	400×500	6D13	0.41	0	380.6	23.5	0.49	148.5	156.2	173.0	1.17	1.11	0.65	171.7	173.6	3.6	9.0	2.5	FS
II-3	2.50	400×500	6D13	0.41	0	396.3	33.9	0.49	128.7	135.6	155.9	1.21	1.15	0.84	137.3	137.3	2.7	10.7	4.0	FS
II-4	2.00	400×500	4D13	0.28	0	396.3	32.4	0.49	115.9	122.9	179.9	1.55	1.46	0.83	122.6	122.6	2.0	7.9	4.0	FS
II-5	1.50	400×500	5D16	0.54	0	396.3	29.3	0.49	265.4	278.4	288.9	1.09	1.04	0.42	*	292.3	*	*	S	
町田	4.00	150×200	2D13	1.06	0	388.5	40.5	0.0	22.1	24.1	27.7	1.25	1.15	1.00	-	-	-	-	3.6	FS

## (2) 荷重方法

Iシリーズの荷重方法は、一定軸方向応力度 ( $\sigma'co$ ) のもとで、柱頭部付近を載荷点とした静的正負水平交番載荷とした。 $\sigma'co$ は、一般の鉄道RC橋脚における死荷重時の軸方向圧縮応力度を想定して0.98 (N/mm<sup>2</sup>)とした。

荷重装置の概要を図-2に示す。交番水平力はアクチュエーターにより柱頭部付近に載荷し、軸力は鉛直ジャッキにより柱頭部に与えた。軸力用鉛直ジャッキは、試験体が水平変位しても常に同一軸力が作用できるようにジャッキ下部にピン構造の、ジャッキ上部にスライド可能な装置を取り付けた。水平力用アクチュエーターも試験体が回転変位しても正規の水平力が作用できるように回転移動可能な治具を設置した。

Iシリーズの実験では、最外縁の軸方向鉄筋のフーチング天端位置でのひずみの実測値が鉄筋の材料試験の結果から求まる降伏ひずみに達したときの載荷点の水平変位を降伏変位 ( $\delta y_{test}$ )とし、これ以降 $\delta y_{test}$ の整数倍を片振幅とした変位制御により正負交番載荷を行った。載荷パターンは、 $\pm 2 \delta y_{test}$ 以降の各変位における繰

り返し回数を3サイクルとし、載荷荷重が降伏荷重の7割程度以下となるまで載荷を続けた。

著者らの過去の実験<sup>2)</sup>によるIIシリーズでは、一定軸方向応力度 ( $\sigma'co$ )を0.49 (N/mm<sup>2</sup>)とし、今回のIシリーズとほぼ同様の方法で正負交番載荷試験を行っている。なお、各変位における繰返し回数は10サイクルを原則としているが、最低3サイクル繰返した後の荷重-載荷点変位曲線 (以下、P- $\delta$ 曲線とする)が前サイクルとほぼ同一とみなせる場合は次の変位へ進むこととしているため、基本的な載荷サイクルは3回となっている。載荷は降伏荷重を下回った時点で終了することとしている。

## 3. 試験結果と考察

### (1) 破壊形態

表-1に試験体の破壊形態を、以下にその定義と、終局時の損傷状況例を示す。なお、ここで終局点の定義は、荷重包絡線上で降伏荷重を維持できる最大変位点である。

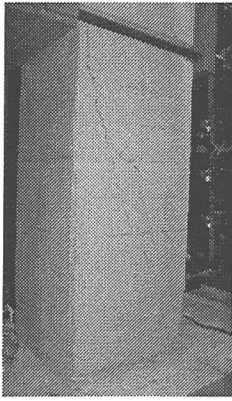


写真-1 試験体 I-1

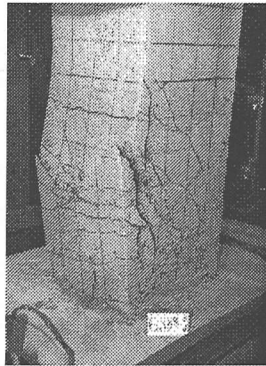


写真-2 試験体 I-4

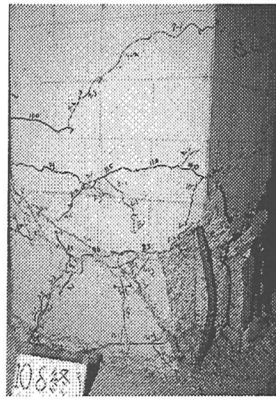


写真-3 試験体 I-7

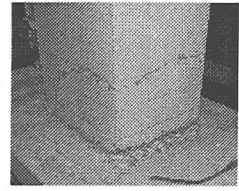


写真-4 試験体 I-2

a) せん断先行破壊 (記号 S)

せん断先行破壊は、荷重の増加に伴い、曲げひび割れが斜めひび割れへと進展し、軸方向鉄筋が降伏する前に、載荷点と橋脚下端の圧縮縁とを結ぶ斜めひび割れが卓越し、急激な耐力低下を伴う破壊である。写真-1に、せん断先行破壊の例として試験体 I-1 の耐力低下後の損傷状況を示す。

b) 曲げ降伏後のせん断破壊 (記号 FS)

曲げ降伏後のせん断破壊は、軸方向鉄筋が降伏したのちに、卓越した斜めひび割れに起因するせん断破壊により終局に至る破壊である。写真-2に曲げ降伏後せん断破壊する試験体 I-4 の終局時の損傷状況を示す。試験体 I-4 では、5  $\delta y_{test}$  終了時には、柱基部から高さ 1.5h 程度までに大きな X 状の斜めひび割れが発生し、写真-2に示すように 6  $\delta y_{test}$  載荷中に、橋脚基部から高さ 1.5h 程度を結ぶ斜めひび割れ面で大きなズレが生じ、耐力が急激に低下した。

c) 曲げ破壊 (記号 FF)

曲げ破壊は、軸方向鉄筋が降伏したのちに、曲げ破壊する試験体で、圧縮側コンクリートが圧壊し、載荷面のかぶりコンクリートが剥離、剥落して終局に至る破壊である。写真-3は、試験体 I-7 の終局時の損傷状況を示す。試験体 I-7 では、高さ 0.5h 程度の位置とフーチング天端を結ぶ斜めひび割れが X 状に入り、フーチング面の曲げひび割れと、この斜めひび割れが比較的大きく開くが、FS の場合のようにこのひび割れ面にズレが生じて破壊に至ることはない。その後、載荷を繰り返すと、載荷面の基部が徐々に圧壊し、最終的には、軸方向鉄筋がはらみ出し、かぶりコンクリートが剥落して終局に至った。

d) 曲げ降伏後鉄筋破断 (記号 FH)

曲げ降伏後鉄筋破断は、軸方向鉄筋が降伏したのち、繰り返し載荷中に軸方向鉄筋が破断して終局に至るものである。写真-4は、鉄筋破断により終局に至った試験

体 I-2 の終局時の損傷状況である。試験体 I-2 では、柱下端のひび割れ以外には、ほとんどひび割れは発生せず、交番載荷時にはこのひび割れのみが大きく開口し、やがて鉄筋が破断することで終局に至った。

(2) 部材のじん性率

表-1に、部材じん性率の実験値を示す。じん性率の実験値  $\mu_{exp}$  は、処女載荷側の荷重変位曲線の包絡線が、降伏荷重の実験値 ( $P_{yexp}$ ) を下回る点を終局変位の実験値 ( $\delta u_{exp}$ ) とし、終局変位の実験値 ( $\delta u_{exp}$ ) を、降伏変位の実験値 ( $\delta y_{exp}$ ) で除することにより求めた。

(3) 耐力の計算値と実験値

表-1に降伏荷重、最大荷重、せん断耐力の計算結果を示す。計算には、表-1に示した材料の試験結果を用いている。ここで、降伏荷重の計算値 ( $P_{ycal}$ ) は、柱下端断面の引張側最外縁軸方向鉄筋応力度が降伏強度に達するときの水平荷重である。また、最大荷重の計算値 ( $P_{ucal}$ ) は、柱下端断面が曲げ耐力となるとききの水平荷重であり、曲げ耐力は、鉄道構造物等設計標準<sup>7)</sup>により、コンクリートの終局ひずみを 0.0035 とし、鉄筋の応力-ひずみ曲線をバイリニア型として算出した。

また、せん断耐力 ( $V_c$ ) の計算値は、 $a/d$  の影響を考慮し、以下の式(1)から(3)により算出した<sup>7)</sup>。

$$V_c = f_{vc} \cdot (f'_c)^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_v \cdot d \quad (1)$$

2.5  $\leq a/d$  のとき

$$f_{vc} = 0.20(0.75 + 1.4 \cdot d/a) \quad (2)$$

0.5  $\leq a/d \leq 2.5$  のとき

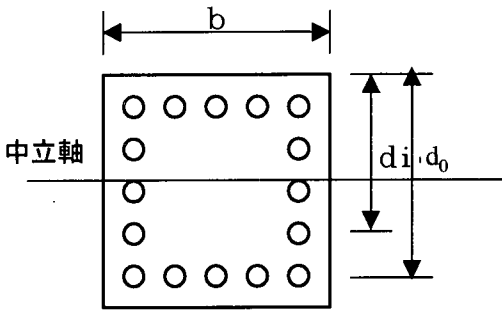
$$f_{vc} = 0.76(a/d)^{-1.166} \quad (3)$$

ここに、 $\beta_d = (1000/d)^{1/4} \leq 1.5$

$\beta_p = (100 \times p_c)^{1/3} \leq 1.5$

$\beta_n = 1 + 2M_0/M_1 \leq 2$

$b_v$ : 断面幅(mm)



$$A_s = A_{s0} + \sum_{i=1}^n (A_{si} \cdot d_i / d_0)$$

中立軸よりも引張縁側の鉄筋を考慮

図-3 せん断引張鋼材の算出方法

- d : 有効高さ(mm)
- $p_c$  : せん断引張鋼材比
- $p_c = A_s / (b \cdot d)$
- $A_s$  : 引張鋼材の断面積(図-3参照<sup>8)</sup>)
- $M_0$  : 曲げ耐力
- $M_0$  : 作用軸力により発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント
- $f_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

表-1には、シリーズI、IIの降伏荷重の実験値(Pyexp)、最大荷重の実験値(Puexp)を示す。曲げ降伏が先行する試験体では、実験値と計算値の比(実験値/計算値)の平均値は、降伏荷重に対して1.16、最大荷重に対して1.13と実験値がやや大きめとなっている。また、せん断破壊するI-1、I-6、II-5試験体では、最大荷重(Puexp)とa/dの効果を考慮したせん断耐力の計算値Vcの比(実験値/計算値)の平均値は1.20で実験値がやや大きめとなっている。

なお、シリーズIの試験体では、柱のつけ根でのひずみゲージの測定が不可能なものが、それらについてはフーチング内のひずみ分布の測定値から、柱のつけ根のひずみが降伏ひずみとなる時を算定し、降伏荷重の実験値(Pyexp)および降伏変位の実験値( $\delta_{yexp}$ )を定めた<sup>9)</sup>。

#### (4)破壊形態と耐力比

図-4は、耐力比(Vc/Vmu)とVc/Vmyと破壊形態の関係を示したものである。ここで、Vc/Vmyは、コンクリートの負担するせん断耐力の計算値(Vc)と部材が曲げ降伏耐力(My)に達するときのせん断力の計算値(Vmy)と

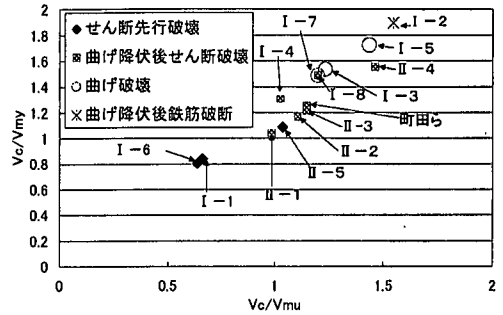


図-4 Vc/Vmu, Vc/Vmyと破壊形態

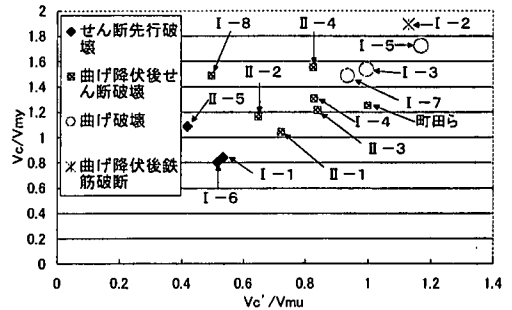


図-5 Vc'/Vmu, Vc/Vmyと破壊形態

の比を示したものである。なお、図-4には、過去の帯鉄筋を配置していないRC柱の変形性能の研究データとして、材料強度等が明確に記載されており、Vc、Vmy等の算定が可能である町田らのデータ<sup>3)</sup>も示した。追加した町田らの試験体諸元<sup>3)</sup>を、表-1に示す。町田らの試験体では、表-1に示したように軸力を0(N/mm<sup>2</sup>)としているほか、交番繰返し回数を10回としている点が、著者らの今回の実験条件と異なる点である。また、終局の定義も最大荷重の80%を下回る点としており、著者らの今回の定義と異なるが、破壊形態の検討には影響が少ないと考え今回の検討対象に加えた。なお、破壊形式は、文献<sup>3)</sup>の破壊モードの記述から、著者らの分類では曲げ降伏後のせん断破壊(FS)と判断した。

Vc/Vmyと破壊形態との関係を見ると、Vc/Vmyが1.00に満たない試験体はせん断先行破壊をしており、1.17以上ある試験体はせん断先行破壊していない。

また、耐力比(Vc/Vmu)と破壊形態との関係を曲げ降伏先行について見ると、耐力比が1.11以上の試験体は曲げ降伏が先行しているが、曲げ降伏後にせん断破壊している試験体とせん断破壊していない試験体が同じ耐力比(Vc/Vmu)の範囲に混在しバラついており、耐力比(Vc/Vmu)が1.4倍程度以上あっても曲げ降伏後せん断破壊するものがある。これは、コンクリートの負担するせん断耐力Vcが、繰返し载荷の影響で劣化すること、

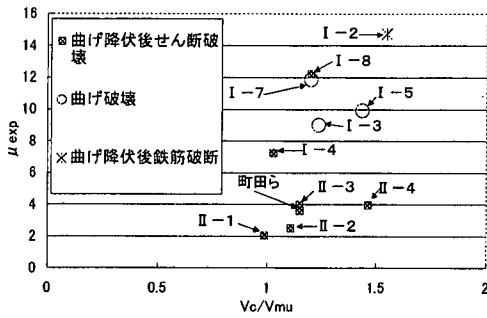


図-6 耐力比 (Vc/Vmu) とじん性率  $\mu_{exp}$  の関係

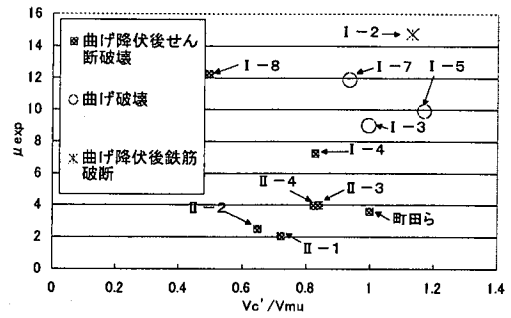


図-7 耐力比 (Vc'/Vmu) とじん性率  $\mu_{exp}$  の関係

また、単調載荷試験結果から得られた  $V_c$  に与える  $a/d$  の効果をそのまま交番載荷試験に適用したことなどが主な原因であると考えられる。

そこで、 $a/d$  の影響を考慮しない、以下の式 (4) <sup>7)</sup> のせん断耐力 (ここでは  $V_c'$  と呼ぶ) を用いて、この  $V_c'$  と  $V_{mu}$  との比 (以下、耐力比 ( $V_c'/V_{mu}$ ) と呼ぶ) を算定し、破壊形態の検討を行った。

$$V_c' = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_v \cdot d \quad (4)$$

ここに、 $f_{vc} = 0.2 (f_c')^{1/3}$

図-5は  $V_c/V_{my}$  と耐力比 ( $V_c'/V_{mu}$ ) と破壊形態の関係を示したものである。ここでも、図-4と同じ町田らの実験結果<sup>3)</sup>も示した。

曲げ破壊と曲げ降伏後のせん断破壊については、今回の試験範囲では、図-4に示した ( $V_c/V_{mu}$ ) による分類によると、( $V_c/V_{mu}$ ) の値が、1.2~1.5程度の範囲で明確に分類できていない。一方、図-5に示した  $a/d$  の影響を考慮しない耐力比 ( $V_c'/V_{mu}$ ) による分類では、( $V_c'/V_{mu}$ ) が 0.9~1.0 付近では、曲げ降伏後のせん断破壊と曲げ破壊が混在しているが、( $V_c'/V_{mu}$ ) が 1.0 を越える範囲では、破壊形式が曲げ破壊および鉄筋破断となり、曲げ降伏後せん断破壊と分離できる結果となった。

以上より、帯鉄筋を配置しない今回の検討範囲のRC柱の場合、 $V_c/V_{my}$  が 1.0 以下であればせん断先行破壊し、 $V_c/V_{my}$  が 1.17 以上あれば曲げ降伏が先行する。また、せん断耐力の評価から  $a/d$  の効果を取り除いた耐力比 ( $V_c'/V_{mu}$ ) を関数に、鉄筋降伏後の破壊形態がおおよそ推定できる。今回の検討では、その値が 0.84 以下では曲げ降伏後のせん断破壊、0.9~1.0 程度では、曲げ破壊と曲げ降伏後のせん断破壊が混在し、1.0 を越えると、曲げ破壊または曲げ降伏後の鉄筋破断となっていた。

### (5) じん性率と耐力比

図-6は、耐力比 ( $V_c/V_{mu}$ ) とじん性率  $\mu_{exp}$  の関係を示したものであり、図-7は、耐力比 ( $V_c'/V_{mu}$ ) とじん性率  $\mu_{exp}$  の関係を示したものである。なお、図-6、図-7には、終局の定義等が異なるものの、定性的な検討を行ううえでは影響が少ないと考え、表-1に示した町田らのデータをそのまま示した。図-6によると、耐力比 ( $V_c/V_{mu}$ ) と  $\mu_{exp}$  には、若干の正の相関が見られる。また、図-7によると、今回の試験範囲のなかで  $a/d$  が 1.5 と一番小さい I-8 試験体以外には、耐力比 ( $V_c'/V_{mu}$ ) と  $\mu_{exp}$  には、( $V_c/V_{mu}$ ) と同様に正の相関が見られ、曲げ破壊となる試験体の場合には、帯鉄筋を配置しなくても、9 以上の高いじん性率がとれる結果となっている。

## 4. まとめ

今回行った、断面寸法が 400mm×400mm または 400mm×500mm、せん断スパン  $a/d$  が 1.5~3.29、引張鉄筋比が 0.12~0.99%、コンクリート圧縮強度が 23.2~37.1N/mm<sup>2</sup>、軸方向鉄筋降伏強度が 358.7~396.3N/mm<sup>2</sup>、軸方向圧縮応力度が 0.49 または 0.98N/mm<sup>2</sup> の帯鉄筋を配置していない RC 柱の静的正負交番載荷試験から得られた知見を以下に示す。

(1) 帯鉄筋を配置していない RC 柱でも、破壊形式が曲げ破壊の場合には、じん性率 10 程度の大きな変形性能を持っている。

(2) せん断先行破壊は、 $a/d$  によるせん断耐力の増加の影響を考慮したせん断耐力  $V_c$  と、部材が曲げ降伏耐力となるときのせん断耐力  $V_{my}$  の比  $V_c/V_{my}$  により判定できることが確認された。

$V_c/V_{my} < 1.00$ …せん断先行破壊

$1.2 \leq V_c/V_{my}$ …曲げ降伏先行

(3) 曲げ降伏後の破壊形態は、 $a/d$  によるせん断耐力の増加の影響を考慮しないせん断耐力  $V_c'$  を用い、以下によりおおよそ推定できる。

$V_c'/V_{mu} \leq 0.84$ …曲げ降伏後のせん断破壊

$1.0 < V_c'/V_{mu}$ …曲げ破壊

(4) 耐力比( $V_c/V_{mu}$ )と部材じん性率( $\mu_{exp}$ )との関係には、若干の正の相関関係が見られる。また、耐力比( $V_c'/V_{mu}$ )と部材じん性率の試験値( $\mu_{exp}$ )の間にも  $a/d$  が 2.0 以上の場合には、正の相関関係が見られる。

#### 参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計：鉄道総合技術研究所編，丸善，1999年10月。
- 2) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，No.390/V-8，pp.57～66，1988。
- 3) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の

塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.203～212，1987。

- 4) 土木学会：阪神大震災被害分析と靱性率評価式[阪神大震災調査研究特別委員会WG報告]，土木学会，pp.42～pp.82，1996。
- 5) 中山弥須夫，石橋忠良，鎌田則夫，鬼柳雄一：帯鉄筋を密に配置したRC柱の変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，19-2，pp.783～788，1997。
- 6) 檜貝勇：大変位の繰返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.8，pp.769～773，1986。
- 7) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物：鉄道総合技術研究所編，丸善，1992年10月。
- 8) 睦好宏史，町田篤彦：側方鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力および変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp.335～340，1987。
- 9) 海原卓也，小林薫，石橋忠良：帯鉄筋比の大きいRC柱の地震時降伏変位算定法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.2，1999年7月。

(2000.3.27 受付)

## FAILURE MODE OF REINFORCED CONCRETE COLUMN WITHOUT HOOP REINFORCEMENT

Tadayoshi ISHIBASHI, Yasuo NAKAYAMA and Takeshi TSUYOSHI

Almost of past studies on failure mode and seismic ductility of RC columns are for members with many hoop reinforcements, and a few studies are for members with few or no hoop reinforcements. On the other hand, many existing RC piers with rather large section have few hoop reinforcements, and seismic capacities of these structures should be made clear. In this studies static, reversal cyclic loading tests were taken by using the reduction models of RC column without hoop reinforcements. As a result, we showed that the collapse mode can be predicted by shear-to-moment capacity ratio ( $V_c/V_{mu}$ ), and the large ductility was obtained without hoop reinforcements in case of flexural collapse.