

# 鉄筋を柱外周に配置する既設 RC 柱の耐震補強 工法の断面外配置した鉄筋の効果に関する研究

津吉毅<sup>1</sup>・石橋忠良<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部構造技術センター 副課長  
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部 構造技術センター 所長 (同上)

著者らは、鋼板巻き工法にかわる、狭隘箇所でも容易に施工できる鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する耐震補強工法を提案し、補強により変形性能が大きく向上することを示した。本文では、この耐震補強工法は鉄筋を柱断面外に配置するため、補強鉄筋と柱面を接触させないか、接触していても曲げせん断耐力比 ( $V_{yd}/V_{mu}$ ) を 2.3 程度以上とすれば、せん断抵抗側の補強鉄筋が終局にいたるまで降伏しないこと、また、通常の RC 柱よりも少ない補強鉄筋量で同等以上の変形性能が得られることを示した。

**Key Words:** seismic retrofitting method, reinforced concrete column, hoop reinforcement, external lateral reinforcement, ductility

## 1. はじめに

1995年1月17日の阪神淡路大震災以後、同規模の大地震に対しても構造物を崩壊させないように、鉄道構造物では運輸大臣が告示で定めた線区の在来線、新幹線の、破壊形態がせん断破壊先行となるラーメン高架橋の柱、ラーメン橋台の柱、開削トンネルの中柱を対象に耐震補強が進められている。耐震補強工法としては、鋼板巻き補強が主に採用されており、高架下を利用していない箇所については、平成12年度で柱の耐震補強は終了する予定である。一方、鉄道高架橋の場合には、都市部を中心に高架下を店舗や事務所として使用している箇所や、現場への進入路が狭隘な箇所など、通常の鋼板巻き工法の適用が困難な箇所もかなりあり、耐震補強を進めるに当たりネックとなっている。そこで、著者らは、そのような箇所でも、補強のために障害となる諸設備の撤去・復旧等が少なく、また、大きな機械を使用せずに人力でも比較的容易に施工できる新しい耐震補強工法の開発に取り組んできた。図-1に、新しい耐震補強工法の概要図を示す。この方法は、鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅に形鋼等で定着させる

もので、著者らの既往の研究によると<sup>1)</sup>、図-2に示すように、通常のラーメン高架橋を想定した断面諸元の場合には、補強後の部材の曲げせん断耐力比 ( $V_{yd}/V_{mu}$ ,  $V_{yd}$ : 補強後のせん断耐力,  $V_{mu}$ : 曲げ耐力に達するときのせん断力) を 1.4 程度以上とすることで、RC柱にじん性率 ( $\mu$ ) 10 程度以上の大きな変形性能を与えることができ、すでに実際に鉄道高架橋の耐震補強に適用している<sup>2)</sup>。

図-1に示した耐震補強工法では、補強鉄筋を柱の断面外に配置していることが大きな特徴である。そこで、本文では、補強鉄筋を柱の断面外に配置した耐震補強試験体と、断面内に帯鉄筋を配置した通常のRC柱との対比を行い、RC柱部材の横補強鉄筋を断面の外側に配置することによる効果について検討を加えたので報告する。

## 2. 試験体諸元

### (1) 試験体諸元

表-1に今回の検討対象とした耐震補強試験体諸元およびRC試験体諸元を、図-3には試験体断

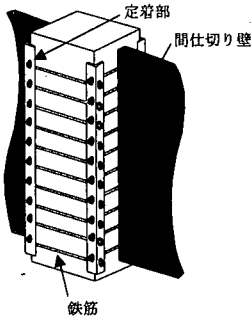


図-1 新しい耐震補強工法の概要図

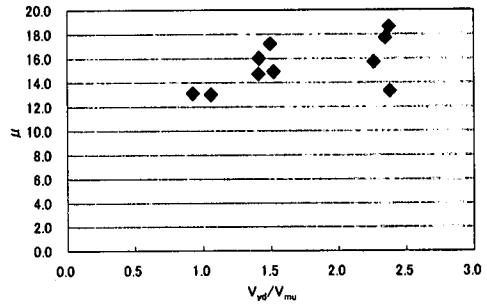


図-2 新工法の耐力比( $V_{yd}/V_{\mu}$ )とじん性率( $\mu$ )の関係<sup>1)</sup>

表-1 試験体諸元

供試体No.	断面寸法 (mm × mm)	断面幅b (mm)	有効高さd (mm)	せん断スパンa (mm)	a/d	軸方向鉄筋・本数 (本)	軸方向鉄筋比 $A_s/(b \cdot d)$ (%)	補強鉄筋(帯鉄筋)・間隔 (mm)	補強鉄筋(帯鉄筋)比 $A_w/(b \cdot s)$ (%)	軸圧縮応力度 ( $N/mm^2$ )	定着部詳細			
											定着部材形状	L1 (mm)	L2 (mm)	
耐震補強試験体	RB-Ⅲ-1	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@65	0.98	0.98	TypeA	40	25
	RB-Ⅲ-2	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@150	0.42	0.98	TypeA	40	25
	RB-Ⅲ-3	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 20	3.98	D13@200	0.32	0.98	TypeC	40	—
	RB-Ⅳ-1	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@150	0.42	0.98	TypeB	40	—
	RB-Ⅳ-2	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 20	3.98	D13@200	0.32	0.98	TypeB	40	—
	RB-V-3	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@150	0.42	0.98	TypeD	40	—
	RB-VI-1	600 × 600	600	550	1650	3.00	D25 × 24	3.69	D22@200	0.65	0.98	TypeC	60	—
	RB-VI-2	600 × 600	600	550	1650	3.00	D25 × 24	3.69	D29@200	1.07	0.98	TypeC	60	—
RC試験体	RC-A1	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@80	0.79	0.98	—	—	—
	RC-A2	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@60	1.06	0.98	—	—	—
	RC-A4	400 × 400	400	360	1150	3.19	D13 × 16	1.41	D13@80	0.79	0.98	—	—	—
	RC-A5	400 × 400	400	360	1150	3.19	D13 × 16	1.41	D13@140	0.45	0.98	—	—	—
	RC-A6	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@50	1.27	0.98	—	—	—
	RC-A8	400 × 400	400	360	1150	3.19	D16 × 16	2.21	D13@120	0.53	0.98	—	—	—
	RC-A9	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@60	1.66	0.98	—	—	—
	RC-A11	500 × 500	500	460	1150	2.50	D19 × 16	1.99	D13@60	0.85	0.98	—	—	—
	RC-No. 6	400 × 400	400	360	1150	3.19	D19 × 16	3.18	D13@60	1.06	0.98	—	—	—

表-2 試験体材料強度、耐力比計算値、じん性率実験結果

供試体番号	材料強度						計算値				実験結果		
	柱コンクリート	フーチンコンクリート	補強鉄筋定着モルタル	補強鉄筋(帯鉄筋)降伏強度	軸方向鉄筋降伏強度	補強鉄筋(帯鉄筋)降伏強度	$V_c/V_{\mu}$	$V_g/V_{\mu}$	耐力比 $V_{yd}/V_{\mu}$	じん性率 $\mu$	破壊形態		
耐震補強試験体	RB-Ⅲ-1	20.1	20.7	47.6	377.2	354.6	2072	1931	0.62	1.76	2.38	13.3	曲げ破壊
	RB-Ⅲ-2	35.7	35.7	61.9	382.8	371.7	2092	2018	0.68	0.73	1.42	16.0	曲げ破壊
	RB-Ⅲ-3	32.5	32.5	25.8	382.8	371.7	2092	2018	0.60	0.46	1.06	13.0	曲げ降伏後せん断
	RB-Ⅳ-1	32.5	32.5	55.5	382.8	371.7	2092	2018	0.67	0.74	1.41	14.7	曲げ破壊
	RB-Ⅳ-2	31.8	31.8	45.3	382.8	371.7	2092	2018	0.47	0.47	0.93	13.1	曲げ降伏後せん断
	RB-V-3	43.2	43.2	40.5	378.5	395.7	1981	2012	0.73	0.77	1.50	17.2	曲げ破壊
	RB-VI-1	27.6	27.6	51.3	368.0	368.2	2006	1981	0.54	0.99	1.52	14.9	曲げ破壊
	RB-VI-2	33.0	33.0	53.9	368.0	391.9	2006	2108	0.56	1.71	2.27	15.7	曲げ破壊
RC試験体	RC-A1	26.4	31.4	—	378.4	358.3	2069	1980	0.65	1.39	2.05	10.5	曲げ破壊
	RC-A2	23.3	29.0	—	378.4	358.3	2069	1980	0.64	1.89	2.52	12.4	曲げ破壊
	RC-A4	28.4	27.5	—	358.3	358.3	1980	1980	1.09	2.78	3.86	20.6	曲げ破壊
	RC-A5	29.1	29.4	—	358.3	358.3	1980	1980	1.08	1.58	2.66	14.8	曲げ破壊
	RC-A6	31.0	28.6	—	378.4	358.3	2069	1980	0.68	2.20	2.87	15.2	曲げ破壊
	RC-A8	23.8	30.0	—	397.2	358.3	2156	1980	0.75	1.23	1.98	12.1	曲げ破壊
	RC-A9	21.7	22.1	—	378.4	397.2	2069	2156	0.63	3.31	3.94	14.5	曲げ破壊
	RC-A11	24.6	24.4	—	378.4	358.3	2069	1980	0.66	1.70	2.36	13.7	曲げ破壊
	RC-No. 6	19.4	19.6	—	375.1	354.6	2061	1931	0.62	1.94	2.56	13.8	曲げ破壊

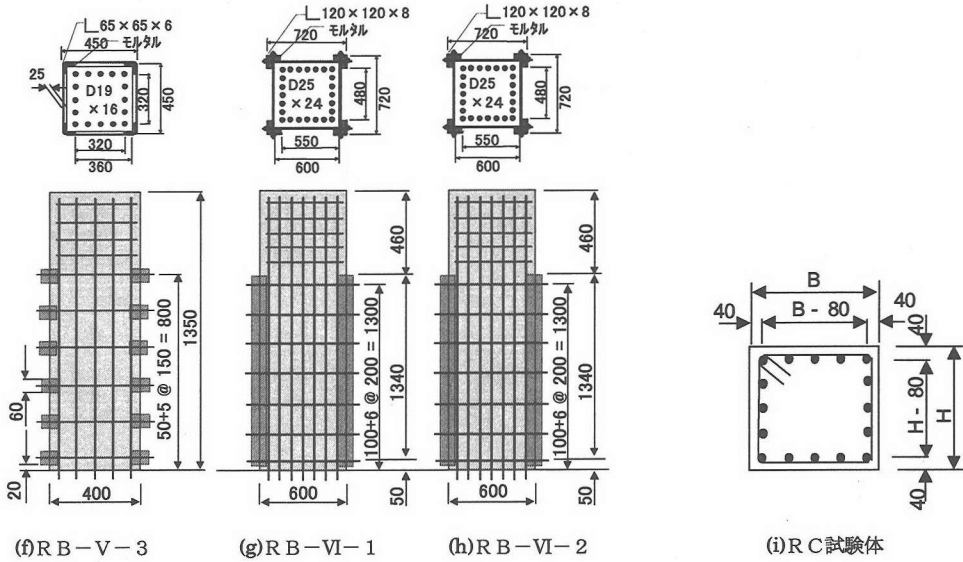
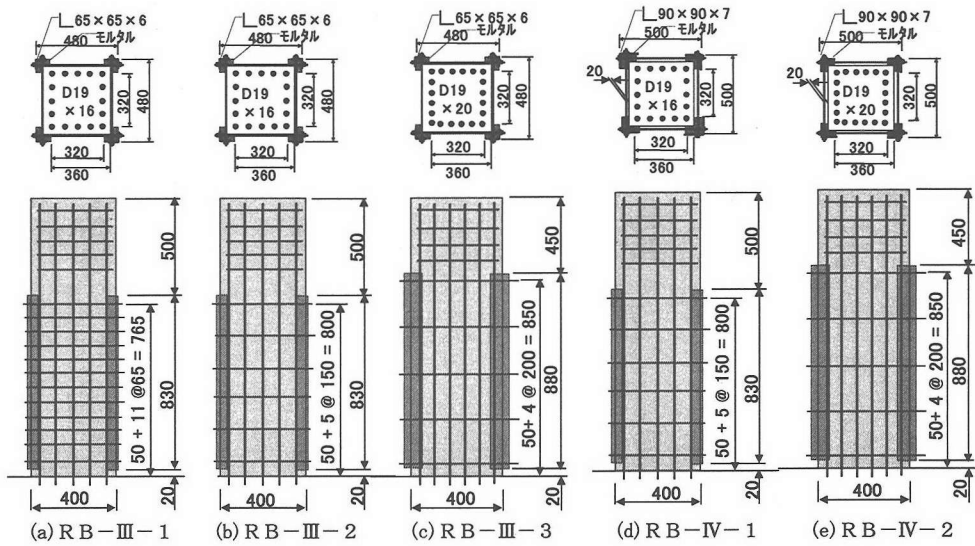


図-3 耐震補強試験体断面図および側面図, R-C試験体断面図

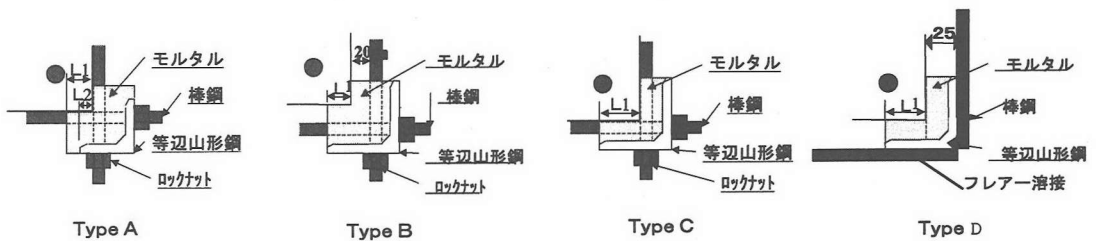


図-4 耐震補強試験体の補強鉄筋定着部詳細図

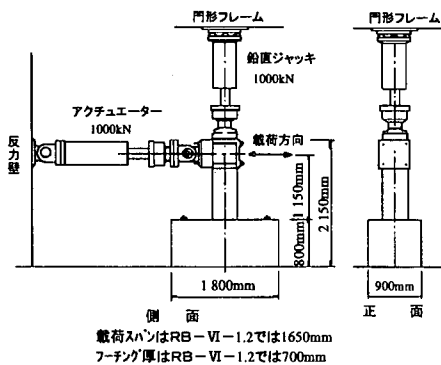


図-5 載荷装置概要図

面および側面図、図-4には耐震補強試験体の補強鉄筋の定着部詳細図を示す。図-3に示すように、RB-III-1~3は、定着部の山形鋼は柱軸方向に連続しており、補強鉄筋が柱面に接触しているもので、補強鉄筋量を違えたものである。RB-IV-1, 2は、定着部の山形鋼は柱軸方向に連続、補強鉄筋が柱面に接触していないもので補強鉄筋量を違えたものである。RB-V-3では、山形鋼は柱軸方向に分割されており、補強鉄筋は柱面に接触していない。また、RB-VI-1, 2は、柱断面寸法を大きくしたもので、定着部の山形鋼は柱軸方向に連続、補強鉄筋は柱面に接触しており、補強鉄筋量（補強鉄筋径）を違えている。なお、定着部の山形鋼の分割や、補強鉄筋と柱面の隙間は、実際の施工の簡便性を考慮したものである。

今回の比較対象のパラメータとしては、柱断面形状およびせん断スパン比  $a/d$  は、 $400(\text{mm}) \times 400(\text{mm})$  および 3.19 が中心であり、軸圧縮応力度は  $0.98(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、交番載荷の繰り返し回数は1回である。ここで、せん断スパン比  $a/d$  および軸圧縮応力度については、通常の鉄道ラーメン高架橋柱のスケルトンを考慮して定めたパラメータである。

表-2には、試験体の材料強度、耐力比の計算値を示す。ここで、 $V_c$  はせん断補強筋鋼材を用いない部材のせん断耐力、 $V_s$  は補強鉄筋または帯鉄筋の受け持つせん断耐力であり、鉄道構造物等設計標準<sup>4)</sup>により算出した。また、耐震補強試験体の  $V_s$  は通常のRC柱と同様にトラス理論により算出した値である。

## (2) 実験概要

図-5は、載荷装置の概要である。耐震補強試験体、RC試験体とも軸力を一定とした正負交番載荷試験であり、降伏変位の実験値 ( $\delta_{y,est}$ ) の整数倍を

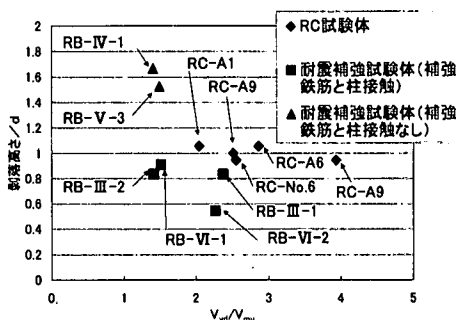


図-6 載荷面コンクリート剥落高さとの耐力比の関係

1回ずつ繰り返して載荷した。

## 3. 実験結果の考察

### (1) じん性率と破壊形式の実験結果

表-2に、じん性率と破壊形式の実験結果を示す。ここで、じん性率は終局変位を降伏変位で除した値であり、終局変位は、降伏荷重の計算値を維持する実験の最大変位、降伏荷重は、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達するときの荷重で、表-2に示した材料強度を用いて算定している。

耐震補強試験体では、耐力比が1.4程度以上で破壊形式が曲げ破壊であり、RC試験体はすべて曲げ破壊である。

### (2) 載荷面コンクリートの剥落範囲

補強鉄筋を断面の外側に配置した耐震補強試験体と通常のRC柱の、交番載荷を受けた場合の損傷程度の差を比較するため、目視による載荷面コンクリートの剥落高さの比較を行った。図-6に、載荷面コンクリート剥落高さとの耐力比の関係を示す。ここでは、曲げ破壊する、軸方向鉄筋比が3%以上の試験体の結果のみを示している。なお、剥落高さは試験体有効高さ  $d$  で無次元化して示した。載荷面かぶりコンクリートの剥落範囲は、補強鉄筋が柱に接している場合には、RB-VI-2では若干剥落範囲が小さいものの、全体的には耐震補強試験体とRC試験体では大きな差はなく、補強鉄筋を断面の外に配置する影響は今回の試験範囲ではあまり認められない。しかし、補強鉄筋が柱に接していない耐震補強試験体では、載荷面の補強鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出し、それに伴うかぶりコンクリートの浮き上り、剥落に対してあまり抵抗しないため、かぶりコ

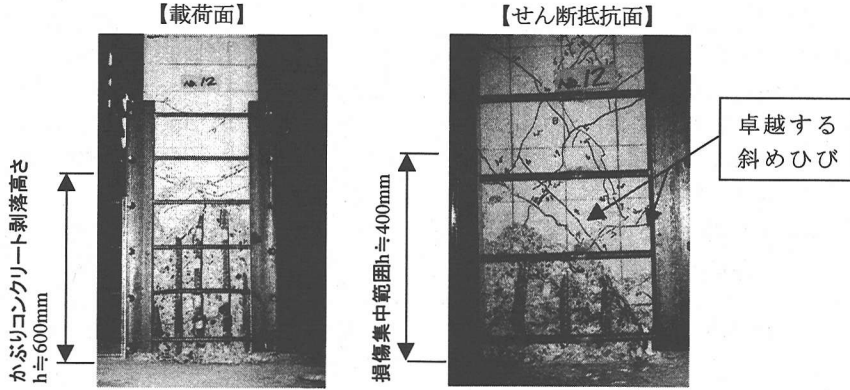


写真-1 補強鉄筋が柱に接触していないRB-IV-1の損傷状況

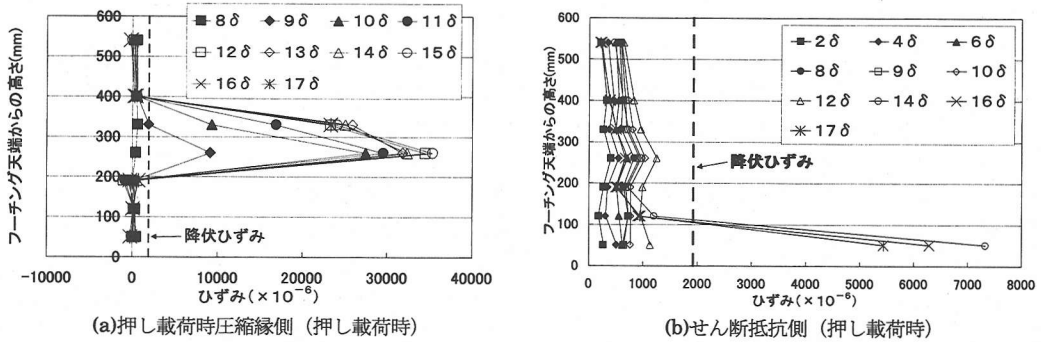


図-7 RB-III-1 帯鉄筋ひずみ測定結果 (図中 凡例の  $\delta = \delta_{ytest}$ )

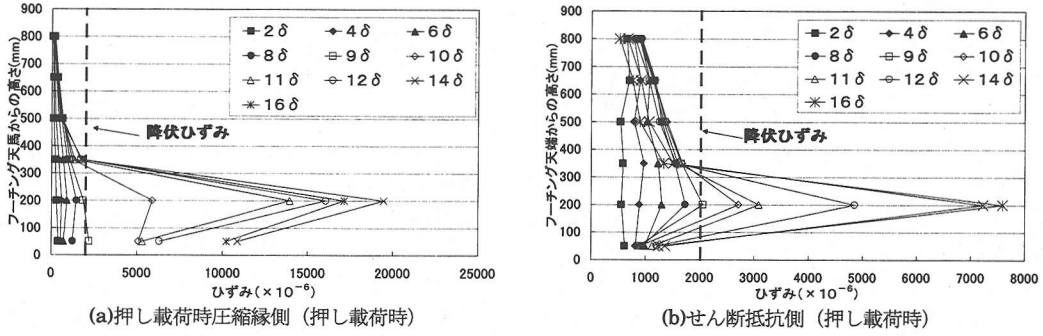


図-8 RB-III-2 帯鉄筋ひずみ測定結果 (図中 凡例の  $\delta = \delta_{ytest}$ )

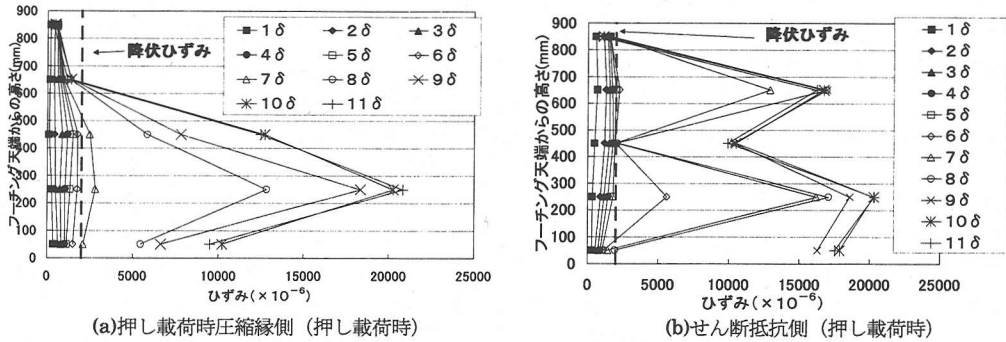


図-9 RB-III-3 帯鉄筋ひずみ測定結果 (図中 凡例の  $\delta = \delta_{ytest}$ )

ンクリートの剥落範囲が大きくなっている。ただし、写真-1に示すように、補強鉄筋が柱に接していない場合(RB-IV-1)も、載荷面のかぶりコンクリート剥落範囲は大きくなるが、せん断抵抗面では卓越する斜めひび割れ高さと同様に、内部コンクリートの損傷が大きい範囲(交番載荷の繰り返しにより、内部コンクリートが圧壊により粉砕化していく範囲)は1d程度であり、補強鉄筋が柱面に接している耐震補強試験体やRC試験体とほぼ同一範囲である。

### (3) 補強鉄筋・帯鉄筋のひずみ

図-7~9に、RB-III-1~3の、押し載荷時圧縮縁側および、せん断抵抗側(作用水平力に対して柱側面)の補強鉄筋ひずみの測定結果を示す。ここで、ひずみゲージは補強鉄筋の一边の中央上側に貼り付けており、ひずみは図中に示した実験の載荷サイクルでの最大値である。なお、ひずみ貼り付け位置はかならずしもひび割れ位置と一致していない。補強鉄筋量の一番多いRB-III-1(補強鉄筋D13ctc65, 耐力比2.38)では、図-7に示すように載荷面では $9\delta_{y, test}$  載荷時に降伏し、 $0.5d \sim 1.0d$  ( $d$ :有効高さ)程度の区間で補強筋が降伏する。一方、せん断抵抗側では、終局(降伏荷重を維持する最大変位)前に降伏するものはなく、実験終了までに降伏するのは最下段の補強鉄筋のみである。RB-III-2(補強鉄筋D13ctc150, 耐力比1.42)では図-8に示すように、載荷面、せん断抵抗面ともに、フーチング面から高さ200mm( $0.56d$ )の補強鉄筋がほぼ同時に降伏し、載荷面では最下段の補強鉄筋も降伏する。曲げ降伏後のせん断破壊となるRB-III-3(補強鉄筋D13ctc200, 耐力比1.06)では、図-9に示すように載荷面、せん断抵抗面ともほぼ同時に降伏するが、降伏範囲はせん断抵抗側のほうが大きくなる。なお、補強鉄筋が柱面に接触しているRB-IIIシリーズでは、圧縮側コンクリートが軸方向鉄筋に押出されて来る時期・範囲と載荷面側の補強鉄筋の降伏時期・範囲はほぼ同一であり、載荷面側補強鉄筋はかぶりコンクリートを介して軸方向鉄筋に押出されることにより降伏している<sup>1)</sup>と考えられる。

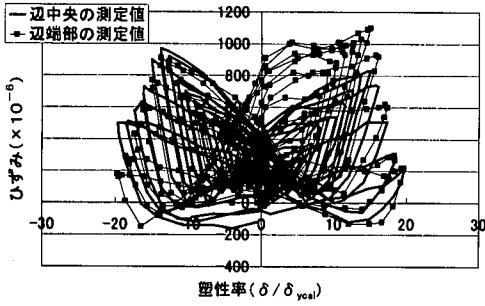
なお、図-10は、RB-III-1のフーチングからの高さ180mmと245mmの位置のせん断抵抗側の補強鉄筋のひずみ測定結果である。図中には、同じ高さの補強鉄筋の一边の中央部と端部の測定値を示した。図より、辺と端部の測定値には若干のずれがあるもののその値はほぼ一致しており、補強鉄筋が柱面に接触している場合にも、補強鉄筋のひずみは定着部の間でほぼ均一化していると言える。

図-11, 12に、補強鉄筋と柱面の隙間のあるRB-IV-1, 2の試験結果を示す。図-11に示したRB-IV-1(補強鉄筋D13ctc150, 耐力比1.41)では、補強鉄筋と柱面の隙間以外の諸元がほぼ同じであるRB-III-2と同様に、載荷面のフーチング天端から高さ200mm( $0.56d$ )の補強鉄筋が降伏する。一方、せん断抵抗側では、 $0.5 \sim 1.0d$ 程度の高さで最大ひずみが発生するが、その値は降伏ひずみの75%程度であり、試験終了まで降伏しない。図-12に示した曲げ降伏後にせん断破壊となるRB-IV-2(補強鉄筋D13ctc200, 耐力比0.93)では、載荷面の補強鉄筋は、フーチング天端から高さ250mm( $0.55d$ )の位置で降伏するのみで降伏範囲は、補強鉄筋と柱の隙間以外の諸元がほぼ同じRB-III-3に比べ狭くなる。また、せん断抵抗面では、フーチング天端から高さ250mm( $0.55d$ )の位置で降伏ひずみに近いひずみが発生するが、全体に試験終了まで降伏しない。

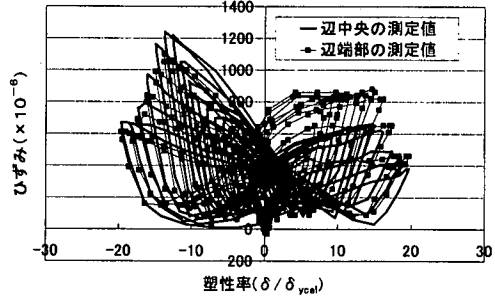
図-13は、定着部の山形鋼を一段ずつ分割し、補強鉄筋と柱面の隙間をあけたRB-V-3(補強鉄筋D13ctc150, 耐力比1.5)の試験結果である。載荷面ではフーチング天端からの高さ200mmと350mmの補強鉄筋が降伏し、山形鋼以外の諸元がほぼ同じであるRB-IV-1と比較すると降伏範囲が広がるが、せん断抵抗面の補強鉄筋は降伏せず、その最大ひずみは降伏ひずみの75%程度であり、全体的な傾向はRB-IV-1と同様であり、山形鋼の剛性の影響はあまりない。

図-14, 15は、試験体断面形状の大きなRB-VI-1, 2の試験結果である。RB-VI-1(補強鉄筋D22ctc200, 耐力比1.52)では、図-14に示すように載荷面、せん断抵抗面ともフーチング天端からの高さ300mm( $0.55d$ )以下の補強筋が降伏する。断面形状は異なるが他の諸元がほぼ同じであるRB-III-2と降伏範囲についてはほぼ同様の傾向である。RB-VI-2(補強鉄筋D29ctc200, 耐力比2.27)では、図-15に示すように載荷面側では、最下段位置の補強鉄筋が降伏し、せん断抵抗側は最大ひずみが降伏ひずみの70%程度以下で降伏しない。

以上、耐震補強試験体の場合には、補強鉄筋量と、柱に鉄筋が接触しているか否かにより補強鉄筋に発生するひずみの傾向に大きな差がでる。すなわち、耐力比が2.38のRB-III-1、耐力比が2.27のRB-VI-2は、載荷面側の補強鉄筋は降伏するが、せん断力負担側では終局までは降伏しない。また、耐力比が1.42のRB-III-3、耐力比が1.41のRB-IV-1、耐力比が1.50のRB-V-3、耐力比が1.52のRB-VI-1は、いずれも載荷面側は降伏

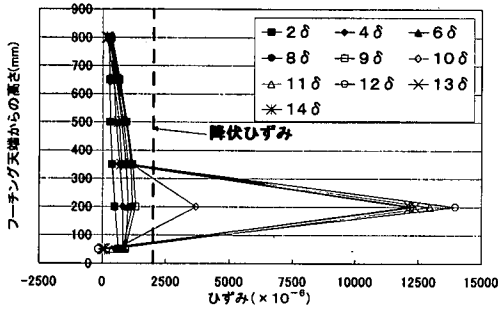


(a)フーチングからの高さ+180mmの補強鉄筋の測定値

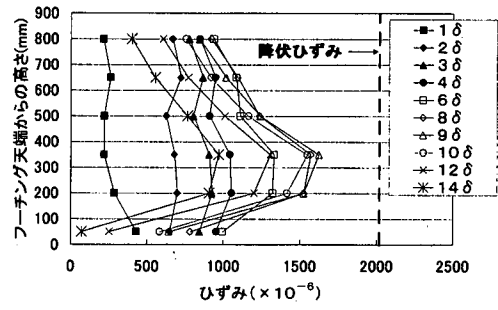


(b)フーチングからの高さ+245mmの補強鉄筋の測定値

図-10 RB-III-1のせん断抵抗側補強鉄筋の辺中央部と端部のひずみ測定値

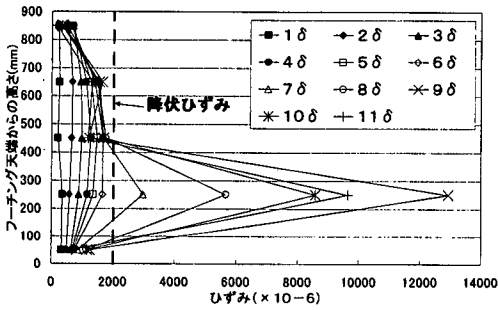


(a)押し荷時圧縮縁側(押し荷時)

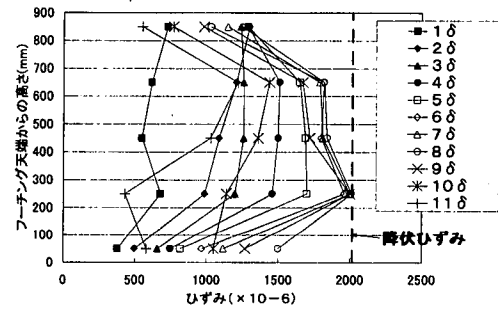


(b)せん断抵抗側(押し荷時)

図-11 RB-IV-1 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の  $\delta = \delta_{ytest}$ )

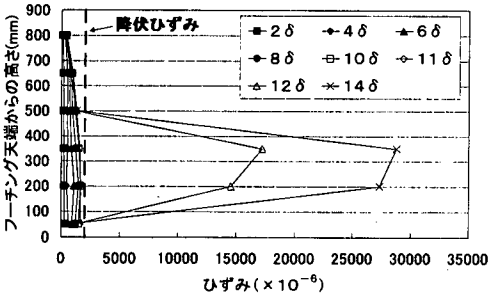


(a)押し荷時圧縮縁側(押し荷時)

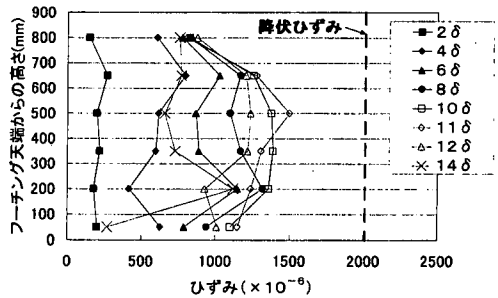


(b)せん断抵抗側(押し荷時)

図-12 RB-IV-2 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の  $\delta = \delta_{ytest}$ )

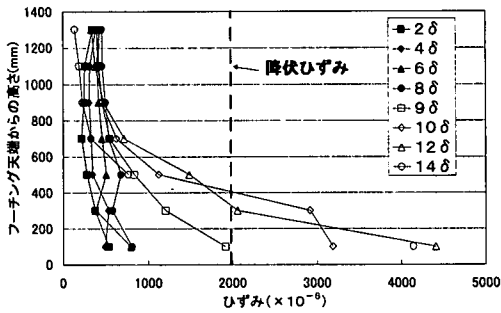


(a)押し荷時圧縮縁側(押し荷時)

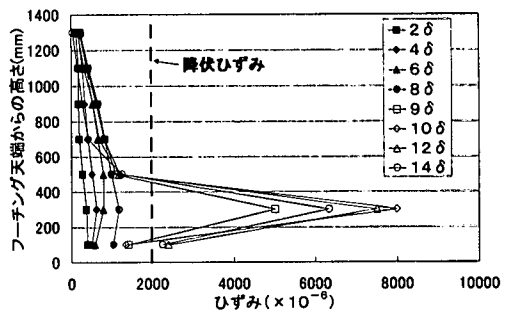


(b)せん断抵抗側(押し荷時)

図-13 RB-V-3 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の  $\delta = \delta_{ytest}$ )

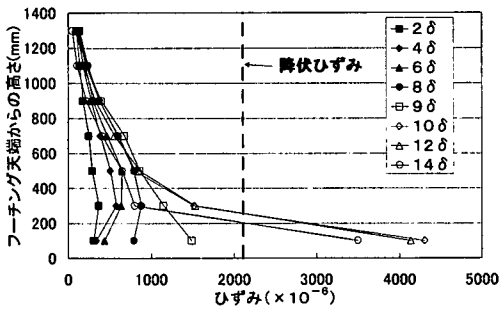


(a)押し載荷時圧縮縁側(押し載荷時)

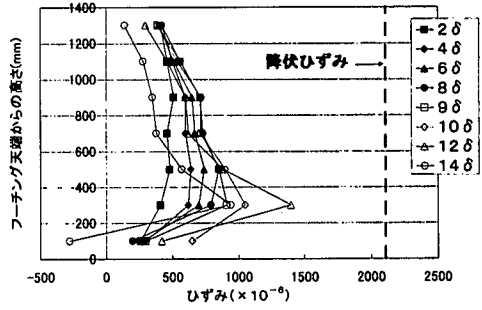


(b)せん断抵抗側(押し載荷時)

図-14 RB-VI-1 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の $\delta = \delta_{ytest}$ )

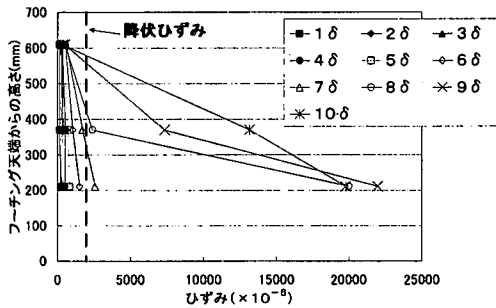


(a)押し載荷時圧縮縁側(押し載荷時)

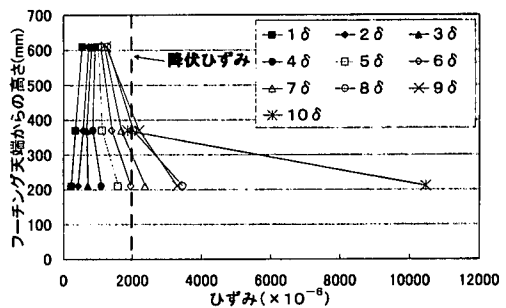


(b)せん断抵抗側(押し載荷時)

図-15 RB-VI-2 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の $\delta = \delta_{ytest}$ )

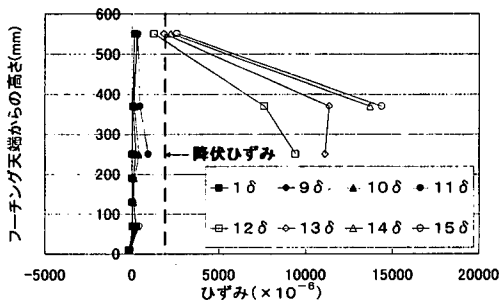


(a)引き載荷時圧縮縁側(引き載荷時)

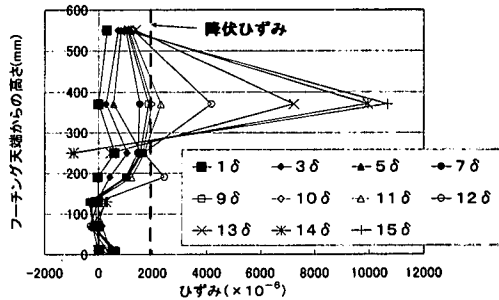


(b)せん断抵抗側(押し載荷時)

図-16 RC-A1 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の $\delta = \delta_{ytest}$ )



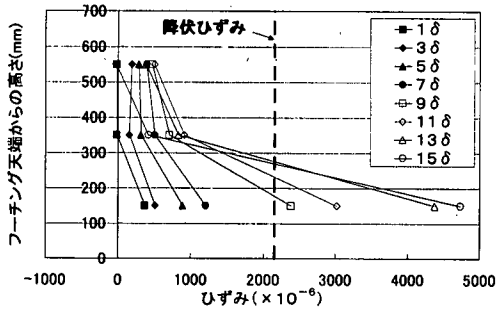
(a)押し載荷時圧縮縁側(押し載荷時)



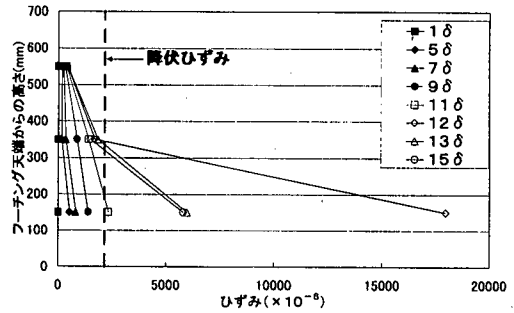
(b)せん断抵抗側(押し載荷時)

図-17 RC-No.6 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の $\delta = \delta_{ytest}$ )





(a)引き載荷時圧縮縁側(引き載荷時)



(b)せん断抵抗側(押し載荷時)

図-18 RC-A9 帯鉄筋ひずみ測定結果(図中 凡例の  $\delta = \delta_{ytest}$ )

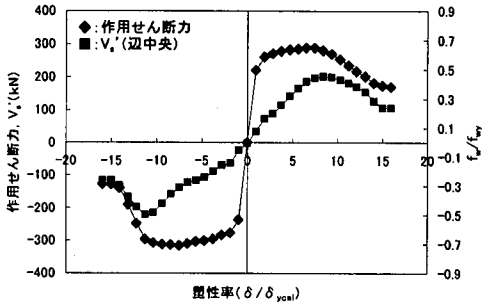


図-19 RB-III-1の作用せん断力,  $V_s'$ の推移

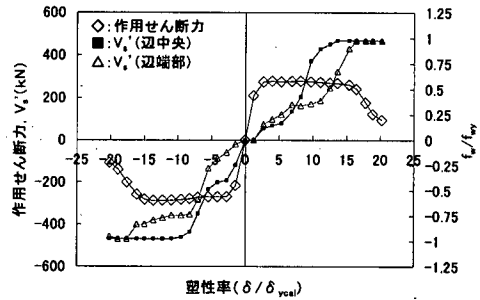


図-20 RC-No.6の作用せん断力,  $V_s'$ の推移

する。一方、せん断抵抗側の補強鉄筋は、補強鉄筋が柱に接触している場合には降伏するが、補強鉄筋と柱が接触していない場合には降伏しない。また、曲げ降伏後せん断破壊となる耐力比 1.06 のRB-III-3、耐力比が 0.99 のRB-IV-2では、載荷面の補強鉄筋は降伏するが、せん断抵抗面では、補強鉄筋が柱に接触していないRB-IV-2は降伏に至らなかった。

図-16~18は、RC試験体の帯鉄筋ひずみ測定結果の一例である。帯鉄筋のひずみは耐震補強試験体と同様に一辺の中央上側での測定値を示した。RC-A1(帯鉄筋D13ctc80, 耐力比2.05)では、図-16に示すように、載荷面、せん断抵抗面ともほぼ同時に帯鉄筋が降伏する。また、降伏範囲は0.5~1.0dで載荷面、せん断抵抗面では差はない。なお、RC試験体では、帯鉄筋のひずみゲージおよびリード線がく体内部に配置されるため実験途中段階で測定不能となるケースが多い。この場合も、載荷面側としては、押し載荷時圧縮側のひずみゲージが実験早期で測定不能となったため、引き載荷時圧縮側の結果を示した。図-17は、RC-No.6(帯鉄筋D13ctc60, 耐力比2.56)の試験結果である。この場合は、帯鉄筋のせん断抵抗側で降伏が先行する。降伏範囲は、

載荷面がフーチングから0.5~1.5d程度高さまで降伏しており、せん断抵抗側は0.5~1.0d程度まで降伏している。図-18は、RC-A9(帯鉄筋D16ctc60, 耐力比3.31)の試験結果である。載荷側、せん断抵抗側で帯鉄筋はほぼ同時に降伏し、降伏範囲にも差は見られない。

以上、耐力比が2~3程度の曲げ破壊となるRC試験体の場合には、降伏範囲に若干の差があるものの、いずれも試験体においても最終的にはある範囲の載荷面とせん断抵抗面の帯鉄筋が降伏し、降伏範囲はほぼ同じである。耐震補強試験体では、耐力比が2以上の場合には、せん断抵抗側の補強鉄筋が降伏しないが、RC試験体の場合には、耐力比を2以上としても、帯鉄筋のせん断抵抗側が降伏する。

#### (4) 補強鉄筋・帯鉄筋によるせん断力の負担

図-19、図-20は、耐力比がともに2.5程度であるRB-III-1と、RC-No.6の作用せん断力と、せん断抵抗側の補強鉄筋または帯鉄筋のひずみ測定値から計算した  $V_s'$  ( $V_s'$ :ひずみ測定値からトラス理論で一義的に計算した値)の塑性変形にともなう推移である。ここで、横軸は塑性率 ( $\delta/\delta_{ytest}$ ,  $\delta$ :水平変位,  $\delta_{ytest}$ :降伏変位の計算値<sup>1)</sup>)、縦軸は

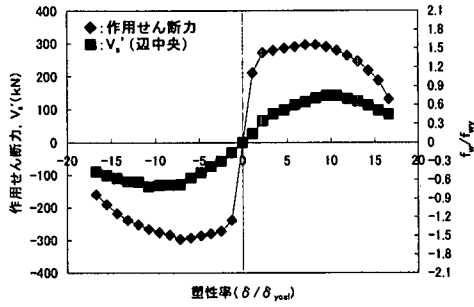


図-21 RB-III-2の作用せん断力、 $V_s$ 'の推移

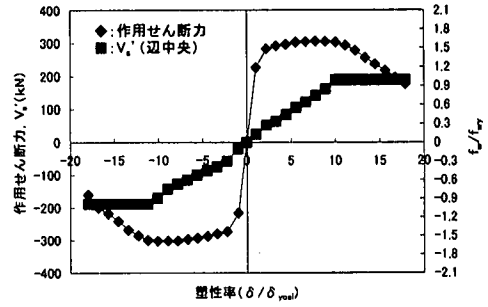


図-22 RB-IV-1の作用せん断力、 $V_s$ 'の推移

左軸が荷重 (kN), 右軸は補強鉄筋または帯鉄筋ひずみから算出した応力度の降伏強度に対する比率  $f_s/f_{vy}$  ( $f_s$ : 発生応力度,  $f_{vy}$ : 降伏強度) (以下, 応力度比) であり降伏以後は 1.0 とした. なお, 塑性率の正側が押し荷重, 負側が引き荷重時であり, 補強鉄筋・帯鉄筋に発生する応力は正負荷重とも引張応力であるが, 右横軸の応力度比は便宜的に押し荷重側を正, 引き荷重側を負の値としている. 比較は, 卓越する斜めひび割れと交差し, かつ, 実験の終了近くまでひずみの測定データが得られた, フーチングからの高さが 350mm 程度の位置の補強鉄筋・帯鉄筋の測定値を用いた. 繰り返し荷重が進むにつれ, せん断補強鋼材を用いない部材の負担するせん断力 (以下,  $V_s$ ) の劣化等の影響により,  $V_s'$  は増加していく. 図-19, 20 に示した  $V_s'$  は, せん断抵抗側のひずみの実測値からトラス理論より一義的に計算したもので, 補強鉄筋または帯鉄筋が, 載荷面の軸方向鉄筋のはらみ出しにより押出される影響なども含んでいる. そのため, 純粋に補強鉄筋または帯鉄筋の負担しているせん断力を示すものではない. しかしながら, 塑性率 ( $\delta/\delta_{yest}$ ) = 5 程度までは, 少なくとも載荷面の軸方向鉄筋のはらみ出しの影響は少ないと考えられ, その範囲で比較すると,  $V_s'$  の増加の割合は, RC 試験体のほうが大きめで, 今回の比較では引き荷重時に特に顕著に表れている. これは, 帯鉄筋を断面内に配置した通常の RC の方が, 繰り返し荷重による  $V_s$  の劣化の進行が早いことを示唆していると考えられる. なお, 図-20 において, RC-No. 6 の場合には,  $V_s'$  の値が最終的には作用水平力よりも大きくなっているが, これは, 前述のように, 帯鉄筋のせん断抵抗側のひずみには, せん断力の負担によるもの以外に, 軸方向鉄筋のはらみ出しにより, 帯鉄筋が載荷面から押出される影響などが大きく含まれているためであると思われる.

衣笠・高柳<sup>5)</sup> は, 繰り返し荷重による斜めひび割れの「ゆるみ」や「噛み合い劣化」がコアコンクリ

ートの破壊を引き起こす要因となっていることを示唆している. 今回の場合は, その斜めひび割れの「ゆるみ」や「噛み合い劣化」に対するせん断補強筋の付着の有無による相違が現れていると考えられる. すなわち, 断面内に帯鉄筋を配置した通常の RC では, ひび割れ面で帯鉄筋ひずみが局所化し, 除荷時にも残留ひずみが大きくなることで, ひび割れの閉合を妨げ  $V_s$  の劣化を助長するが, 断面外に補強鉄筋を配置した耐震補強試験体では, ひび割れ位置で鉄筋ひずみが局所化しないために, 繰り返しによる  $V_s$  の劣化の進行が遅くなると推察される. また, 図-7 に示したように, RB-III-1 のフーチング天端から 330mm の載荷面側の帯鉄筋ひずみは,  $9 \delta_{yest}$  載荷時に降伏し, その後もはらみ出した軸方向鉄筋に押し出されることでひずみが増加していくが, 図-19 によると, せん断力負担側では特にその影響はみうけられず, 耐力低下に伴い, 降伏にいたる前に補強鉄筋の応力度比は低下していく. この高さ 330mm での補強鉄筋の最大応力度比は 50% 程度である. 一方, RC-No. 6 では, 図-17 に示したように, 載荷面では, 帯鉄筋は  $12 \delta_{yest}$  付近で降伏している. 図-20 に示した帯鉄筋の一边の端部での測定値は, 荷重低下後も, 応力度比が増加し, 最終的には降伏にいたっている. これは, 軸方向鉄筋のはらみ出しにより帯筋が載荷面側から押出されることも一因となり, せん断抵抗側もひずみが増加していることを示していると考えられる.

図-21, 22 は, 耐力比が 1.4 前後である RB-III-2 と RB-IV-1 の作用せん断力と  $V_s'$  の塑性変形に伴う推移である. RB-III-2 ではせん断抵抗側の補強鉄筋は降伏し, RB-IV-1 では降伏していない. なお, 測定値は最大ひずみが計測された高さ 200mm の位置に配置した補強鉄筋の測定結果である. 耐力レベルが異なるが, 図-20 に示した RC-No. 6 と比較すると, 塑性率の増加に対する補強鉄筋の応力度比の増加割合は, 耐震補強試験体のほう

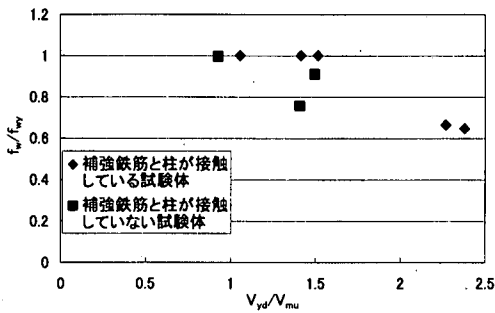


図-23 耐震補強試験対の耐力比 ( $V_{yd}/V_{mu}$ ) と応力度比 ( $f_w/f_{wy}$ ) の関係

が小さ目であり、RB-III-2のように補強鉄筋が降伏する場合にも、耐震補強試験体のほうがRC試験体よりも $V_c$ の劣化が遅いことを示していると思われる。

図-23は、耐震補強試験体の耐力比とせん断抵抗面に配置した補強鉄筋の応力度比の関係を示したものである。応力度比は、終局にいたるまでの最大値を示した。ここでは、押し荷重、引き荷重の両方の最大値をとっているため、押し荷重時のみを対象とした前節の数値とは若干異なっている。耐震補強試験体で、せん断抵抗側の補強鉄筋が降伏しない場合の応力度比は、耐力比が1.4程度の補強鉄筋が柱に接触していない場合には0.8~0.9程度、耐力比が2.3程度の補強鉄筋が柱に接している場合には0.75程度である。

#### (5) 変形性能に与える効果

図-24は、表-1に示したすべての補強試験体とRC試験体の耐力比とじん性率の試験結果である。図には、耐力低下後の交番繰り返し回数を3回とした、今回の比較対象としている試験体とは若干荷重パターンの異なる、曲げ降伏後せん断破壊するRC試験体のデータ<sup>3)</sup>も追加して示した。この図から、今回の試験範囲では、同じ程度のせん断補強量であれば、鉄筋を柱外周に配置した補強試験体のほうがRC試験体よりも大きい変形性能を得ている。とくに、耐力比が1.4程度で曲げ破壊となる耐震補強試験体は、耐力比が2以上のRC試験体と同等以上の変形性能を示している。これは、前述したように、ひび割れ面で帯鉄筋のひずみが局所化し、除荷時にも残留ひずみが大きくなることで、ひび割れの閉合を妨げるRC試験体よりも、補強筋を外周に配置した試験体のほうが、繰り返し荷重による $V_c$ の劣化が緩やかとなること、また、せん断抵抗側への、軸方向鉄筋のはらみ出しによる荷重面側からの影響が少

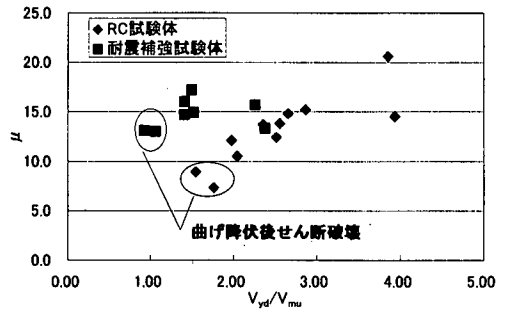


図-24 耐力比 ( $V_{yd}/V_{mu}$ ) とじん性率 ( $\mu$ ) の関係

ないことなども影響していると考えられる。

なお、今回の耐震補強試験体は、荷重点近傍には、断面内に帯鉄筋を配置し、塑性ヒンジ区間以外での軸方向鉄筋の付着破壊が発生しないようにしている。

#### 4. まとめ

鉄筋を柱外周に設置し柱四隅で定着する新しい耐震補強工法の断面の外側に配置した補強鉄筋の効果について、帯鉄筋を断面内に配置した通常のRC柱との比較を主体として検討した結果、以下の知見を得た。なお、今回の検討範囲は、軸方向鉄筋比3.18~3.98%、せん断補強鉄筋比(補強鉄筋比または帯鉄筋比)0.32~1.07%が中心であり、軸圧縮応力度は0.98(N/mm<sup>2</sup>)、せん断スパン比は3程度である。

(1) 曲げ破壊となる場合、補強試験体とRC試験体の荷重面側かぶりコンクリート剥落範囲、内部コンクリートの損傷集中範囲は、1d程度であり有為差はない。ただし、補強鉄筋を柱面と接触させない場合では、軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落範囲は1.5d程度まで大きくなる。

(2) 耐震補強試験体(耐力比1.0程度以上)では、補強鉄筋が柱に接触していない場合には、せん断抵抗側の補強鉄筋は降伏しない。また、補強鉄筋が柱に接触していても耐力比2.4程度以上の場合には、補強鉄筋は降伏しない。曲げ破壊となる場合で、せん断抵抗側の補強鉄筋が降伏しない場合に、補強鉄筋に生じる最大ひずみは、今回の試験範囲では、75~90%程度である。

(3) 軸方向鉄筋が付着破壊しない今回の条件では、同程度のせん断補強鉄筋量とした場合には、鉄筋を柱外周に配置した耐震補強試験体のほうが、帯鉄筋を断面内に配置した通常のRC試験体よりも大きな

変形性能を得ることができる。

(4) 補強鉄筋を柱外周に配置した耐震補強試験体のほうが、帯鉄筋を断面内に配置した通常のRC試験体よりも繰り返し載荷による $V_c$ の劣化の進行が緩やかであると考えられる。これは、ひび割れ面で帯鉄筋ひずみが局所化する通常のRC試験体では、除荷時にも残留ひずみが大きくなり、ひび割れの閉合を妨げることで、 $V_c$ の劣化を助長しているためであるとされる。

謝辞：本文をまとめるにあたり東京大学前川宏一教授よりご指導を賜りました。ここに記して謝辞いたします。

#### 参考文献

1) 津吉毅, 石橋忠良, 小林将志, 田附伸一: 鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設RC柱の耐震補強

方法に関する研究, 土木学会論文集, No. 662/V-49, pp. 205~216, 2000. 11.

- 2) RB工法の手引き: 東日本旅客鉄道株式会社, 2000年3月.
- 3) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 小林将志: 大変形正負交番載荷を受けるRC柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 648/V-47, pp. 55-69, 2000. 5.
- 4) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 1992年10月.
- 5) 衣笠秀行, 高柳美佐子: 低軸力を受けるRC柱部材の大変形繰り返し載荷下の破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 223~228, 2000.

(2000. 7. 12 受付)

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON EFFECTS OF EXTERNAL LATERAL REINFORCEMENTS ANCHORED AT COLUMN'S CORNERS FOR SEISMIC RETROFITTING

Takeshi TSUYOSHI and Tadayoshi ISHIBASHI

Seismic retrofitting on existing RC columns have been carried out, and the steel jacket method has been mainly adopted. But the steel jacket method can't use where spaces under viaducts are used for stores and offices. So, we developed the new seismic retrofitting method which could be easily adopted at spaces being used under viaducts. In this method with external lateral reinforcements, lateral reinforcements do not yield if there is some spacing between external lateral reinforcements and column surfaces, or shear-to-moment-capacity ratio ( $V_yd/V_{mu}$ ) is over 2.3. And flexural capacity which is larger than that of normal RC columns is obtained with a lower ratio of lateral reinforcement.