

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

津吉毅¹・石橋忠良²・小林将志³・田附伸一⁴

¹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 2-2-2)

²フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター 所長 (同上)

³正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所 (〒370-8543 群馬県高崎市栄町 6-26)

⁴正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東北工事事務所 (〒980-0022 宮城県仙台市青葉区五橋 1-1-1)

阪神淡路大震災以降、鉄道ラーメン高架橋、ラーメン橋台の RC 柱等を対象に耐震補強工事が施工されてきた。その施工方法としては、鋼板巻き工法が一般的に採用されてきたが、高架下を店舗や事務所として使用している箇所などでは鋼板巻き工法にかわる簡易に施工できる耐震補強工法の開発が望まれてきた。著者らは、その一案として鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する工法を考案し、補強効果を確認するために縮小試験体により正負交番載荷試験を行った。その結果、柱外周に補強鉄筋を一定量配置することで、通常の鉄道ラーメン高架橋の RC 柱では安定した曲げ破壊性状が得られ、大きな変形性能が確保できることが確認できた。

Key Words: seismic retrofitting method, reversal cyclic loading, reinforced concrete column, ductility

1. はじめに

1995年1月17日の阪神淡路大震災以後、同規模の地震に対しても大きな被害を出さないように、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から順次耐震補強を進めている。耐震補強は、破壊形態を曲げ降伏先行型とし、曲げ補強をせずに変形性能を大きくすることでエネルギー吸収能力を高めることを基本としており、その工法としては、鋼板巻き補強を一般的に用いている。JR東日本においては南関東地区、仙台地区の新幹線、在来線を対象に、平成11年度末現在で、約10,000本の柱の耐震補強を終了している。

一方、鉄道高架橋では、高架下を店舗や事務所として使用している箇所や、進入路が狭隘で重機が進入できないなど、鋼板巻き補強の施工が非常に困

難である箇所もかなりあり、耐震補強を進めるうえでネックとなっている。そこで、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考案した。この方法によると、例えば高架下を事務所等で利用している箇所で、間仕切り壁などがある場合にも、壁には鉄筋棒を貫通する穴をあけるだけで壁の全面的な撤去をしなくてよいこと、また、柱に添架されているケーブル等を移設することなく施工できる可能性があること、材料が鉄筋とアングル材などの小部材で構成されており、狭隘箇所でも人力で施工できることなどが利点として考えられる。

本文では、この柱の外周に鉄筋を配置し四隅で定着する工法による耐震補強効果を確認するために行ったラーメン高架橋柱を模したRC試験体による静的正負交番載荷試験結果および、変形性能に関する若干の考察について報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体諸元

表-1 に試験体諸元および用いた材料強度の試験値を示す。また、図-1 に試験体側面図および断面図を、図-2 に柱外周に配置した補強鉄筋の定着部詳細図を示す。定着部は等辺山形鋼とモルタルからなっており（以下、「定着部材」という）、補強鉄筋にはねじ節鉄筋を用いロックナットで定着部材に定着した。なお、ロックナットは緩みが生じない程度に手締めを行った。

補強鉄筋試験体は実物のラーメン高架橋柱の1/2スケールを想定し断面寸法は400mm×400mmを、せん断スパン a/d は 3.19、軸方向圧縮応力度は 0.98N/mm^2 を基本とした。また、軸方向鉄筋量は、一般的な鉄道ラーメン高架橋柱の軸方向鉄筋量が3%程度であることのほか、基準試験体Ⅰが確実にせん断先行破壊となることも考慮して定めた。

表-2 には、柱基部断面の最外縁鉄筋が降伏するときの水平荷重の計算値 (P_{ycal})、柱基部断面が曲げ耐力となるとききの水平荷重の計算値 (P_{ucal})、せん断耐力 (V_{yd}) および耐力比 (V_{yd}/V_{mu} ; $V_{mu}=P_{ucal}$) の計算値を示す。ここで、曲げ、せん断耐力の計算は材料強度試験値を用いて計算¹⁾した。なお、せん断耐力は、柱外周に配置した補強鉄筋の受け持つせん断耐力を通常のトラス理論で評価し、以下に示す式(1),(2),(3)により算定した。

$$V_{yd}=V_c+V_s \quad (1)$$

$$V_c=f_{vc}\cdot(f_c)^{1/3}\cdot\beta_d\cdot\beta_p\cdot\beta_n\cdot b_w\cdot d \quad (2)$$

$$V_s=A_w\cdot f_{wyd}/s_s\cdot z \quad (3)$$

ここに、

V_{yd} :部材のせん断耐力(kN)

V_c :せん断補強鋼材を用いない部材のせん断耐力(kN)

V_s :補強鉄筋の受け持つせん断耐力(kN)

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

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

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

$$\beta_n=1+2M_o/M_u\leq 2$$

b_w :断面幅(mm)

d :有効高さ(mm)

ρ_c :せん断引張鋼材比

$$\rho_c=A_s/(b_w\cdot d)$$

A_s :引張鋼材の断面積(側方鉄筋も考慮²⁾)

M_o :曲げ耐力

M_u :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/mm²)

A_w :区間 s_s における補強鉄筋の断面積 (mm²)

f_{wyd} :補強鉄筋の降伏強度(N/mm²)

s_s :補強鉄筋の配置間隔(mm)

$$z=d/1.15$$

試験体Ⅰは基準試験体で、帯鉄筋を配置していない試験体である。試験体ⅡからⅦシリーズが補強試験体で、今回は、柱外周に配置する補強鉄筋の効果のみに着目するため、通常、柱の主鉄筋を取り囲むように断面内に配置される帯鉄筋は配置していない。

Ⅱ試験体は、柱外周に配置した鉄筋をすべてモルタルで被覆したもので、耐力比(V_{yd}/V_{mu})を2.35とした。また、補強鉄筋は内部の柱断面に密着して配置した。

Ⅲシリーズは、隅角部の補強鉄筋の定着部以外はモルタル被覆しておらず、補強鉄筋が露出した形となっている。Ⅲシリーズでは、耐力比(V_{yd}/V_{mu})が2.38~1.06となるよう補強鉄筋量を変化させ、補強鉄筋はⅡと同様柱断面に密着させて配置した。なお、Ⅲ-1, 2の定着部材がTypeA、Ⅲ-3がTypeCとしているが、両者は柱に対する支圧面積を等しくしており機能的には差はない。

Ⅳシリーズは、Ⅲシリーズと同様に定着部以外はモルタル被覆せず、耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) が 1.41 と 0.93 となるよう補強鉄筋量を変化させたものであるが、補強鉄筋を柱面と 20mm 離して配置した。これは、実際の耐震補強工事を考慮すると、既設柱の表面には施工誤差による凹凸があり、補強鉄筋を柱面に密着して配置することが困難な場合もあるためである。なお、間隔を 20mm とする関係でⅢシリーズよりも大きな等辺山形鋼を用いているが、図-2に示したように定着部材と柱面との接触面積は同一となるようにした。

Vシリーズは、補強鉄筋一段毎に定着部材を分割したものである。V-1は、定着部材が分割はされているが柱長手方向に連続したもので、耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) は 2.38 であり補強鉄筋は柱面に接触している。V-2~4は、V-1よりも補強鉄筋量を少なくし耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) を 1.5 程度とし、かつ、定着部材を分割配置、補強鉄筋と柱面との隙間をV-2では20mm、V-3, 4では25mmとしたものである。なお、V-1, 2は、分割した定着部材に、柱断面の載荷面と側面の補強鉄筋を交差して配置しており、鉄筋径分だけずらして定着している。V-3, 4は、定着部に回転力が作用しないように

表-1 供試体諸元

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-間隔 (mm)	補強鉄筋比 $A_{sw}/(b \cdot s)$ (%)	軸圧縮応力度 (N/mm^2)	材料強度						定着部詳細			
											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	軸方向鉄筋降伏強度	補強鉄筋降伏強度	軸方向鉄筋降伏ひずみ	補強鉄筋降伏ひずみ	定着部材形状	L1 (mm)	L2 (mm)
I	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	—	—	0.98	23.2	23.2	—	370.5	—	2031	—	—	—	—
II	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@65	0.98	0.98	26.6	26.5	45.3	377.2	354.6	2072	1931	TypeA	—	25
III-1	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@65	0.98	0.98	20.1	20.7	47.6	377.2	354.6	2072	1931	TypeA	40	25
III-2	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@150	0.42	0.98	35.7	35.7	61.9	382.8	371.7	2092	2018	TypeA	40	25
III-3	400×400	400	360	1150	3.19	D19×20	3.98	D13@200	0.32	0.98	32.5	32.5	25.8	382.8	371.7	2092	2018	TypeC	40	—
IV-1	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@150	0.42	0.98	32.5	32.5	55.5	382.8	371.7	2092	2018	TypeB	40	—
IV-2	400×400	400	360	1150	3.19	D19×20	3.98	D13@200	0.32	0.98	31.8	31.8	45.3	382.8	371.7	2092	2018	TypeB	40	—
V-1	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@65	0.98	0.98	32.9	32.9	50.0	382.8	371.7	2092	2018	TypeA	40	25
V-2	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@150	0.42	0.98	33.6	33.6	46.9	378.5	395.7	1981	2012	TypeB	40	—
V-3	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@150	0.42	0.98	43.2	43.2	40.5	378.5	395.7	1981	2012	TypeD	40	—
V-4	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@150	0.42	0.98	39.4	39.4	40.5	378.5	395.7	1981	2012	TypeD	40	—
VI-1	600×600	600	550	1650	3.00	D25×24	3.69	D22@200	0.65	0.98	27.6	27.6	51.3	368.0	368.2	2006	1981	TypeC	60	—
VI-2	600×600	600	550	1650	3.00	D25×24	3.69	D29@200	1.07	0.98	33.0	33.0	53.9	368.0	391.9	2006	2108	TypeC	60	—
VII-1	400×400	400	360	1150	3.19	D19×16	3.18	D13@125	0.51	5.89	36.5	32.5	60.3	368.7	356.2	2051	2116	TypeB	40	—
VII-2	300×300	300	260	950	3.65	D16×16	4.07	D13@150	0.56	9.81	35.3	35.9	62.6	358.1	356.2	1995	2116	TypeB	40	—

表-2 耐力, 降伏変位実験値と実測値

供試体番号	計算値							実験値					じん性率 μ	
	P_{ycal} (kN)	P_{ucal} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_c/V_{mu}	V_s/V_{mu}	耐力比 V_{yd}/V_{mu}	δ_{y1} (mm)	δ_{y0} (mm)	δ_{ycal} (mm)	P_{ytest} (kN)	P_{utest} (kN)		δ_{yexp} (mm)
I	196.3	247.0	159.9	0.0	0.65	0.00	0.65	—	—	—	210.0	—	—	—
II	201.7	255.1	166.8	432.7	0.65	1.70	2.35	1.94	3.96	5.90	234.3	305.9	5.2	97.4
III-1	197.3	245.9	153.0	432.7	0.62	1.76	2.38	2.41	4.17	6.58	220.6	288.4	5.2	87.6
III-2	209.3	268.2	183.4	196.5	0.68	0.73	1.42	1.54	3.79	5.33	225.4	305.1	5.1	85.5
III-3	249.3	317.2	190.3	147.4	0.60	0.46	1.06	1.86	4.01	5.87	290.5	363.0	5.6	76.1
IV-1	207.7	265.4	178.5	196.5	0.67	0.74	1.41	1.66	3.85	5.51	210.8	295.3	5.5	80.9
IV-2	248.8	316.4	147.4	147.4	0.47	0.47	0.93	1.89	4.03	5.92	286.7	344.3	6.7	77.8
V-1	208.0	265.8	178.5	453.5	0.67	1.71	2.38	1.65	3.85	5.50	236.4	310.0	5.3	102.4
V-2	206.3	264.2	180.5	209.2	0.68	0.79	1.48	1.47	3.65	5.12	228.6	274.7	5.9	66.6
V-3	210.5	270.3	196.2	209.2	0.73	0.77	1.50	1.19	3.48	4.67	226.4	298.2	5.0	80.2
V-4	209.0	268.8	190.3	209.2	0.71	0.78	1.49	1.28	3.54	4.82	230.4	292.3	5.0	62.7
VI-1	541.9	690.6	370.8	681.7	0.54	0.99	1.52	2.40	4.49	6.89	570.9	777.9	7.9	102.9
VI-2	549.2	705.5	393.4	1204.7	0.56	1.71	2.27	2.07	4.37	6.44	541.3	769.1	8.0	101.4
VII-1	282.2	331.7	224.6	226.0	0.68	0.68	1.36	1.90	3.96	5.86	334.7	392.4	4.9	62.9
VII-2	178.8	192.3	151.1	136.0	0.79	0.71	1.49	2.11	4.22	6.33	223.3	248.2	4.6	49.3

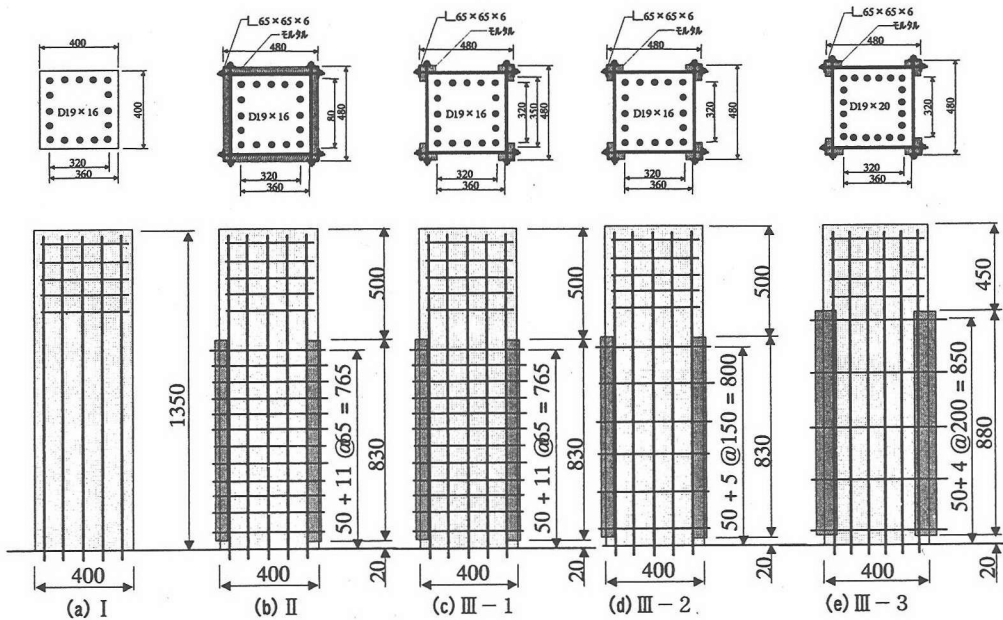


図-1 試験体断面図および側面図

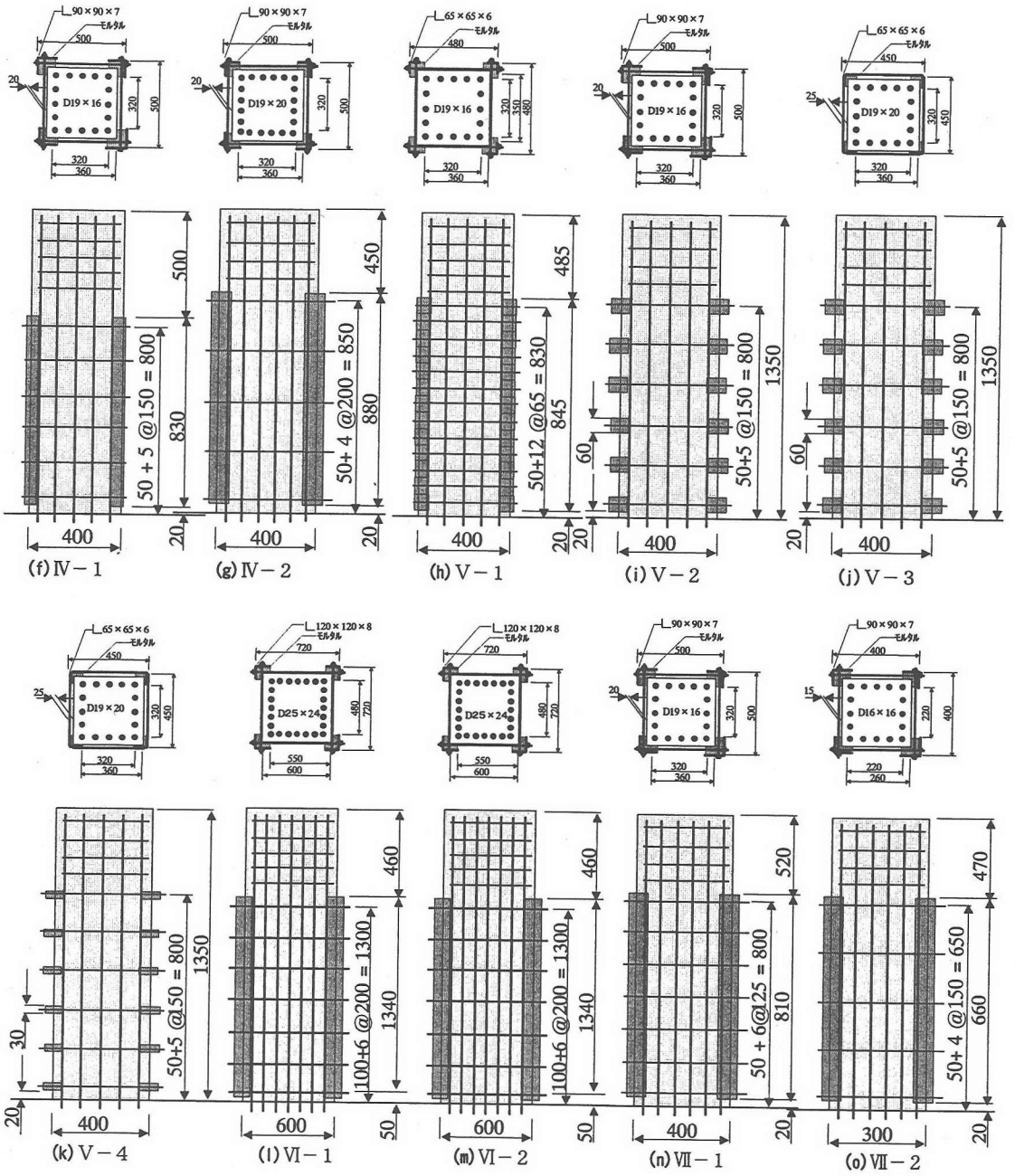


図-1 試験体断面図および側面図

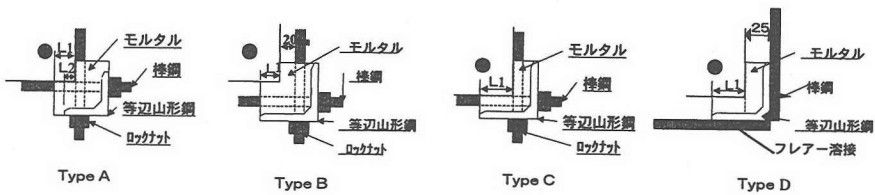
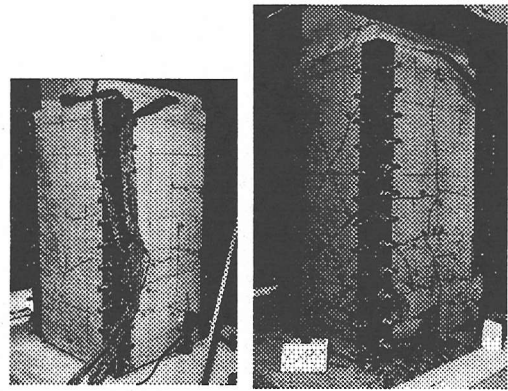


図-2 補強鉄筋定着部詳細図

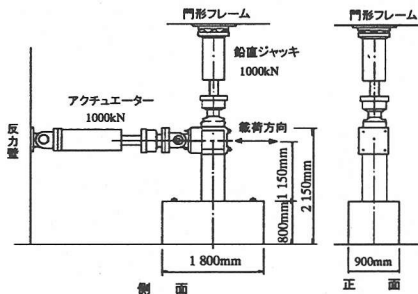
表-3 実験の主なパラメータ

供試体 番号	モルタル 被覆	耐力比 (V_{yd}/V_{mu})	柱面と鉄 筋の間隔 (mm)	山形鋼 の分割	断面形状 (mm×mm)	軸力 (N/mm^2)
II	有	2.35	0	無	400×400	0.98
III-1	無	2.38	0	無	400×400	0.98
III-2	無	1.42	0	無	400×400	0.98
III-3	無	1.06	0	無	400×400	0.98
IV-1	無	1.41	20	無	400×400	0.98
IV-2	無	0.93	20	無	400×400	0.98
V-1	無	2.38	0	有	400×400	0.98
V-2	無	1.48	20	有	400×400	0.98
V-3	無	1.5	25	有	400×400	0.98
V-4	無	1.49	25	有	400×400	0.98
VI-1	無	1.52	0	無	600×600	0.98
VI-2	無	2.27	0	無	600×600	0.98
VII-1	無	1.36	20	無	400×400	5.89
VII-2	無	1.49	15	無	300×300	9.81



(a) $1 \delta_{ytest}$ 荷重後 (b) $14 \delta_{ytest}$ 荷重後

写真-1 試験体II



側面図
正面図
載荷スパンはVI-1.2が1650mm, VII-2が950mm
フーチング厚はVI-1.2が700mm, VII-2が800mm

図-3 荷重装置概要

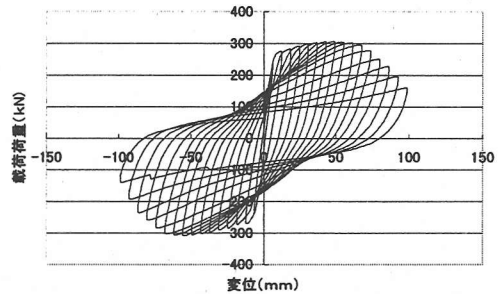


図-4 II試験体の荷重変位曲線

補強鉄筋の軸心を合わせて配置したもので、定着部材は分割配置とし、定着部材の大きさを違えた(図-1(j),(k)側面図)のものである。なお、V-3, 4では補強鉄筋を山形鋼にフレア溶接しており、定着部に注入するモルタル厚を確保するため、補強鉄筋と柱面の間隔を25mmと若干大きくした。

次に、VIシリーズは、柱の断面寸法を600mm×600mmとしたもので、等辺山形鋼は連続部材を、補強鉄筋は柱面を密着させて配置したものであり、耐力比(V_{yd}/V_{mu})を1.52と2.27としたものである。

最後に、VIIシリーズは、IV-1を基準とし、大規模地下駅の中柱等を想定し、軸方向圧縮応力度を5.89(N/mm^2)および9.81(N/mm^2)としたもので、耐力比(V_{yd}/V_{mu})は1.5程度に設定した。なお、VII-2は、断面寸法を300mm×300mmとし、補強鉄筋と柱面の間隔は15mmとした。

以上の実験のパラメータを取りまとめたものを表-3に示す。

なお、定着部材は図-1に示すようにフーチングとの間に隙間を設け曲げ耐力には寄与しないようにした。

(2) 荷重方法

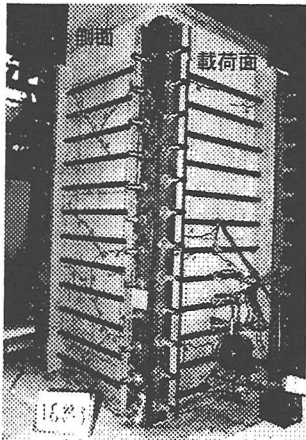
荷重装置の概要を図-3に示す。実験は、軸力を一定とした静的正負交番荷重試験である。荷重は、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位(δ_{ytest})とし、 $1 \delta_{ytest}$ までは4.9~9.8kNきざみで荷重制御にて荷重を行い、 $2 \delta_{ytest}$ 以降は、降伏変位(δ_{ytest})の整数倍の変位毎に変位制御で交番荷重した。

荷重サイクルは、各 δ_{ytest} 毎に1回ずつとした。また、1サイクルの荷重速度は120秒を最速とし、変位が大きくなるに従って、荷重点での荷重速度の上限値が1mm/secとなるよう荷重速度を変更し、水平荷重が降伏荷重の実験値(P_{ytest})の50%程度以下となるか、荷重装置の限界変位(荷重点変位で110mm程度)となるまで荷重を行った。

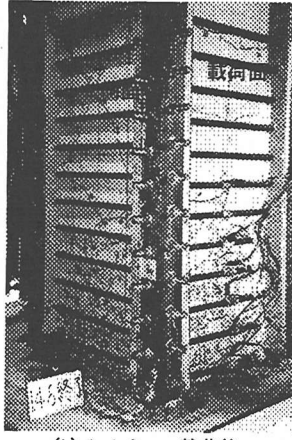
3. 実験結果および考察

(1) 部材の損傷状況

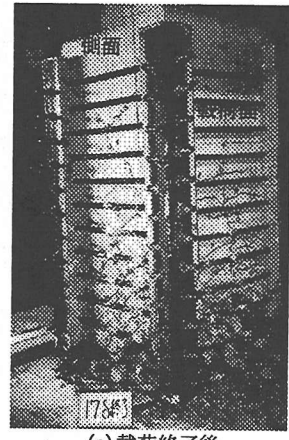
写真-1にII試験体の降伏時および終局付近(降伏荷重を維持する点を終局とする)の試験体の損傷



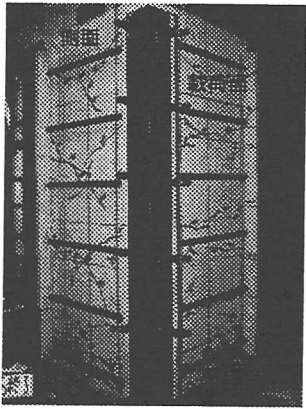
(a) $1 \delta_{ytest}$ 載荷後



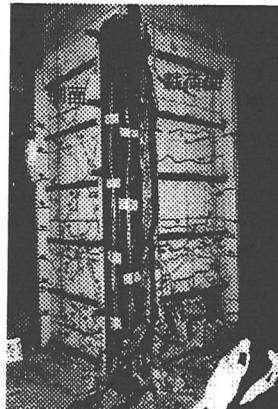
(b) $1.4 \delta_{ytest}$ 載荷後
写真-2 III-1



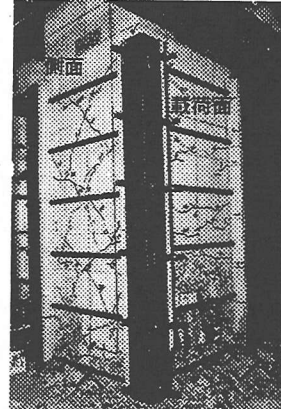
(c) 載荷終了後



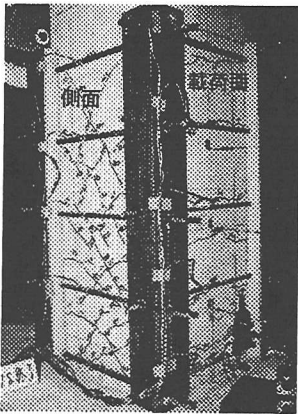
(a) $1 \delta_{ytest}$ 載荷後



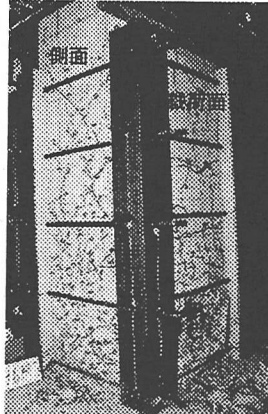
(b) $1.5 \delta_{ytest}$ 載荷後
写真-3 III-2



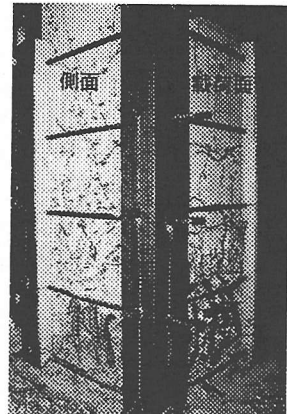
(c) 載荷終了後



(a) $1 \delta_{ytest}$ 載荷後



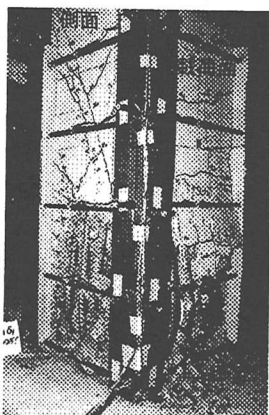
(b) $9 \delta_{ytest}$ 載荷後
写真-4 III-3



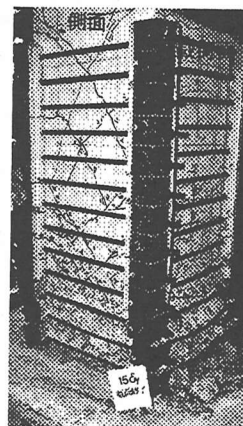
(c) 載荷終了後



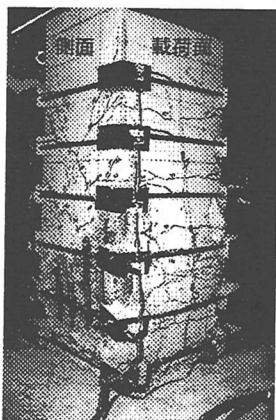
(a) IV-1



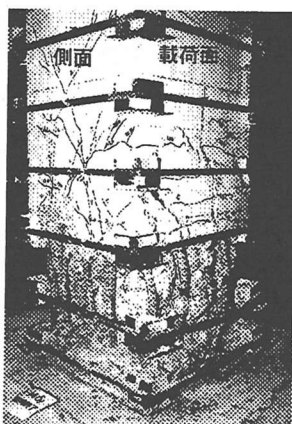
(b) IV-2



(c) V-1



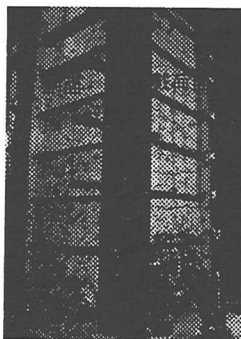
(d) V-2



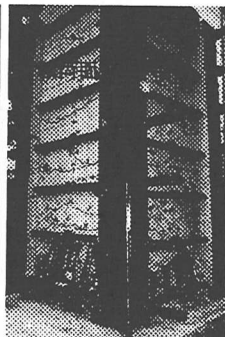
(e) V-3



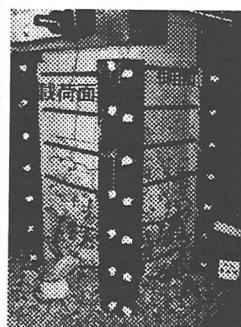
(f) V-4



(g) VI-1



(h) VI-2



(i) VII-1



(j) VII-2

写真-5 載荷終了時の損傷状況

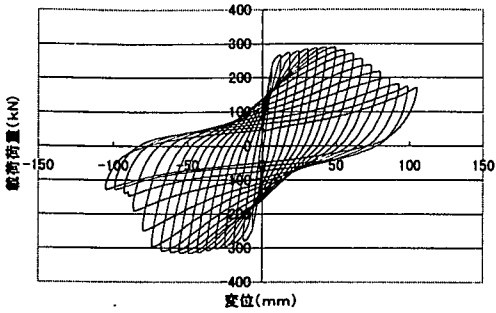


図-5 III-1の荷重変位曲線

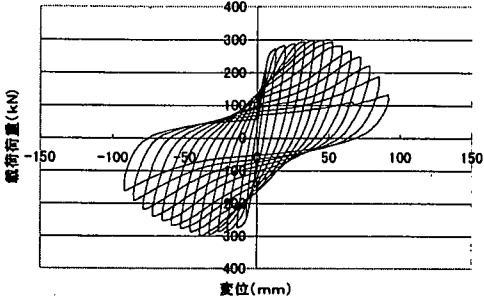


図-6 IV-1の荷重変位曲線

状況を示す。また、図-4にII試験体の荷重変位曲線を示す。II試験体では、降伏時にはモルタル表面に発生する曲げ、せん断ひび割れ本数は、通常のRC柱と比べ若干少な目である。その後、モルタル表面の曲げ、せん断ひび割れ増加し、徐々に荷重が大きくなる。ひび割れは、フーチングから高さ1D(D:断面高さ)以下の曲げ、せん断ひび割れが大きく開き、この区間の載荷面の軸方向鉄筋がはらみ出し、モルタルが浮き上るとともに圧縮縁のコアコンクリートが徐々に粉砕し荷重が低下していく曲げ破壊性状を示した。

写真-2~4にIII-1~3の降伏時、終局付近、試験終了時の試験体の損傷状況を、図-5にIII-1の荷重変位曲線を示す。補強鉄筋の定着部以外にはモルタル被覆していないIIIシリーズでは、降伏時は特に通常のRC部材とひび割れ発生状況に変化はない。載荷を進めると、荷重が漸増する間は、3体ともフーチングから高さ1D程度の位置の曲げとせん断ひび割れが大きく開くようになる。その後、III-1, 2では、載荷面のフーチングから高さ1D程度よりも下の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徐々に荷重が落ちていく曲げ破壊性状を示す。補強の少ないIII-3でも同様に、載荷面の1D程度から下の軸方向鉄筋がはらみ出しかぶりコンクリートが浮き上って荷重が徐々に低下して

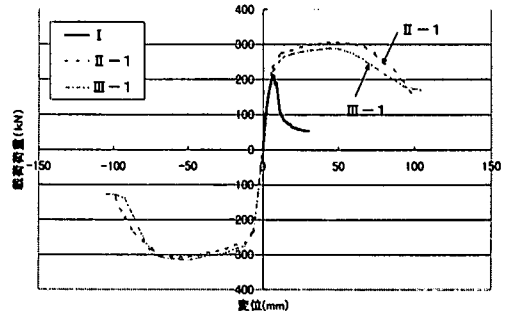


図-7 I, II, III-1の荷重変位包絡線

いくが、その後、フーチングから1.5D程度の高さのせん断ひび割れが大きくひらき、最終的にはせん断ひび割れで横ずれを起こすようなせん断破壊に近い損傷状況となった。

写真-5(a), (b)に、IV-1, 2の試験終了時の損傷状況を、図-6にIV-1の荷重変位曲線を示す。IVシリーズの特徴は、補強鉄筋が柱面と接触していないことであるが、IIIシリーズとくらべて、載荷面の鉄筋はらみ出しによるかぶりコンクリートの浮き上りが若干早まり、また、その範囲がフーチングから高さ1.5D程度とやや拡大する程度で、破壊性状に大きな差は見受けられなかった。

写真-5(c)~(f)にV-1~4の試験終了時の損傷状況を示す。定着部材を分割しても、補強鉄筋量や、補強鉄筋と柱の隙間などの他の条件が同じであれば、損傷状況はそれほど変わらない。ただし、V-2は、上下に連続しない単独の定着部材に補強鉄筋により偏心荷重が作用すること、また、V-4では、定着部材面積をかなり小さくしたため、終局付近から定着部モルタルの破壊が見られ、その破壊に伴い急激に耐力を失った。なお、V-3, 4では、補強鋼材と柱の間隔を25mmと若干大きくとっているがその影響はほとんど見受けられなかった。

写真-5(g), (h)は、柱断面寸法の大きいVI-1, 2の試験終了時の損傷状況である。断面寸法の影響はほとんどなく、損傷過程および状況としては、III-2とほぼ同様である。

写真-5(i), (j)は、軸圧縮応力度の高いVII-1, 2の試験終了時の損傷状況である。軸力が高い場合にも、フーチングから高さ1D範囲の載荷面の軸方向鉄筋がはらみ出し、かぶりコンクリートが浮き上って荷重低下域にいたるが、その後の鉄筋のはらみ出し、コンクリート剥落などの損傷が急激に進む。最終的には、載荷面、側面ともフーチングから1D程度の高さの鉄筋がチューリップ状にはらみ出し、急激に耐力が低下した。

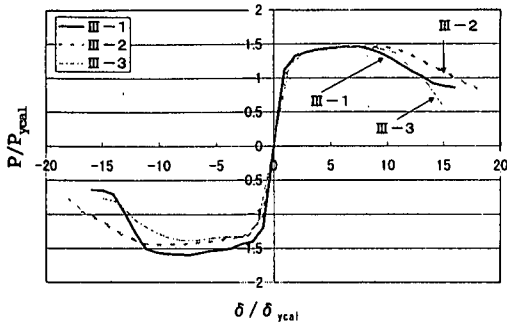


図-8 III-1, 2, 3の荷重変位包絡線

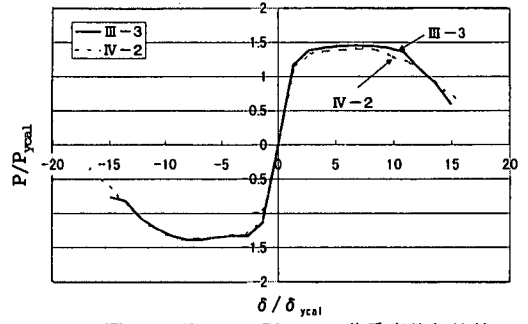


図-10 III-3, IV-2の荷重変位包絡線

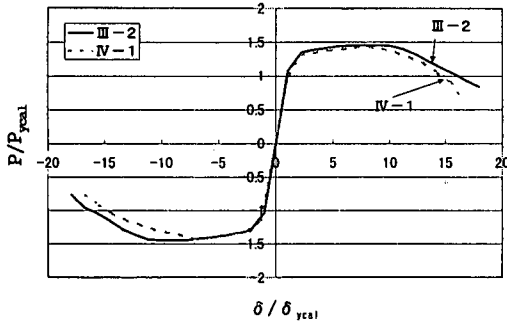


図-9 III-2, IV-1の荷重変位包絡線

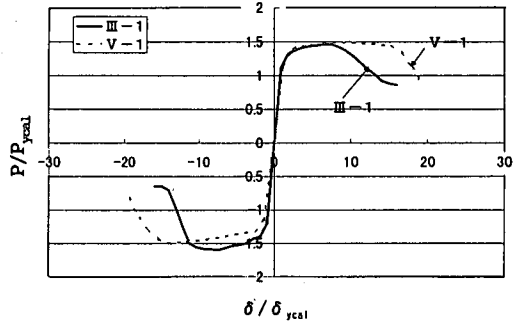


図-11 III-1, V-1の荷重変位曲線

(2) 補強効果とパラメータの影響の検討

a) 補強効果

図-7に、無補強の試験体I, 耐力比(V_{yd}/V_{mu})が2.5程度となるよう補強鉄筋を配置し断面全体をモルタル被覆したII-1, 補強鉄筋の定着部以外はモルタル被覆していないIII-1の荷重変位包絡線を示す。もともとはせん断破壊するRC柱の変形性能が今回考案した補強方法により大きく改善されることがわかる。なお、定着部以外にモルタルがある場合とそうでない場合にも、前述した破壊性状と同様に、包絡線にも大きな差はない。

b) 耐力比の影響

図-8に、補強鉄筋量を違え耐力比(V_{yd}/V_{mu})を2.38, 1.42, 1.06とし、他の条件は同一としたIII-1, 2, 3の無次元化した荷重変位曲線を示す。ここでは、強度のばらつきの影響を取り除くため、縦軸は水平力を降伏荷重の計算値(P_{ycal})で、横軸は水平変位を降伏変位の計算値(δ_{ycal})で除して無次元化した。耐力比(V_{yd}/V_{mu})の計算値が1.42であるIII-2試験体が一番大きな変形性能を示しており、III-1, 3ではあまり大きな差が見られなかった。今回の試験では、耐力比(V_{yd}/V_{mu})が1.0程度以上あれば降伏荷重の計算値を維持する能力にそれほど差はない。ただし、前述したように耐力比が1.0程度のIII-3では、せん断破壊に近い破壊性状とな

る。

c) 補強鉄筋と柱面の隙間の影響

図-9にIII-2, IV-1の無次元化した荷重変位曲線を、図-10にIII-3, IV-2の無次元化した荷重変位曲線を示す。IIIシリーズは補強鉄筋と柱が接触しているもの、IVシリーズは20mmの隙間を設けたもので、他の条件はほぼ同じもの同士を比較したものである。耐力比(V_{yd}/V_{mu})を1.5程度に設定したIII-2, IV-1の比較では、鉄筋のはらみ出しが若干早くなる分、20mmの隙間を設けたIV-1のほうが若干変形性能が小さい。また、耐力比(V_{yd}/V_{mu})を1.0程度に設定したIII-3, IV-2の比較では、ほとんど変形性能に差がない。以上より、柱面に補強鉄筋を接触させるか否かは、今回の試験範囲では、変形性能にはあまり影響を与えないと考えられる。

d) 定着部材の分割の影響

図-11に、III-1, V-1の無次元化した荷重変位曲線を示す。III-1とV-1は、定着部材に連続した等辺山形鋼を用いているか、定着部材を補強鉄筋一段毎に分割しているかが異なり、他の条件はほぼ同一である。この図からは、定着部材を分割したV-1のほうが大きな変形性能が得られている。これは、今回の試験の中ではIII-1試験体のコンクリート強度が低いことなども原因している可能性も

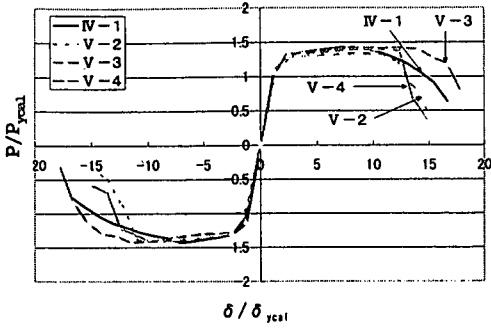


図-12 IV-1, V-2~4の荷重変位包絡線

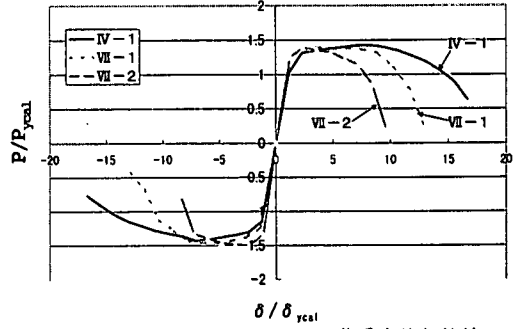


図-14 IV-1, VII-1, 2の荷重変位包絡線

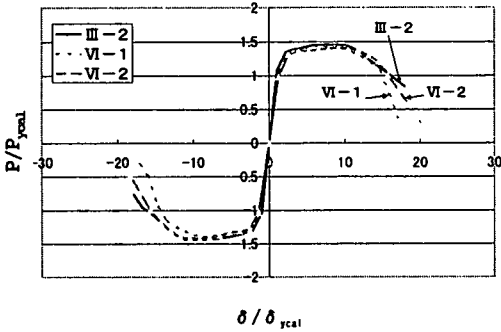


図-13 III-2, VI-1, 2の荷重変位包絡線

あるが、いずれにせよ、等辺山形鋼の曲げ剛性は今回の試験範囲では変形性能とあまり関係がなく、定着部材を分割しても変形性能は低下しないと思われる。また、図-12に、IV-1, V-2, V-3, V-4の無次元化した荷重変位包絡線を示す。これらの4体は、定着部材の大きさをパラメータとしたもので、その他の条件はほぼ同一としている。定着部材が破壊したV-2, 4は、かなり急激に耐力が低下しているが、定着部の破壊していないV-3では、定着部材を分割配置しても変形性能は低下しなかった。したがって、今回の補強方法による場合、定着部での局所的な破壊を防止すれば、定着部材を分割配置しても十分な変形性能が得られると考えられる。

e) 部材寸法の影響

図-13に、柱断面寸法が400mm×400mmのIII-2と600mm×600mmのVI-1の無次元化した包絡線を示す。両者は、断面寸法以外のパラメータはほぼ同一である。両者の変形性能にはほとんど相違がないことが確認できた。また、耐力比(V_{yd}/V_{nu})が1.52, 2.27と異なるVI-1, VI-2にも変形性能にあまり相違がなく、耐力比を1.5以上大きくとってもそれほど変形性能が伸びないことは図-9で示し

た400mm×400mmの縮小部材のケースと同様であった。

f) 軸力の影響

図-14に、耐力比や他の条件をほぼ同一にし、軸力のみを0.98, 5.89, 9.91(N/mm²)と変えたIV-1, VII-1, VII-2の無次元化した荷重変位包絡線を示す。軸力が高い場合には、耐力低下域において急激な耐力低下をきたすため、変形性能が小さくなる傾向にある。

(3) 降伏変位

表-2に、降伏荷重の実験値($P_{y,exp}$), 最大荷重の実験値($P_{u,exp}$), 降伏変位の実験値($\delta_{y,exp}$), 終局変位の実験値($\delta_{u,exp}$), 降伏変位の計算値($\delta_{y,cal}$)を示す。ここに、降伏変位の計算値は以下の式(4)(5)(6)によった^{3), 4)}。

$$\delta_{y,cal} = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (4)$$

$$\delta_{y1} = \Delta l_y \cdot a / (d - x_y) \quad (5)$$

$$\Delta l_y = 7.4 \alpha \cdot \epsilon_y (2 + 3500 \epsilon_y) \phi / (f'_c)^{2/3} \quad (6)$$

ここに、

$\delta_{y,cal}$: 降伏変位の計算値

δ_{y0} : <体変形による変位³⁾

δ_{y1} : フーチングからの鉄筋抜け出しによる変位

Δl_y : フーチングからの鉄筋抜け出し量

x_y : 降伏時の中立軸

a : せん断スパン d : 有効高さ

$\alpha = 1 + 0.9 \exp(0.45(1 - c_s/\phi))$

ϵ_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ

ϕ : 鉄筋径 c_s : 鉄筋間隔

図-15は、降伏変位の実験値($\delta_{y,exp}$)と計算値($\delta_{y,cal}$)の比較である。計算値は、ほぼ平均的に降伏変位の実験値($\delta_{y,exp}$)を評価できる結果とな

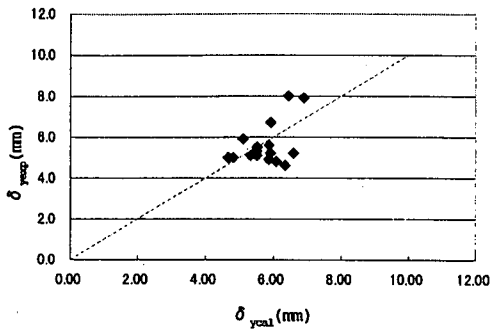


図-15 降伏変位の実験値と計算値の比較

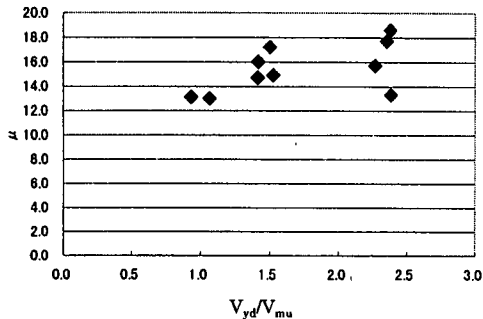


図-16 じん性率と耐力比の関係

っている。なお、ここでは、降伏変位の実験値 (δ_{yexp}) は、降伏荷重の計算値 (P_{ycal}) と対応する水平変位の実験値としており、2. 実験概要 (2) 載荷方法に示した降伏変位 (δ_{ytest} : 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変位) とは異なるものである。

(4) じん性率

表-2 にじん性率の実験値を示す。ここで、じん性率は、終局変位の実験値を、降伏変位の計算値で除した値とし、終局変位の実験値は荷重変位包絡線上の降伏荷重の計算値を維持する最大変位とした。図-16 は、軸圧縮応力度が 0.98N/mm^2 の場合の耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) とじん性率 (μ) の関係を示す。ここでは、定着部材の破壊で終局にいたった V-2, 4 を除いて示した。図-16 に示すように、耐力比とじん性率の実験結果には若干の正の相関があり、今回の試験範囲では、耐力比を 1 以上とすることでじん性率 10 以上の、耐力比を 1.4 程度以上とすることでじん性率 15 程度の大きな変形性能が確保できる結果となった。

また、図-17 は、軸力の異なる IV-1, VII-1, 2 の軸力比 (N'/N'_0 , N' : 作用軸力, N'_0 : 釣合い軸力) とじん性率の実験結果である。この結果によ

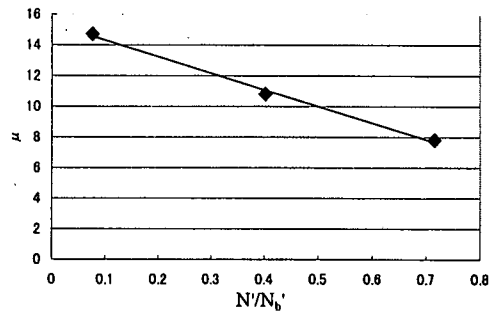


図-17 軸力比とじん性率

ると、今回の補強方法においても通常の RC 柱と同様⁴⁾に、軸力が大きくなるとじん性率は小さくなる。

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方法に関する正負交番載荷試験の結果、以下の知見を得た。なお、せん断スパンの実験範囲は 3 程度である。

(1) 鉄筋を柱外周に設置し柱四隅で定着する補強により RC 柱の破壊形態をせん断先行破壊から曲げ降伏先行型へと変えることができ、RC 柱の変形性能が大きく改善できる。

(2) 本工法では、補強鉄筋の柱四隅の定着部以外は、モルタル被覆しなくても十分な補強効果がある。

(3) 補強鉄筋と柱面の隙間を 20mm 程度あけても変形性能に大きな差はない。

(4) 定着部が破壊しなければ、定着部材は分割配置しても補強効果にあまり差異はない。

(5) 軸圧縮応力度が 0.98N/mm^2 の場合には、耐力比 1.0 程度以上の補強をすればじん性率 10 以上の、また耐力比を 1.4 程度以上とすればじん性率 15 程度の大きな変形性能が得られる。

(6) 軸圧縮応力度が 0.98N/mm^2 の場合には、耐力比 1.4 程度以上とすれば、安定した曲げ破壊性状を示す。

(7) 軸圧縮応力度が 5.89N/mm^2 の場合には、耐力比 1.5 でじん性率が 11 程度、 9.81N/mm^2 の場合には耐力比 1.5 でじん性率が 8 程度となり、軸力が大きくなるとじん性率は小さくなる。ただし、軸力が高い場合には、急激な耐力低下を伴う脆性的な破壊となる。

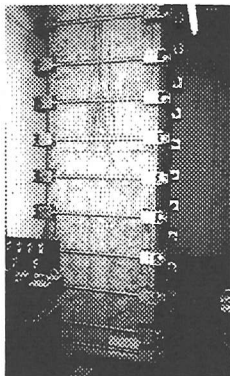


写真-6 実構造物への適用例

5. おわりに

鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する新しい耐震補強工法である本工法は、すでに高架下を事務所などで利用している箇所などで実構造物に適用されており（写真-6）、今後の高架下利用箇所や狭隘箇所の耐震補強を進めるうえで実用的な工法であると考えている。

謝辞：本実験を進めるにあたり、東日本旅客鉄道株式会社 設備部 線路設備課 水野光晴氏、荻原郁男氏、同 建設工事部 構造技術センター 松田芳範氏、同小林薫氏、北海道旅客鉄道株式会社 海原卓也氏には多大なご協力を得た。ここに記して謝辞といたします。

参考文献

- 1) 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，pp. 81-82, pp. 85-90, 丸善，1992年10月。
- 2) 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，Vo. 9, No. 2, pp. 335-340, 1987。
- 3) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集，第378号/V-6，1987年2月。
- 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 耐震設計，丸善，1999年10月。

(2000. 4. 19 受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON RETROFITTING METHODS ON EXISTING REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH EXTERNAL LATERAL REINFORCEMENTS ANCHORED AT FOUR COLUMN'S CORNERS

Takeshi TSUYOSHI, Tadayoshi ISHIBASHI, Masashi KOBAYASHI
and Shinichi TATSUKI

After Hyogo-Ken Nanbu Earthquake in 1995, seismic retrofitting on existing RC columns have been carried out, and steel jacket methods are mainly adopted. But these methods can't use in case of using spaces under superstructures for shops or store houses. So, we have developed new seismic retrofitting methods adopted easily on existing RC columns in above mentioned cases. In this method, external lateral reinforcements are arranged around existing RC columns and anchored at four corners of the column section by L-shaped steels. We carried out cyclic loading tests by using model columns retrofitted by this method, and confirmed that ductility ratio increases substantially by this method.