

PC鋼材巻付けによる耐震補強効果に関する実験的研究

村田 信之*1・熊坂 徹也*2・宮本 基行*3・國府 勝郎*4

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震による、鉄筋コンクリートの柱や橋脚に対する被害は甚大なものであった。この原因の一つの要因として、過去の設計規準により設計された鉄筋コンクリートの柱や橋脚は、せん断耐力・曲げ耐力・部材じん性能が不足していたことが考えられる。

これらの教訓をもとに、既設のRC柱に対する耐震補強が、全国で急ピッチに進められており、その補強方法としては、①RC柱の外周に鋼板を巻立て、隙間にグラウトを注入する、鋼板補強工法、②外周に炭素やアラミド製の繊維シートを樹脂により接着する、繊維シート補強工法、③外周に鉄筋コンクリートを増打ちする、

RC補強工法等が挙げられる。これらは、鋼板・繊維シート・RCを既設柱外周に設置することにより、地震時におけるコンクリートおよび鉄筋のはらみ出しを拘束し、せん断耐力の向上、曲げ耐力の向上、および部材じん性能の向上等を目的としている。

筆者らは、前記補強工法と同等以上の耐震性能を確保し、かつ簡易で経済的な補強工法として、既設RC柱の外周部に細径のPC鋼より線を巻き付ける、「PC鋼材巻付け工法」を開発したので、ここにその概要について報告する。

2. 補強工法の概要

PC鋼材巻付け工法は、既設RC柱にPC鋼材巻付け機を用いて、一定の張力を与えながら細径のPC鋼より線を

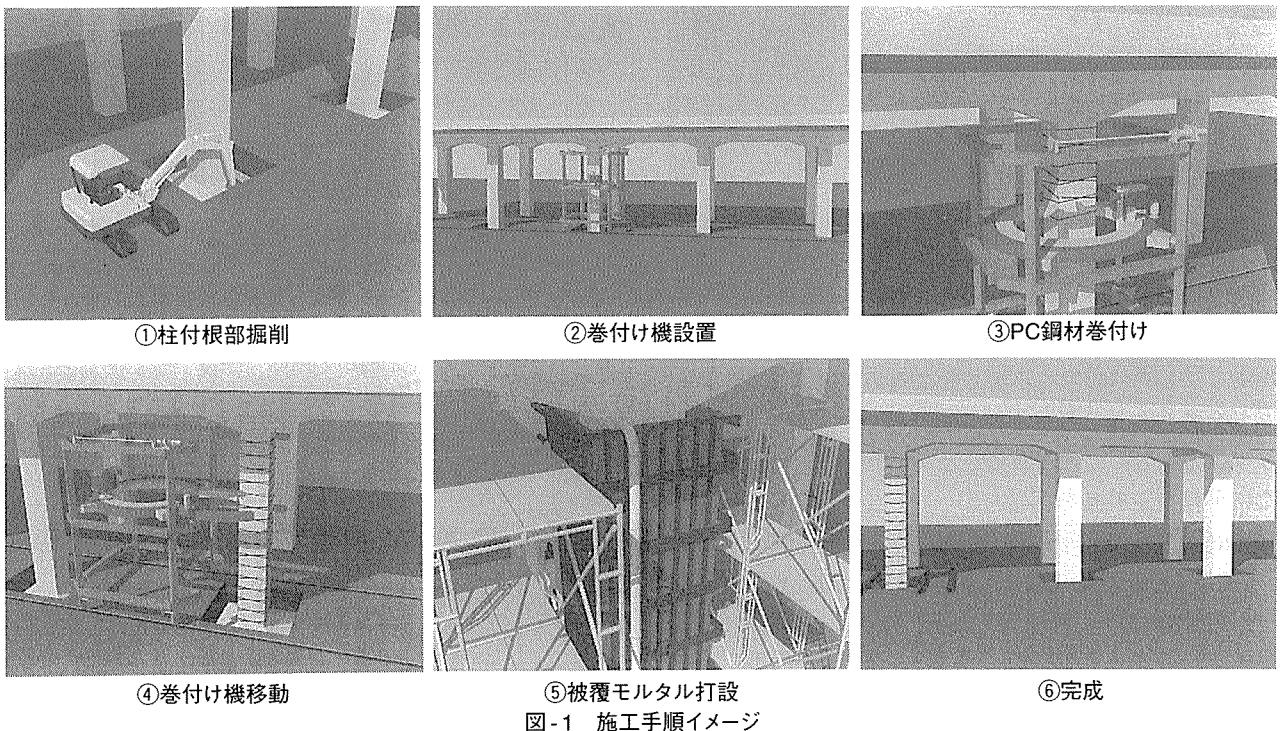


図-1 施工手順イメージ

*1 Nobuyuki MURATA：(株)熊谷組 土木本部 土木技術部 PCグループ課長
 *2 Tetsuya KUMASAKA：(株)熊谷組 土木本部 土木技術部 PCグループ
 *3 Motoyuki MIYAMOTO：日本鋼弦コンクリート(株) 技術部課長
 *4 Katsuro KOKUBU：東京都立大学大学院 工学研究科 教授

◇研究報告◇

螺旋状に巻き付けた後、柱表面に被覆モルタルを打設しPC鋼材と定着具の防錆を確保するものである。図-1に施工手順イメージを示す。

3. 予備実験

3.1 使用鋼材の選定と巻付け張力

まず使用鋼材には、低緊張力で矩形柱に密着して巻き付けられることと、D10鉄筋と同等以上の強度があることを考慮し、SWPD3N（直径2.9mm異形PC鋼線の3本より線）を選定した。次にこのPC鋼材を矩形RC柱の隅角部に密着して巻き付けるのに必要な張力を決定するために、本実験に先立ち既設のRC柱を用いて予備実験を行った。その結果、5kN程度の比較的低い張力を与えることにより、面取り(40mm×40mm)をした矩形断面隅角部に密着してPC鋼材を巻き付けることが可能であるとわかった。そこで本工法におけるPC鋼材巻付け張力を5kNと決定した。写真-1に予備実験時のPC鋼材密着状況を示す。

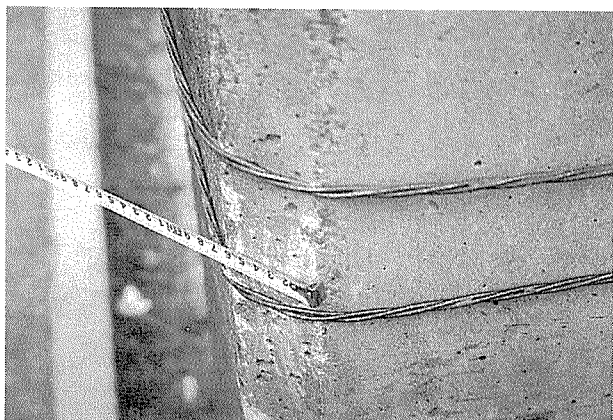


写真-1

3.2 新型定着具の開発と性能確認

本工法においては、PC鋼材をRC柱に密着して巻き付け、側面に定着しなければならない。またできる限り被覆モルタルの打設厚を小さくするために、定着具本体の厚さを薄くする必要がある。これらのことから既存のグリップ型定着具は使用することができないため、今回新たに平板型定着具を開発した。この定着具は、60mm×70mm×t20mmの平板に片面開放のテーパが切っており、2枚のくさびでPC鋼材を定着する構造とした。また平板であるため、アンカーボルトによりRC柱側面に固定することが可能である。写真-2にこの平板型定着具を示す。

平板型定着具の定着耐力確認試験を行った結果、10kNの張力に対して、くさびの引込み等の有害な挙動は確認されなかった。したがって本工法における巻付け張力5kNに対して、今回開発した平板型定着具は十分に

機能目的を満足する。

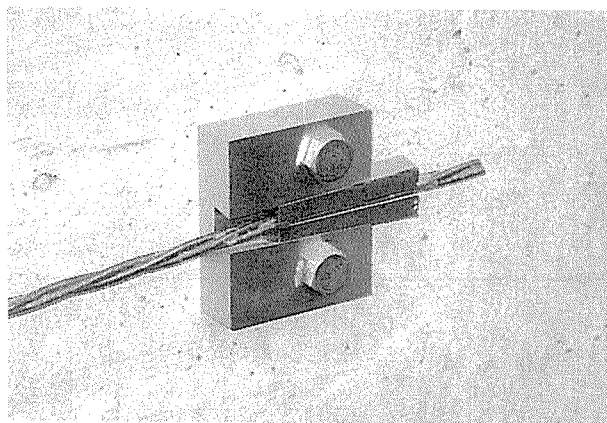


写真-2

3.3 塑性変形後のPC鋼材強度

本工法のようにPC鋼材に一定の張力を与えながら矩形のRC柱に巻付けを行った場合、柱の隅角部においてPC鋼材は塑性変形を起こす。塑性変形を起こしたPC鋼材は引張強度が低下することが考えられるので、巻付け状態におけるPC鋼材の引張試験を行い、強度の低下率を確認した。

実際の柱の隅角部は通常面取りが施されており、PC鋼材の曲げ角は135度であるため、これを模した反力体を製作し試験を行うべきであるが、今回の予備実験では安全側を考慮して、さらに厳しい曲げ角90度で片引き緊張による引張試験を行った。試験状況を写真-3に、試験結果を表-1に示す。この結果、試験材は引張強度の75～80%で隅角部においてくい込み破断した。したがって、本工法における巻付けPC鋼材の設計引張強度は、安全側を考慮して公称引張強度の70%とした。また比較試験として、90度塑性曲げ加工した試験材を曲げ延ばし、直線にて引張試験を行った結果、その破断強度は公称引張強度とほとんど変わらなかった。

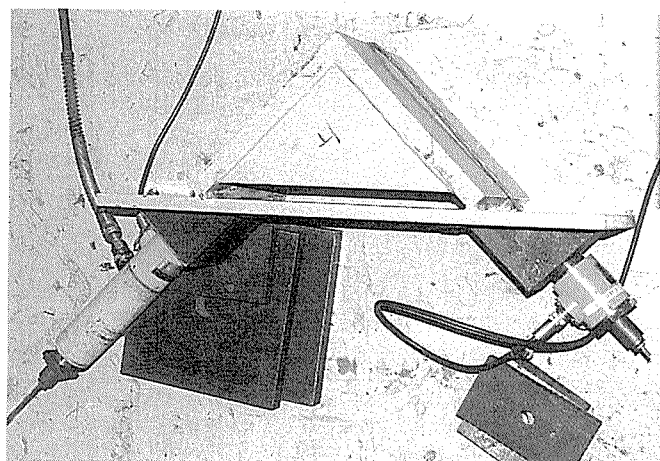


写真-3

表-1 引張試験結果(曲げ角90度)

	断面積 (mm ²)	引張強度 (kN/mm ²)	平均値 (kN/mm ²)	公称引張強度 (kN/mm ²)	強度比
①	19.82	1.635	1.532	1.927	0.795
②		1.337			
③		1.625			

4. 耐力確認実験

4.1 実験概要

既設橋脚を模した矩形断面RC柱に対する、補強PC鋼材量および柱の軸圧縮力をパラメータにとり、水平力交番荷重実験を行い、補強によるせん断耐力および部材じん性能の向上を確認する。

4.2 供試体

供試体の形状は図-2に示すようにフーチングに固定された、一辺400mm高さ1340mmの矩形柱状である。ただし、補強供試体については $t=50\text{mm}$ の被覆モルタルを打設するため、一辺500mmの矩形断面となる。供試体の形状および配筋を図-2に、供試体諸元を表-2に示す。

4.3 PC鋼材の巻付け

今回の実験では、5kNの張力を一定に保ちつつPC鋼材を一定間隔に巻き付けることが可能な、図-3に示す巻付け装置を新たに開発し使用した。この巻付け装置

は、巻付けドラムが旋回リング上を回転しながら、旋回リングごと昇降するもので、巻付けドラムに取り付けられたトルクキーパにて張力を一定に保持することができる。実験時には、PC鋼材の巻付け始発点近傍、中間点および終着点近傍にひずみゲージを設置し、セットによるひずみの変化を測定した。その結果張力の減少は非常に小さく、その及ぶ範囲は終着点を設けた一辺内にとどまっていることが確認された。

PC鋼材巻付け例を図-4に、また巻付け状況を写真-4に示す。

4.4 被覆モルタルの打設

PC鋼材の巻付け完了後、供試体側面に型枠を設置し厚さ50mmでモルタルを打設した。また補強供試体のうち一体(No.5)は吹付けモルタルを使用し、施工性の比較を行った。吹付けモルタルには、厚塗りでもだれ落ち

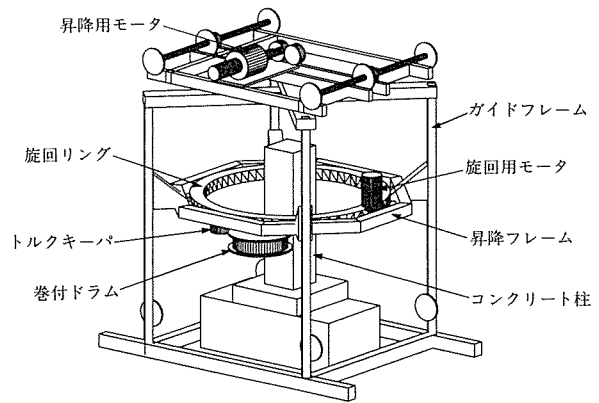


図-3 巻付け装置

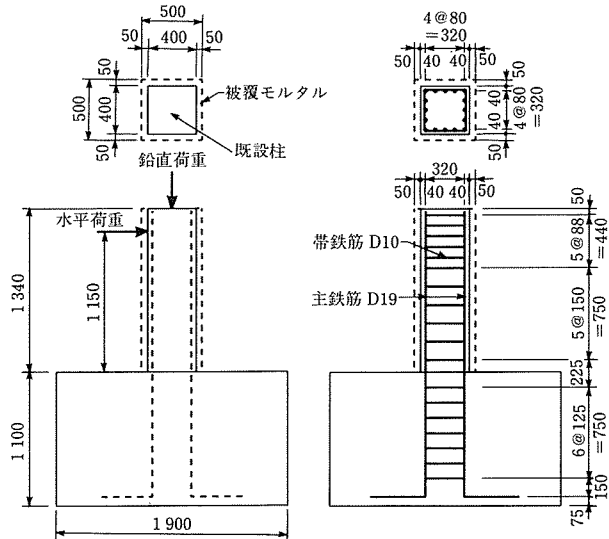


図-2 供試体形状および配筋

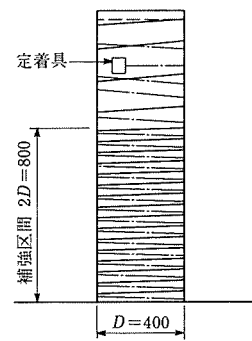


図-4 PC鋼材巻付け補強例

表-2 供試体諸元

供試体 No.	断面寸法(mm)						材料試験結果			せん断スパン l_a (mm)	引張鉄筋比 P_t (%)	軸方向鉄筋比 P (%)	帯鉄筋比 P_w (%)	補強形態	軸力 (N/mm ²)
	補強前			補強後			材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)						
1	400	400	360	—	—	—	15	27.9	19.7	1 150	5D19 0.99	16D19 2.87	1D10@150 0.24	無補強	0.98
2	400	400	360	500	500	410	16	31.4	24.4	1 150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10@150 0.19	PC @100*2	0.98
3	400	400	360	500	500	410	27	35.0	24.3	1 150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10@150 0.19	PC @50*2	0.98
4	400	400	360	500	500	410	30	34.7	24.6	1 150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10@150 0.19	PC @25*2	0.98
5	400	400	360	500	500	410	25	38.4	26.2	1 150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10@150 0.19	PC @50*2	2.94

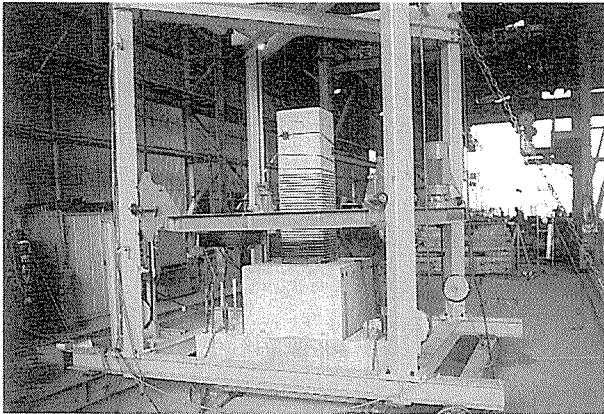


写真-4

がないプラスチック短繊維混入の材料を選定した。被覆モルタルの材料試験結果を表-3に、吹付けモルタルの施工状況を写真-5に示す。

表-3 被覆モルタルの材料試験結果

供試体 No.	被覆方法	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)
1	—	—	—	—
2	注入	10	66.7	23.1
3	〃	27	78.7	24.2
4	〃	10	59.2	20.1
5	吹付け	14	82.9	27.2

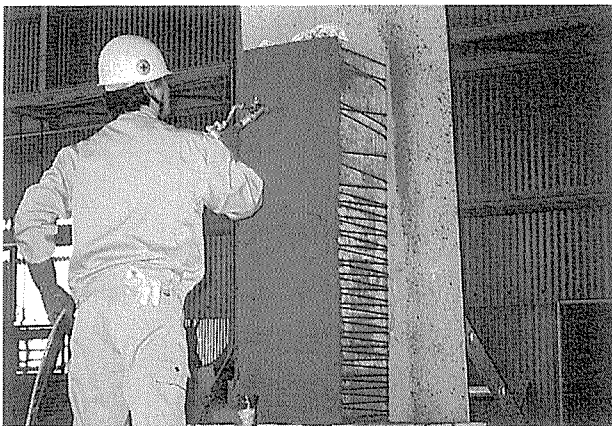


写真-5

4.5 載荷方法

供試体フーチング部をPC鋼棒にて反力床に固定し、門形反力フレームにローラ支承を介して取り付けられた油圧ジャッキにより、供試体頂部から軸圧縮応力（以下 σ_0 という）を導入した。水平力載荷は、柱下端より1150mmの位置に載荷点を取り最大曲げモーメントの生じる断面（柱下端）の主鉄筋が降伏するときの荷重（降伏荷重：以下、 P_y という）までは荷重制御により行い、主鉄筋降伏以降は載荷点の降伏変位（以下 δ_y という）の整数倍を片振幅とする変位制御により行った。なお、低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断を防止する目的で、

$3\delta_y, 5\delta_y, 7\delta_y, \dots$ の奇数倍変位は省き、偶数倍変位のみ各変位段階における繰返し回数を最低3回とし、3回繰り返した後の荷重-変位曲線が前サイクルとほぼ同一と見なせる場合に次の変位段階へ進むものとした。図-5に載荷装置を、図-6に載荷サイクルを示す。

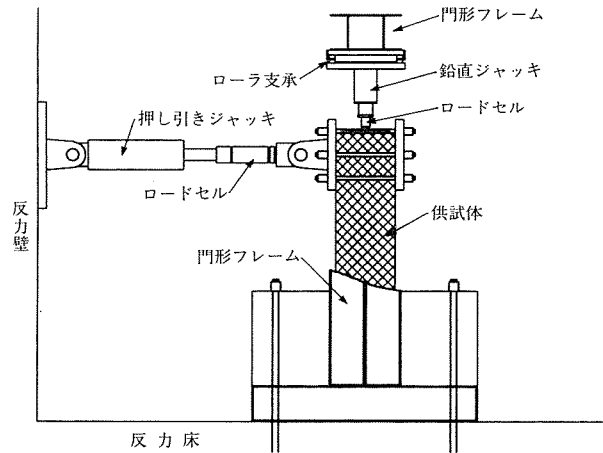


図-5 載荷装置

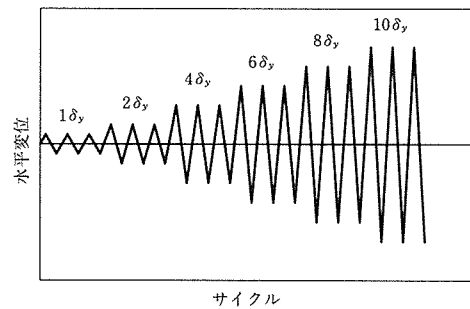


図-6 載荷サイクル

4.6 計測項目

測定項目は、ワイヤストレインゲージによる主鉄筋のひずみと、巻込型変位計による供試体の変位である。図-7に計測器設置位置を示す。

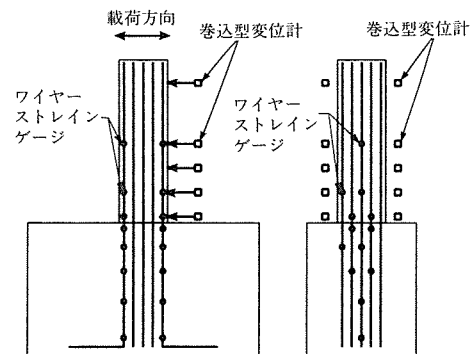


図-7 計測器設置位置

5. 実験結果

5.1 破壊性状

No.1～No.5の各供試体における終局状態を写真-6～写真-10に示す。

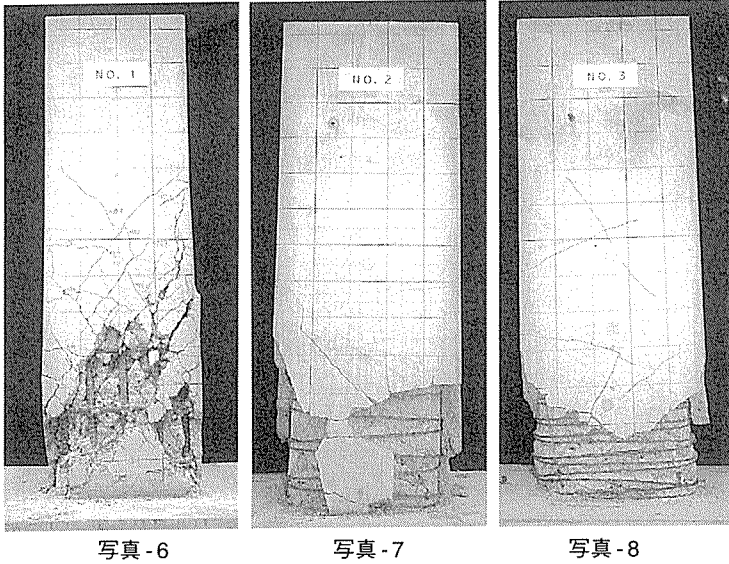


写真-6

写真-7

写真-8

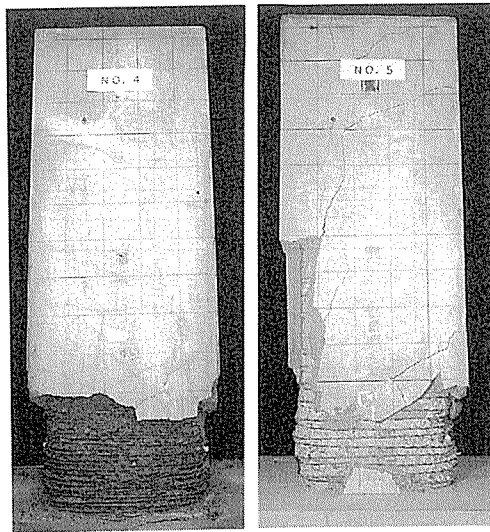


写真-9

写真-10

無補強の供試体No.1については、主鉄筋降伏後 $3\delta_y$ で最大荷重273.1kNに達し、その後 $4\delta_y$ を超えたところでせん断破壊に至り急激に荷重が低下した。これに対し供試体No.2～No.4については、主筋が降伏しコンクリートがはらみ出しても、PC鋼材が十分にコンクリートを拘束し、最大荷重を超えてからも急激な破壊には至らず、徐々に荷重が低下し、最終的には既設柱圧縮側コンクリートの圧壊により終局に至った。特に補強量の多い供試体No.4については、内部のコンクリートが破壊し、柱の断面形状が矩形から円形に近づく性状がみられた。また、載荷荷重が P_y を下まわった後もさらに載荷を続けたところ、 $13\delta_y$ 載荷中に引張側主鉄筋の1本が破断した。

これは、PC鋼材が密に巻き付けられていることにより、主鉄筋に対する低サイクル疲労が、1カ所に集中して起こったものと推測される。供試体No.5については、供試体No.2～No.4とほぼ同様な破壊形態であるものの、高軸力の影響により主鉄筋の座屈が顕著となり破壊に至った。またこれらいずれの供試体においても、補強PC鋼材が破断するようなことはなく、終局に至るまでコンクリートや主鉄筋のはらみ出しを十分に拘束した。

5.2 荷重－変位関係

供試体No.1～No.5の荷重－変位曲線を図-8～図-12に示す。

(1) 補強PC鋼材量の影響

σ_0 を一定のもとで、補強PC鋼材量を変化させた場合の荷重－変位曲線の包絡線（以下、 $P-\delta$ 曲線という）を図-13に示す。無補強の供試体No.1と比較して、供試体No.2～No.4は被覆モルタルが施され断面が増加しているため、 P_y については大きな値となっている。また供試体No.2と供試体No.3を比較すると、補強量が2倍になっているため終局変位が増大していることがわかる。しかしながら供試体No.3と供試体No.4を比較したとき、補強量が2倍になっているにもかかわらず終局変位は微増にとどまっている。これは5.1にも示したように、交番載荷による供試体No.4の主鉄筋の低サイクル疲労に起因しているものと考えられる。

(2) 軸圧縮応力度の影響

補強PC鋼材量一定のもとで、 σ_0 を変化させた場合の $P-\delta$ 曲線を図-14に示す。図中には比較のために無補強の供試体No.1の結果を同時に示した。供試体No.5は軸圧縮応力度が供試体No.3の3倍である 2.94N/mm^2 導入されているため、供試体No.3と比較して P_y が大きな値となっているが、終局変位については小さな値となっており、軸圧縮応力度が大きくなるとじん性能は低下することが確認された。

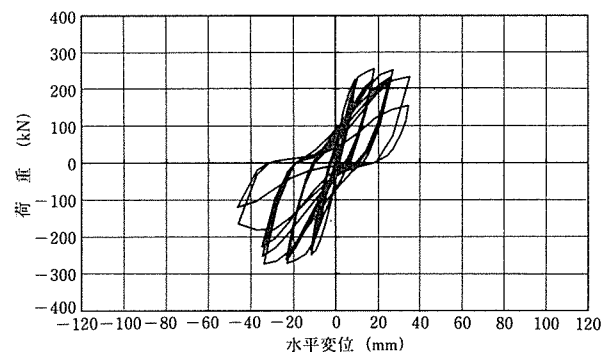


図-8 荷重－変位曲線(供試体No.1)

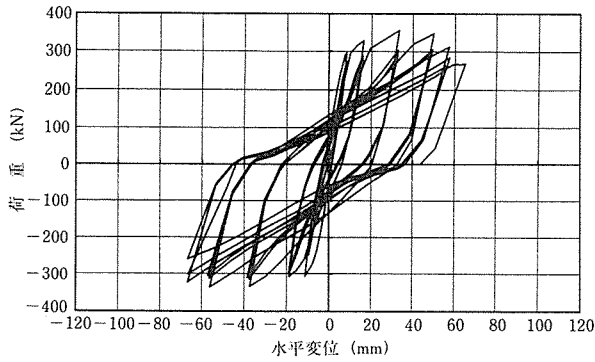


図-9 荷重一変位曲線(供試体No.2)

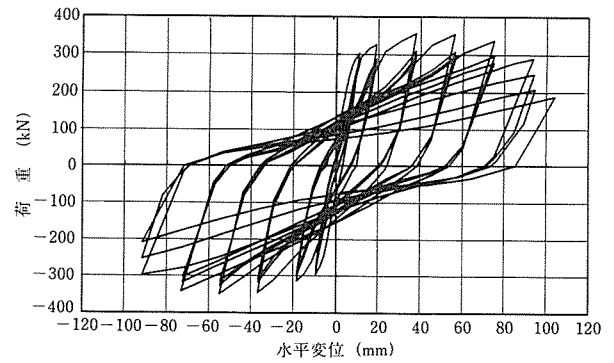


図-10 荷重一変位曲線(供試体No.3)

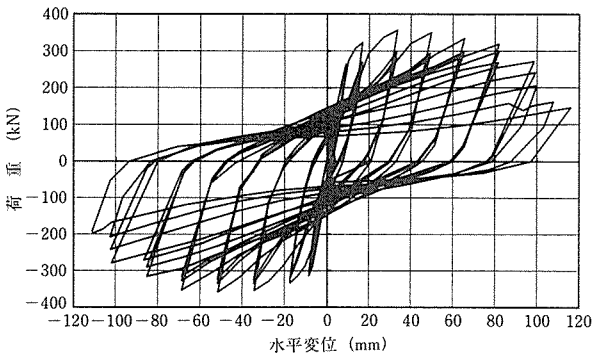


図-11 荷重一変位曲線(供試体No.4)

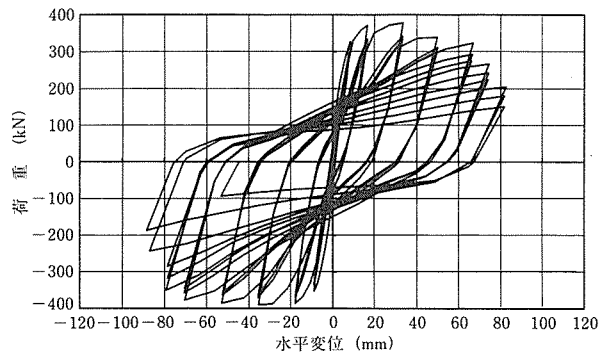


図-12 荷重一変位曲線(供試体No.5)

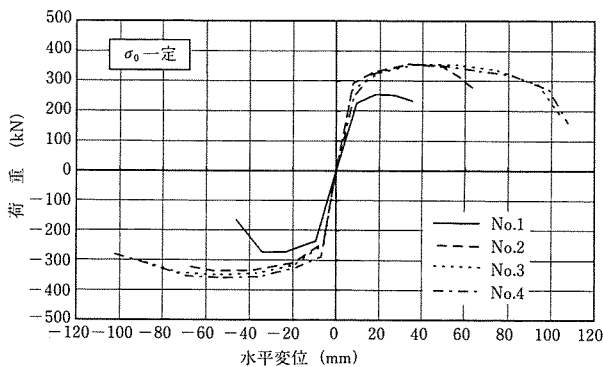


図-13 P-δ 曲線(補強PC鋼材量の影響)

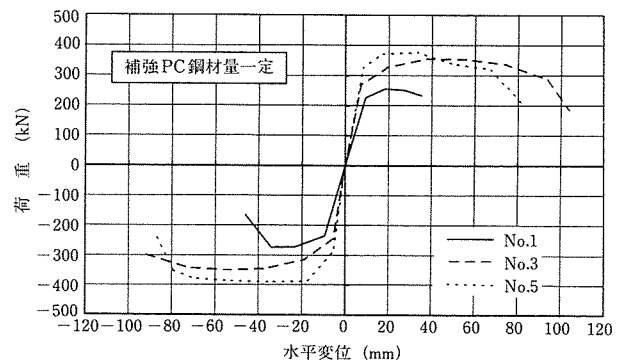


図-14 P-δ 曲線(軸圧縮応力度の影響)

5.3 躯体じん性率とせん断余裕率との関係

今回の実験結果を、躯体じん性率とせん断余裕率の関係について整理したものを表-4および図-15に示す。せん断余裕率および躯体じん性率は、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)¹⁾に示された計算式の基本となった実験式²⁾に添って以下に示すように計算した。

(1) せん断余裕率

$$V_{yd} \cdot l_a / M_{ud}$$

ここに、 V_{yd} ：柱部材の設計せん断耐力

l_a ：せん断スパン

M_{ud} ：柱部材の設計曲げ耐力

(2) 躯体じん性率

$$\mu_0 = (\delta_{u \cdot exp} - \delta_{u1 \cdot ca}) / \delta_{y0 \cdot ca}$$

ここに、 μ_0 ：躯体じん性率

$\delta_{u \cdot exp}$ ：最大変位(実験値)

$\delta_{u1 \cdot ca}$ ：終局時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位(計算値)で、次式による

$$\delta_{u1} = h \cdot (0.083 - 0.0054D/\phi + 0.00015(D/\phi)^2) / (d - X_{un})$$

ここに、

h ：断面高さ

d ：有効高さ

D ：軸方向鉄筋間隔

ϕ ：軸方向鉄筋径

X_{un} ：終局時の圧縮縁から中立軸までの距離

$\delta_{y0 \cdot ca}$ ：降伏時の躯体変形による変位(計算値)で、軸方向鉄筋の引張降伏および斜めひびわれの発生に伴う剛

表-4 躯体じん性率

供試体 No.	実験値				実験値						躯体じん性率 $\mu_0 \cdot \exp$
	降伏モーメント $M_y \cdot \exp (kN \cdot m)$	最大モーメント $M_u \cdot \exp (kN \cdot m)$	降伏変位 $\delta y \cdot \exp (mm)$	最大変位 $\delta u \cdot \exp (mm)$	降伏モーメント $M_y \cdot \text{cal} (kN \cdot m)$	最大モーメント $M_u \cdot \text{cal} (kN \cdot m)$	降伏変位 $\delta y \cdot \text{cal} (mm)$	降伏時躯体変位 $\delta y_0 \cdot \text{cal} (mm)$	降伏時回転変位 $\delta y_1 \cdot \text{cal} (mm)$	終局時回転変位 $\delta u_1 \cdot \text{cal} (mm)$	
1	270.3	314.0	9.30	38.22	251.0	312.7	8.62	6.01	2.61	2.73	5.91
2	335.8	410.0	7.80	61.00	305.4	373.3	4.68	2.52	2.16	2.43	23.24
3	308.5	410.0	7.30	95.78	305.1	380.7	4.47	2.31	2.16	2.38	40.43
4	292.2	410.5	8.40	100.04	305.4	380.2	4.47	2.31	2.16	2.39	42.27
5	375.0	434.5	8.30	63.74	360.1	324.8	4.22	1.97	2.25	2.33	31.17

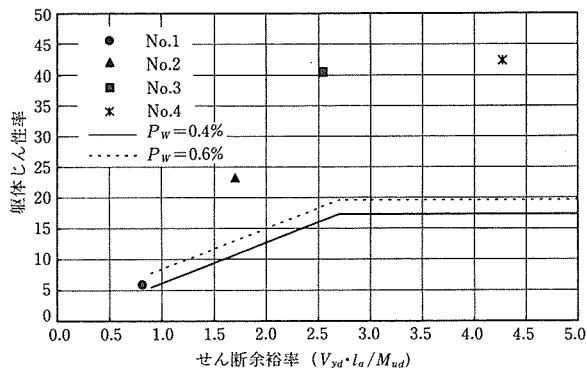


図-15 躯体じん性率とせん断余裕率の関係

性的変化を考慮して、弾性荷重法により求められる。

図-15中に示した実線および点線は、文献²⁾に示されている式-(1)をプロットしたものである。

$$\mu_0 = 1.9 + 6.6 V_{yd} \cdot l_a / M_{ud} + (13P_s - 1.6) P_w \dots\dots\dots(1)$$

$$0.9 \leq V_{yd} \cdot l_a / M_{ud} \leq 2.7$$

$$P_w \leq 0.6\%$$

今回の実験結果では、補強したRC柱はいずれも既往の計算式による計算結果と比較して、かなり大きな躯体じん性率を有している結果となり、既往の計算式により設計を行った場合でも、十分な安全性が確保されていることが確認された。

5.4 部材じん性率とせん断補強鋼材比の関係

今回の実験結果を、部材じん性率とせん断補強鋼材

比(鉄筋換算： ΣP_w)の関係について整理したものを表-5および図-16に示す。部材じん性率は、文献²⁾に添って式-(2)により計算した。

$$\mu = \delta_u / \delta_y = (\mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{y1}) \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 μ : 部材じん性率

δ_u : 終局変位

δ_y : 降伏変位 ($P-\delta$ 曲線上の、 P_y を下まわらない最大変位)

δ_{y0} : 降伏時の躯体変形による変位

δ_{y1} : 降伏時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位で、次式による

$$\delta_{y1} = h \cdot (0.070 - 0.0054D / \phi + 0.00017 (D / \phi)^2) / (d - X_{yn})$$

ここに、 h : 断面高さ

d : 有効高さ

D : 軸方向鉄筋間隔

ϕ : 軸方向鉄筋径

X_{yn} : 降伏時の圧縮縁から中立軸までの距離

δ_{u1} : 終局時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位

また表-5および図-16中には、既往の文献に示された、鋼板補強工法³⁾、RC補強工法³⁾、繊維シート補強工法による実験結果をあわせて示している。これら既往の実験に用いられた供試体の寸法、配筋は今回行った実験の供試体と全く同じであり、軸圧縮応力度は、今回の実験で基本としている0.98kN/mm²と同じである。図中に示した実線は、式-(2)より求めた μ をプロットしたもの

表-5 部材じん性率

供試体 No.	断面寸法 (mm)						せん断スパン $l_a (mm)$	引張鉄筋比 $P_t (\%)$	軸方向鉄筋比 $P (\%)$	帯鉄筋比 $P_w (\%)$	補強形態	軸力 (N/mm ²)	実験結果	
	補強前			補強後									降伏変位 (mm)	部材じん性率 μ
1	400	400	360	-	-	-	1150	5D19 0.99	16D19 2.87	ID10@150 0.24	無補強	0.98	9.3	4.1
2	400	400	360	500	500	410	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	ID10@150 0.19	PC @100*2	0.98	7.8	7.8
3	400	400	360	500	500	410	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	ID10@150 0.19	PC @50*2	0.98	7.3	13.1
4	400	400	360	500	500	410	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	ID10@150 0.19	PC @25*2	0.98	8.4	11.9
5	400	400	360	500	500	410	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	ID10@150 0.19	PC @50*2	2.94	8.3	7.7
S1	400	400	360	430	430	375	1150	5D19 0.88	16D19 2.48	ID10@150 0.22	鋼板 t=2.3	0.98	6.3	11.1
S2	400	400	360	430	430	375	1150	5D19 0.88	16D19 2.48	ID10@150 0.22	鋼板 t=4.5	0.98	5.4	12.2
R1	400	400	360	500	500	410	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	ID10@150 0.19	RC D13@100	0.98	5.2	11.3
R2	400	400	360	500	500	410	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	ID10@150 0.19	RC D13@300	0.98	5.8	8.0
F1	400	400	360	400	400	360	1150	5D19 0.99	16D19 2.87	ID10@150 0.24	FRP 2層	0.98	6.6	12.0
F2	400	400	360	400	400	360	1150	5D19 0.99	16D19 2.87	ID10@150 0.24	FRP 3層	0.98	6.3	13.0

◇研究報告◇

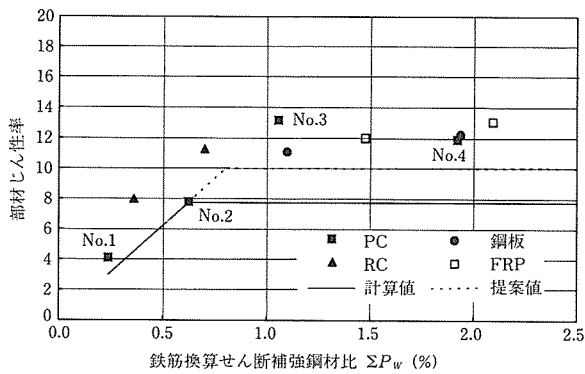


図-16 部材じん性率と ΣP_w の関係

である。

この結果より、いずれの供試体も既往の計算式による計算結果と比較して、かなり大きな部材じん性率を有することがわかり、既往の計算式により設計を行った場合でも、十分な安全性が確保されていることが確認された。

また、供試体No.1～No.3の部材じん性率は補強量の増加とともにほぼ線形に増加するが、供試体No.4については、補強量が1/2である供試体No.3の部材じん性率とほぼ同等の結果となった。これは、この種の静的交番荷試験による部材じん性率の上限値が $\mu=12$ 程度にあるためと考えており、このことは他工法による実験結果をみた場合、どれも概ね $\mu=12$ 程度で部材じん性率が頭打ちとなっていることから推測できる。また、式-(2)の適用範囲は $\Sigma P_w \leq 0.6\%$ であるため、その部材じん性率は $\mu=7.9$ で頭打ちとなるが、今回の実験結果および他工法による実験結果を考慮すると、 $\Sigma P_w=0.8\%$ ($\mu=10$)程度まで式-(2)を適用することが可能と考える(図-16中の破線)。

5.5 結果のまとめ

以上の実験より、以下に示すことがわかった。

- (1) 補強PC鋼材が、交番荷重を受けるRC柱のコンクリートや主鉄筋のはらみ出しを十分に拘束し、終局変位を増大させる。
- (2) PC鋼材巻付け補強を行うことによりせん断耐力が増大し、補強前には曲げ降伏後にせん断破壊するRC柱であっても、その破壊モードは曲げ破壊となる。
- (3) PC鋼材巻付け補強により躯体じん性率は増大

し、既往の計算式により設計を行った場合でも、十分安全側となる。

- (4) PC鋼材巻付け補強により部材じん性率は増大し、既往の計算式により設計を行った場合でも、十分安全側となる。
- (5) 既往の部材じん性率の計算式は、 $P_w \leq 0.6\%$ が適用範囲とされているが、種々の実験結果を併せて考えると、実際の補強設計において補強目標 $\mu=10$ ($P_w \leq 0.8\%$)程度までは適用可能と考える。

6. おわりに

筆者らが提案する、PC鋼材巻付け工法により耐震補強したRC橋脚は、十分な耐震性能を有することが確認でき、さらに、既往のじん性評価式を用いることにより、安全側に評価できることがわかった。

また、本工法のために新たに開発した平板型定着具やPC鋼材巻付け装置は、十分な性能と良好な施工性を持つことが確認できた。

最後に、兵庫県南部地震以降各種の耐震補強工法が提案されるなか、本工法がプレストレストコンクリートの適用分野の拡大に、多少なりとも貢献できれば幸いです。

謝 辞

本研究の各種工法による部材じん性率の比較にあたりまして、炭素繊維シート補強工法に関する実験結果は、MARS研究会よりご提供いただきました。誌上をかりてお礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 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、平成4年11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 第390号 1988年2月
- 3) 小林一樹、山内俊幸：交番荷重された柱軸方向筋の残存引張強度特性、土木学会第51回年次学術講演会概要集 平成8年9月
- 4) 横田聖剛、金子誉、村田信之、熊坂徹也、中條友義：PC鋼材巻付け補強した矩形RC柱の耐震性能、土木学会第52回年次学術講演会概要集 平成9年9月
- 5) 中島良光、鈴木顕彰、三島徹也、渡辺忠朋：プレキャストパネルによる高架橋脚の耐震補強工法に関する研究、「コンクリート系構造物の耐震技術」に関するシンポジウム論文報告集、日本コンクリート工学協会、1997年4月
- 6) 鉄道総合技術研究所編：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強効果確認実験報告書、平成8年7月

【1997年5月28日受付】