

P C鋼材巻付け補強した矩形R C柱の耐震性能および補強効果

(株)熊谷組 土木技術部 P Cグループ 正会員 廣田 元嗣
(株)熊谷組 土木技術部 P Cグループ 正会員 村田 信之
(株)熊谷組 土木技術部 P Cグループ 正会員 熊坂 徹也

1. はじめに

阪神・淡路大震災での建造物の被害を教訓に、既設R C柱の耐震補強工事が進められている。耐震補強工事は、せん断耐力の増加を目的としており代表的な補強工法として鋼板巻立て工法を主流とするいくつかの補強工法があるが、筆者らは、既存の補強工法と同等以上の耐震性能を確保し、かつ簡易で経済性を追求した補強工法として、既設R C柱の外周部に細径のP C鋼より線を巻付ける、「P C鋼材巻付け工法」を開発した。

ここでは、開発工法を紹介するとともに、交番載荷実験の結果、施工方法について報告する。

2. 工法の概要

「P C鋼材巻付け工法」は、既存のR C柱・橋脚に、形状に左右されることなく高強度のP C鋼材を一定張力を付与しながら巻付けて補強することにより、柱・橋脚内のコンクリートの拘束、主鉄筋の座屈防止に寄与し、じん性を向上させることができる補強工法である。

3. 予備実験

3. 1 使用鋼材の選定と巻付け張力

使用鋼材には、低緊張力で矩形柱に密着して巻付けられることと、鉄筋D 10と同等以上の強度があることを考慮に入れ、SW P D 3 N (直径2.9mm 異形P C鋼線の3本より線)を選定した。次にこのP C鋼材を矩形R C柱の隅角部に密着して巻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R C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P C鋼材を巻付けることが可能であるとわかった。写真-1に予備実験時のP C鋼材密着状況を示す。

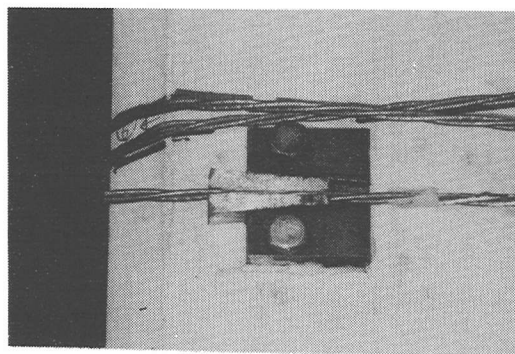


写真-1 P C鋼材密着状況

3. 2 新型定着具の開発と性能確認

本工法においては、P C鋼材をR C柱に密着して巻付け、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薄くするために、定着具本体の厚さも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に適さないため、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の平板に片側解放のテーパが切っており、2枚のくさびでP C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R C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。

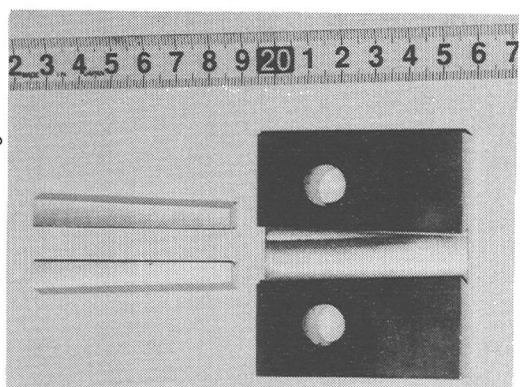


写真-2 平板型定着具

キーワード：耐震補強、P C鋼より線、せん断補強、じん性補強

連絡先：〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1 TEL03-3235-8622 FAX03-3266-8525

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、くさびの引き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。

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。以上のことを考慮し、巻付け状態を模したPC鋼材の引張試験を行い、強度の低下率を確認した。写真-3に引張試験状況を示す。

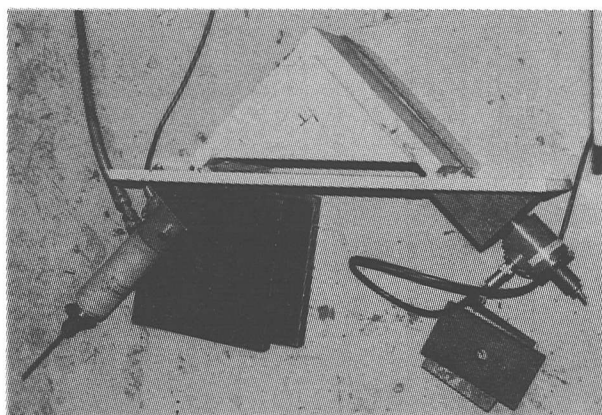


写真-3 引張試験状況

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			

実際の柱の隅角部は通常面取りが施されており、PC鋼材の曲げ角度は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。

4. 載荷実験

4.1 実験方法

(1) 供試体の諸元

供試体の形状は図-1に示すようにフーチングに固定された、一辺400mm高さ1340mmの矩形柱である。ただし、補強供試体についてはt=50mm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。供試体諸元を表-2に示す。

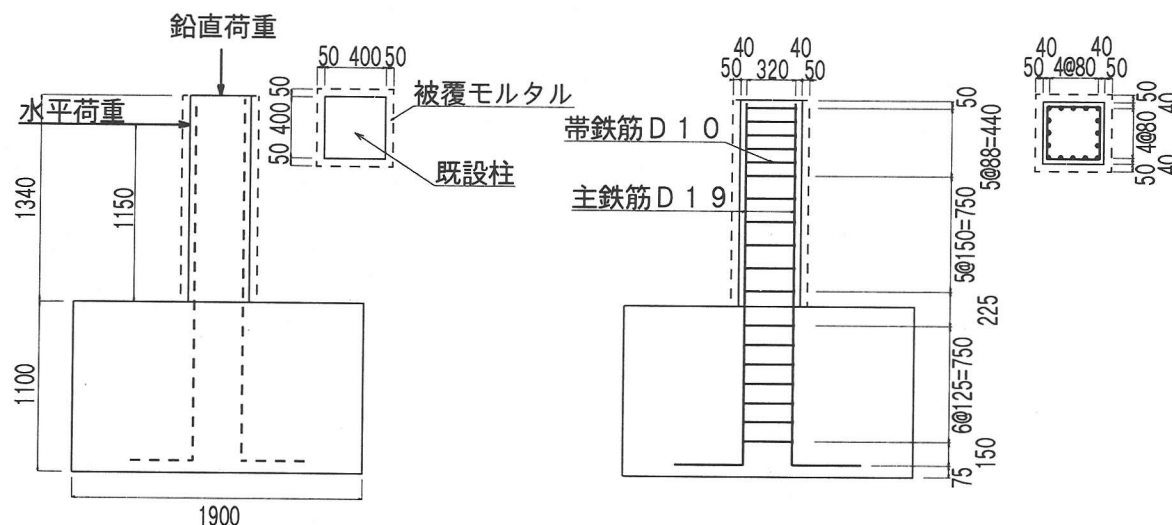


図-1 供試体形状および配筋図

表一 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 La(mm)	引張 鉄筋比 Pt(%)	軸方向 鉄筋比 P(%)	帯鉄筋比 Pw(%)	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 (N/mm ²)						
	b'	h'	d'	b	h	d									
1	400	400	360	-	-	-	15	27.9	20000	1150	5D19 0.99	16D19 2.87	1D10 0.24	無補強	0.98
2	400	400	360	500	500	410	16	31.4	24000	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10 0.19	PC @100*2	0.98
3	400	400	360	500	500	410	27	35.0	24000	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10 0.19	PC @50*2	0.98
4	400	400	360	500	500	410	30	34.7	25000	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10 0.19	PC @25*2	0.98
5	400	400	360	500	500	410	25	38.4	26000	1150	5D19 0.70	16D19 1.83	1D10 0.19	PC @50*2	2.94

(2) PC鋼材の巻付け

補強供試体の製作に当たっては、既設構造物に 5kN の張力で PC 鋼材を等間隔に密着して巻付けることが可能な、図一 2 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、PC 鋼材巻付け過程での張力減少や定着具の鋼材引き込みによる張力減少などの影響を測定した。その結果張力の減少は最大で 3.5% であることが確認でき、全体が、同一の張力により巻付けられていることが確認できた。

PC 鋼材巻付け状況を写真一 4 に示す。

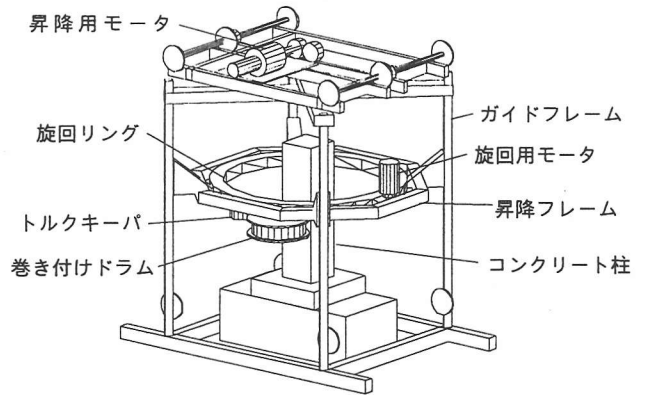
(3) 被覆モルタルの打設

PC 鋼材の巻付け完了後、鋼材腐食の防護や躯体と補強鋼材の一体化を目的に、供試体側面に厚さ 50mm の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、だれ落ちが少ないプラスチック短繊維混入の材料を選定した。

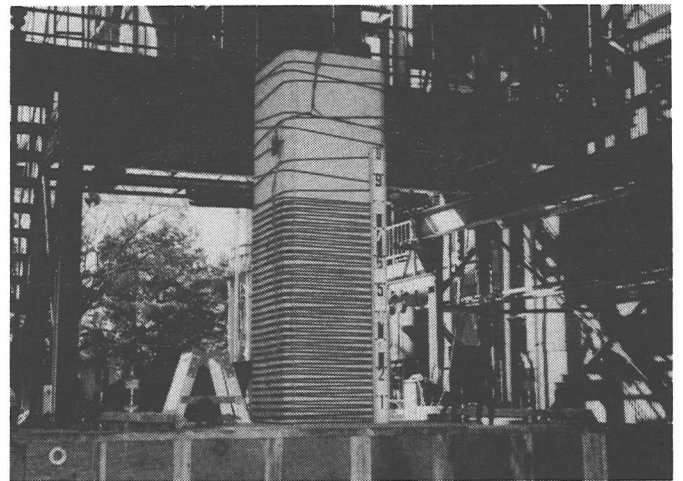
打設モルタルは、材齢 10 日で 60N/mm² 以上、吹付けモルタルは材齢 14 日で 82.9N/mm² の圧縮強度となりかなり高強度の材料である。

(4) 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し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_c 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、 $3\delta_y$ 、 $5\delta_y$ 、 $7\delta_y$ ・・・の奇数倍変位は省き、 $2\delta_y$ 、 $4\delta_y$ 、 $8\delta_y$ ・・・の偶数倍変位とした。各変位段階における繰り返し回数は最低 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。



図一 2 PC 鋼材巻付け装置



写真一 4 PC 鋼材巻付け完了

4.2 実験結果

(1) 荷重-変位関係

供試体No. 1, 2, 3, 4, 5の荷重-変位曲線を図-4, 5, 6, 7, 8に、部材じん性率を表-3に示す。荷重-変位曲線の特徴を、軸力一定下におけるPC鋼材補強量、同一補強量での軸方向圧縮応力度の影響の各要因別に整理した。

表-3 部材じん性率

供試体 No.	補強形態	軸力 (N/mm ²)	計算結果				実験結果			
			降伏変位 δy (mm)	降伏荷重 Py(tf)	終局変位 δU (mm)	部材じん性率 μ	降伏変位 δy (mm)	降伏荷重 Py(tf)	終局変位 δU (mm)	部材じん性率 μ
1	無補強	0.98	8.6	21.4	25.8	3.0	9.3	23.1	38.1	4.1
2	PC @100*2	0.98	4.7	25.8	36.2	7.7	7.8	30.3	60.8	7.8
3	PC @50*2	0.98	4.5	26.2	66.6	14.8	7.3	30.0	95.6	13.1
4	PC @25*2	0.98	4.5	26.1	167.9	37.3	8.4	25.9	100.0	11.9
5	PC @50*2	2.94	4.2	30.9	63.0	15.0	8.3	33.2	63.9	7.7

※計算結果の値については、文献2)に示されている式を引用している。計算による部材じん性率の値が大きくなっているが、これは鉄筋換算の上限値を設定していないためである。

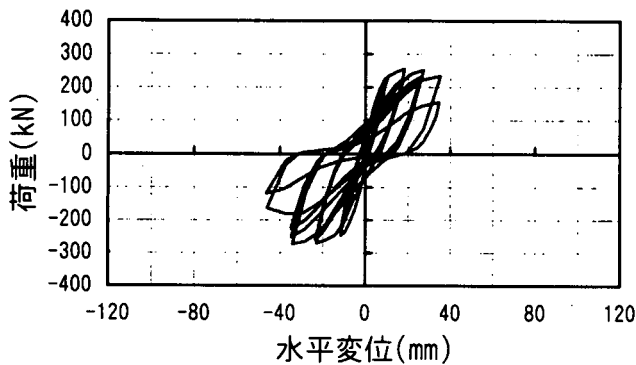


図-3 荷重-変位曲線(供試体 No.1)

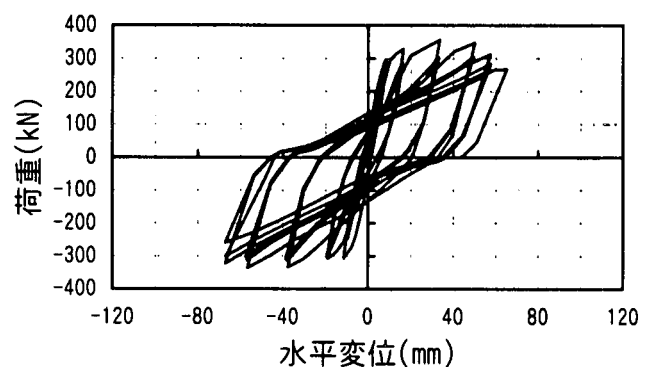


図-4 荷重-変位曲線(供試体 No.2)

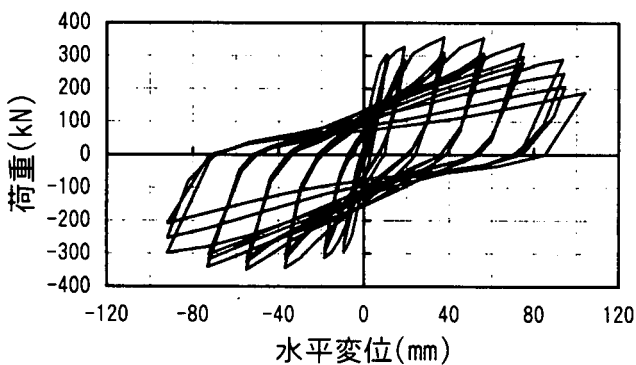


図-5 荷重-変位曲線(供試体 No.3)

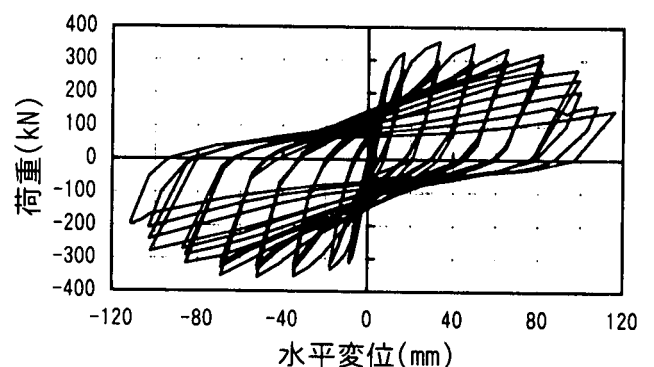


図-6 荷重-変位曲線(供試体 No.4)

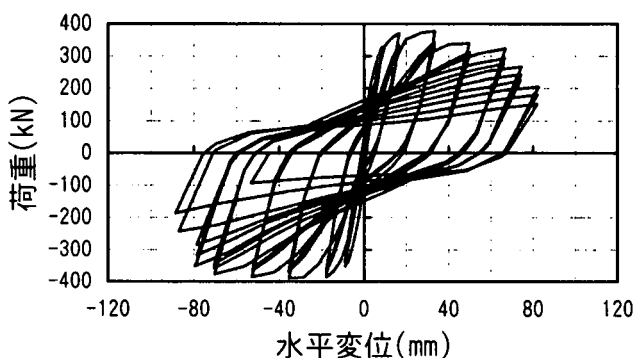


図-7 荷重-変位曲線(供試体 No.5)

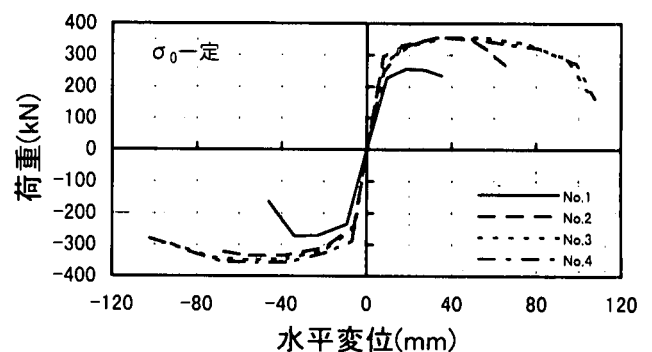


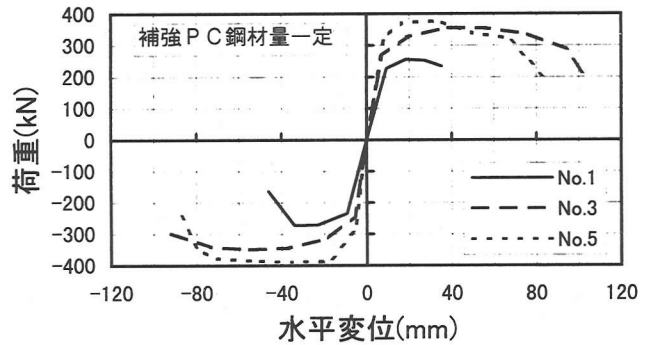
図-8 P- δ 曲線(σ_0 一定)

1)補強P C鋼材量の影響

σ_c を一定のもとで、補強P C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— δ 曲線という）を図—8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、補強量の増加に伴い終局変位が大幅に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。部材のじん性率はある一定の補強量を境にしてそれ以上は補強量を増やしても頭打ちになるものと思われる。

2)軸圧縮応力度の影響

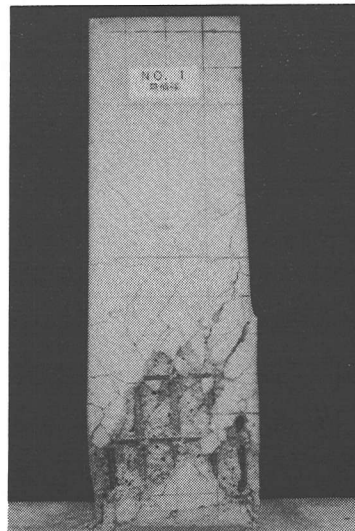
補強P C鋼材量一定のもとで、 σ_c を変化させた場合のP— δ 曲線を図—9に示す。図中には比較のために無補強の供試体 No.1 の結果を同時に示した。供試体 No.5 は軸圧縮応力度が供試体 No.3 の3倍である 2.94N/mm^2 導入されているため、供試体 No.3 と比較して P_y 値が大きくなっているが、 δ_u 値については小さくなっており、軸圧縮応力度が大きくなるとじん性能は低下することが確認された。



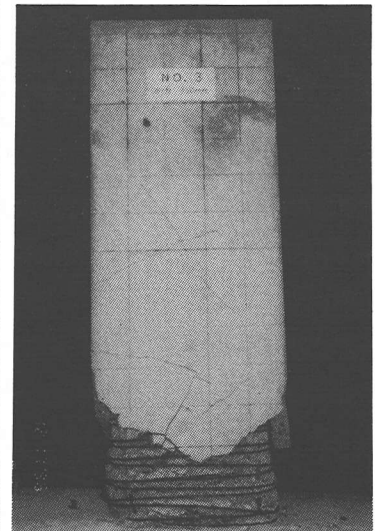
図—9 P— δ 曲線(補強鋼材量一定)

(2)破壊性状

No.1, No.3 の供試体における終局状態を写真—6, 写真—7に示す。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、主筋降伏後のコンクリートのはらみだしを、P C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、



写真—6 供試体 No.1



写真—7 供試体 No.3

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、P C鋼材が密に巻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、供試体付け根部の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 とほぼ同じような破壊形態であるが、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。またいずれの供試体においても、補強P C鋼材の破断は見られず、終局に至るまでコンクリートや主鉄筋のはらみだしを十分に拘束した。

(3)部材じん性率とせん断補強鋼材比の関係

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—4および図—10に示す。部材じん性率は、文献2)に沿って式—(1)により計算した。

ここでは、表—4および図—10中に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。図中に示した実線は、式—(1)より求めた μ をプロットしたものである。

$$\mu = \delta_u / \delta_y = (\mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{y1}) \dots \dots (1)$$

ここに、 μ : 部材じん性率

δ_u : 終局変位

δ_y : 降伏変位 (P- δ 曲線上の、 P_y を下回らない最大値)

δ_{y0} : 降伏時の躯体変形による変位

δ_{u1} : 終局時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位

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。

$$\delta_{y1} = h \cdot (0.070 - 0.054D) / \phi + 0.00017(D/\phi)^2 / (d - X_{yn})$$

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

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、この種の静的交番載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見た場合、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(1)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、 $\Sigma P_w \leq 0.8\%$ ($\mu=10$)程度まで式(1)を適用することが可能と考える(図-10の中の点線)。

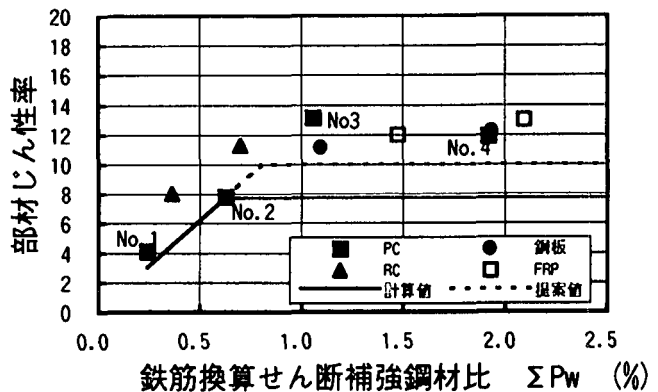


図-10 部材じん性率と ΣP_w の関係

表-4 部材じん性率の比較

供試体 No.	断面寸法 (mm)						せん断 スパン La(mm)	引張 鉄筋比 Pt(%)	軸方向 鉄筋比 (N/mm ²)	帯鉄筋比 150mm ² (N/mm ²)	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)
	b'	h'	d'	b	h	d								
1	400	400	360	-	-	-	1150	5D19 0.99	16D19 2.87	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 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	1D10 0.24	FRP 3層	0.98	6.3	13.0

4.3 実験結果のまとめ

- (1) 補強P C鋼材が、交番荷重を受けるR C柱のコンクリートや主鉄筋のはらみだしを十分に拘束し、終局変位を増大させる。
- (2) P C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R C柱であっても、その破壊モードは曲げ破壊となる。
- (3) 部材じん性率は補強量に応じて常に大きくなるのではなく、一定量を超えると頭打ちになる傾向が認められた。
- (4) 軸圧縮応力が大きくなると、主鉄筋の座屈が顕著になり、大幅なじん性向上は期待できない。

5. 施工について

施工は、P C鋼材巻付け装置を用いて、要求される耐震性能を満足する補強量に応じてP C鋼材を既設構造物に巻付ける。

橋脚の両端が剛結であるラーメン構造物の補強を想定すると、補強方法は、断面力の小さい躯体の中央部付近に定着具をセットし、P C鋼材巻付け装置の回転と昇降によりP C鋼材を巻付けていく。補強量は対象構造物の規模や想定断面力にもよるが、鋼材間隔 50mm ピッチでダブル配置巻付け程度と試算される。鋼材巻付け完了後、巻付け装置の移動を行い、外装材（被覆モルタル）の施工を行う。

P C鋼材の巻付け、外装材の施工（被覆モルタルの施工）は重要であり、本施工方法のポイントである。

5.1 P C鋼材の巻付け

柱へのP C鋼材巻付け時間は、供試体製作時に測定したもので20分～40分の範囲にあった。実施工で想定している巻付けピッチの供試体で、巻付けに要した時間は40分程度であった。実験供試体用のP C鋼材巻付け装置は回転と昇降が自動化されておらず、オペレーターの手動制御によりP C鋼材巻付けを行った。また、張力測定作業等も同時に実施し、その時間も含んだ時間である。

実際の施工では、P C鋼材の定着以外の作業は自動化が可能であり、装置の基本設計は既に完了しているため、多少時間がかかっている。実構造物へのP C鋼材巻付け時間は、装置の回転・昇降機構を自動設定することにより、1m×1m×10m程度の柱で試算した場合、鋼材巻付けに要する時間は1本あたり1時間程度を想定している。

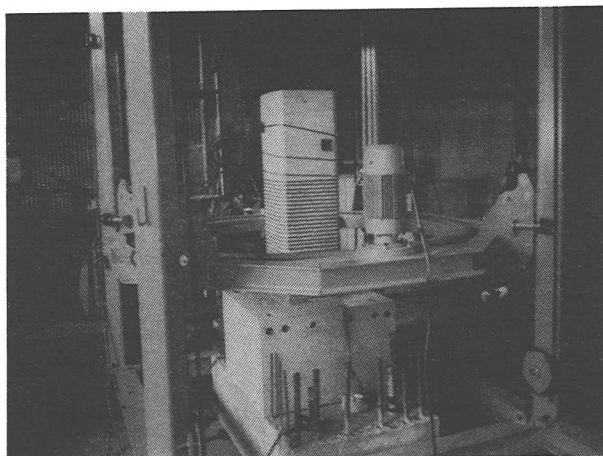


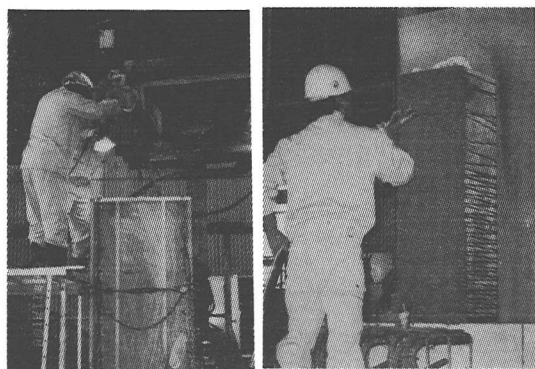
写真-8 P C鋼材巻付け状況

5.2 外装材の施工

外装材の施工確認については、モルタル注入と吹付けモルタル2種類の実証実験を行った。

モルタル注入は、鋼材の被りを確保するため、型枠と既設部材の間に4cmの空隙を設けていることから、既設部材との一体化や充填性は良好であった。また、脱型後のコンクリート面も良質な面が形成できており、型枠の組払いの省力化余地は残されているものの、実施工においては、最も簡便な方法であり、問題も少ない。写真-9にモルタル注入状況を示す。

吹付けモルタルは、鋼材表面に、所要の被りを確保するために、吹付け厚40mmを確保できる材料を選定して行った。吹付けモルタルは、だれ落ち等を防ぐために2層に分けて吹付けを行ったが、吹付け面への吹付け作業は、モルタルの飛散等を除いて施工性は良好であり、型枠施工に比べ作業性は向上する。しかし、



左：写真-9 型枠モルタル注入施工状況

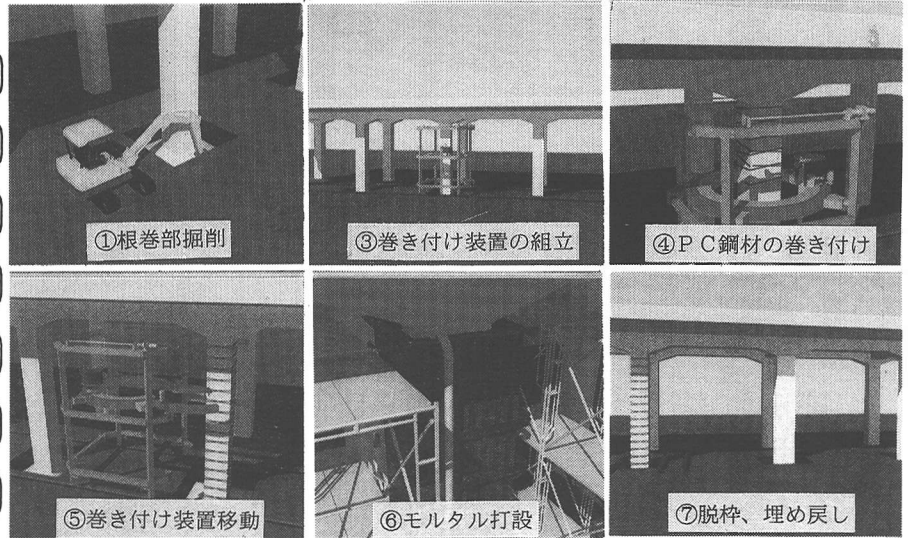
右：写真-10 吹付けモルタル施工状況

均質な施工面の確保は、左官作業となり、大きな面積を成型するのには不利である。

実施工を考慮した場合、材料費が割高であり、かつ仕上げ作業に問題を残す結果となった。写真-10に吹付けモルタルの施工状況を示す。

5.3 具体的な施工手順

連続したラーメン高架橋の施工手順を以下に示す。本例は、1層の連続ラーメン高架を対象に施工機械の基本設計を行い、一連の作業ステップをCG化したものである。施工は、以下のフローで行われるが、障害物のない解放面の施工では、機械の移動・据え付けを含めて4～6本/日のPC鋼材巻付け速度を想定している。



6. おわりに

今回の実験により、PC鋼材巻付けにより補強したRC柱・橋脚は、十分な耐震性能を有することが確認でき有効な補強工法であることが実証された。また、PC鋼材巻付けによる補強量や補強効果については既往のRC部材のじん性評価式を用いて評価できることを試算で確認している。

今回の実験では、PC鋼材巻付け効果（施工面）や部材のじん性評価に主眼を置いたため、外装材については特別な検討を行っていない。このため、外装材である被覆モルタルの強度の影響、巻付け力による柱中心への向心力の評価、巻付けたPC鋼材負担力の確認などの検討が今後の課題であると思われる。

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：交番載荷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) 村田信之、熊坂徹也、宮本基行、國府勝郎：PC鋼材巻付けによる耐震補強効果に関する実験的研究、プレストレストコンクリート SEP.-OCT., 1997 Vol.39 No.5