

(98) PC鋼材巻付け補強した矩形RC柱の耐震性能

(株)熊谷組 土木技術部 PCグループ ○廣田 元嗣
 (株)熊谷組 土木技術部 PCグループ 正会員 村田 信之
 (株)熊谷組 土木技術部 PCグループ 熊坂 徹也
 日本鋼弦コンクリート(株) 技術部 正会員 東山 博明

1. はじめに

柱・橋脚の耐震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及した補強工法として、既設RC柱の外周部に細径のPC鋼より線を巻付ける、「PC鋼材巻付け工法」を開発した。

「PC鋼材巻付け工法」は、既存のRC柱・橋脚に高強度のPC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、これにより、吸収できるエネルギー量を増大させる補強工法である。

本文は、既設橋脚を模した矩形断面RC柱の正負水平力交番載荷実験を行い、補強効果について補強量、軸力、エネルギー吸収容量の観点から検討した結果を報告するものである。

2. 実験内容

2.1 供試体

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 $t=50\text{mm}$ 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。供試体諸元を表-1に示す。

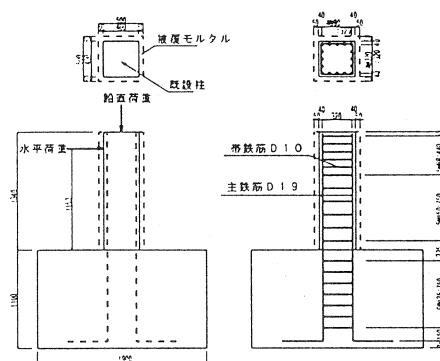


図-1 供試体形状および配筋図

表-1 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)						
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

2.2 PC鋼材の巻付け

補強供試体の製作に当たっては、5kNの張力を一定に保ちつつPC鋼材を一定間隔に巻付けることが可能な、図-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

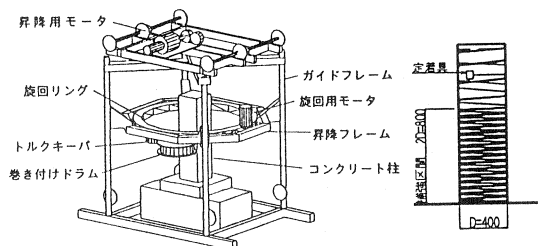


図-2 巻付け装置および巻付け例

時には、P C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、P C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。

P C鋼材巻付け状況を写真-1に示す。

2.4 被覆モルタルの打設

P C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試体 (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、た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/mm^2 以上、吹付けモルタルは材齢 14 日で 82.9N/mm^2 の圧縮強度となりかなり高強度の材料である。吹付けモルタルの施工状況を写真-2に示す。

2.5 荷重方法

供試体フーチング部をP C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。水平力荷重は、柱下端より 1150mm の位置に荷重点をと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、主鉄筋降伏以降は荷重点の降伏変位 (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-2に荷重装置を示す。

3. 実験結果

3.1 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。

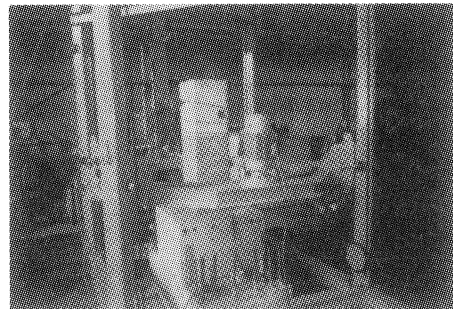


写真-1 P C鋼材巻付け状況

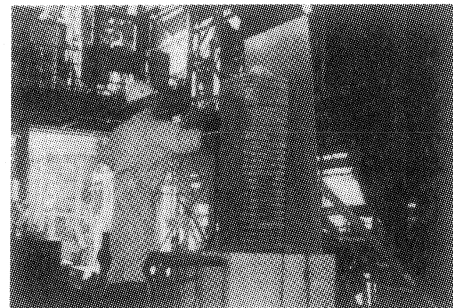


写真-2 吹き付けモルタル施工状況

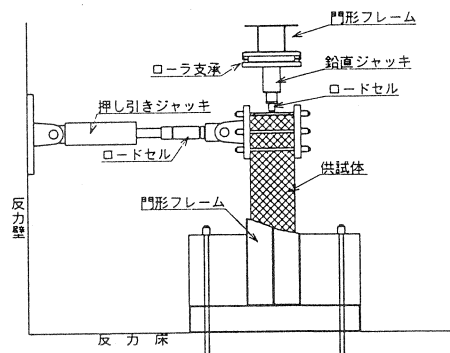


図-3 荷重装置

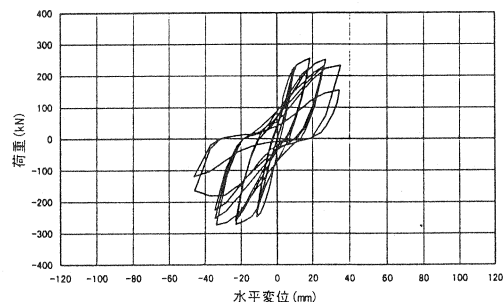


図-4 荷重-変位曲線(供試体 No.1)

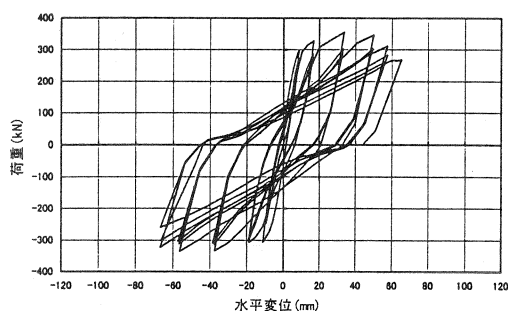


図-5 荷重一変位曲線(供試体 No.2)

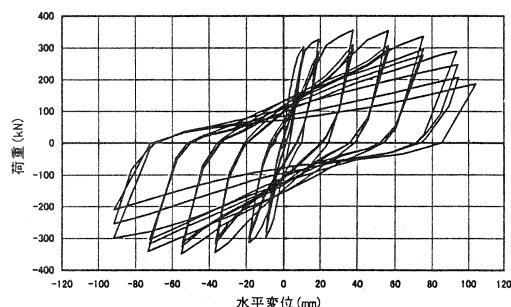


図-6 荷重一変位曲線(供試体 No.3)

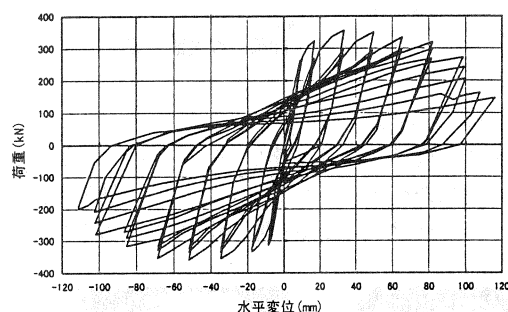


図-7 荷重一変位曲線(供試体 No.4)

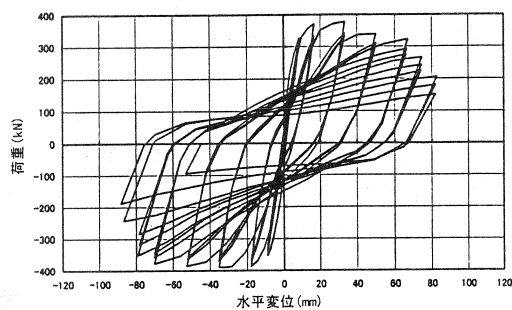


図-8 荷重一変位曲線(供試体 No.5)

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 P_y (tf)	終局変位 δU (mm)	部材じん性率 μ	降伏変位 δy (mm)	降伏荷重 P_y (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。

荷重一変位曲線の特徴を、軸力一定下におけるP-C鋼材補強量、同一補強量での軸方向圧縮応力度の影響等の各要因別に以下のように整理した。

(1)補強P-C鋼材量の影響

σ_0 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一変位曲線の包絡線(以下、P- δ 曲線という)を図-9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

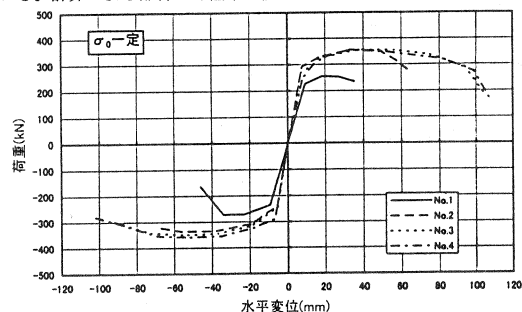


図-9 P- δ 曲線(σ_0 一定)

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PC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-6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。

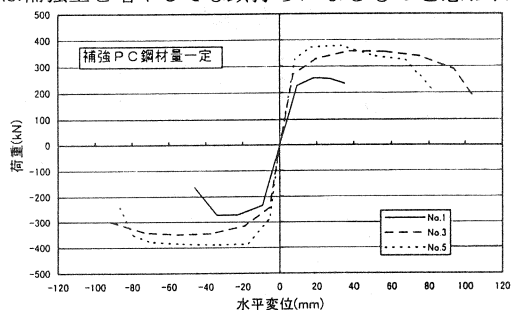


図-10 P- δ 曲線(補強鋼材量一定)

3.2 破壊性状

No.1, No.3 の供試体における終局状態を写真-2, 写真-3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 $4\delta_y$ を越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、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、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PC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。

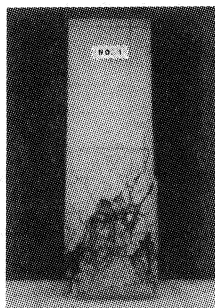


写真-2 供試体 No.1

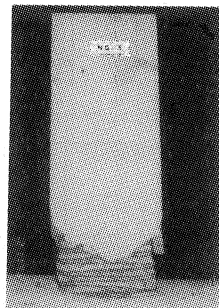


写真-3 供試体 No.3

3.3 エネルギー吸収容量

エネルギー吸収容量とは、荷重-変位曲線の、変位0から変位0に至るまでの履歴曲線で囲まれる面積(図-11)で定義される各載荷サイクルの履歴吸収エネルギーを、終局時のサイクルまで累積したものである。同一じん性率を有する部材においても、載荷履歴が異なれば、様々な破壊性状を示す。本実験よりエネルギーが各部材にどのように、どのくらい吸収されているかをエネルギー吸収容量の観点から整理した。

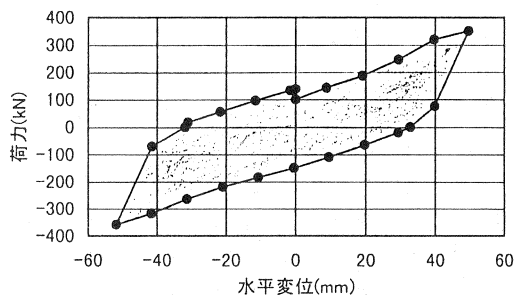


図-11 履歴吸収エネルギー

無補強供試体 No.1 の部材のもつエネルギー吸収容量と、補強した供試体 No.2,3,4 の3体のそれぞれの部材のもつエネルギー吸収容量の比較を行った。エネルギー吸収容量の算出には、そのサイクルをもって算出される累積吸収エネルギーを、その部材のもつエネルギー吸収容量とした。このエネルギー吸収容量は、実験時における載荷サイクル、および載荷ピッチには、さほど影響しないとされている。

各サイクル時における累積吸収エネルギーの関係を図-12に示す。各供試体とも1 δ ~2 δ の間ではほぼ同等の履歴吸収エネルギーを有することが判る。供試体 No.1 については4 δ をすぎたところで終局に至り、終局時の履歴吸収エネルギーは小さくなり、累積吸収エネルギーの伸びが頭打ちになることが判った。供試体 No.1 の破壊性状としては、帯筋が極端に少ないことにより主鉄筋のハラミ出しによる破壊となった。供試体 No.2~4 はPC鋼材による部材内の主鉄筋のハラミ出しを拘束している

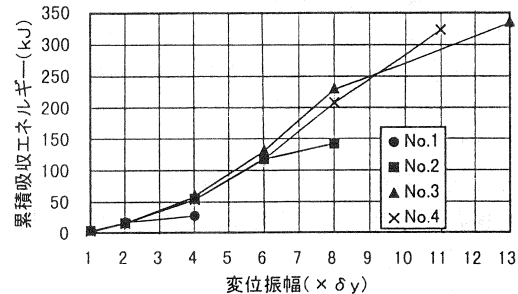


図-12 累積吸収エネルギー曲線

る。この結果柱部材の耐力は向上した。このことは言い換えればその部材のエネルギー吸収容量が増えたということである。載荷変位5 δ 以降は部材の拘束効果(拘束するPC鋼材量)の小さい順に履歴吸収エネルギーも上限に達した。供試体 No.2 は8 δ 載荷途中で部材の終局に至った。この場合も履歴吸収エネルギーが小さくなり、累積吸収エネルギーの伸びも同様に頭打ちとなる。供試体 No.3 は13 δ 載荷途中で、供試体 No.4 は11 δ 載荷途中で終局に至った。この場合も供試体 No.1,2 と同様に、履歴吸収エネルギーが小さくなり、累積吸収エネルギーの伸びも同様に頭打ちとなった。

エネルギー吸収容量と、補強用PC鋼材との関係を図-13に示す。PC鋼材の巻付けピッチに比例しエネルギー吸収容量が増加しているのが判る。このことは、PC鋼材が、コンクリート柱内の主鉄筋の、ハラミ出しを拘束することにより、その部材におけるエネルギー吸収容量を、大幅に増大させ、耐力およびじん性を向上させていることが分かる。

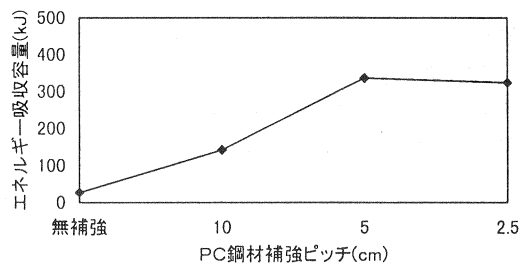


図-13 補強ピッチ-エネルギー吸収容量相関図

部材内の主鉄筋の拘束効果(拘束するPC鋼材量)とエネルギー吸収容量の相関関係は今回の実験によると、部材内の主鉄筋のハラミ出しの拘束効果(拘束するPC鋼材量)を大きくすると、ある程度までは部材の持つエネルギー吸収容量は大きくなると判断される。供試体 No.3,4 の結果の比較からも、拘束効果が一樣となるPC鋼材の補強量が推定され、それ以上は巻付け量を増やしてもエネルギー吸収量は一定化する傾向にあるといえる。

4. 結果のまとめ

- (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だしを十分に拘束し、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) 部材じん性率や、エネルギー吸収容量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(鉛直荷重)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. おわりに

今回の実験により、P C鋼材巻付けにより補強したR C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、P C鋼材巻付けによる補強量や補強効果については既往のR C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、P C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P C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：P C鋼材巻付け補強した矩形R C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：P C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
- 7) 滝本和志、川島一彦：基部で曲げ破壊するR C橋脚のエネルギー吸収容量の定式化、土木学会論文集 1996-2 No.532 V-30
- 8) 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R C柱の変形性能、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19, No.2, 1997