

壁式橋脚におけるPC巻立て工法の耐震性能

青山敏幸¹・大柳修一²・山田俊一³・渡辺寛³

¹正会員 工修 株式会社ピーエス三菱 技術本部技術開発部（〒104-8215 東京都中央区銀座7-16-12）

²正会員 株式会社ピーエス三菱 技術本部技術開発部（同上）

³正会員 株式会社ピーエス三菱 土木本部土木統括部メンテナンス部（同上）

1. はじめに

PC鋼材巻立て工法は、既設の鉄筋コンクリート橋脚にPC鋼材を巻き付け、コアコンクリートにプレストレスを導入することで、既設橋脚の耐震性能を向上させる方法であり、円柱橋脚供試体ではその補強効果が確認されている^{1),2)}。

一方、壁式橋脚のじん性を向上させる場合は、コアコンクリートの拘束効果を高めること、軸方向鉄筋の座屈を防止すること等の理由から、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」（以下参考資料と称す）³⁾では、RC巻立て工法、鋼板併用RC巻立て工法等を対象に、中間貫通PC鋼棒（以下PC鋼棒と称す）に関する構造細目を示している。PC鋼材巻立て工法についても、参考資料に基づきPC鋼棒を配置しているが、PC鋼棒を配置するための既設橋脚の削孔は、工費面、作業面での負担が大きく、また既存の軸方向鉄筋を傷つけるリスクを伴う。

そこで本研究は、PC鋼材巻立て工法を壁式橋脚に適用した場合のPC鋼棒の役割に着目し、その配置間隔と緊張力の有無をパラメータとした3体の壁式橋脚供試体の正負交番載荷試験を実施した。

2. 実験概要

(1) 供試体の概要

供試体の種類と諸元を表-1に、形状・寸法を図-1に、PC鋼材の配置図を図-2にそれぞれ示す。柱の形状は、厚さ400mm×幅2000mm×高さ2000mmの小判型断面とし、柱の縦横比は5、実橋脚に対しての縮尺比は1/4とした。

No.1供試体は、帯鉄筋（PC鋼より線）2本毎にPC鋼棒を配置し、PC鋼棒には緊張力を導入した供

表-1 供試体の種類と諸元

		No.1	No.2	No.3
補強部鋼材	中間帯鉄筋（PC鋼棒）	緊張有り @150mm	緊張有り @300mm	緊張無し @300mm
	帯鉄筋（PC鋼より線）	φ11mm PC鋼棒 2.9mm 3本より線 @75mm 緊張有り (1/3 σ_{py}) (横拘束体積比 0.264%)		
鉄筋	軸方向鉄筋	D16×40本（鉄筋比：0.99%）		
	帯鉄筋	D10 @300mm（横拘束体積比 0.048%）		

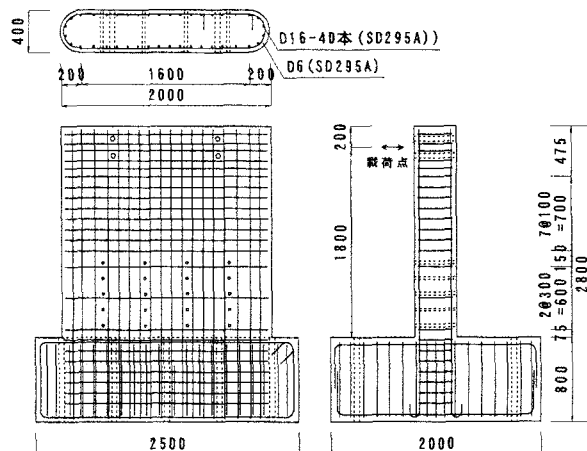


図-1 供試体の形状・寸法

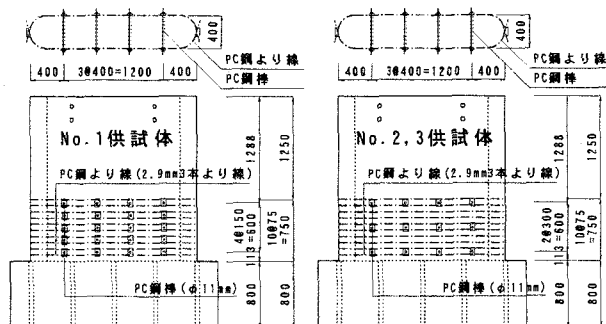


図-2 PC鋼材の配置図

表-2 PC鋼材，鉄筋の機械的性質

		降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	伸び %
鉄筋	軸方向鉄筋 (D16 SD295A)	372	519	200	22.4
	帯鉄筋 (D10 SD295A)	358	567	200	21.0
PC鋼材	中間帯鉄筋 (B種1号 SBPR 930/1080)	1365	1403	204	11.0
	帯鉄筋 (SWPD 3L)	1857	2028	202	8.0

表-3 コンクリートの強度特性

	No.1	No.2	No.3	平均
圧縮強度 (N/mm ²)	34.0	31.5	36.9	34.1
弾性係数 (kN/mm ²)	23.6	24.9	24.2	24.2

表-4 正負交番载荷試験の結果

	No.1	No.2	No.3
初降伏荷重 P_{y0} (kN)	294.0	309.2	290.3
最大荷重 P_u (kN)	329.2	337.6	342.0
初降伏変位 δ_{y0} (mm)	9.4	9.4	9.3
降伏変位 δ_y^{*1} (mm)	10.5	10.2	11.0
終局変位 δ_u^{*2} (mm)	84.3	112.2	98.1
塑性率 ^{*3}	8.0	11.0	9.0

※1 $\delta_y = P_u / P_{y0} \times \delta_{y0}$ により算出

※2 かぶりコンクリート剥落時

※3 $\mu = 1 + (\delta_u - \delta_y) / \delta_y$ により算出

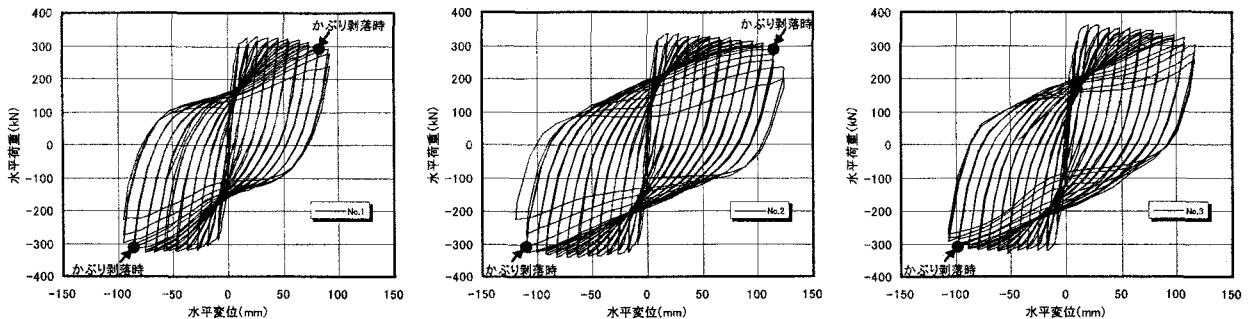


図-3 水平荷重－水平変位の履歴曲線

試体である。No.2, No.3 供試体は、PC 鋼棒の高さ方向の配置を No.1 供試体の倍間隔とし、PC 鋼棒には緊張力を導入したものと導入しない供試体である。

柱部の軸方向鉄筋は D16 を 40 本、帯鉄筋は D10 を 300mm 間隔で配置した。PC 鋼より線は、高さ方向に 75mm 間隔で配置し、既往の実験²⁾と同様に、断面内に鋼材の降伏強度の 1/3 の緊張力が導入されるように、円弧部の頂点に定着位置を 180 度交互にずらしながら定着した。PC 鋼棒は、PC 鋼より線との降伏点の違いを考慮のうえ、帯鉄筋 2 本分の断面積と同等になるよう $\phi 11\text{mm}$ のものを使用した。

No.1, No.2 供試体は、PC 鋼より線と同様に、鋼材の降伏強度の 1/3 の緊張力を導入した。また全ての供試体は、PC 鋼より線のはらみ出しを防止するために設けた切込み付き支圧板を用いてナットにより定着した。

PC 鋼材，鉄筋は表-2 に示す材料を，柱部材のコンクリートは表-3 に示す強度を有した材料を使用した。

(2) 正負交番载荷試験の概要

試験は，2 軸载荷システムを使用して，鉛直荷重を 1N/mm^2 作用させながら，正負交番に载荷させた。基部から载荷点中央までの距離は 1800mm であり，せん断スパン比は 4.5 とした。载荷ステップは，軸

方向鉄筋が降伏する時の载荷点の水平変位（以下，初降伏変位と称す）を $1\delta_{y0}$ とし，同一水平変位に対して正負交番に 3 回ずつの繰り返し载荷を行った。

測定項目は，水平荷重，鉛直荷重，载荷点の水平変位，PC 鋼より線のひずみ，PC 鋼棒のひずみ，軸方向鉄筋の伸び出し量，柱部の曲率等とした。軸方向鉄筋の伸び出し量と曲率は，文献 4) の測定方法に基づき，橋軸直角方向の中央部の基部前後両面に設置した変位計から算出した。

3. 実験結果と考察

(1) 水平荷重－水平変位の関係

正負交番载荷試験の結果を表-4 に，各供試体の水平荷重－水平変位の履歴曲線を図-3 にそれぞれ示す。降伏変位は，各供試体の最大荷重を初降伏荷重で除した値に，初降伏変位を乗じることにより算出した。

最大荷重は各供試体ともほぼ同等の値であり，塑性率は，No.1 供試体が 8，No.2 供試体が 11，No.3 供試体が 9 であり，PC 鋼棒を半分にしても，同等以上の水平荷重と塑性率を有している結果となった。

各供試体の水平荷重－水平変位の履歴ループは，いずれもかぶりコンクリート剥落前までは安定していたが，No.1 供試体では $9\delta_{y0}$ -2 サイクル目，No.2

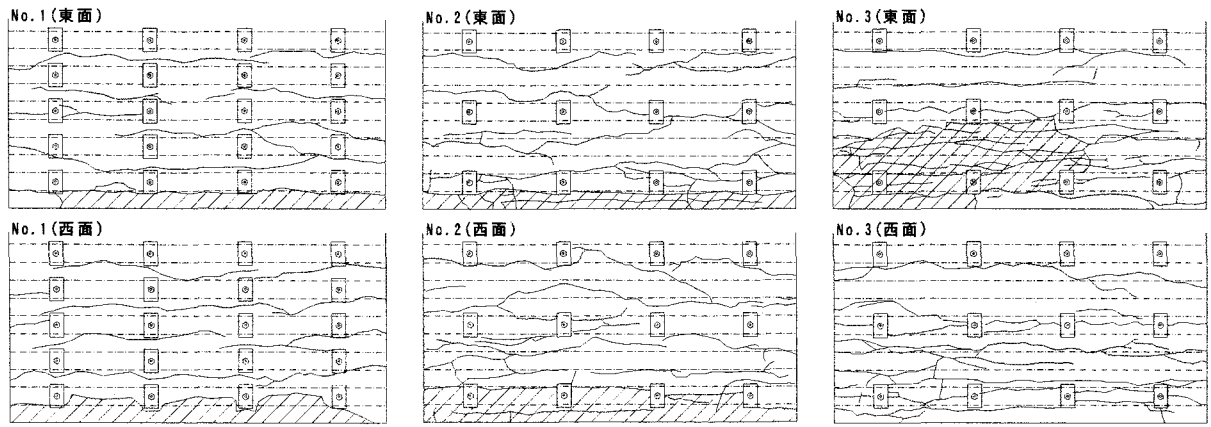


図-4 荷重試験終了後の状況

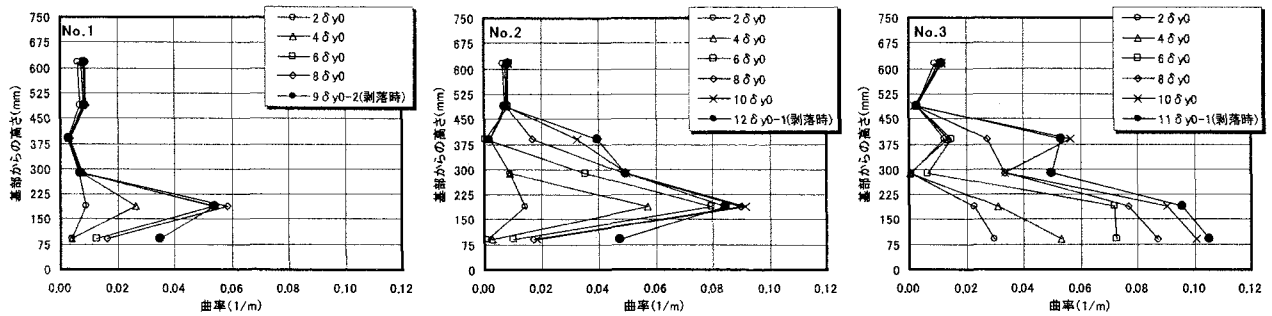


図-5 曲率の高さ方向分布

供試体では $12\delta_{y0-1}$ サイクル目, No.3 供試体では $11\delta_{y0-1}$ サイクル目のかぶりコンクリートの剥落以降は, 経路が原点側に寄ってずれ始めた。

(2) 破壊状況

荷重試験終了後の状況を図-4 に示す。

各供試体のひび割れ発生状況を比較すると, 拘束効果の高い No.1 供試体のひび割れの本数は少なく, 繰り返し荷重に伴うひび割れの進展も小さかった。また拘束効果が低くなる供試体に従い, ひび割れ本数が多くなった。No.3 供試体は, 繰り返し荷重に伴い, ひび割れ幅が進展すると同時に, 細かいひび割れも多く発生した。

各供試体のかぶりコンクリートの剥落は, No.1 供試体が $9\delta_{y0-2}$ サイクル目, および $9\delta_{y0-3}$ サイクル目, No.2 供試体が $12\delta_{y0-1}$ サイクル目, および $12\delta_{y0-2}$ サイクル目, No.3 供試体が $11\delta_{y0-1}$ サイクル目荷重時であった。またかぶり剥落範囲は, No.1 供試体が 75mm~100mm 程度, No.2 供試体が 75mm~150mm 程度であった。No.3 供試体は, 基部からの高さ 15~30cm 間にかぶりコンクリートが大きくはらみ出したが, 反対面のかぶり剥落は生じなかった。

鉄筋の破断は, No.1 供試体が $10\delta_{y0-3}$ サイクル目, No.2 供試体が $12\delta_{y0-2}$ サイクル目, および

$13\delta_{y0-2}$ サイクル目荷重時であった。一方, No.3 供試体は軸方向鉄筋の破断は生じなかった。

(3) 曲率分布

各供試体の曲率分布を図-5に示す。図中の曲率は, $2\delta_{y0}$, $4\delta_{y0}$, $6\delta_{y0}$, $8\delta_{y0}$, $10\delta_{y0}$ 荷重時, および かぶりコンクリート剥落時の正負平均値を示す。また基部から高さ40mmでの曲率は, 鉄筋の伸び出しにより生じたものとし, ここでは示していない。

拘束効果の高い No.1 供試体は, 基部に変形が集中し, 柱部の曲げ変形により生じる変形が小さい傾向が見られた。一方, ひび割れが多く発生した No.3 供試体は, 他供試体に比べて高さ方向に対して曲率の値が全体的に大きい。そのため, No.1, No.2 供試体に比べて, かぶりの剥落が広い範囲で生じたものと考えられる。

(4) 等価減衰定数

各供試体の等価減衰定数と水平変位の関係を図-6に示す。各荷重サイクルにおける等価減衰定数は, 荷重ステップの1サイクル目の値とした。図より, 各供試体ともかぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋が座屈するまでのステップにおいて, 等価減衰定数が荷重変位の増大に伴って単調に増加の傾向で推移すること, かぶりコンクリートの剥落以降で低下

する傾向にあった。

(5) 道路橋示方書の計算値との比較

道路橋示方書⁵⁾に基づく降伏変位と終局変位の計算値では、軸方向鉄筋がフーチング上面から伸び出すことによる基部の回転成分を含んではいない。表-4 に示す実験値から、軸方向鉄筋の伸び出しにより生じる水平変位を差し引いて算出した塑性率の結果を表-5 に、水平荷重－水平変位の包絡線の実験値と計算値の比較を図-7 にそれぞれ示す。

計算に用いたコンクリートの応力－ひずみ関係は、PC 鋼材を帯鉄筋に用いた供試体の一軸圧縮強度試験から算出された応力－ひずみ関係式⁹⁾を使用し、塑性ヒンジ長は参考資料³⁾を参考に、道示の算出式に補正係数 0.8 を乗じるものとした。また、終局ひずみはコンクリートの最外縁とし、かぶりコンクリートも圧縮力を負担するものとした。PC 鋼材、鉄筋の材料特性値は、表-2 に示す値を用いた。コンクリートの材料特性値は、表-3 に示す各供試体の試験結果の平均値を用いるものとした。

以上の条件下で計算を行った結果、全ての供試体における終局荷重と終局変位の実験値は、道路橋示方書に基づく計算値とほぼ同等の値を示した。

4. まとめ

PC 鋼棒の配置間隔と緊張力の有無をパラメータとした壁式橋脚供試体の正負交番載荷試験を実施した。実験結果から、以下のことが確認できた。

- 1) 壁式橋脚のじん性は、コアコンクリートの拘束圧を高めすぎると、塑性ヒンジが基部に集中して向上しない傾向にある。
- 2) 壁式橋脚のじん性は、PC 鋼棒の配置を倍間隔としても、コアコンクリートに適度な拘束圧を与えることで向上が期待できる。
- 3) 全ての供試体における終局荷重と終局変位の実験値は、道路橋示方書に基づく計算値とほぼ同等の値を示した。

参考文献

- 1) 張建東，鈴木義晃，森拓也，久保欣也，川島一彦：PC 鋼材を帯鉄筋に用いた円柱橋脚の交番載荷試験，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.147-150，1998.1
- 2) 張建東，森拓也，川島一彦：PC鋼材で横拘束した円柱橋脚の耐震補強に関する実験的研究，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム

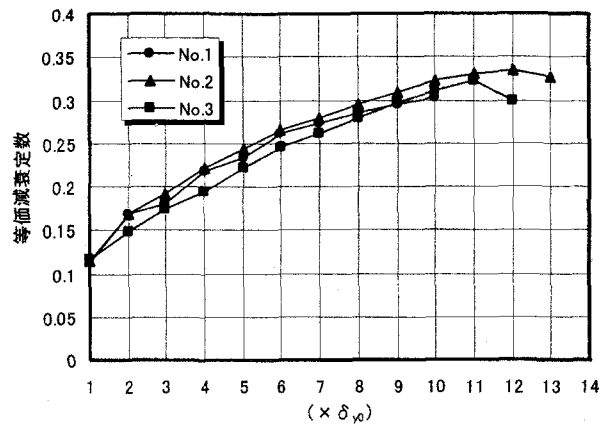


図-6 等価減衰定数－水平変位の関係

表-5 実験値と計算値の比較

	No.1	No.2	No.3	計算値
最大荷重 P_u (kN)	329.2	337.6	342.0	333.6
降伏変位 δ_y (mm)	5.9	6.5	7.1	7.5
終局変位 δ_u (mm)	30.3	49.6	53.9	36.5
塑性率	5.1	7.6	7.6	4.9

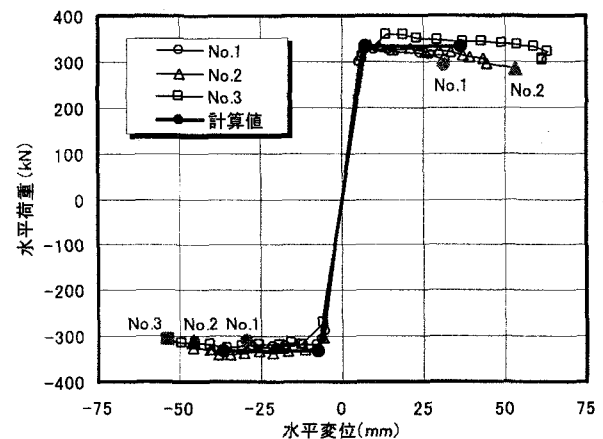


図-7 水平荷重－水平変位の包絡線

・講演論文集，pp.175-178，1998.12

- 3) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，3.2-3.4，社団法人日本道路協会，平成9年8月
- 4) 第5回橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会，（社）土木学会 地震工学委員会，pp.104，2002.10
- 5) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編，社団法人日本道路協会，pp.148-163，平成14年3月
- 6) 張建東，森拓也：PC鋼材を帯鉄筋に用いた円柱コンクリートの応力－ひずみ関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.2, pp.315-320, 1997