

基部にプレストレスを導入したコンクリート橋脚の研究

横浜国立大学大学院 正会員 ○野中 聡
 横浜国立大学大学院 藤原 武彦
 極東鋼弦コンクリート振興(株) 正会員 山口 隆裕
 横浜国立大学工学研究院 正会員 池田 尚治

1. はじめに

軸方向にプレストレスを導入した橋脚 (以下、PC 橋脚) の基本的な耐荷性能についてはこれまでの研究⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾において明らかにされ、優れた耐震性能を有することが確認されている。しかしながら、実際の橋脚へのプレストレスの導入においては、経済性および施工性の面からの検討が必要である。

本研究は、実際の橋脚へのプレストレス導入を合理的に行うことを意図して、橋脚基部のみに PC 鋼材を配置しプレストレスを導入する方式を提案し、その構造形式の妥当性を実験的に検討したものである。

2. 橋脚基部へのプレストレスの導入

本研究で提案した橋脚基部のみへのプレストレス導入の概略を図-1 に示す。本手法の特徴は、自動定着具 (オートチャック) を用いることにより定着位置と緊張位置を別にしたことである。これにより橋脚内の入り組んだ鋼材に妨げられることなく、橋脚側面で PC 鋼材の緊張を行うことができ、橋脚高さ方向の任意の範囲にプレストレス導入が可能となっている。

3. 実験供試体

本研究で用いた供試体の諸元を表-1 に、供試体の形状を図-2 に示す。供試体は、フーチング付きの独立柱形式のものであり、柱の断面は 400mm×400mm の正方形断面で、フーチング上面から載荷点までの高さを 1500mm、橋脚断面高さとの比を 3.75 とした。帯鉄筋比は、フーチング上面から 840mm の高さまでは 0.53% であり、曲げ破壊を誘導するように設計した。またプレストレスによる軸応力度は、全供試体共通で 4MPa とした。コンクリートの最大骨材寸法は 8.5mm、目標強度は 35MPa である。コンクリートの力学特性を表-2 に示す。橋脚全高に渡ってプレストレスを導入した供試体 (P-N10, P-N13) 2 体、フーチング上面より橋脚断面高さの 2 倍の範囲のみにプレストレスを導入した供試体 (P-NH-C, P-NH-A1, P-NH-A2) 3 体の、合計 5 体の供試体を作製した。このうちオートチャックを用いて PC 鋼材を途中定着した供試体は P-NH-A2 である。また、5 体の供試体において、軸方向鉄筋量とその配置を若干変えているため計算上の曲げ耐力は同一ではない。PC 鋼材を途中定着した 3 体においてはフーチング上面より高強度鉄筋 SD785D16 を立ち上げ付加し (以下、付加鉄筋)、途中定着部分での力の伝達をスムーズにし抵抗曲げモーメントの不連続性を解消した。鋼材の力学的特性を表-3 に示す。全供試体のグラウトおよび供試体 P-NH-A2 を除く PC 鋼材の緊張はフーチング底面側より行った。なお本供試体の断面寸法では PC 鋼材を曲げて柱側面に配置することは不可能であったので、PC 鋼材はオートチャックからそのまま上に伸ばして配置し、供試体 P-NH-A2 の緊張はオートチャック側の橋脚上面で行うことにした。また、オートチャックのプライン量が約 5mm であるので、本供試体の PC 鋼材の緊張長さではその影響が大きく、オートチャック側のみからの緊張では所定のプレストレス力が導入できなかったため、オートチャックによる定着とセットロス量を確認後、フーチング側から不足分を再緊張した。

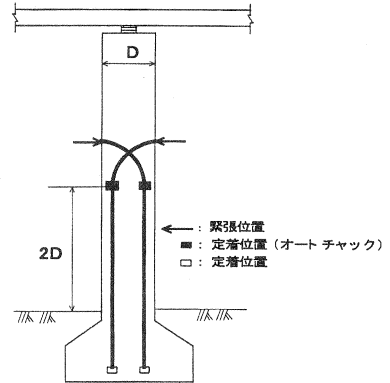


図-1 橋脚基部へのプレストレス導入の一例

表-1 供試体諸元

供試体名	軸方向鉄筋	鋼材比 (%)	PC鋼材	鋼材比 (%)	付加鉄筋	PC鋼材の 上部定着位置	耐力分担率 *1	曲げ耐力*2 (kN)
P-N10	16×SD345D10	0.71	8×SWPR7BΦ12.7	0.49	-	橋脚上端	0.80	216
P-N13	16×SD345D13	1.27	8×SWPR7BΦ12.7	0.49	-	橋脚上端	0.63	249
P-NH-C	8×SD345D13	0.63	8×SWPR7BΦ12.7	0.49	8×SD785D16	2D	0.77	208
P-NH-A1	16×SD345D10	0.71	8×SWPR7BΦ12.7	0.49	8×SD785D16	2D	0.80	216
P-NH-A2*3	16×SD345D13	1.27	8×SWPR7BΦ12.7	0.49	8×SD785D16	2D	0.63	249

*1 PC鋼材の耐力分担率 $A_p \sigma_{py} / (A_p \sigma_{py} + A_s \sigma_{sy})$

D:断面高さ

*2 ファイバーモデルによる計算値

*3 オートチャック使用

表-2 コンクリートの力学的特性

供試体名	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
P-10	36.1	2.00	26.5	0.18
P-13	27.7	1.99	26.1	0.18
P-NH-C	32.0	2.01	25.6	0.18
P-NH-A1	26.9	1.87	28.7	0.18
P-NH-A2	32.9	2.11	26.4	0.19

表-3 鋼材の力学的特性

鋼材種類		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
鉄筋	SD345 D6	320	594
	SD345 D10	291	420
	SD345 D13	393	577
	SD785D16	1190	1325
PC鋼材	SWPR7BΦ12.7	1742	1945

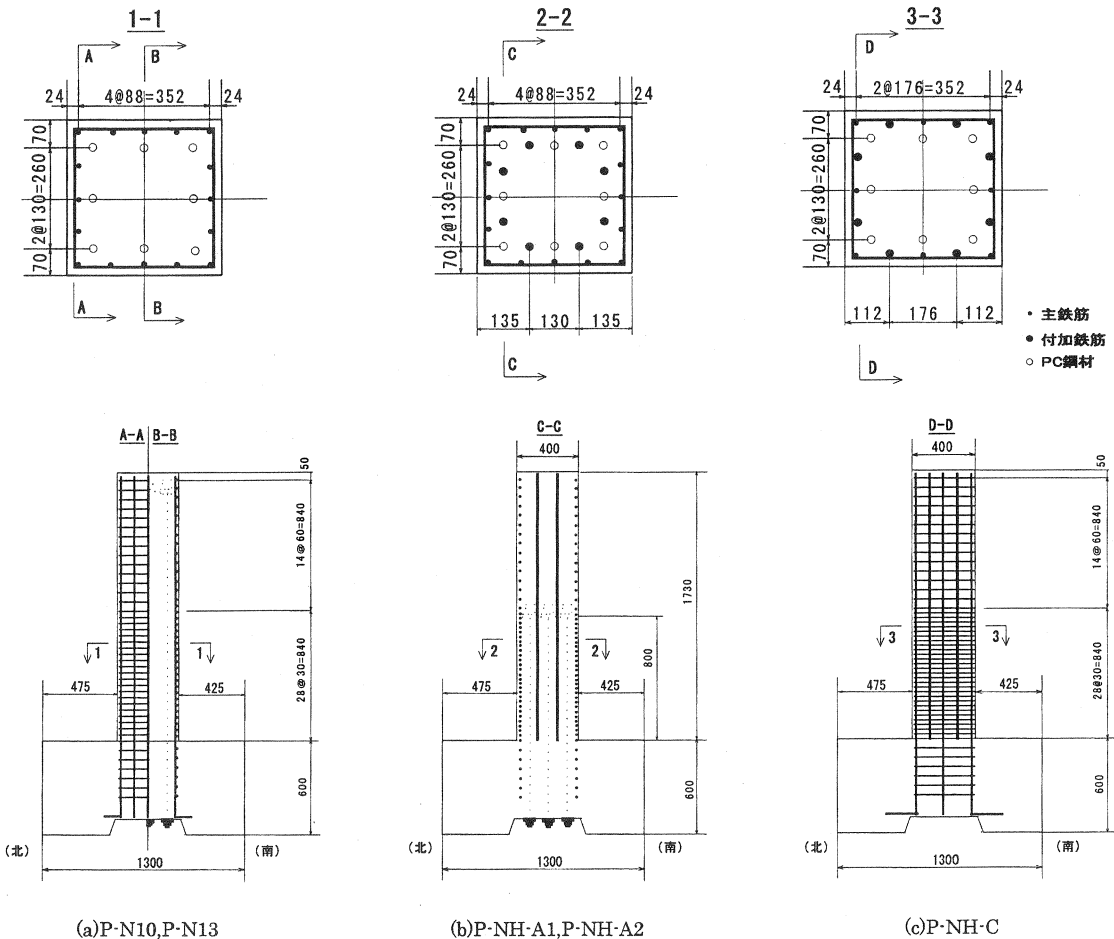


図-2 供試体の形状

4. 荷重方法

荷重には、図-3に示すように2本のアクチュエーターを使用し、柱頭部に一定の軸圧縮力を荷重しながら水平力を作用させた。荷重の繰返しは管理変位ごとに正負1回行った。管理変位は、ひび割れ発生変位および部材回転角(水平変位/荷重点高さ)が1/200の整数倍の変位とした。荷重はひび割れ発生までは荷重制御で、それ以降は変位制御で行い部材耐力が最大時の80%を下回った時点で終了とした。軸圧縮応力は上部工の重量を考慮して全供試体とも共通で1MPaとした。以降、北側へ押しの荷重および変位を正(+)の符号で、南側への引きの荷重および変位を負(-)の符号で示す。

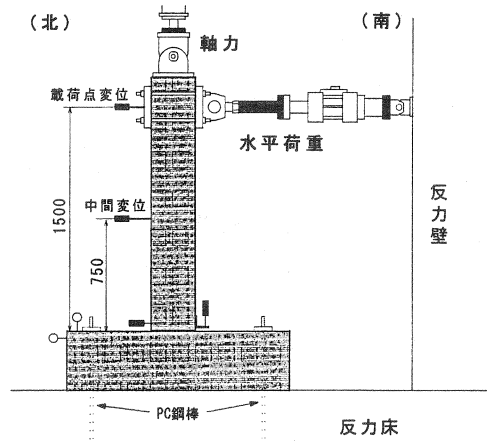


図-3 荷重状況

5. 実験結果と考察

5.1 耐荷挙動

実験より得られた結果をまとめたものを表-4に示す。また、全供試体の荷重-変位関係の包絡線の比較を図-4に、各供試体の荷重-変位曲線を図-5に示す。オートチャックを用いて基部にのみプレストレスを導入した供試体 P-NH-A2 と全高に渡って導入した供試体 P-N13 の耐荷挙動を比較すると図-4に示されるように差がなく、ほぼ同一といえる。同様に、最大耐力が20%程度小さい場合であるが、供試体 P-NH-A1 と P-N10 の耐荷挙動の比較においてもプレストレスの導入範囲の影響は見られない。ただし、PC鋼材を途中定着した供試体 P-NH-A1の方が、コンクリート強度が10MPaほど小さかったので、耐力としては若干小さい傾向が示されている。また、PC鋼材の途中定着位置で、高さ方向における変形の曲率の急変が懸念されたが、図-3に示される位置での測定結果から、一様な曲げ変形が生じていることが確認できた。

これらのことから、基部にのみプレストレスを導入したタイプでも、PC鋼材の途中定着位置に付加鉄筋を配置することにより、上部まで導入したタイプと同様に、健全な耐荷および変形挙動を示すことが明らかとなり PC 構造本来の優れた耐震性能を有していることを確認できた。供試体 P-NH-A1 と P-NH-A2 は付加鉄筋を PC 鋼材と同じ断面高さに配置したものであるが、供試体 P-NH-C では実構造物での付加鉄筋のより容易な施工を考慮して、付加鉄筋を帯鉄筋に沿わせ、軸方向鉄筋と断面高さがほぼ同じ位置に配置した。得られた耐荷挙動か

表-4 実験結果の一覧

供試体名	ひび割れ荷重 (kN)	降伏変位 *1 (mm)	最大荷重 (kN)	終局変位 *2 (mm)	靱性率 *3
P-N10	60	9.0	215.6	85.5	9.5
P-NH-A1	70	7.7	208.5	77.5	10.1
P-NH-C	60	7.6	225.0	90.0	11.9
P-N13	70	9.1	249.3	86.5	9.5
P-NH-A2	70	10.6	253.1	93.1	8.8

*1 基部の主鉄筋のひずみが2000 μ に達したときの変位

*2 耐力が最大荷重の80%に低下したときの変位

*3 降伏変位/終局変位

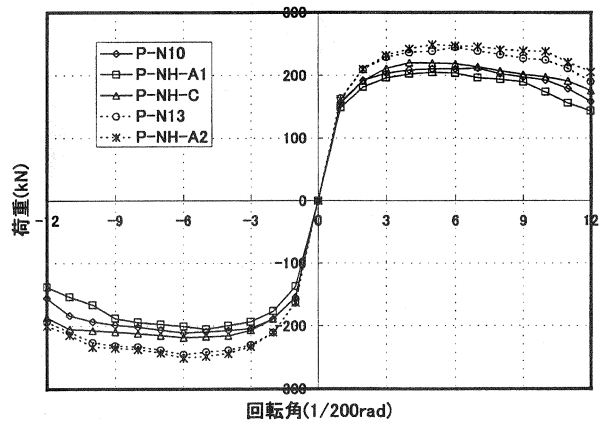


図-4 荷重-変位包絡線の比較

ら、本実験において付加鉄筋の配筋方法の相違は、耐荷挙動に大きな影響を及ぼさないことが確認できた。

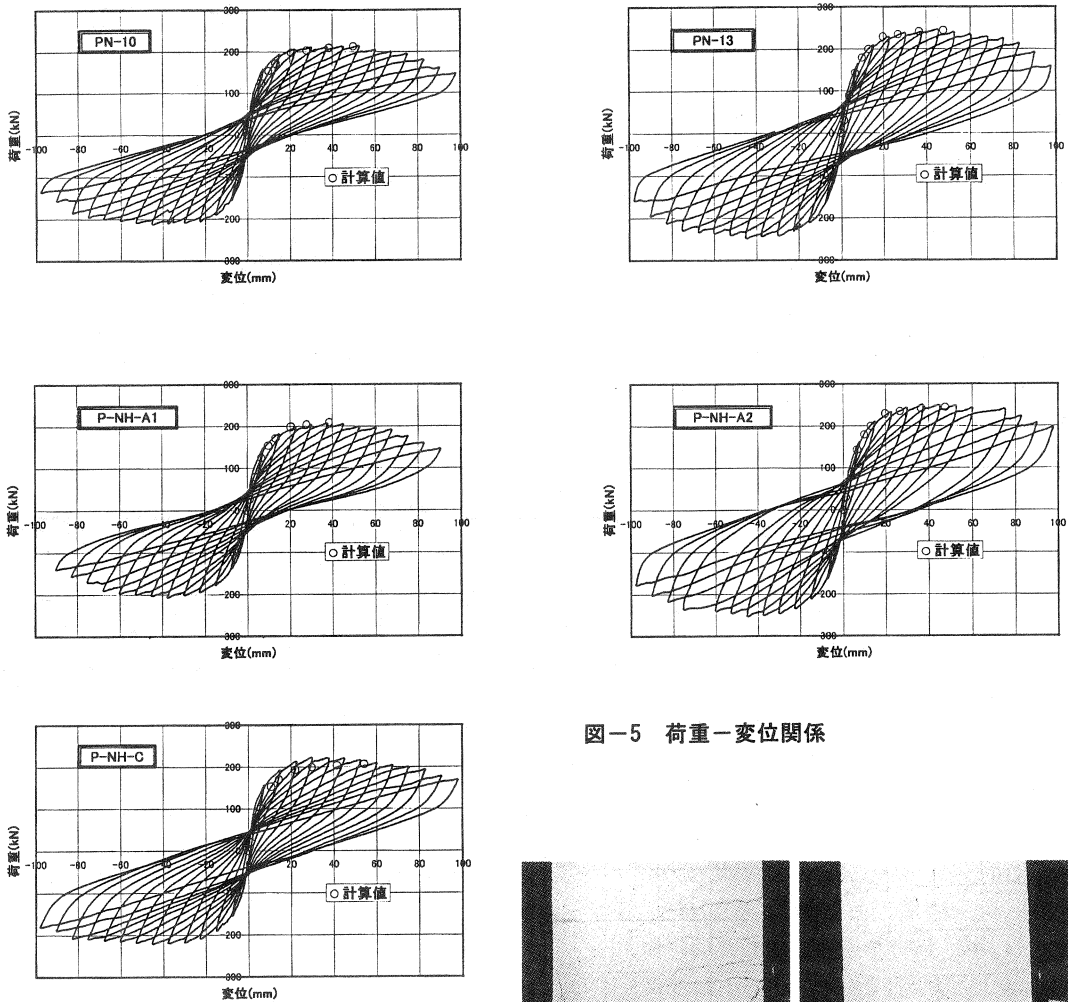


図-5 荷重-変位関係

5.2 ひび割れ状況

表-4 に示されるひび割れ荷重は、目視によりひび割れを確認した時の荷重とする。供用限界荷重は、主要な曲げひび割れの主鉄筋位置におけるひび割れ幅が、土木学会コンクリート標準示方書(4)で規定される許容ひび割れ幅(かぶり×0.005)に達した時の荷重である。したがって、本実験供試体における供用限界のひび割れ幅は 0.12mm となる。写真-1, 2 に、6/200rad および 12/200rad 変位時の各供試体の基部ひび割れ状況を示す。写真よりわかるように、PC 鋼材を途中定着したタイプ

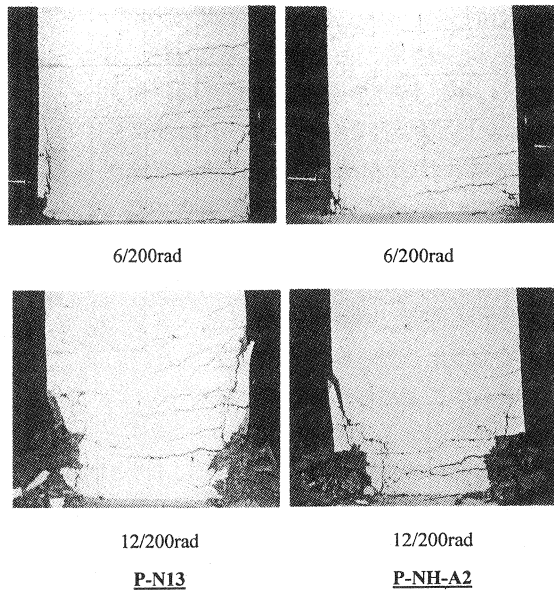


写真-1 基部損傷状況

では比較的狭い範囲に集中したひび割れが発生しているのに対し、全高に渡って PC 鋼材を配置したタイプは、約 100mm 間隔で分散したひび割れが発生している。これは、基部にのみ PC 鋼材を配置したタイプはフーチング上面より付加鉄筋が配置されているため、付加鉄筋のひび割れの分散性が寄与しているからだと考えられる。また PC 鋼材を途中定着した供試体では、フーチングより 800mm の高さで曲げおよび斜めひび割れが発生した(写真-3)。その幅は最大でも 0.1mm で供用限界以下であり、除荷時には曲げひび割れは閉じ、斜めひび割れも幅 0.04mm 以下に閉じた。また PC 鋼材の途中定着部分での、帯鉄筋の量を部分的に増やしたり、付加鉄筋の立ち上げを同一断面で行わずにずらして配置することにより、ひび割れの発生、集中を制御することは十分可能であると考えられる。

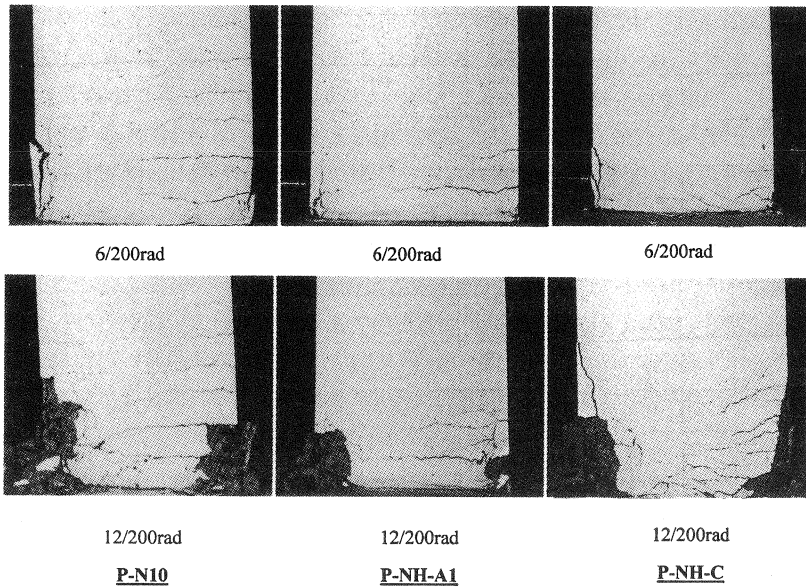


写真-2 基部損傷状況

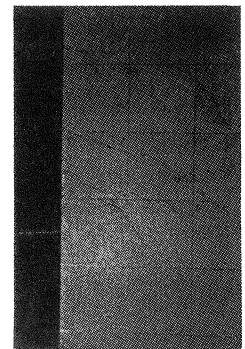


写真-3
PC 鋼材定着位置
のひび割れ状況
(供試体 P-NH-C)

5.3 残留変位

図-6 に、全供試体の回転角と残留変位関係の比較を示す。計算曲げ耐力が同じでプレストレスの導入範囲が異なる P-NH-A1 と P-N10、および P-NH-A2 と P-N13 を比較した場合、残留変位量はほぼ同じでプレストレス導入範囲の違いによる影響は見られなかった。大変形時に多少の差が生じているが、これは PC 鋼材を途中定着した部材は、付加鉄筋により変形が基部の一部分に集中しやすい傾向があるためと考えられる。既往の研究において、PC 鋼材の耐力分担率を鉄筋のそれよりも大き

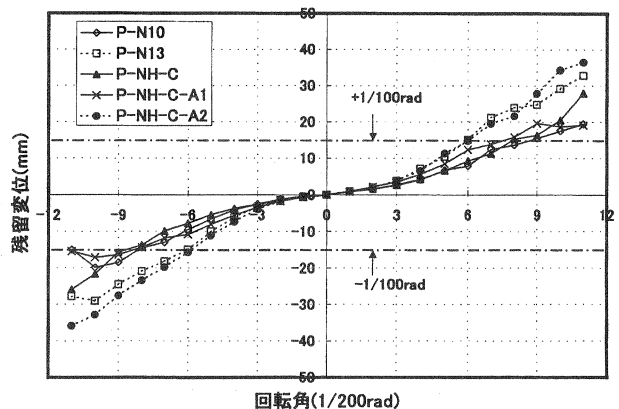


図-6 残留変位の比較図

く設計することで PC 構造の特性である変形の原点示向性をより発揮することが確認されている⁽²⁾。本研究に用いた供試体は、表-1 に示すように基部断面における PC 鋼材の耐力分担率が、供試体 P-N10 と P-NH-A1 は 0.80、供試体 P-NH-C は 0.77、供試体 P-N13 と P-NH-A2 は 0.63 となっており、今回の結果からも PC 鋼材の耐力分担率が大きい供試体ほど残留変位が小さくなることが示された。

道路橋示方書⁽⁶⁾で示されている残留変位の判定基準である 1/100rad は、載荷点変位が P-N10 においては 9/200rad、P-NH-C と P-NH-A1 においては 8/200rad、P-N13 と P-NH-A2 においては 6/200rad のときに超えている。

6. 結論

本研究の範囲内で得られた結果をまとめて以下に示す。

- (1) 基部にのみプレストレスを導入し付加鉄筋を配置した橋脚は、柱全体にプレストレスを導入した橋脚と同様な耐荷性能を示し、残留変位の抑制という点でも優れた性能を発揮することが確認できた。
- (2) 基部にのみプレストレスを導入したタイプでは、PC 鋼材の途中定着位置においてある程度の曲げおよび斜めひび割れが発生するものの除荷時にはそれらのひび割れはほとんど閉じ、橋脚としての性能に影響を及ぼさないことが確認できた。
- (3) PC 鋼材途中定着具としてオートチャックを用いることにより、定着箇所から離れた位置で緊張作業を行い橋脚の任意の範囲内にプレストレスを導入できることが確認できた。
- (4) PC 鋼材は普通鉄筋に比べ現状では数倍の鋼材費がかかるものであるが、本研究で提案した基部にのみ PC 鋼材を配置するという発想とオートチャックの採用により、PC 鋼材の使用量が必要最小量となり、経済的かつ施工の容易な箇所での緊張作業が行える PC 橋脚の実現の可能性を示すことができた。

謝辞

供試体の製作において、(株)富士ピー・エスの白石氏に多大なご協力を頂いた。また、実験の実施にあたり横浜国立大学文部科学技官の森下豊氏ならびに学生の鍋島達哉氏に協力を得た。ここに、関係各位に謝辞を表します。

参考文献

- (1) 池田尚治,森拓也,吉岡民夫:「プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究」,プレストレストコンクリート, Vol.40, No.5, pp40-47, 1998.9
- (2) 朴東圭,山口隆裕,池田尚治:「PC 鋼材の緊張レベルが PC 橋脚の耐震挙動に及ぼす影響」,第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp521-526, 2000.10
- (3) プレストレストコンクリート技術協会:プレストレスト橋脚の耐震設計ガイドライン, 1999.10
- (4) 土木学会:コンクリート標準示方書・設計編, 1996.3
- (5) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.8