

PC鋼材を帯鉄筋に用いた円柱橋脚の交番載荷試験

張 建東¹・鈴木義晃²・森 拓也³・久保欣也⁴・川島一彦⁵

¹正会員 工学博士 (株)ピー・エス 本社土木技術部 (〒170 東京都豊島区北大塚 1-13-17)

²正会員 (株)ピー・エス 本社開発技術部 主任研究員 (〒170 東京都豊島区北大塚 1-13-17)

³正会員 (株)ピー・エス 本社土木技術部 主任研究員 (〒170 東京都豊島区北大塚 1-13-17)

⁴正会員 (株)ピー・エス 大阪支店土木技術部 (〒530 大阪府大阪市北区天満橋 1-8-30)

⁵フェロー会員 工学博士 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強では、十分な帯鉄筋を配置し、橋脚のじん性を改善することが重要視されている。現在、一般的に採用されているRC巻立て工法では、多量の帯鉄筋の配置を必要とする場合が生じたり、新旧コンクリートの一体性を確保するために既設コンクリート表面のチッピング作業を行う必要があるなど施工上の問題点が指摘されている。これに対し、高い降伏強度を持つPC鋼材を帯鉄筋として使用することによって、少量の鋼材量で十分なじん性向上効果が可能であれば有力な補強方法のひとつになりうる。また、PC鋼材に初期緊張力を導入することによって、新旧コンクリートの一体性を向上させることも可能である。

これまでに、PC鋼材を帯鉄筋に使用した実験的研究^{1), 2), 3)}は幾つか報告されているが、実験データが乏しいことからまだ十分に解明されていないのが現状である。本研究は円柱供試体の正負交番載荷試験を行い、PC鋼材を帯鉄筋に用いた場合の耐震性能を確認するとともにPC鋼材の初期導入緊張力の相違による影響を調べることにした。

2. 実験概要

供試体は直径40cmの円柱状であり、基部から載荷点までの高さを134.5cmとした。供試体の概要および配筋状況を表-1、図-1に示す。3供試体ともPC鋼材2φ2.9@75を帯鉄筋に使用し、帯鉄筋の体積比は約0.2%であった。P1供試体は緊

張力を導入していないものであり、P2、P3供試体はそれぞれ約1/10σ_{py}、1/4σ_{py}相当(σ_{py}: PC鋼材の降伏強度)の初期緊張力を導入した。なお、導入緊張力はPC鋼材に貼付したひずみゲージにより計測したものである。

表-1 供試体の概要

供試体	P1	P2	P3
コンクリート強度 (kgf/cm ²)	284		
軸方向主鉄筋	D10×18本		
帯鉄筋(PC鋼材)	2φ2.9@75		
帯鉄筋体積比 ρ _s (%)	0.20		
降伏強度 σ _{py} (kgf/cm ²)	17700		
初期緊張力 σ _{pe} (kgf/cm ²)	0	1680	4040

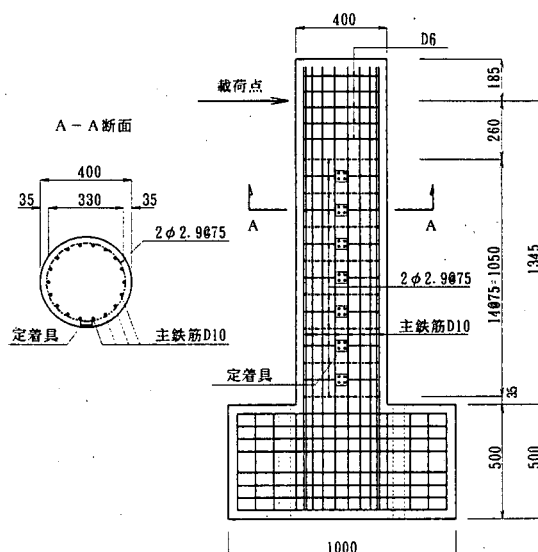


図-1 供試体の配筋

供試体の製作は、まず軸方向鉄筋を配置した直径 35cm の円柱供試体を打設した後に P C 鋼材を巻き付け、一段ずつ緊張力を導入し、特殊金具を用いて定着した。また、巻立てコンクリートとして厚さ 25mm の高流動コンクリートを打設した。なお、P C 鋼材は金具の影響を軽減するため定着位置を側面で交互に設けた。

表-1 のコンクリート強度は打設日に採取したテストピースの圧縮試験によるものである。その配合を表-2 に示す。また、ミルシートによる鉄筋および P C 鋼材の力学的性質を表-3 に示す。

表-2 コンクリートの配合

粗骨材 最大寸 法(mm)	水セメ ント比 W/C(%)	細骨材 率 S/a(%)	単位量 (kg・m ³)				
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 A
7.0	63.6	57.5	216	340	892	686	1.7

表-3 鉄筋と P C 鋼材の力学的性質

	降伏強度 (kgf/cm ²)	最大強度 (kgf/cm ²)	伸び率 (%)	弾性係数 (kgf/cm ²)
鉄筋 D10SD295	3790	5280	24.2	2.1×10 ⁴
SWPRN2N2φ2.9	17700	19600	8.7	2.0×10 ⁴

本実験では鉛直方向に軸力 12.6tf (断面に対し、約 10kgf/cm² の圧縮応力度に相当)を与えながら、水平方向のアクチュエータより正負交番载荷を行った。加力方式は変位制御による変位漸増型とし、降伏変位 δ_y の整数倍ごとに正負 3 回ずつ繰り返すものである。本実験では計算上の降伏荷重を作用させた時の変位量が約 5mm であったことから降伏変位 δ_y を正負とも 5mm にした。これは最外縁の軸鉄筋のひずみゲージによる判定ではばらつきや主観的な判断による誤差を生じやすいこと、および全供試体について同一の载荷履歴とした方が好ましいことなどを考慮したものである。

3. 実験結果および考察

(1) 破壊状況

各供試体とも繰り返し载荷することによって正負側の曲げひび割れがほとんど断面方向に貫通した。いずれの供試体もかぶりコンクリートの剥落とともに荷重が低下し、最終的に基部の主鉄筋が破断に至った。最終破壊状況は図-2 に示すように、各供試体における明瞭な差異は見られなかった。

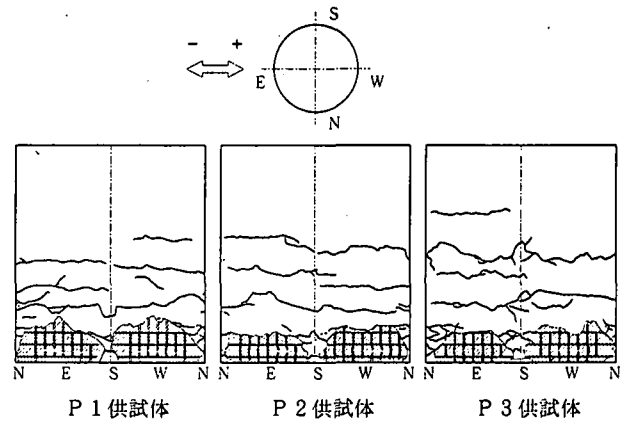


図-2 最終破壊状況

(2) 水平荷重—変位関係

各供試体の水平荷重—変位履歴曲線と計算値との比較を図-3 に示す。降伏および終局変位の計算値は道路橋示方書 V 耐震設計編 9.3⁴⁾による橋脚変位に基部主鉄筋の拔出しによる変位を加えたものである。道示 V 9.3 では最外縁軸方向鉄筋位置においてコンクリート圧縮ひずみが終局ひずみに達する時を終局時としているが、本解析ではコンクリート最外縁の圧縮ひずみが終局ひずみに達する時を終局時とした。なお、各履歴の繰り返し回数は 3 回であり、川島ら⁹⁾の研究によればタイプ II 地震動に相当するものと考えられる。また、帯鉄筋に P C 鋼材を用いた場合のコンクリート応力度—ひずみ関係は著者ら¹⁾が行った鉛直载荷試験結果に基づき、下記の式(1)~(5)により求めた。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_t \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_t}{\sigma_{ck}} \quad (2)$$

$$\sigma_t = 3000 + \sigma_{pe} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (\text{タイプ II 地震動}) \quad (4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_y} \quad (5)$$

ここで、 σ_{pe} : P C 鋼材の初期導入引張応力度、 σ_t : コンクリート最大応力時の P C 鋼材引張応力度、式中その他の記号は道示 V 9.4 と同様である。

また、基部主鉄筋の拔出しによって载荷点位置に生じる水平変位 δ_o は太田らが提案した方法⁹⁾により下記の式(6)~(7)により算出した。

$$\delta_o = \theta \cdot h \quad (6)$$

$$\theta = \frac{A_s \varepsilon_s \sigma_s}{U \tau_b X} \quad (7)$$

ここで、 A_s 、 U : 主鉄筋の断面積、周長、 ε_s 、 σ_s : 基部における主鉄筋のひずみ、圧縮応力度、 τ_b : 基部主鉄筋とコンクリートの平均付着応力度、

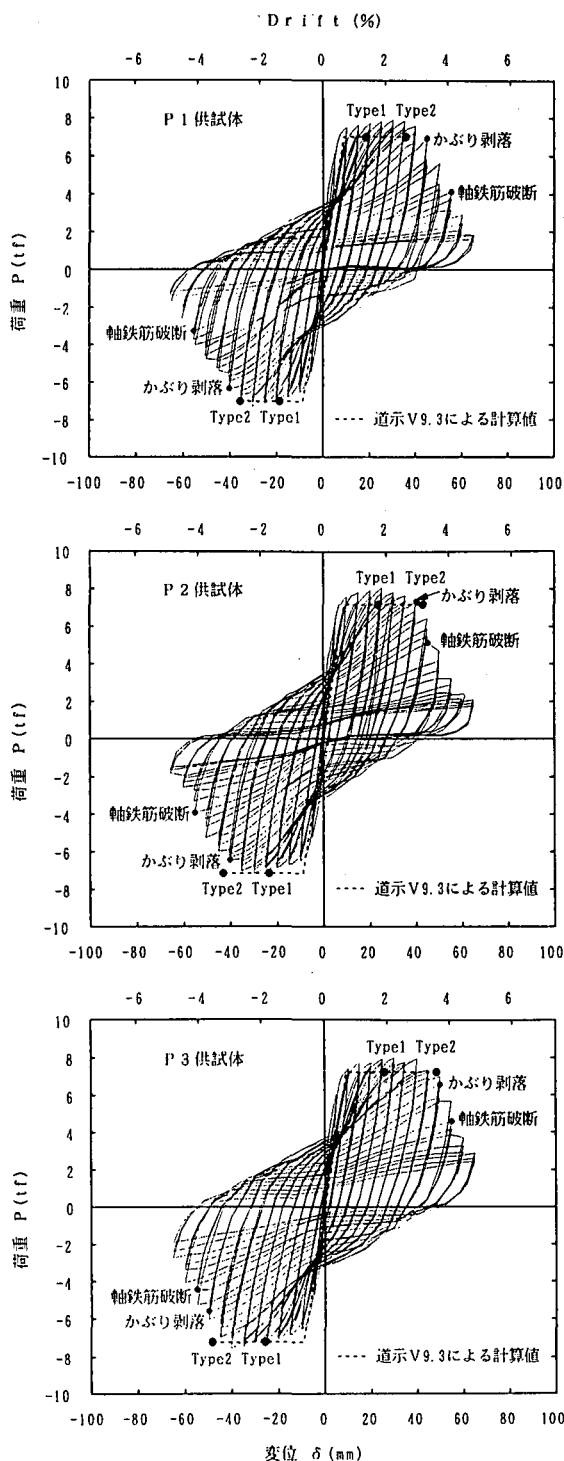


図-3 荷重-変位履歴曲線

X:断面の中立軸から主鉄筋までの距離である。

また、実験結果と計算値の比較を表-4 には示す。じん性率の実験値の算出はかぶりコンクリート剥落開始時の変位を終局変位とし、それに計算上の降伏変位を除いて求めた。いずれの供試体も最大荷重は計算値と良く一致した結果であった。また、かぶりコンクリート剥落時の変位は、最も初期導入緊張力が大きいP3供試体で最大となり、各供試体とも終局変位の計算値と近い結果であった。

表-4 実験結果と計算値の比較

供試体		P 1	P 2	P 3
計算値	終局荷重 P_u (tf)	7.21	7.28	7.36
	降伏変位 δ_y (mm)	8.9 (5.3)	9.1 (5.5)	9.3 (5.6)
	終局変位 δ_u (mm)	35.6 (18.0)	41.9 (20.9)	48.3 (23.9)
	じん性率 μ_{cal}	4.00	4.60	5.19
実験値	最大荷重 P_{max} (tf)	7.20	7.18	7.51
	終局変位 δ_u (mm)	42.7	40.2	50.0
	じん性率 μ_{exp}	4.69	4.37	5.32
P_{max} / P_u		1.00	0.99	1.02
μ_{exp} / μ_{cal}		1.19	0.96	1.04

注1) 計算値 δ_y , δ_u には基部主鉄筋の拔出しによる変位量を含む。

() 内は道示V9.3に基づきタイプII地震動の橋脚変位であり、基部主鉄筋の拔出しによる影響を含まない。

注2) 実験値 δ_u はかぶり剥落開始時の変位 (正負載荷の平均) である。

(3) 終局変位および塑性ヒンジ長

各供試体のかぶりコンクリート剥落開始時の変位および剥落区間長の比較をそれぞれ図-4、図-5に示す。計算上の終局変位は初期導入緊張力の増大とともに大きくなり、実験結果の傾向と一致することを示した。また、最終破壊状態にかぶりコ

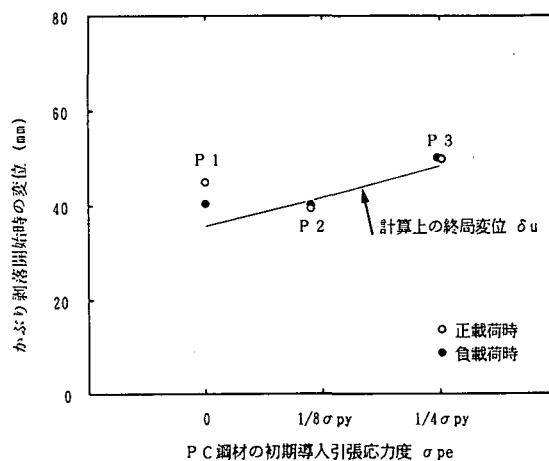


図-4 かぶりコンクリート剥落開始時の変位

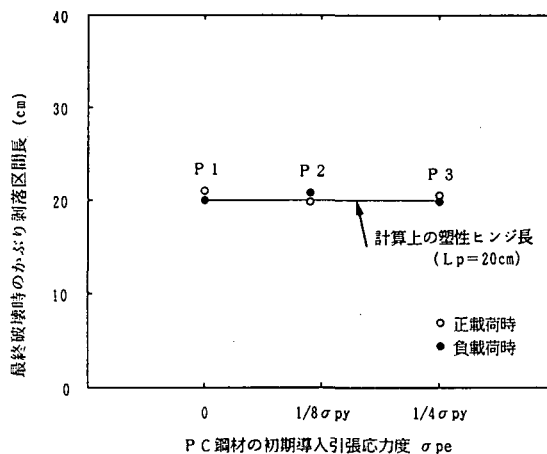


図-5 かぶりコンクリート剥落区間長

ンクリートが完全に剥落した基部からの区間長は各供試体とも同様であり、導入緊張力の相違による差はなく、道示 V 9.3 による塑性ヒンジ長の計算値と良く一致した値であった。

(4) 吸収エネルギーおよび等価減衰定数

地震時におけるエネルギー吸収能力を比較するため、各履歴サイクルの第 1 回目载荷の履歴面積を図-6 に示す。各供試体ともかぶりコンクリートの剥落とともに吸収エネルギーが低下する傾向を示した。全供試体とも $\pm 8 \delta y$ までは大きな差が生じなかったが、最も導入緊張力の大きい P 3 供試体はかぶりコンクリートの剥落時期が遅くなり、 $\pm 8 \delta y$ 以後のエネルギー吸収が大きい結果であった。また、各履歴サイクルの等価粘性減衰定数は図-7 に示すように、かぶりコンクリートの剥落以降は一定になる傾向を示した。P 3 供試体は初期の等価減衰定数は、他の 2 体に比べ小さいが、かぶりコンクリート剥落以降は逆に大きくなる結果であった。

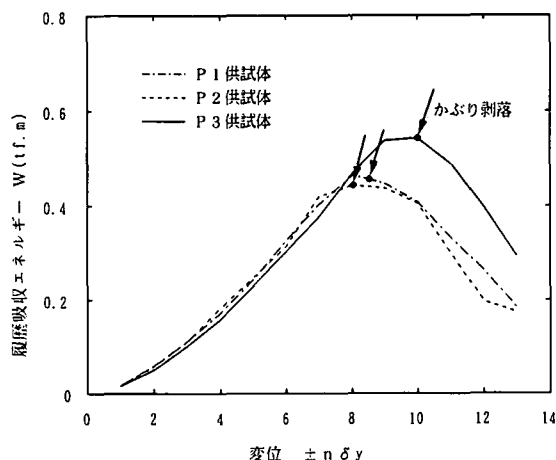


図-6 履歴吸収エネルギー

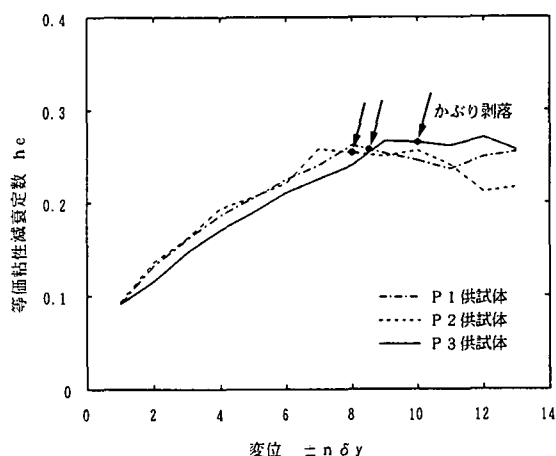


図-7 等価粘性減衰定数

4. 結論

本研究は、P C 鋼材を帯鉄筋に用いた場合の初期導入緊張力の横拘束効果に着目し、円柱供試体の正負交番载荷試験を行った。実験結果をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 各供試体ともひび割れ発生状況には明瞭な差異が見られなかった。また、かぶりコンクリートの最終剥落区間長も同様であり、初期導入緊張力の相違による明確な差がなく、道示 V 9.3 による塑性ヒンジ長の計算値と一致する結果であった。
- 2) 初期緊張力の最も大きい P 3 供試体は他の 2 体に比べ、かぶりコンクリート剥落時の変位が大きくなる結果であった。塑性ヒンジ長に差がないことから P 3 供試体では基部の終局曲率が大きくなったと推察される。また、最大荷重も約 5 % 大きくなった。
- 3) 本実験の P C 鋼材の初期導入緊張力の範囲では、本論文に示したコンクリート応力度-ひずみ関係式を用いて算出した荷重-変位曲線は実験結果と良い一致性を示した。
- 4) 初期緊張力の最も大きい P 3 供試体は、かぶりコンクリートの剥落が遅れることにより履歴吸収エネルギーも大きくなる結果であった。ただし、P 1、P 2 供試体については、明確な差異は見られなかった。

参考文献

- 1) 張、森: P C 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、1997.8
- 2) 大谷、廣瀬、川島、庄司: P C 鋼材を帯筋に使用したコンクリート柱の横拘束効果について、土木学会第 52 回年次学術講演会、pp.486 ~ 487、1997.9
- 3) 廣瀬、石澤、吉岡、狩野: P C 橋脚耐震補強のための P C 巻立て工法、プレストレスコンクリート技術協会第 6 回シンポジウム、pp.499 ~ 504、1996.10
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、1996.12
- 5) 川島、長谷川、長島、小川、吉田: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告、第 190 号、土木研究所、1993.9
- 6) 武村、川島、運上、星隈: 繰り返し载荷実験に基づく R C 橋脚の終局変位の評価、構造工学論文集、Vol.43 A、pp.869-880、1997.3