

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

張 建東¹・森 拓也²・川島一彦³

¹正会員 工博（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）

²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）

³フェロー会員 工博 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. まえがき

兵庫県南部地震以後、旧耐震基準で設計された既存橋脚の補強が急務となっている。現在、一般的に採用されているRC巻立て工法では、巻立てコンクリート内に多量の帯鉄筋を配置しなければならない場合がある。これに対し、高強度の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新たな補強方法になりうる。

本研究では、PC鋼材で横拘束された鉄筋コンクリート橋脚の耐震性状を明らかにするため、補強前および補強後の円柱供試体の正負交番載荷実験を行い、帯鉄筋としてPC鋼材を用いた場合と普通鉄筋を用いた場合の補強効果を比較し、PC鋼材を帯鉄筋として橋脚補強に用いる場合の有意性を確認することにした。

2. 実験概要

供試体は表-1および図-1に示す3体である。R供試体は補強前橋脚を想定しており、帯鉄筋としてD6@150を配置したものである。RR、RP供試体は既設橋脚の補強を想定した場合であり、R供試体の外部にそれぞれ、D10@100およびPC鋼材2φ2.9@75を配置した後、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ている。RP供試体ではPC鋼材を一段ずつ緊張し（平均導入引張応力度 σ_{pe} :約 $1/4\sigma_{py}$ ）、特殊定着具を用いて定着している。

本実験では、鉛直方向に軸力（断面に対し、約 10kgf/cm^2 の圧縮応力度に相当）を与えながら、水平アクチュエータによって正負交番載荷を行った。水平荷重の加力方式は変位制御による変位漸増型

表-1 試験体の概要

供試体	R供試体	RR供試体	RP供試体
断面直径 D(cm)	40.0	45.0	
コンクリート強度 σ_{ck}	284 kgf/cm ²		
軸方向鉄筋	D10×18本		
帯鉄筋(既設部)	D6@150	D6@150	D6@150
体積比 ρ_s (%)	0.24	0.24	0.24
降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	3800	3800	3800
帯鉄筋(補強部)	--	D10@100	2φ 2.9@75
体積比 ρ_s (%)	--	0.71	0.18
降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	--	3790	17700

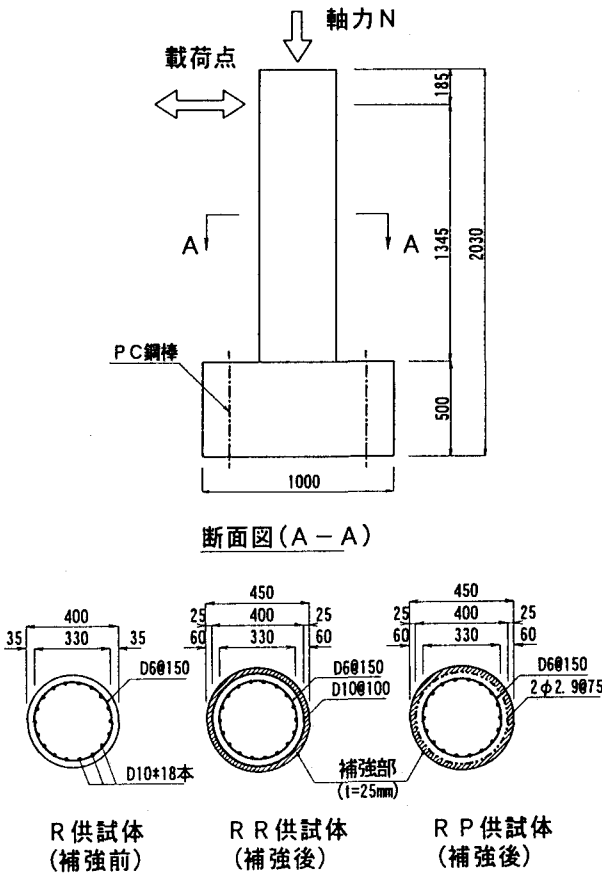


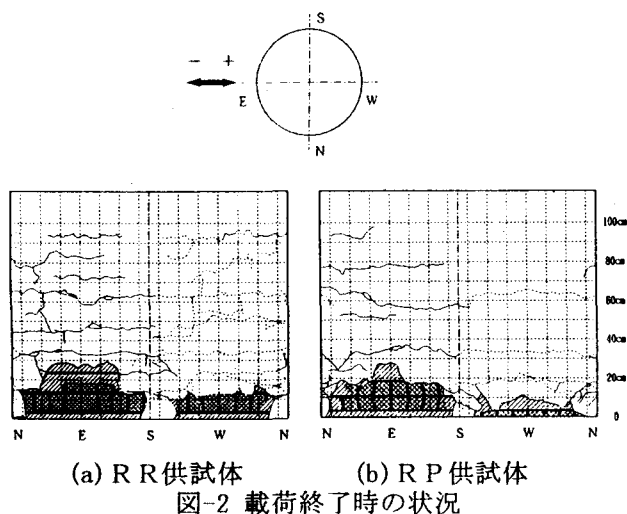
図-1 供試体形状および断面図

とし、降伏変位の整数倍ごとに正負3回ずつ繰り返すものである。降伏変位については、主鉄筋のひずみゲージによる判定のばらつきや主観的な判断による誤差を避けるために、R供試体に計算上の初降伏荷重を与えた時の水平変位（5mm）を全供試体に適用した。

3. 実験結果および考察

(1) 破壊状況

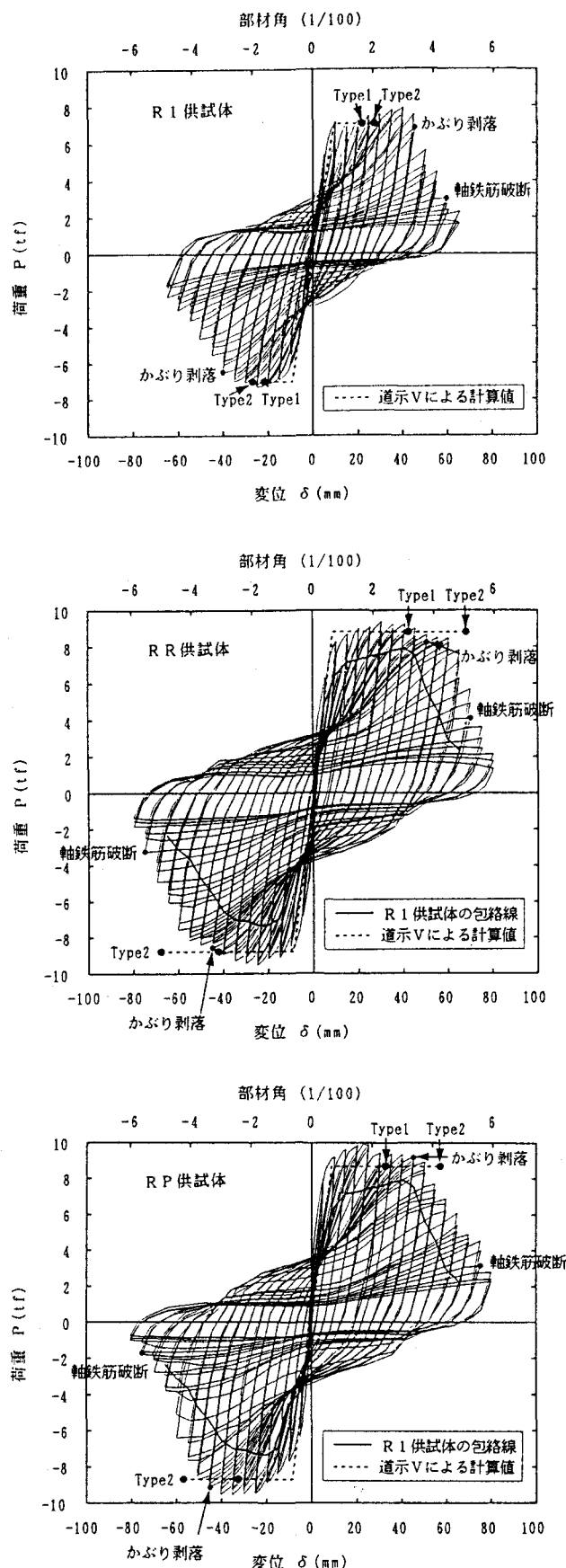
各供試体ともかぶりコンクリートが剥落した後、水平荷重が低下し、最終的に基部の主鉄筋が破断に至った。RRおよびRP供試体の载荷終了後の状況を図-2に示す。RR供試体に比べPC鋼材で横拘束したRP供試体ではひび割れの発生範囲が小さく、本数も少なかった。



(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。水平変位の計算値は道路橋示方書V耐震設計編¹⁾による曲げ変位にフーチングから基部主鉄筋の拔出しによる水平変位²⁾を加えたものである。道示Vでは、最も外側の軸方向鉄筋位置におけるひずみがコンクリート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。実験の繰り返し载荷回数は3回であることから、終局変位はタイプII地震動に相当するものである。また、PC鋼材を使用したRP供試体のコンクリート応力度－ひずみ関係は著者らが行った鉛直载荷試験結果³⁾に基づき、式(1)～(5)により求めた。ここに、 ρ_s :既設部の帯鉄筋の体積比、 σ_y :既設部の帯鉄筋の降伏強度、 ρ_{ps} :補強部のPC鋼材の体積比、 σ_{pe} :PC

鋼材の導入引張応力度、 σ_{py} :PC鋼材の降伏強度、その他の記号は道示V9.4と同様である。



$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha (\rho_s \sigma_y + \rho_{ps} \sigma_{pt}) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_y + \rho_{ps} \sigma_{pt}}{\sigma_{ck}} \quad (2)$$

$$\sigma_{pt} = 3000 + \sigma_{pe} \quad (P C \text{ 鋼材}) \quad (3)$$

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

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

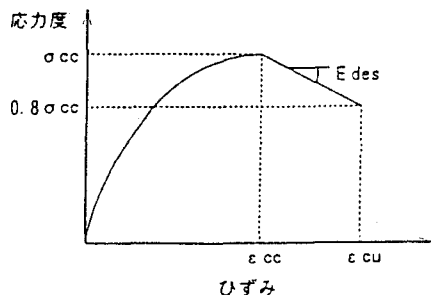


図-4 コンクリート応力度-ひずみ関係

上記によって算出した各供試体の終局ひずみ、終局曲率の計算値を表-2に示す。実験計画段階では終局ひずみ ε_{cu} 、終局曲率 ϕ_{cu} がほぼ同程度となるように R R、R P 供試体の帯鉄筋量を定めたが、鉄筋の実強度が設計強度 (SD295) を大きく上回ったため、R R 供試体は R P 供試体に比べ、終局ひずみ、曲率ともに2割ほど大きくなった。

表-2 終局ひずみ、曲率の計算値

	R 供試体	R R 供試体	R P 供試体
終局ひずみ ε_{cu}	0.00371	0.00840	0.00729
終局曲率 $\phi_u (1/m)$	0.0447	0.1137	0.0949

表-3 に水平荷重、水平変位、じん性率の実験結果を示す。本実験では、かぶりコンクリートが剥落し始める時の変位を終局変位とした。また、降伏変位の実験値 δ_{y_exp} は図-5に示すように、計算上の初降伏荷重 P_{yo_cal} を与えた時の変位を初降伏変位 δ_{yo_exp} とし、道示 V9.4 の手法によって下式で求めた。

$$\delta_{y_exp} = \delta_{yo_exp} \cdot \frac{P_{u_exp}}{P_{yo_cal}} \quad (6)$$

式中の P_{u_exp} は実験での最大荷重である。表中の実験値はいずれも正側と負側載荷の値を平均したものである。なお、じん性率は終局変位を降伏変位で除して求めた。

最大荷重については、R R、R P 供試体では大きな差がなく、いずれも補強前の R 供試体より約2割増加している。じん性率については、R R、R P 供試体は R 供試体よりそれぞれ 47、58% 大き

表-3 実験結果と計算値の比較

	R 供試体	R R 供試体	R P 供試体
最大荷重 $P_{u_exp}(tf)$	7.63	9.47	9.74
降伏変位 $\delta_{y_exp}(mm)$	8.70	6.63	5.76
終局変位 $\delta_{u_exp}(mm)$	42.8	48.0	45.0
じん性率 μ_{exp}	4.92	7.24	7.81

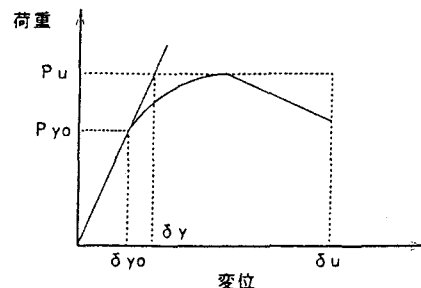


図-5 実験上の降伏変位

くなっている。以上のことから、両供試体とも補強後には R 供試体に比べて、耐力および変位性能がともに大きく改善されたといえることができる。

(3) 履歴吸収エネルギー

図-6 に各供試体の吸収エネルギーの比較を示す。R 供試体ではかぶりコンクリート剥落以降、エネルギー吸収性能が低下するのに対し、R R、R P 供試体ではかぶりコンクリート剥落以降も吸収エネルギー ($\pm 1.2 \delta_{yo}$ まで) が増加している。吸収エネルギーの最大値どうしを比較すると、R R、R P 供試体ともに R 供試体の約2倍となっている。また、R R 供試体と R P 供試体を比較すると、今回の実験における補強量では両者のエネルギー吸収性能はほぼ同じであるといえる。また、図-7 に履歴サイクルごとの等価減衰定数を示す。 $\pm 1.2 \delta_{yo}$ までの範囲では、R R、R P 供試体には明確な差がなく、いずれも R 供試体とほぼ同様な等価減衰定数を有している。

(4) 設計計算値との照合

既設道路橋の耐震補強に関する参考資料⁴⁾によれば、R C 巻立て補強の場合、塑性ヒンジ長が小さくなることを考慮して補正係数0.8を乗じて算出することになっている。本実験においても、終局時における基部の損傷は図-2に示す通りであり、左右に違いはあるものの、かぶり剥落区間長は道示 V によって算出される塑性ヒンジ長より小さくなっている。したがって、塑性ヒンジ長に補正係数0.8を乗じて再度計算した結果を図-8に示す。図中☆印はコンクリート最外縁のひずみが終局ひずみに達する時を終局として求めた終局変位である。

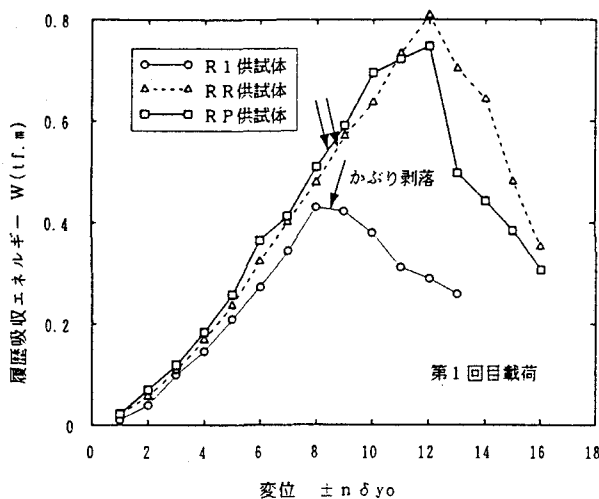


図-6 履歴吸収エネルギー

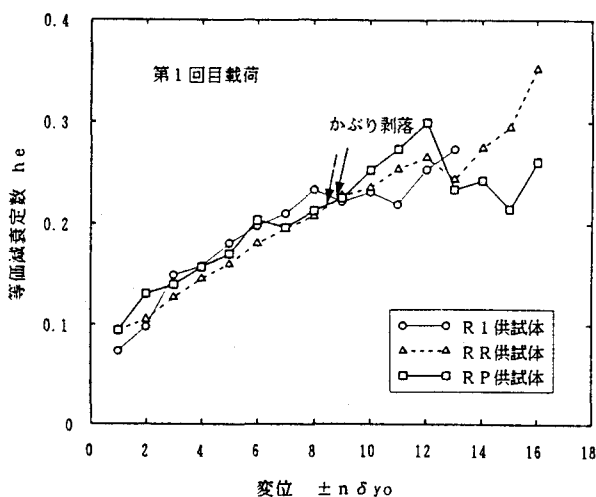


図-7 等価減衰定数

以上により、最外縁のコンクリートひずみが終局に達する時の終局変位は実験上のかぶりコンクリート剥落開始時の変位とほぼ対応している。

4. 結論

本研究は、P C鋼材を帯鉄筋として用いた場合の耐震補強効果に着目し、円柱供試体の正負交番荷重試験を行った。実験結果を以下にまとめる。

- 1) 最大耐力については、補強後のRR、RP供試体とも大きな差がなく、補強前のR供試体より約2割増加する。
- 2) かぶりコンクリートの剥落を終局として求めたRR、RP供試体のじん性率は、R供試体に比較すると、それぞれ47%、58%大きくなる。
- 3) 履歴吸収エネルギーを比較すると、RR、RP供試体では、よく似た特性を示し、いずれもR供試体より大きい。
- 4) かぶりコンクリートの剥落を終局として、塑性

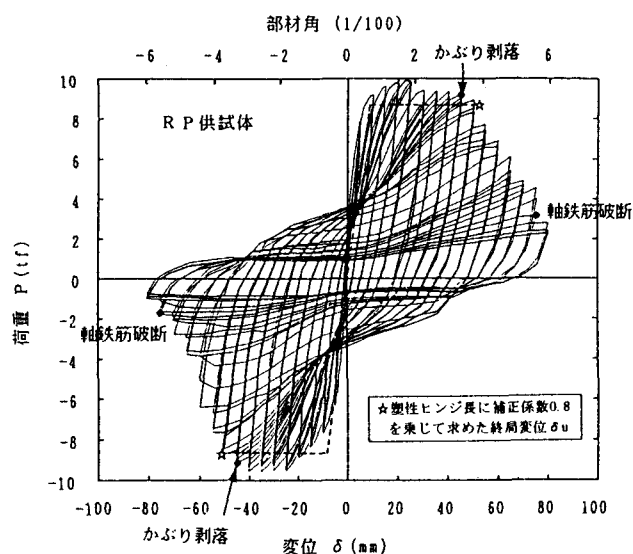
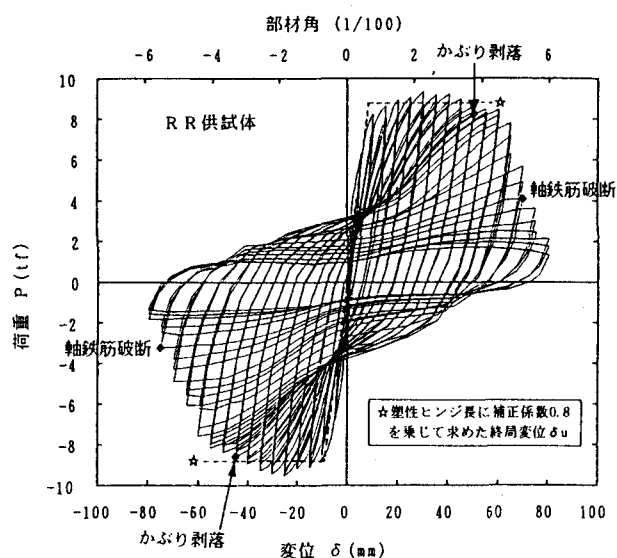


図-8 設計計算値との比較

ヒンジ長を0.8倍低減して求めたRR、RP供試体の終局変位は、実験結果とほぼ一致する。

以上より、RR、RP供試体ともR供試体に比較し、耐力およびじん性が大きく改善される。P C鋼材を帯鉄筋に使用したRP供試体はRR供試体に比べ、補強量が約1/4であるにもかかわらず、RR供試体とほぼ同様の補強効果が得られることが確認された。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、1996.12
- 2) 太田:単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告、第153号、土木研究所、1980.3
- 3) 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
- 4) 日本道路協会:既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、1997.8