

論文 プレストレストコンクリート柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する実験的研究

楊成 旭^{*1}・塩原 等^{*2}・小谷 俊介^{*3}

要旨：十字型とト型柱梁接合部試験体4体の静的漸増振幅繰返し載荷実験を行ない、接合部が先行破壊するように設計された鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリート柱梁接合部の挙動の相違を検討した。接合部破壊した十字型試験体では、プレストレスの有無にかかわらず層せん断力はほぼ同じであった。接合部せん断力はプレストレスのある柱梁接合部の方が無いものを上回った。

キーワード：プレストレストコンクリート、柱梁接合部、接合部せん断力

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 接合部の耐震性に関する研究が数多く行われてきたが、プレストレストコンクリート (PC) 接合部に関する研究は少ない¹⁾²⁾。西山ら³⁾はト型接合部の実験から、プレストレスにより接合部のせん断強度が高くなるとしており、一方柏崎ら⁴⁾は、十字型の実験からプレストレスのせん断強度に及ぼす影響はないものとしている。本研究では、PC と RC 接合部せん断強度とせん断抵抗機構の違いを、十字型及びト型接合部試験体4体の繰返し載荷実験により検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

試験体は、実物の約 1/2 スケールを持つ平面柱梁接合部であり、RC 十字型 (RC-1)、RC ト型 (RC-2)、PC 十字型 (PC-1)、PC ト型 (PC-2) 計4体である。これらは平面骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものと考えられる。試験体は、すべての梁主筋に降伏点強度が 800MPa クラスの高強度鉄筋を使用して、確実に接合部破壊先行型 (J 型) となるように主筋及び PC 鋼材量を十分に大きく設計した。実験変数は、試験体の形状 (十字型、ト型) と梁のプレストレスの有無 (PC, RC) である。図-1 に試験体の形状と寸法を示し、表-1

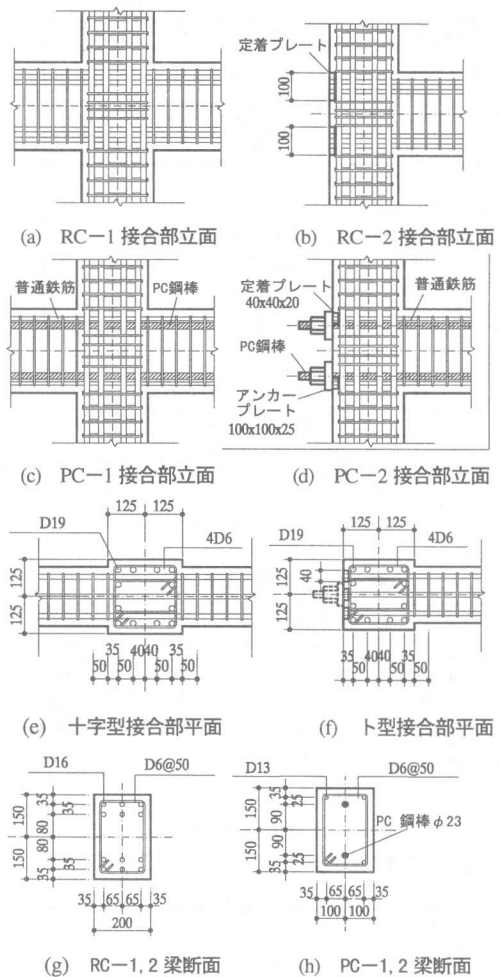


図-1 試験体 単位:mm

*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東京大学大学院工学系研究科 助教授 工博 (正会員)

*3 東京大学大学院工学系研究科 教授 PhD・工博 (正会員)

に試験体諸元を示す。ト型試験体の梁主筋の一端は柱のかぶりコンクリートに埋め込んだ定着プレートにより定着した。PC 試験体の緊張力は導入時に PC 鋼棒の規格降伏点強度の 80%とし、1 本にあたり 383kN であった。加力開始直前の PC 鋼棒の緊張力は試験体 PC-1 と PC-2 でそれぞれ 327kN (応力度 787MPa) , 297kN (同 715MPa) であった。使用した材料の特性を表-2~4 示す。

表-1 試験体諸元

	試験体	RC-1, 2	PC-1, 2
梁	断面(mm)	200×300	200×300
	主筋	6D16 (KSS785)	2D13 (KSS785)
	主筋比	2.40%	0.42%
	PC 鋼棒	—	2φ23
	PC 鋼棒鉄筋比	—	0.69%
	横補強筋	2D6@50	2D6@50
	横補強筋比	0.56%	0.56%
柱 (共通) 断面 250×250mm			
	主筋 12D19 (SD390)	主筋比 2.70%	
	横補強筋 4D6@50	横補強筋比 0.45%	
	軸力 250.00kN	軸力比 0.10	
接合部 (共通)			
	横補強筋 4D6	横補強筋比 0.30%	

表-2 コンクリートの力学特性

	圧縮強度 σ_B (MPa)	引張強度 f_t (MPa)	ヤング率 E (GPa)
RC-1, PC-1	38.3	3.4	29.9
RC-2, PC-2	45.7	4.1	34.1

表-3 鉄筋の力学特性

鉄筋種類	降伏点強度 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング率 (GPa)
D13 (KSS785)	884	1051	193
D16 (KSS785)	775	993	205
D19 (SD390)	415	614	203
D6 (SD345)	353	516	190

表-4 PC 鋼棒の力学特性

規格	降伏強度 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング率 (GPa)
C 種 1 号 SBPR1080/1230	1152*	1263	200

*0.2%オフセット歪に相当する応力度

2.2 実験方法

図-2 に加力装置を示す。試験体の梁端はピン・ロー

ラー支持、下柱はピン支持とした。上柱加力点には一定の鉛直荷重を加え、水平方向で繰り返し载荷を行なった。試験体の鉛直軸まわりの回転を拘束するために、試験体に平行にパンタグラフを取付けた。加力は柱頭変位で制御した。試験体の载荷履歴を図-3 に示す。

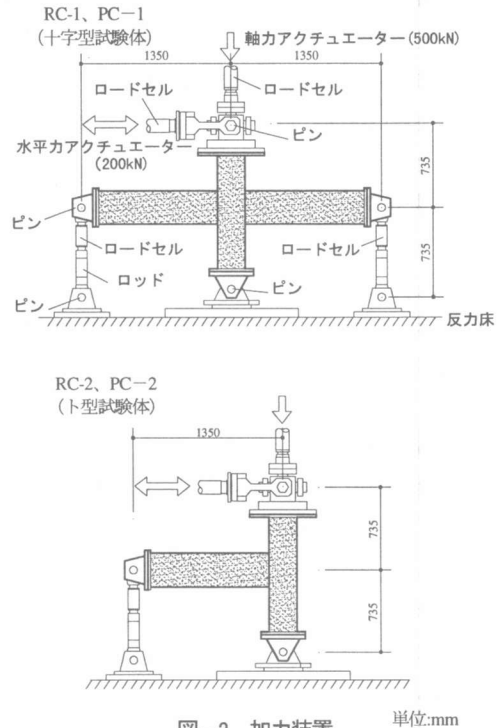


図-2 加力装置

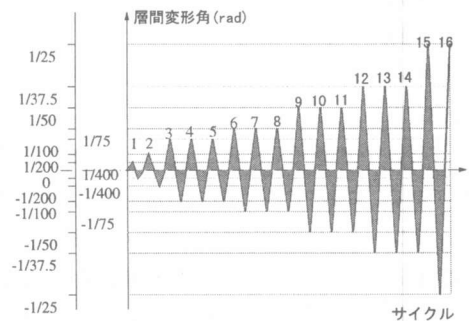


図-3 载荷履歴

3. 実験結果及び検討

3.1 破壊性状

図-5 に各試験体加力終了時の接合部パネルのひび割れを示す。十字型試験体は、接合部パネルにひび割れが著しく入り、中心部のコンクリートが剥落

し、梁端のコンクリート圧壊は軽微であった。また、最大耐力時には主筋の降伏が見られなかった。従って、十字型試験体は接合部破壊と判断した。試験体 PC-2 では、接合部パネルに入ったひび割れの本数が少なく、幅も小さい。それに対し、梁の柱フェイスではコンクリートの圧壊が顕著となったので、コンクリートの剥落が激しく、梁端の曲げ圧縮破壊による破壊と判断した。RC-2 は、梁主筋の定着プレートとの溶接部が鉄筋の大きい引張力に堪えられず破壊し、主筋端部が自由になって、接合部の斜めひび割れが拡大して、柱主筋に沿った付着割裂ひび割れが生じ、コンクリートの剥落が顕著となったので、(写真-1) RC-2 は梁主筋の定着破壊と判断した。

表-5 に実験結果を示す。十字型試験体では、プレストレスの有無の差にもかかわらず、最大層せん断力はほぼ同じ値となった。ト型試験体では、曲げ圧

壊で決まった PC-2 が RC-2 より少し強度が低くなった。

表-5 実験結果

試験体	十字型		ト型	
	RC-1	PC-1	RC-2	PC-2
最大層せん断力 (kN)	142.1	141.7	126.0	108.5
接合部せん断力 (kN) 層間変形角 (rad)	835.7	901.7	—*	574.9
	1/37.5	1/37.5	1/20	1/30
最大接合部せん断力 (kN)	937	1048	657*	614
層間変形角 (rad)	1/16	1/16	1/25	1/24
梁降伏時層せん断力 計算値 (kN)	280.4	184.7	140.2	92.3
破壊モード	梁降伏 前の接 合部破 壊	梁降伏 前の接 合部破 壊	主筋定 着破壊	梁の曲 げ圧壊
鉄筋 降伏 時の 層間 変形 角	1 段主筋	1/16	1/50	1/25
	2 段主筋	未降 伏	—	未降伏
	PC 鋼棒	—	1/16	—
	接合部フープ	1/100	1/75	1/50

*RC-2 の鉄筋の歪データは層間変形角 1/25 以降は測定されていない

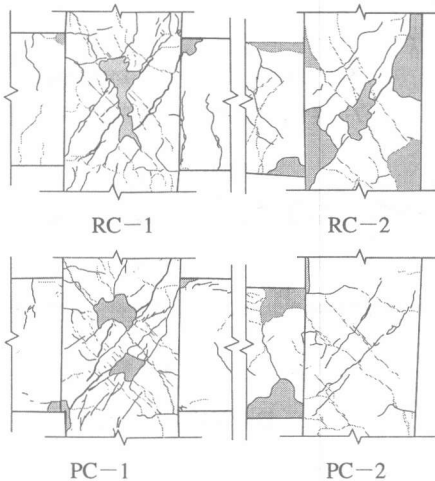


図-5 試験体破壊時ひび割れ状況

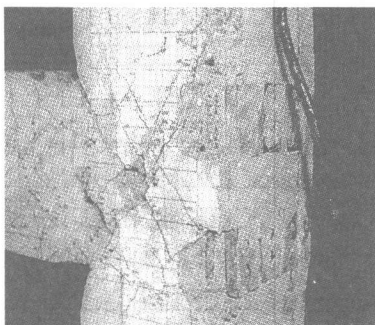


写真-1 主筋の定着破壊

3.2 層せん断力-層間変位関係

各試験体の層せん断力と層間変形角の関係を図-6 に示す。PC-2 試験体は加力時に梁端部を支承に連結するための H 型鋼が変形したので、それを補強して層間変形角 1/100 から再加力した。RC 試験体の履歴特性は、逆 S 字型が顕著であった。これは付着劣化による影響と思われる。ト型試験体の剛性は十字型より低かった。試験体 PC-1 と RC-1 の最大層せん断力はほぼ同じであった。

3.3 接合部せん断力

図-7 に各試験体の接合部せん断力と層間変位角の関係の包絡線を示す。ここで、接合部せん断力は図-8 に示す接合部せん断力 V_j の定義に従い、鉄筋または PC 鋼棒の応力を用いて式(1)~(4)で求めた。

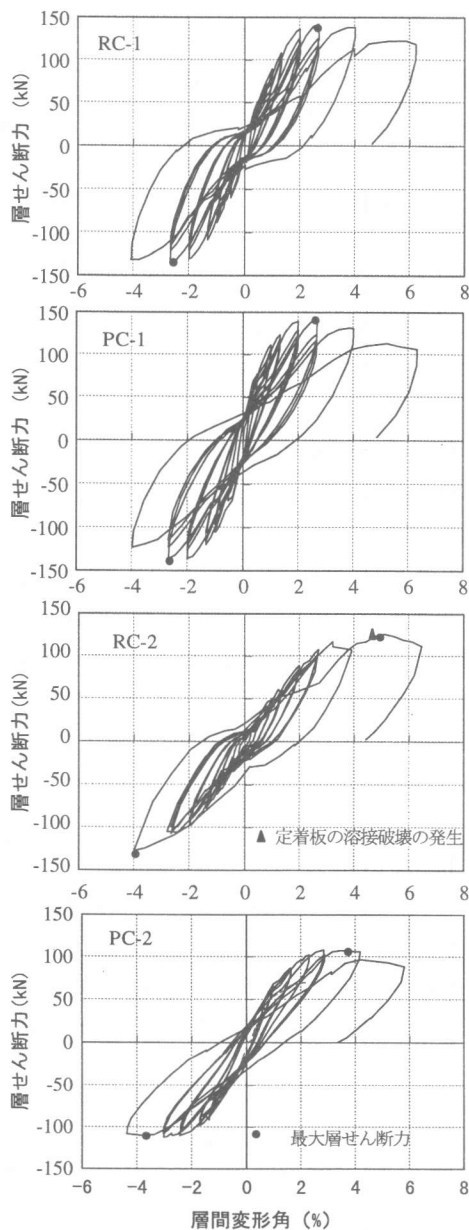
$$V_j = 2T_s - V_c \quad (\text{RC-1}) \quad (1)$$

$$V_j = T_s - V_c \quad (\text{RC-2}) \quad (2)$$

$$\begin{aligned} V_j &= T_s + T_p + T'_s + C - T'_p \\ &= 2T_p + 2T_s - V_c \quad (\text{PC-1}) \end{aligned} \quad (3)$$

$$V_j = T_p + T_s - V_c \quad (\text{PC-2}) \quad (4)$$

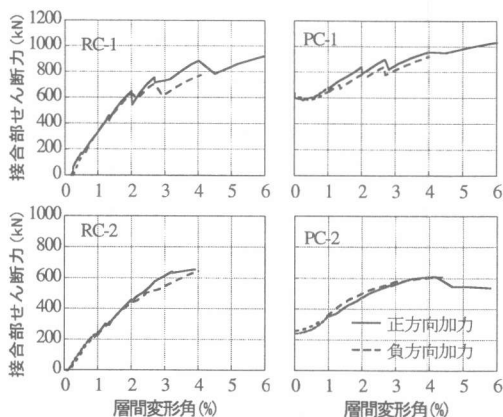
ここに、 T_p 、 T_s は曲げモーメントを受ける時に梁の引張側PC鋼棒応力（有効プレストレスを含む）と鉄筋応力、 V_c は柱のせん断力、 C はコンクリートの圧縮合力。鉄筋とPC鋼棒の応力度は歪ゲージで計測した歪から計算した。高強度鉄筋の歪－応力度関係には、角ら³⁾が提案したモデルを用いた（除荷カーブは初期剛性を持つ直線と仮定した）。モデルの各係数は計算値と材料実験結果を比較してよく一致



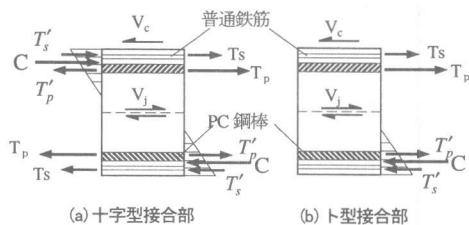
図－6 層せん断力－層間変形角

するよう試算で決めた（図－9）。PC鋼棒の歪－応力度関係に Blakeley and Park モデル⁴⁾を用いた（図－9）。

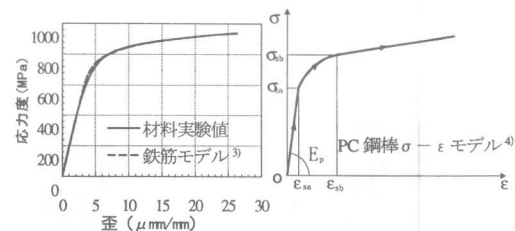
十字型接合部破壊の試験体RC-1、PC-1は、層せん断力が低下しても接合部せん断力は低下せず増加している。ト型接合部PC-2は梁端でコンクリートの圧壊が生じたため、鉄筋力が上昇せず、接合部に入力するせん断力の上昇は抑えられた。



図－7 接合部せん断力－層間変形角関係



図－8 接合部せん断力定義



図－9 高強度鉄筋とPC鋼棒の歪－応力度関係

表－6は各試験体の最大層せん断力時(A)と最大接合部せん断力時(B)の接合部応力度をコンクリート強度に対する比 τ_j/σ_B で示す。PC-1はRC-1より接合部せん断力が大きかった。従って、プレストレスト接合部の設計においては、普通鉄筋コンクリートと同じ

柱梁接合部のせん断力の制限値を用いることは不合理である。また、見かけ上接合部破壊しているが、接合部せん断力は上昇しているため、接合部せん断強度が得られたかは判断できない。

表-6 接合部せん断応力度比

	試験体	RC-1	RC-2	PC-1	PC-2
A	$\tau_j / \sigma_B (+)$	0.39	—*	0.42	0.23
	$\tau_j / \sigma_B (-)$	0.33	—*	0.40	0.23
B	$\tau_j / \sigma_B (+)$	0.44	0.25*	0.49	0.24
	$\tau_j / \sigma_B (-)$	0.36	0.26*	0.43	0.26

*RC-2 試験体の鉄筋の歪データは層間変形角 1/25 以降は測定されていない。

3.4 応力中心間距離の推移

試験体の危険断面での応力中心間距離と層間変形角との関係の推移を図-10に示す。応力中心間距離 j_b は梁危険断面の曲げモーメント M を引張を受けているすべての主筋及び PC 鋼棒の引張力の和で割った値である。ここで、3.3と同様、鉄筋と PC 鋼棒の応力度は鉄筋と PC 鋼棒の歪から図-9に示すモデルを用いて換算したものである。

$$j_b = \frac{M}{\sum a_s \sigma_s + \sum a_p \sigma_p} \quad (5)$$

ここで、 a_s, a_p は鉄筋と PC 鋼棒の面積、 σ_s, σ_p は鉄筋と PC 鋼棒の応力度。

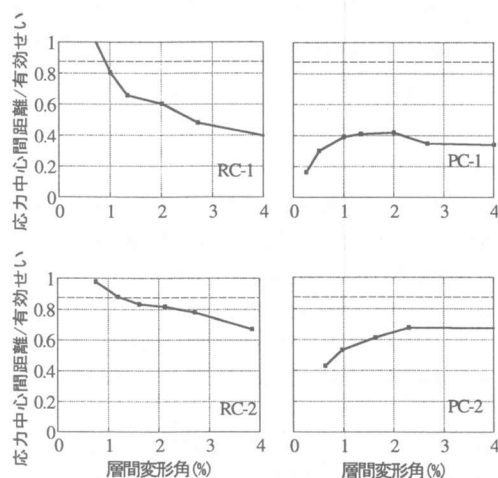


図-10 応力中心間距離の推移

図中の縦軸は応力中心間距離の断面有効せい d (梁危険断面の圧縮縁から引張側鉄筋断面の図心までの

距離) に対する比であり、破線は 7/8 に相当する位置である。RC と PC 試験体それぞれ d は 247.5mm, 249.5mm である。RC 試験体は、層間変形角 1% 付近で応力中心間距離が $7/8d$ にほぼ等しいが、変形の増大に伴い、応力中心間距離が減少する。PC 試験体では、最初から応力中心間距離が小さい。この現象の原因は、圧縮側の一部の鉄筋と PC 鋼棒が引張力を受けていることにある。接合部せん断力の計算を応力中心間距離を仮定して算出することは、特にプレストレストコンクリートの場合、誤差が大きくなる原因となる。

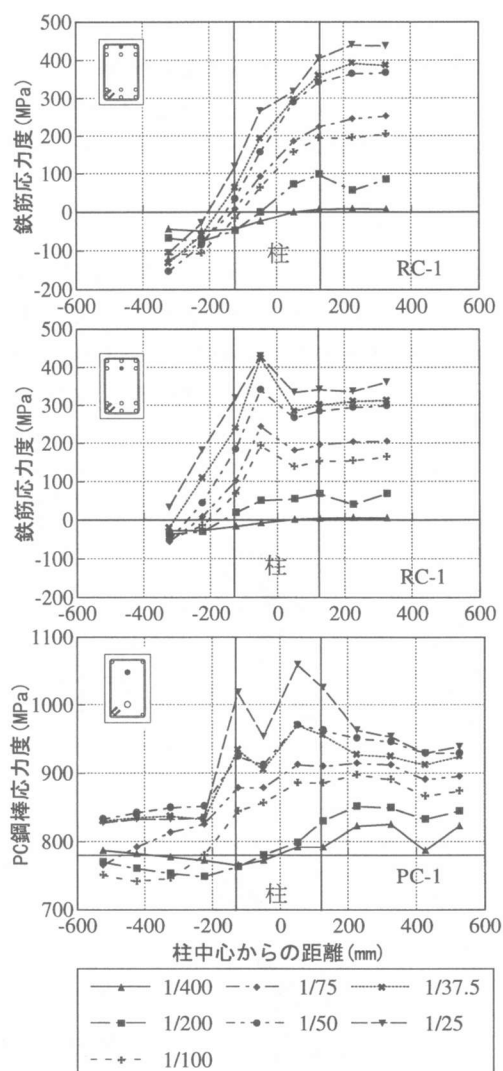


図-11 鉄筋 (又は PC 鋼棒) 応力度分布

3.5 鉄筋及びPC 鋼棒の応力度分布

図-11 に正方向加力時のサイクルのピークにおける十字型試験体の通し配筋の応力度分布を示す。RC-1 では、柱外引張側（右）の1 段筋、2 段筋、の応力度はほぼ一様分布になっており、早いうちに鉄筋とコンクリートの間の付着が劣化したことがわかる。圧縮側（左）の危険断面においては、RC-1 の1 段筋の応力は層間変形角 $1/75$ から引張力に転化し、2 段筋の場合は早くも $1/200$ から引張力に転換した。PC-1 では、圧縮側のPC 鋼棒の応力度は層間変形角 $1/50$ から、初期引張応力度より大きくなっている。

3.6 層せん断力-接合部せん断変形角関係

図-12 に RC-1 及び PC-1 の層せん断力と接合部せん断変形角の関係を示す。この接合部せん断変形角は、式 (6) の定義で求めた。

$$\gamma = \delta / L \quad (6)$$

プレストレスにより荷重の小さな段階では、接合部剛性が高く変形が小さく抑えられている。また、PC-1 では同一振幅変位の繰返しに対する接合部変形の増大は RC-1 より小さい。大変形時には PC-1

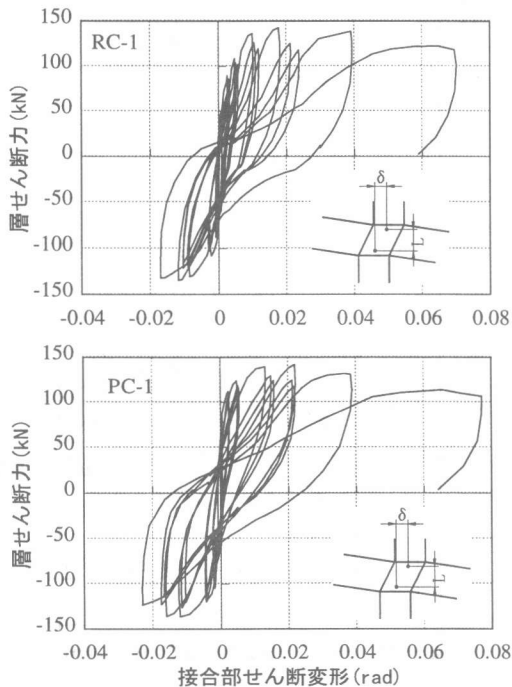


図-12 層せん断力-接合部せん断変形関係

と RC-1 とほぼ同様な性状を示している。

4. まとめ

本研究では、RC 及び PC 接合部の破壊性状に関して、以下の知見が得られた。(1)試験体は破壊時において、PC 試験体と RC 試験体の層せん断力はほぼ同じであり、接合部強度に及ぼすプレストレスの影響が見られなかった。(2)接合部破壊時に PC 試験体の接合部せん断力は RC 試験体より大きくなる。プレストレスト接合部の設計においては、普通鉄筋コンクリートと同じ柱梁接合部のせん断力の制限値を用いることは不合理である。また、見かけ上接合部破壊しているが、接合部せん断力は上昇しているので、接合部せん断強度が得られたかは判断できない。(3)梁危険断面の応力中心間距離は変化するもので、それを一定と仮定して接合部せん断力を算出する誤差が大きくなる。

謝辞：本研究は、株式会社ピー・エスの研究助成及び文部省科学研究費補助金基盤研究B「プレキャスト・プレストレストコンクリート部材の弾塑性復元力特性」(08455247)を受けて行った。株式会社ピー・エスの林三雄氏、浜田公也氏は試験体作成について助言をいただいた。(株)神戸製鋼により支給された高強度鉄筋を用いた。芝浦工大の卒業生津野幹規、針谷英伯両君に実験及びデータ整理をしていただいた。ここでお礼を申し上げます。

参考文献

- [1] 太田，小田，西山他：「プレストレス力の梁柱接合部履歴復元力特性に対する影響」 日本建築学会大会学術講演梗概集（東北） 1991年9月， pp629-632
- [2] 紅谷信行，柏崎隆志，野口博：「プレストレストコンクリート柱梁接合部の剪断性状に関する研究」 コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 19, No. 2, 1997, pp1179-1185
- [3] 角徹三ら：「高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱梁接合部のせん断抵抗性状」 コンクリート工学論文集 第3巻第1号 1992年1月， pp87-95
- [4] T. Roger W. G. Blakeley and Robert Park: "Pretressed Concrete Sections with Cyclic Flexure", Preceedings of ASCE, Vol. 99, 1973, Aug., pp1717-1742