

論文 梁にプレストレスのある RC 外部柱梁接合部のせん断抵抗機構

サトウ アフォンソ トシイチ^{*1}・楊 成旭^{*2}・塩原 等^{*3}・小谷 俊介^{*4}

要旨：鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリートのト型外部柱梁接合部試験体 5 体の静的正負繰返し載荷実験を行なった。接合部先行破壊するように設計された試験体の実験結果と以前報告された実験結果の比較検討を行った。梁主筋および梁緊張材の定着位置が柱主筋の内側にある試験体は、定着位置が柱主筋の外側にある試験体と比べて、最大層せん断力及び最大接合部せん断力が 20% 以上小さい。定着位置が同じ試験体では、梁におけるプレストレスの有無によらず、最大層せん断力及び最大接合部せん断力はほぼ同レベルとなった。

キーワード：柱梁接合部, 接合部せん断力, 定着位置, プレストレストコンクリート。

1. はじめに

既往の研究では、柱梁接合部に導入されたプレストレスが接合部の強度と破壊モードに及ぼす影響に関する実験が不足している。そこで、ト型外部柱梁接合部において、プレストレスが接合部の性能に及ぼす影響を検討する実験を実施した。ここでは 5 体の外部柱梁接合部の静的正負繰返し加力実験を行なって、梁主筋もしくは、梁緊張材の定着板(以下「定着板」という)を柱主筋内側に配置した場合と外側に配置した場合¹⁾とを比較した結果を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

終局強度型耐震設計指針²⁾では接合部終局せん断耐力をコンクリート圧縮強度の 18%としているが、梁主筋や梁緊張材の定着板を柱主筋外側に設けた実験¹⁾では、接合部のせん断応力度がコンクリート圧縮強度の 25% 以上の高い値に達し、接合部破壊が始まる前に梁の曲げ圧壊(PC-2)や定着板溶接破断(RC-2)の破壊が起こってしまった。これは、柱の外側主筋

表-1 試験体の諸元

試験体名	RC-3	RC-4	PC-2*	PC-3	PC-4	PC-5
断面(mm)	200×300					
主筋(KSS785)	6D16		2D13			
主筋比	2.40%		0.47%			
PC 鋼棒	-		2φ23			
PC 鋼棒比	-		0.87%			
横補強筋	2D6@50		2D6@50			
横補強筋比	0.64%		0.64%			
梁主筋定着	外	内	外	内(折り曲げ)		
PC 鋼棒定着	-		外	内		
緊張力 設計	-		366	388	274	274
(kN) 実績	-		297*	234	259	231
柱軸力	250 kN (一定)					変動
断面	250×250 mm					
主筋(KSS785)	12D16	12D19	12D13	12D16	12D13	
主筋比	3.82%	5.51%	2.44%	3.82%	2.44%	
横補強筋	4D6@50		横補強筋比 0.30%			
接合部						
横補強筋(SD345)	4D6@30		横補強筋比 0.85%			

*文献(1)の試験体

が定着板により強く拘束されて柱主筋の付着破壊が防止されたことと深く関係していると考えられる。そこで柱主筋の付着性状と外部柱梁接合部のせん断破壊の関係を詳しく検討するデータを得るために、定着板が柱主筋を拘束しないように柱主筋内側に設けた場合の実験を行なった。

*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 ミネソタ大学大学院 博士課程 (正会員)

*3 東京大学助教授 大学院工学系研究科建築学専攻 工博 (正会員)

*4 東京大学教授 大学院工学系研究科建築学専攻 Ph.D.・工博 (正会員)

試験体は、実物の約 1/2 スケールの平面外部柱梁接合部で、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である。試験体の柱断面は 250×250mm、梁断面は 200×300mm とした。材料には圧縮強度が 37MPa のコンクリートを、梁と柱主筋に降伏点強度が 800MPa クラスの高強度異形鉄筋を使用して、接合部入力せん断力が充分大きくなるように設計した。緊張材は $\phi 23$ とし、コンクリート強度が発現したあと緊張し、グラウトするポストテンション式とした。実験の主な変数は、(1) 梁主筋もしくは梁緊張材の定着板の位置としたが、(2) 柱の変動軸力、(3) 緊張材の緊張力についても検討した。試験体の諸元を表-1、試験体の接合部の配筋詳細を図-1 に、材料の力学特性を表-2 から 4 に示す。

試験体 RC-3 と RC-4 は、梁主筋に高強度鉄筋を用いた。梁主筋の定着板を柱フェイスに設けた RC-3 と 70mm 入った柱主筋内側に設けた RC-4 で、定着板位置の違いの影響を比較できる。試験体 PC-3 から PC-5 の 3 体は共通の諸元で、いずれも緊張材の定着板を RC-4 と同様に柱フェイスから 70mm 入った位置に設けている。コンクリート発現強度が設計を下回ったので、PC-3 では予定した緊張力 388kN に達する前に割裂ひび割れが緊張材位置に沿って柱フェイスに生じ、緊張力は 234kN となった。試験体 PC-4 と PC-5 では、設計緊張力を 274kN と低くした。ただし、ここに示す緊張力はリラクセーション後の加力直前の値である。試験体 PC-4 は、前回の実験¹⁾の PC-2 と比較して定着板の位置の違いを比較することができる。試験体 PC-5 では、外柱の変動軸力荷重としその影響を検討した。

2.2 実験方法

図-2 に加力装置を示す。試験体の梁端は横抵抗力の無いピン・ローラ支持、下柱はピン支持とした。試験体の上柱のピン位置には 3 方向加力クレビスを付け、鉛直荷重(軸力)を 500 kN

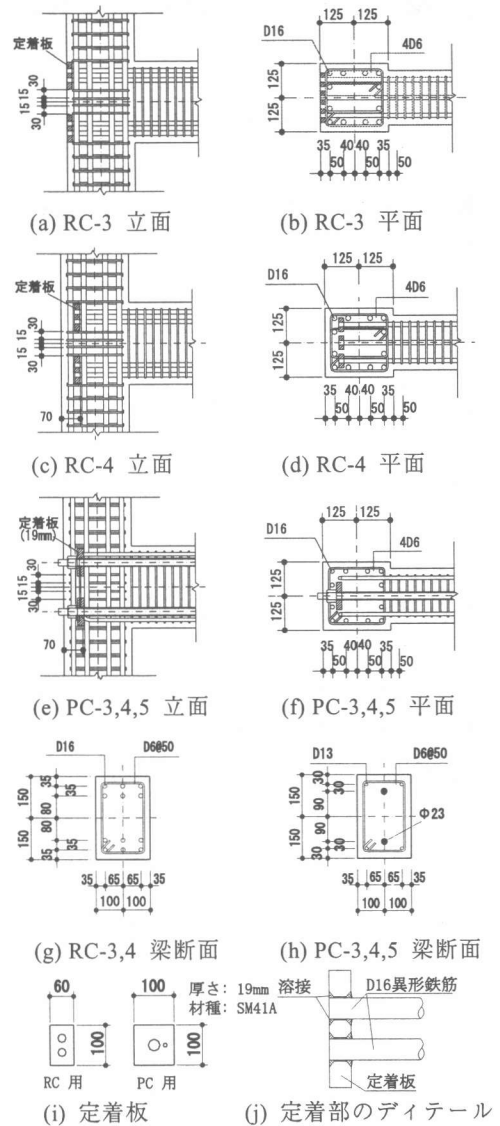


図-1 試験体 (単位: mm)

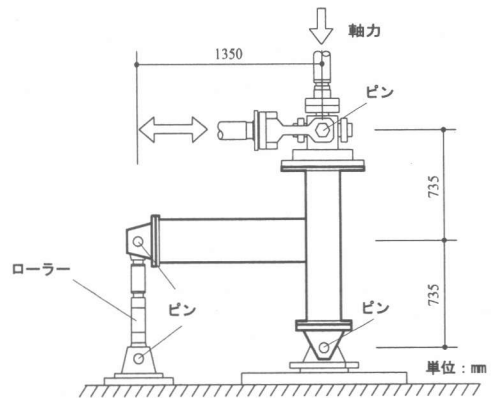


図-2 加力装置

のアクチュエータで加え、水平方向には 200 kN のアクチュエータで変位制御により正負繰り返し漸増振幅の荷重を行った。軸力は試験体 PC-5 を除き、各試験体には一定の鉛直荷重 250kN を加え、試験体 PC-5 では軸力を -190kN (引張) から +490kN (圧縮) の間で層間変形角 ($\pm 1/400$ から $\pm 1/15$) に比例して軸力を加えた。

ただし、最後は破壊に至るまで荷重を行った。試験体の荷重履歴を 図-3 に示す。

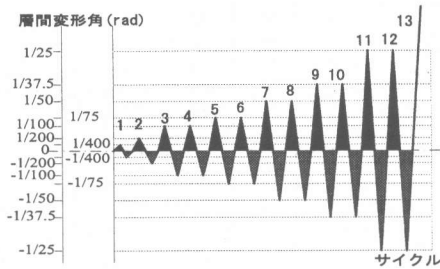


図-3 荷重履歴

3. 実験結果及び検討

3.1 破壊性状

試験体 RC-3, 4 及び PC-4 の層間変形角 1/25 時の接合部パネル付近 (正面と側面) のひび割れを 図-4 に示す。各試験体には、接合部パネルに多数の斜めひび割れが入り、ひび割れの幅も大きかった。特に、梁の付いていない側の上柱と接合部の節点から梁危険断面と下柱の節点へと伸展する斜めひび割れが顕著であった。また、接合部中央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。どの試験体も接合部の外側 (梁の付いていない側) の柱通し主筋に沿うひび割れが顕著で、上下の柱まで伸展した。最大層せん断力時には、柱梁主筋の降伏が見られなかったため、各試験体は接合部破壊と判断した。なお、RC-3 は、最後のサイクル (層間変形角 1/15 の加力) で柱フェイスの梁主筋定着プレートの溶接部破断により、梁主筋が定着プレートから抜けだし、定着破壊となった。図-1(j) で定着部のディテールを示す。定着部単体の引張試験は行っていないので、破壊強度は不明である。

表-2 鉄筋の力学特性

鉄筋の種類	降伏点強度 f_y (MPa)	引張強度 f_u (MPa)	ヤング率 E_s (GPa)
D13 (KSS785)	944	1096	201
D16 (KSS785)	798	976	189
D6 (SD345)	301	451	187

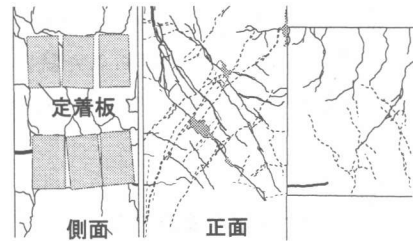
表-3 コンクリートの力学特性

試験体	圧縮強度 σ_B (MPa)	引張強度 f_t (MPa)	ヤング率 E_c (GPa)
RC-3, 4, PC-3, 4, 5	37.2	3.3	27.7
PC-2	45.7	4.1	34.1

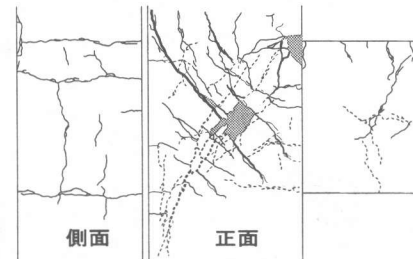
表-4 PC 鋼棒の力学特性

規格	降伏点強度 f_y (MPa)	引張強度 f_u (MPa)	ヤング率 E (GPa)
C種1号SBPR 1080/1230	1164*	1273	200

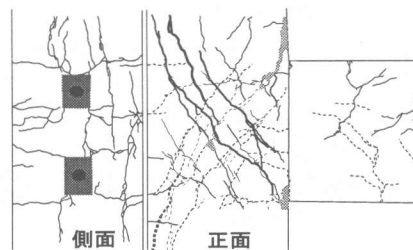
*0.2%オフセット歪に相当する応力



試験体 RC-3



試験体 RC-4



試験体 PC-4

図-4 層間変形角 1/25 時のひび割れ

3.2 実験結果

実験結果を表-5に示す。定着板が柱主筋の外側に設けられた試験体は、内側に設けられた試験体と比べて、最大層せん断力がそれぞれRCで31%、PCで24%大きく、最大接合部せん断力はRCで24%、PCで18%大きかった。この結果の原因としては2つの考え方ができる:(1)梁主筋および緊張材の定着板位置が違うために接合部断面の有効せいが違い、接合部のせん断耐力に差が生じた、(2)梁主筋および緊張材の定着板位置が柱外側にある場合、柱外側の主筋の付着条件が改善され、層せん断力に差が生じた。

緊張力の有無により最大せん断力の差は小さかった。PC-2とPC-5以外の試験体では最大層せん断力と最大接合部せん断力が同じ変位レベルで発生した。また、梁主筋および緊張材の定着板が柱主筋の内側に設けられた試験体の接合部横補強筋の降伏は、外側定着の試験体のそれより早かった。

3.3 層せん断力—層間変形関係

各試験体の層せん断力と層間変形角の関係を図-5に示す。RC試験体の履歴特性は、PC試験体に比べて逆S字型が顕著であった。梁

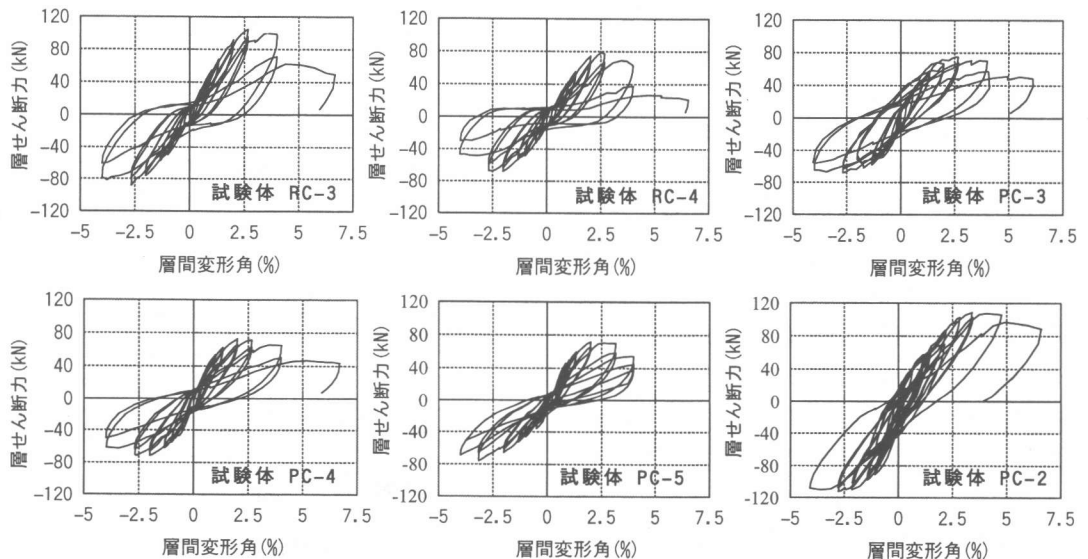


図-5 層せん断力—層間変形関係

表-5 実験結果と計算値

試験体	RC-3	RC-4	PC-2	PC-3	PC-4	PC-5	
最大層せん断力 (+) (kN)	104	78.8	109	75.1	73.0	72.0	
層間変形角(rad)	1/37	1/37	1/37	1/37	1/50	1/50	
最大層せん断力 (-) (kN)	87.9	68.1	112	68.0	71.5	77.2	
層間変形角(rad)	1/37	1/50	1/37	1/37	1/37	1/15	
最大接合部せん断力 (+) (kN)	555	463	575	360	380	409	
層間変形角(rad)	1/37	1/37	1/30	1/37	1/50	1/37	
最大接合部せん断力 (-) (kN)	549	430	623	410	413	371	
層間変形角(rad)	1/37	1/37	1/30	1/37	1/37	1/25	
破壊モード	B	A	C	A	A	A	
** 梁曲げ降伏時の層せん断力(kN)	145	145	92	101	101	101	
** 柱降伏時の層せん断力(kN)	255	255	188	202	255	負 186 正 213	
鉄筋降伏時の層間変形角	柱主筋	未降伏	未降伏	未降伏	未降伏	未降伏	
	梁主筋	未降伏	未降伏	1/10 0	未降伏	未降伏	未降伏
	梁PC鋼棒	—	—	1/16	未降伏	未降伏	未降伏
	接合部フープ	1/37	1/54	1/25	1/50	1/56	1/47

* 破壊モード: A-接合部破壊、B-接合部破壊後梁主筋定着破壊、C-梁曲げ圧壊
 ** 曲げ理論による計算値
 文献(1)の試験体

表-6 接合部せん断応力度比

試験体	RC-3	RC-4	PC-2	PC-3	PC-4	PC-5
τ_v / σ_B (+)	0.27	0.28	0.22	0.22	0.23	0.24
τ_v / σ_B (-)	0.26	0.26	0.24	0.24	0.25	0.22
τ_v / F_t (+)	0.98	1.02	0.88	0.80	0.84	0.90
τ_v / F_t (-)	0.97	0.95	0.95	0.91	0.91	0.82

主筋または緊張材を同位置で定着した試験体では、プレストレスの有無によらず、最大層せん断力がほぼ同じであった。RC 試験体の最大耐力後の耐力劣化は PC 試験体より大きかった。また、各試験体の正負両側の最大層せん断力が多少相異しており、これは柱両側主の付着条件の非対称性によるものと考えられる。緊張時に割裂破壊が生じた PC-3 の最大層せん断力は PC-4 とほぼ同じとなったが、履歴ループの面積が他の試験体より大きかった。変動軸力の PC-5 は、正負両側の履歴性状が異っており、正側(圧縮軸力)ループ形状が太めであり、負側(引張軸力)のループの形状が細めであった。引張軸力時には、層せん断力の低下はなかった。正負の最大層せん断力はほぼ同じとなった。

3.4 接合部せん断力

各試験体の接合部せん断力と層間変形角の関係の包絡線を図-6に示す。ここで、接合部せん断力 V_j は文献¹⁾で用いた接合部せん断力の定義に従い、鉄筋または PC 鋼棒の応力を用いて式(1)、式(2)で求めた。

$$V_j = T_s - V_c \quad (\text{RC-3,4}) \quad (1)$$

$$V_j = T_p + T_s - V_c \quad (\text{PC-3,4,5}) \quad (2)$$

ここに、 T_p 、 T_s は、曲げモーメントを受ける時の梁の危険断面における引張側の緊張材応力(有効プレストレス力を含む)と鉄筋応力、 V_c は、柱のせん断力である。鉄筋と緊張材の応力は歪ゲージの計測値から計算した。

RC 試験体の接合部せん断力は、層間変形角 1/37 時に最大値に達し、その後低下した。PC 試験体の接合部せん断力は、層間変形角 1/50 に達する前にはほぼ最大値に達し、その後一定の値を保っていた。表-6 は各試験体の最大接合部せん断力時における接合部応力度をコンクリート強度に対する比 τ/σ_B 及び τ/F_j で示している。 F_j は鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針³⁾による接合部せん断強度の基準値で、 $F_j = 0.8\sigma_B^{0.7}$ である(ト型接合部で

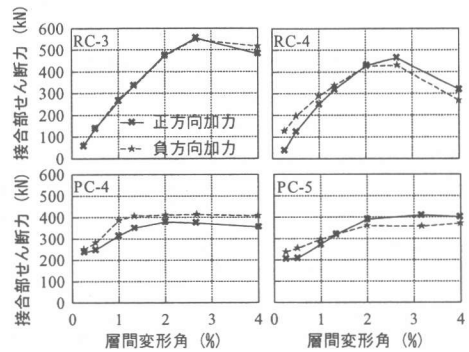


図-6 接合部せん断力-層間変形角関係

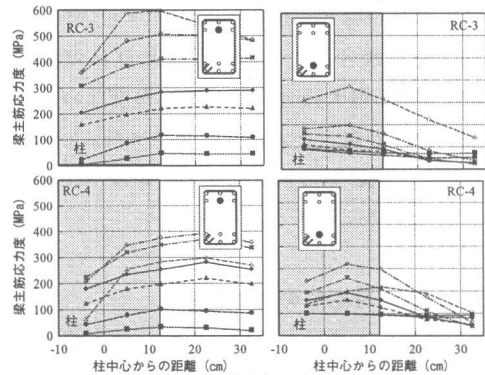


図-7 梁主筋の応力度分布

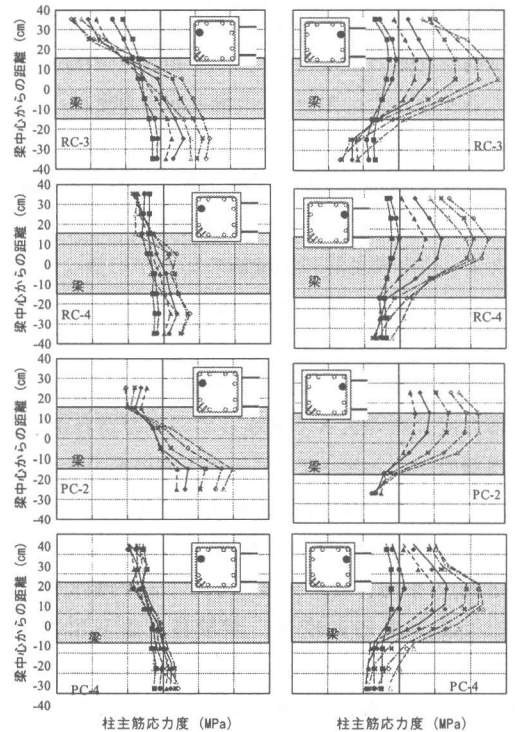


図-8 柱主筋の応力度分布

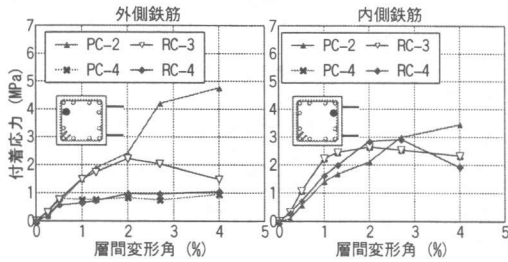


図-9 柱主筋の接合部内における平均付着応力度

直交梁がない場合、接合部強度 $\tau_j = 0.595F_j$ 。各試験体の接合部せん断応力度比はほぼ同レベルであり、最大接合部せん断応力度はいずれも靱性指針の規定を大きく上まわった。しかし、全体に PC 試験体の接合部せん断力は RC 試験体より低い傾向がある。

3.5 梁、柱主筋の応力度分布

梁主筋の応力度分布を図-7に、柱主筋の応力度分布を図-8に示す。層間変形角 1/50 までの RC-3 と RC-4 の梁主筋応力度レベルはほぼ同じであったが、1/37 以降 RC-3 のほうが大きくなった。RC-4 の梁主筋応力度は 1/37 で最大値に達し、その後低下したが、RC-3 が 1/25 まで増加していた。耐力低下が始まった原因は、梁側の柱主筋が付着強度に達したことである。柱内側主筋の圧縮側の応力が引張に転化すると、層せん断力の低下が始まっているのがわかる。

また、図-8では、柱の外側と内側の主筋の応力度分布が大きく異なっているのがわかる。内側の主筋と比べて、外側の主筋の応力度が低い。そこで、図-9に、柱主筋の応力度の変化から求めた接合部内(梁下端から梁上端までの区間)の平均付着応力度を示す。柱内側主筋に生じる付着応力度は、試験体によらずほぼ 3MPa に達している。一方柱外側の主筋に生じる付着応力度は小さく、特に梁主筋の定着板が柱主筋の内側にある試験体では、試験体によらずほぼ 1MPa である。ただし、梁主筋の定着板が柱主筋の外側にある試験体では、2.5MPa と

大きな値となっている。さらに柱主筋の外側に緊張材の定着板がある場合は 4.5MPa を越える高い値となっている。このことから、柱主筋の外側に設けた梁主筋または緊張材の定着板は接合部のかぶりコンクリートを拘束し、柱主筋の付着条件を改善し層せん断力を高め、同時に接合部せん断破壊を防止していることが確かめられた。

4. まとめ

本研究から、接合部がせん断破壊する RC 及び PC ト型接合部の強度と応力伝達機構について、以下の知見が得られた。

- (1) 梁主筋もしくは緊張材の定着板の位置は柱外側の主筋の付着に影響し、定着板を柱主筋の外側に設けると層せん断力は 20%大きくなった。
- (2) PC 試験体と RC 試験体で最大層せん断力も接合部せん断力もほぼ同じとなりプレストレスの影響が見られなかった。
- (3) 定着板を柱主筋の内側に設けた場合の接合部内平均付着応力度は 1MPa であり、外側に設けると 2.5MPa 以上に上昇した。柱内側の主筋の付着応力度は 3.0MPa であり試験体による違いは小さかった。
- (4) 接合部のせん断破壊による層せん断力の低下は、柱内側主筋の圧縮側の応力が引張に転化すると始まる様子が見られた。

謝辞: 本研究は、株式会社ピー・エスの研究助成を受けて行った。

参考文献

- 1) 楊成旭, 塩原等, 小谷俊介:「梁にプレストレスを導入した鉄筋コンクリート柱梁接合部の接合部強度」日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 1999.9, pp.1063-1066。
- 2) 日本建築学会:「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」, 1991。
- 3) 日本建築学会:「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」, 1999。