論文 柱梁強度比が小さい PC 外部柱梁接合部に及ぼす PC 鋼材定着位置の 影響に関する実験

古川 直矢*1・楠原 文雄*2・塩原 等*3

要旨:1/3 スケールの平面 PC 外部柱梁部分架構 2 体と PC 梁試験体 1 体の静的漸増振幅載荷実験を行い,梁の PC 鋼棒の柱梁接合部内で内定着した試験体と外定着した試験体の構造性能を比較する。外定着した試験体は 梁曲げ破壊が見られ,同断面の PC 梁の試験体と同等の最大耐力が得られたが,内定着した試験体は接合部破壊が見られ,梁の最大耐力を下回った。また復元力特性は,外定着試験体では原点指向型となったが,内定 着試験体では破壊の進展に伴い原点指向型から,逆 S 字型に移行した。 キーワード: PC 構造,外部柱梁接合部,接合部破壊,定着位置

1 はじめに

現在, プレストレストコンクリート(以下, PC という)の柱梁接合部の耐震設計¹⁾は鉄筋コンクリート(以下, RC という)の柱梁接合部の設計法²⁾を準用する形で行われ, 接合部パネルに生じるせん断力を接合部のせん断終局強度以下とすることで破壊が防止できるとされている。

しかし, RC の柱梁接合部では接合部せん断力が終 局強度より小さくても柱曲げ終局強度の梁曲げ終局強 度に対する比(以下,柱梁強度比という)が1に近いと 接合部降伏が生じ柱梁接合部に損傷が集中し,梁端の モーメントは梁曲げ強度に達せず,履歴性状もスリッ プ形となる^{3),4)}。そして,PC やプレストレスト鉄筋コ ンクリート(以下, PRC という)の十字形柱梁接合部に おいても柱と梁の曲げ強度が近いと,同様に接合部降 伏が生じる事が実験により確かめられており⁵⁾,PC 造 の外部柱梁接合部においても同様に柱梁強度比が1に 近いと接合部降伏が生じると予想される。

また,梁主筋が柱梁接合部内に定着される RC 外部 柱梁接合部では柱梁強度比に加えて主筋の定着位置の 影響が大きい⁴⁾。一方,PC の外部柱梁接合部において も PC 鋼材を柱の背面ではなく柱梁接合部内に定着す ることにより最大耐力が低下し,接合部のせん断変形 が増大することが実験により確かめられ⁹,PC 鋼材の 定着長を考慮した終局強度式も提案されている⁷⁾。し かし,これらの研究は柱が梁に比べて十分に強い場合 についての検討であり,柱梁強度比が1に近く接合部 降伏が生じるような場合についての PC 鋼材の定着位 置の影響は明らかではない。

そこで、本研究では文献1で推奨されている定着長の最低値である柱せいの2/3を定着長としたせん断余

裕度が1.0の内定着試験体と,柱背面に定着板を設け, 定着長を柱せいとしたせん断余裕度1.5の外定着試験 体に関して柱梁強度比1.5程度に設計したPC造柱梁接 合部部分架構の水平加力実験を行い,PC鋼材の定着位 置が柱梁接合部の終局強度と破壊形式に及ぼす影響を 明らかにする事を目的とした。また,同時に同一断面 の片持ち梁試験体の水平加力実験により得られた梁の 構造性能と接合部試験体の構造性能の比較も行った。



2 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は1/3スケールの平面部分架構でPC外部柱梁 接合部試験体が2体,PC梁試験体が1体で,これらの 試験体の梁断面は同一である。No.1とNo.2試験体の 概要を図-1に示す。No.3試験体は接合部試験体の柱

*1	東京大学	大学院工学系研究科建築学専攻	修士書	果程 (ī	E会員)
*2	東京大学	大学院工学系研究科建築学専攻	助教	修(工)	(正会員)
*3	東京大学	大学院工学系研究科建築学専攻	教授	工博	(正会員)

せいを大きくする事で柱を剛強としスタブとみなせる 様にした片持ち梁試験体である。No.3の実験結果を参 照する事により,梁が同一断面である No.1, No.2の梁 の本来の性能を把握する事を目的としている。

試験体の諸元を表-1に、材料特性を表-2および表 -3に示す。ここに、スパンは柱芯および梁芯から加 力点までの距離、有効せいとは柱梁断面の圧縮縁から 引張縁に近い引張主筋までの距離とする。断面の曲げ 終局強度の計算値は平面保持を仮定するストレスブロ ック法により求めており、梁は緊張直後からの平面保 持を仮定している。ストレスブロックの形状は PC, RCともそれぞれ設計基準^{1), 2)}に示された値を用い、 k_I を 0.65、 k_2 を 0.5 k_1 , k_3 を 0.85 とし、材料強度は材料試 験で得た結果を用いている。梁の終局強度は PC 鋼棒 降伏強度を用い、柱の終局強度は主筋降伏点の値を用 い、歪硬化は考慮していない。

接合部試験体の柱と梁は断面を 240mm×240mm と し、スパンは 700mm で共通とした。梁試験体 No.3 は、 梁の内法スパンが接合部試験体と同一となる様にした。 PC 鋼棒にはすべてシース管との間にグラウトを注入 している。PC 梁は横補強筋を固定するための主筋を配 置しているが、梁危険断面で切っているので曲げ終局 強度計算では考慮していない。柱梁強度比は No.1、 No.2 が 1.54、No.3 が 7.67 である。PC 鋼棒の緊張はコ ンクリートの材齢 14 日で行い、初期緊張力は規格降伏 耐力の 8 割とした。PC 鋼棒は、No.1 は 2/3D(160mm) に定着し、No.2 は柱外側に定着(240mm)した。また、 No.3 の定着長は No.1 との比較において、接合部側か らの PC 鋼棒の伸び出しの影響を考慮しなくて済むよ うに、No.1 と同じ 160mm とした。

コンクリートの圧縮強度は実験期間中に行った4回 の材料試験の平均値, グラウトの圧縮強度は3回の平 均値とした。PC 鋼棒の SBPR930/1080 は, 径が21mm のものを用いた。使用した PC 鋼棒の材料特性を表-3 に示す。0.2%オフセット耐力は1057MPa である。PC 鋼棒の応力度と歪度関係を図-2 に示す。



表-1 試験体概要

骨組み		外部柱梁接合部 試験体		梁試験体		
試験体	名		No.1	No.2	No.3	
コンクリ	一卜強度 fc			56.5		
	断面		PC			
	スパン [mm]		70	800		
	幅(b)×せい(D)	[mm]		10		
	PC 鋼棒		2- <i>ф</i> 21			
梁	PC 定着長さ	[mm]	160	240	160	
	有効プレストレスカ Pe	[kN]	430.4	447.2	450.7	
	$Pe/(b \times D \times fc)$		0.132	0.137	0.138	
	曲げ終局強度 Mub	66.8				
	断面		RC			
	スパン	[mm]				
	幅(b)×せい(D)	[mm]	240×240		240×440	
柱	引張主筋		3-D13		4-D13 +4-D22	
	初期軸力	[kN]	100		50	
	曲げ終局強度 Muc		51.6		256.2	
接合部	柱梁曲げ強度比 ΣMuc/Mub		1.	1.54		
	せん断余裕度		1.0	1.5	1.0	

2.2 実験方法

図-3に加力装置を示す。試験体を PC 鋼棒により加 カフレームに緊結した。載荷は両端ピン結合の柱によ り支持された上部加力梁に油圧ジャッキにより水平力 を加え、加力フレームの水平変形により試験体に変形 を生じさせた。載荷方法は接合部試験体、梁試験体と も同様である。柱には油圧ジャッキにより初期軸力と して 100kN を加えた。加力サイクルは、梁 PC 鋼棒降 伏強度を用いて平面保持を仮定して算出した降伏強度 時せん断力計算値 Q,に対し 0.1, 0.25, 0.5, 0.75 倍の 力を目標とした正負交番載荷を1サイクルずつ荷重制 御で行った。その時点で図-4 に示すように荷重変形 関係の 0.5 Q, と 0.75 Q, の二点の割線と 1.0 Q, の交点で の変位を R_0 とおき, R_0 に対して No.1 では 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0 倍, No.2 では 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 8.0, 10.0 倍, No.3 では 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.0 倍を目標 とした正負交番載荷を2サイクルずつ変位制御で行っ た。

<u>表-2 コンクリート, グラウトの材料</u>特性

	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	引張割裂強度
	[MPa]	[GPa]	[10 ⁻⁶]	[MPa]
コンクリート	56.5	34.2	2219	3.62
グラウト	63.1	25.3	2500	-

表-3 鋼材の材料特性

	弹性限界時応力*1	降伏強度	ヤング係数	引張強度	破断伸び
	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MPa]	[%]
D6(SD295)	-	332	193	491	25
D13(SD345)	-	381	186	532	18
D22(SD345)	-	375	188	554	17
PC Ø 21 SBPR930/1080	880	1057* ²	208	1180	14

*1 歪との比例関係が成り立つ応力の最大値 *20.2%オフセット耐力



3 梁試験体の実験結果

梁試験体である No.3 の層間変形角-梁せん断力の 関係を図-5 に、実験値を接合部試験体とあわせて表 -4に、破壊性状を図-6に示す。梁端部のひび割れが 開き、梁端部の回転が大きい梁曲げ破壊となった。最 大梁せん断力は 113.9kN で,計算値の 106.2kN の 108% であった。履歴ループは原点指向型となった。



4 外部柱梁接合部試験体の実験結果

4.1 破壊性状

図-6に各試験体目標変位4R₀,6R₀の正側加力サイ クルでの破壊状況を示す。PC鋼棒を内定着としたNo.1 試験体では目標変位 3R₀の加力サイクルで梁端部のコ ンクリートが圧壊・剥落し、目標変位 5R₀で接合部中 央のコンクリートが圧壊・剥落した。特に接合部にひ び割れが多数観察できる。一方, PC 鋼棒を外定着とし た No.2 試験体では目標変位 5R₀ で梁端部のコンクリー トが圧壊・剥落した。接合部のひびは目標変位 1.5Ro 時に接合部対角方向に斜めひび割れが発生したが、ひ び割れ幅は広がらなかった。梁の PC 鋼棒の最大歪は No.1 で 6053 µ, No.2 で 13834 µ であり, 実験前の歪に 対して No.1 で 2822 µ, No.2 で 10563 µ 増加した。No.1 では梁 PC 鋼棒が弾性限歪度に達し、梁端部のひび割 れが増加した後接合部内補強筋が降伏し、接合部のひ び割れ増加,コンクリート剥落が観察され接合部降伏, No.2 では梁 PC 鋼棒が弾性限歪度に達し、梁端部のひ び割れのみが増加し梁曲げ破壊となった。





(a) No. 1-4R₀

(b) No. 1-6*R*₀

(c) No. 2-4R₀





図-6 破壊状況

4.2 層間変形角--層せん断力関係

図-7 に各試験体の層間変形角と梁せん断力の関係 を,表-4に梁せん断力実験値を示す。No.1 では正側 目標変位 1.5*R*₀,負側目標変位 2*R*₀ で梁 PC 鋼棒が弾性 限歪度に達し,梁せん断力はそれぞれ 96.4kN,-101.6kN であり,No.2 では正側負側目標変位 1.5*R*₀ で PC 鋼棒 が弾性限歪度に達し,梁せん断力はそれぞれ 99.0kN, 97.2kN であった。柱主筋は No.1 の梁側柱主筋のみ降 伏し,降伏時の目標変位は正側負側ともに 1.5*R*₀ で, 梁せん断力はそれぞれ 97.6kN, -96.2kN であった。最 大耐力は No.1 が正側負側目標変位 3*R*₀で,梁せん断力 はそれぞれ 106.8kN, 105.8kN, No.2 が正側負側目標変 位 4*R*₀ で,梁せん断力はそれぞれ 116.6kN, 117.6kN で あった。

2 体の試験体とも梁曲げ終局強度の計算値よりも大きい最大梁せん断力を発揮したが、単純な梁の強度値である No.3 試験体の最大梁せん断力に対し、No.1 では93%、No.2 では102%であり、同断面の梁を有しながらも接合部破壊した No.1 では梁本来の強度値に達していない。

また,履歴ループの形状は No.1 では PC 鋼棒が弾性 限歪度に達した目標変位 $2R_0$ まで原点指向型,それ以 降は逆 S 字型であり, No.2 では原点指向型であった。

4.3 接合部入隅部ひび割れ発生時の強度

計算値はコンクリートの割裂引張強度を用いて算定 した梁の曲げひび割れ強度と柱の曲げひび割れ強度の 小さい方とし,柱のひび割れ強度を用いた。No.1 と No.2 を比較すると,No.2 に対して No.1 の実験値が正 側 117%,負側で No.2 の方が 65%大きい。また,両試 験体とも実験値が計算値を下回ったが,これは部材端 のひび割れは柱・梁端の断面のモーメントによって生 じるのではなく,柱と梁の入隅部に生じる斜め方向の 引張応力によって生じ,これが伸展したものであるた めである。

4.4 接合部斜めひび割れ発生時の強度

計算値は表-2,3の値を用い,文献1に従い算出した。No.1とNo.2を比較すると,No.2に対してNo.1の実験値が正側で72%,負側で84%となりNo.1の方が小さいが,両試験体とも実験値が計算値を下回った。

4.5 梁 PC 鋼棒弾性限歪度到達時の強度

PC 鋼棒が弾性限歪度に達した時の計算値と実験値 を比較する。ここで計算値とは曲げ理論に基づきスト レスブロックの値¹⁾を使用して算出した値である。 No.1 と No.2 を比較すると,正側では No.2 に対して No.1 の強度が 97%であるが, 負側では 105%であり No.1 の方が大きい。また, 両試験体とも実験値が計算 値を上回っている。

4.6 柱梁と接合部の回転

図-9 に柱梁のたわみ角, 柱梁端の回転, 接合部の 回転, 接合部せん断変形角⁸⁾を累積してプロットした グラフを示す。柱梁端の回転, 接合部の回転, 接合部 のせん断変形角の定義は図-10 に示す通りで, 接合部 のせん断変形角は梁の軸線(BD)と柱の軸線(AC)のな す角の変化量, 接合部の回転は線 AC, 線 BD に対す る接合部フェースの回転角, 柱梁端の回転は接合部フ ェースに対する部材端の回転角である。

接合部にひび割れが集中した No.1 では, 正側で目標 変位 3R₀, 負側で目標変位 4R₀ から接合部の変形成分 が増加しており,特に負側に関しては目標変位 4R₀ 以 降,接合部の変形成分の占める割合が大きくなる。梁 PC 鋼棒が弾性限歪度に達した目標変位が正側で 1.5R₀, 負側で 2.0R₀,梁側柱主筋が降伏したのが正側負側とも に 1.5R₀ であり,柱主筋が早い段階で降伏しているに も関わらず部材端部の変形は梁に集中した。一方, No.2 では,接合部,柱の変形成分が少し見られるものの, 梁端部の回転変形が多くを占めている。





表一4 梁せん断力, 変形角実験結果									
			入隅 ひび割れ	斜め ひび割れ	柱主筋降伏	梁主筋 弾性限歪度	接合部 横補強筋降伏	最大 梁せん断力	
	計算値	ā	43.1	84.7	143.8	90.2	_	106.2	
	実験値	π	35.2	63.8	94.6	96.4	106.8	106.8	
No.1		ШЕ.	0.08	0.25	0.83	0.90	1.80	1.80	
		占	-27.2	-78.4	-96.2	-101.6	104.2	-105.8	
		具	-0.08	-0.47	-0.88	-1.23	2.26	-1.88	
	計算値		43.1	124.2	143.8	90.2	_	106.2	
		π	30.0	88.4	主際件	99.0	主際件	115.6	
No.2	実験値	ш	0.08	0.52	人、王人	0.70	ベード	1.91	
		-92.6	主際件	-97.2	土防住	-117.6			
		具	-0.10	-0.56	不再认	-0.64	不再次	-1.85	
N- 2	実験値	正	64.6	-	-	97.8	-	113.2	
NO.3		負	-40.2	-	-	-99.4	-	-114.8	

※実験値は上段:梁せん断力[kN] 下段:層間変形角[%] 計算値は梁せん断力[kN]



表 4	建空变形	(%)
衣 一 4	戏宙変形	(70)

	No.1		No.2				
	正側	負側	正側	負側			
梁端回転変形	1.34	-0.65	0.05	0.07			
柱端回転変形	-0.04	0.02	0.07	-0.02			
接合部せん断変形	-0.49	-0.05	-0.08	0.06			
梁側接合部回転変形	-0.18	1.43	0.23	-0.15			
柱側接合部回転変形	0.56	0.16	-0.02	-0.01			

4.7 残留変形

図-11に各試験体の残留変形を示す。正側負側ともに 載荷方向の残留変形を正とした。正側負側ともに目標変 位 3R₀から No.1の残留変形が大きくなった。表-4に目 標変位 6R₀ での残留変形を成分ごとに表す。これより No.1では正側で梁端部の回転変形,柱側の接合部の回転 変形による残留変形が大きく,負側で梁側の接合部の回 転変形による残留変形が大きく,No.2では小さい残留変 形であるが,正側では梁端部の回転変形,梁側の接合部 の回転変形,負側では梁端部の回転変形が全体の残留変 形の要因となっている。

4.8 履歴吸収エネルギー

「梁のたわみ・端部の開きによる変形」, 「柱のたわ み・端部の開きによる変形」, 「接合部パネルの回転に よる変形」の履歴吸収エネルギーを図-12に示す。同一 変形角で2サイクル載荷した1R₀以降を検討対象とし,2 サイクル目の履歴面積を履歴吸収エネルギーとした。「接 合部パネルの回転による変形」の履歴吸収エネルギーとした。「接 合部パネルの回転による変形」の履歴吸収エネルギーとした。「 全体の履歴吸収エネルギーから梁・柱の履歴吸収エネル ギーを減ずるで算出した。No.1, No.2 共に2R₀まで各履 歴吸収エネルギーに大きな違いは見られないが, No.1 で は負側の接合部破壊が顕著となった3R₀で梁・接合部の 履歴吸収エネルギーが増加した。その後, No.2 では梁・ 接合部の履歴吸収エネルギーが漸増している一方, No.1 では5R₀以降接合部の履歴吸収エネルギーが減少した。 また全体を通して No.1, No.2 共に柱の履歴吸収エネルギ ーは少なかった。

全体の履歴吸収エネルギーを各サイクルのポテンシャ ルエネルギーで除すことで算出した等価粘性減衰定数を 図-13 に示す。梁破壊となった No.2 では,載荷振幅を 大きくしても等価粘性減衰定数はあまり増加しないが, 接合部破壊となった No.1 では,接合部変形が増大した 2*R*₀ サイクルから等価粘性減衰定数が大きく増加した。 一般的に等価粘性減衰定数は PC 造では小さいとされて いるが,接合部を含む架構で考えると,破壊形状によっ ては大きい等価粘性減衰定数となる。



(b) No. 2

図-12 履歴吸収エネルギー



4.9 耐力低下

図-14に各試験体の耐力低下を示す。ここで耐力低下 とは、各加力サイクルの1サイクル目のピーク時層せん 断力に対する2サイクル目のピーク時層せん断力である。 No.1, No.2 共に加力振幅が大きくなるにつれ耐力低下が 大きくなるが、No.1の方が耐力低下は著しい。特に No.1 では加力サイクル 4*R*₀以降の耐力低下が著しく、接合部 内コンクリートの圧壊と剥落が原因だと考えられる。



5 まとめ

PC 造外側柱梁接合部部分架構試験体を用いて実験を 行い以下の知見を得た。

- 1. 柱と梁の断面が同じでも, PC 鋼棒定着位置が柱梁接 合部内か外かにより架構の最大耐力に違いがみられ, 外定着した試験体に対して内定着した試験体の最大層 せん断力は 91%となった。
- 2. 柱梁強度比が 1.54 の PC 鋼棒定着位置は破壊性状に 影響し、外定着試験体では梁破壊となり、接合部のひ び割れは進展しなかったが、内定着試験体では、加力 振幅が小さい範囲では外定着試験体と同様に梁端部の ひび割れが開き、加力振幅が大きくなるにつれ柱梁接 合部のひび割れが大きくなり、コンクリートに損傷が 集中して最終的には接合部破壊となった。
- 3. 接合部破壊となった内定着試験体では除荷時の残留 変形が外定着試験体より大きくなった。

 内定着試験体は接合部降伏することで履歴面積が大 きくなった。

今後は PC 鋼棒定着位置の違いが構造性能に及ぼす影響のメカニズムについて検討を行い, さらには RC との 比較を進めることで RC・PC を一貫して考えられる柱梁 接合部の終局強度の評価法を検討する必要がある。

謝辞

本研究はJSPS 科研費・基盤研究(c)(課題番号 26420547, 研究代表者:楠原文雄)の助成を受けたものです。

参考文献

- プレストレストコンクリート運営委員会:プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説,日本建築学会,2015
- 鉄筋コンクリート運営委員会:鉄筋コンクリート造 建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説、日本建築 学会、1999
- 補原文雄,塩原等他:柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能,日本建築学会構造系論文集,第75巻第656号,2010年10月,pp.1873-1882
- 4) 楠原文雄,塩原等:柱と梁の曲げ強度の比が小さい 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能,日本建築学会構造系論文集,第78巻,第693号,2013 年11月,pp.1939-1948
- 沖原圭佑,楠原文雄:柱梁強度比が1に近いPC, PRC 造柱梁接合部の破壊モードと終局強度に関する実 験その1-2,日本建築学会大会学術講演会,2013年 8月,pp.889-892
- YOE Wei,西山峰広: PC 外柱梁接合部の力学性状に 及ぼす鋼材定着位置の影響,コンクリート工学年次 論文集, Vol.26, No.2, 2004 年, pp.661-666
- 7) 鈴木紀光、本間正吾,福井剛,浜原正行:プレストレスコンクリート外側柱梁接合部の終局強度に関する実験的研究その 1-3,日本建築学会大会学術講 演梗概集,2003年9月,pp.1009-1014
- 補原文雄,塩原等:接合部回転角を含む RC 造柱梁 接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定 法,日本コンクリート工学協会年次論文集,Vol.28, No.2,2006 年7月,pp355-360