# 論文 円形定着板により機械式定着されたL形接合部に関する実験的研究

中村 一彦\*1・岸本 剛\*2・石渡 康弘\*3・服部 覚志\*4

要旨:最上階外柱の柱梁接合部(以下,L形接合部という)の主筋の定着に,円形定着板を 用いた機械式定着工法を用いた場合の構造性能を把握することを目的として,主にコンクリ ート強度,接合部せん断余裕度などを変動因子とした11体のL形部分架構実験を行った。そ の結果,接合部を適切に補強することにより,目標とする接合部せん断耐力と梁曲げ降伏後 の充分な変形性能が確保できることが確認できた。

キーワード:機械式定着,円形定着板,L形接合部,接合部補強,接合部せん断耐力

1. はじめに

近年,鉄筋コンクリート造建物における柱梁 接合部への主筋定着は,高層化による接合部内 配筋の複雑化,鉄筋の高強度・太径化に伴い, 機械式定着工法が多用されるようになってきた。

その適用にあたり,中間階外柱の柱梁接合部 (以下,ト形接合部)については,数多くの既 往の実験でその構造性能が確認されてきた。

しかし, L形接合部では,出隅部から入隅部 へひび割れが生じ易く,柱主筋の定着部は柱帯 筋に沿って配置されることなどから,その応力 状態はト形接合部に比べて厳しいが,既往の実 験も少なく,未だにその構造特性は解明されて いない。今,設計目標とする耐力と靭性が確実 に確保できる設計指針が求められている。

本報は,鉄筋端部に摩擦圧接されたネジに円 形定着板を締め込む機械式定着工法を用いたL 形接合部において,目標性能を確保するための 鉄筋補強方法を求め,その構造性能を把握して 設計指針の確立に資することを目的として行っ たL形部分架構実験について報告する。

2. 実験方法

2.1 試験体

図-1に試験体形状を,表-1に試験体諸元

*1	合同製鐵(株)	販売本部加工	L製品販売部長
*2	(株)奥村組	技術研究所	
*3	鉄建建設(株)	技術研究所	(正会員)
<b>*</b> 4	五洋建設(株)	東京支社	(正会員)

を示す。試験体は梁曲げ破壊型7体と接合部せ





-925-

表一1 試験体諸元

計略	F.		柱主筋			梁主筋				接合部		接合部*2																		
体	,	定	≧着 	配	筋	上端	筋定着	下端	筋定着	配筋(	L下共)	補強的	) Am	せん断余裕度		実験因子														
	(N/mm²)	万法	定着長	王筋	뛬種	万法	定着長	万法	定着長	王筋	뛬種	<b></b> 酉1筋	뛬種	止載伺	」負載向			_												
L-1	-1 42	 直線+ 定着板		SD390					3-D19	SD345		SD390	1.59	2.30	基準	単試験体														
L-2	60																SD490	折り曲 げ	0.7500			0.8%	SD390	2-D10@100 pw=0.33%	SD685	1. 62	2. 34	コン	クリート 鱼度大	
L-3	24		直線+ 定着板			SD295A	+ 定着板	0. 7500		0.750.0	3-D16 0.55%	SD295A		SD295A	1. 37	1. 98	コン	クリート 鱼度小												
L-4				12-D19 2. 15%	12-D19 2. 15%	12-D19 2.15%					0. 7500			4-D10@100 pw=0.67%		1. 59	2. 30	扌 横補	<sub>妾合部</sub> 強筋量大											
L-5	40				60200	折り曲	0.960-			3-D19	00245		60200	1. 59	2. 30	梁 折り	上端筋 曲げ定着													
L-6	42	折り 曲げ <sup>*3</sup>	折り 曲げ <sup>*3</sup>	0. 75Dg		20390	<i>"</i> げ	0.86Dc	直線+ 定着板		0.8%	SD345	2-D10@100 pw=0.33%	20390	1. 59	2. 30	出隅 継ぎ手	側柱主筋 ≞+折り曲	ザ											
L-7									0. 66Dc					1.49	2. 15	梁下崩	5定着2/3	D												
L-8	42		+ 反												+= 11 ==						2-D10@100	SD390	0. 62	0. 90	基準試験体					
L-9	60	直線+ 定着板																			12-D19	D19	折り曲 げ +	0. 75Dc		0. 75Dc	4-D19		pw=0.33%	SD685
L-10								2. 15%	SD685	定着板				1.07%	SD685	4-D10@100		0. 62	0. 90	接合部	補強筋量	×								
L-11	42											0. 66Dc			pw=0.67%	SD390	0. 58	0. 84	接合部 梁下筋	補強筋量 5定着2/3	大 D									
1 L-4	i, 10, 1 <sup>-</sup>	1はダブ	ブルフー こ	プ			-	コンクリ		材料詞	〕 論結	里	鉄	防太	╡ おおいました 田	命結里														
2 接合	部せん	断余裕	度 =				_		н <del>т</del>	σ <sub>B</sub>	Ec	σt			1 7 7 02003	<u>σy</u>	σu	εy												
——————————————————————————————————————	生保証型	見設計指	針による	5 接合部-	せん断耐	討力計算	[值	種語	瞁	$(N/mm^2)$	(kN/m	m²) (N/mm²)	呼(	7名	種類	(N/mm²)	$(N/mm^2)$	(µ)												
2	と献 2)	による轉	曲力を考	慮した梁	曲げ耐	力計算値		Fc2	24	26.0	24.	6 2.71	_	S	D295A	370	498	2152												
但し	., L形	<b>/</b> 接合部	の形状係	数をκ=	0.45と	して計算	算 —	Fc4	12	55.4	31.	7 4.45	D	D10 SD390 SD685		425	570	2567												
≪3 L−6	の柱筋	折り曲	げ定着は	出隅側 4	本のみ		_	Fc6	60	72. 0	35.	1 4.94				780	975	4223												
<共通事	項>	・柱主	筋心から	の側面な	いぶり厚	[さは,	2. 5db						D	13 S	D295A	342	484	2015												
・柱頭補	強筋筋	「は梁主	筋水平方	「向・直ろ	を方向と	も 4-D1	3 SD29	5A (た1	ざし, L-	6 は直交	方向の	み)	D	16 S	D295A	365	515	1993												
・横補強	筋比は	靭性保	証型設計	指針によ	とり算出	し。ただ	し最上部	の横補	強筋はカ	ウント	していな	<b>よい</b> 。		S	D295A	347	511	2068												
・断面形状 梁:Bg×Dg=300×400mm, 柱:Bc×Dc=400×400mm										<u>ا</u> ،	SD345	370	557	2197																
・横補強	節 粱	€:2-D1	0@60 (pw=	=0.79%),	柱:2-	-D10@10	0(pw=0.3	6%)(柱	梁とも材	質は SD	685)		D	19 5	SD390	437	609	2501												
・円形定着板 D19 用:φ50,t=18 D16 用:φ42,t=16 材質:S45C σy≧390N/mm² σu≧565N/mm²											Ľ	50490	538	693	2941															
ねじ	ねじ、D19 用・M24 D16 用・M20 材質・GNH55 σv≥490N/mm <sup>2</sup> σu≥740N/mm <sup>2</sup> ねじ仕様・JIS B 0205 SD685 712 971 3949												3949																	

ん断破壊型4体の11体で計画し,実験因子は主 にコンクリート強度, 接合部横補強筋量, 主筋 の定着方法及び長さとした。L-1,8はそれぞれ 梁曲げ降伏型及び接合部せん断破壊型の基準試 験体で、柱主筋の先端には円形定着板を取り付 け, 定着長さを 3/4·Dg(Dg:梁せい)とし, 梁上 端筋は投影定着長さ 3/4・Dc(Dc:柱せい)の折り 曲げ定着で先端に円形定着板を取り付けた。梁 下端筋は先端に円形定着板を取り付けた直線定 着で, 定着長さを 3/4・Dc とした。架構の PCa 化を見据えて主筋の定着は接合部内に納まるよ うにしている。定着方法による違いを検証する ため L-5 は梁上端筋を折り曲げ後,直線定着 (30d<sub>b</sub> d<sub>b</sub>:鉄筋径)に, L-6 は出隅側の柱主筋に機 械式継手を使用した折り曲げ定着に、L-7、11 は梁下端筋のみ定着長さを2/3・Dcとした。L-4, 10,11は横補強筋量を2倍とした。各試験体に は出隅部のひび割れ防止と接合部の剛性確保を

目的として,逆U字型の柱頭補強筋を十字型に 横補強筋の内側に内接するように配置した。接 合部せん断余裕度の算定は,文献1)による接合 部せん断耐力(但し,形状係数κ=0.45)時層せん 断力を,文献2)による軸力を考慮した梁の曲げ 耐力時層せん断力で除して求めたものである。

# 2.2 載荷方法

図-2に載荷方法を示す。載荷は試験体の梁 の反曲点部分に鋼管柱と油圧ジャッキをピンで 連結した3ヒンジラーメン形式とし、この梁反



曲点部分から油圧ジャッキにより漸増繰り返し の水平力を与える方法とした。載荷は柱,梁の 反曲点間に取り付けた変位計の計測値より算出 した層間変形角により制御した。梁曲げ降伏型 試験体の層間変形角は、R=±1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25 rad を2サイクルずつ 繰り返し,最後に R=+1/10 rad までの一方向載 荷とした。接合部せん断破壊試験体の層間変形 角は、R=±1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33 rad を2サイクルずつ繰り返し,最後に R=+1/12.5 rad までの一方向載荷とした。

#### 3. 実験結果

# 3.1 ひび割れ及び破壊性状

図-3にL-1,3の+1/25 rad 時とL-8の+1/33 rad 時のひび割れ図を示す。

梁曲げ降伏型のL-1は,正負載荷ともに1/200 ~1/140 rad で梁主筋が降伏し,+1/25 rad 以降, 梁の危険断面位置上部のひび割れ(A)が進展し たが,それに伴う耐力低下は見られなかった。 柱梁接合部のひび割れは軽微なものであった。 他の梁曲げ降伏型試験体も同様のひび割れ性状 を示したが,L-3のみ接合部のひび割れ(B)が柱 位置まで進展した。

接合部せん断破壊型のL-8は、約±1/160 rad で接合部にせん断ひび割れが発生し、+1/50 rad 以降,接合部出隅側の柱主筋定着板の近傍から 入隅側にかけてひび割れ(C)が急増し背面のコ ンクリートがはらみだした。+1/33 rad 手前で ひび割れ(C)が大きく開き、それに伴い耐力が急 激に低下した。他の接合部せん断破壊型試験体 も同様の性状を示した。

いずれの試験体も接合部において側面剥離破 壊等の定着破壊は認められなかった。

# 3.2 履歴性状及び最大耐力

表-2に最大耐力一覧を示す。最大耐力の実 験値及び計算値は層せん断力表示である。最大 耐力はいずれの試験体も正載荷時が大きい結果 となった。これは,梁に軸力が作用することと, 負載荷は押し切らなかったことによる。



図-3 ひび割れ図

表-2 最大耐力一覧

試験体	破壊 形式 <sup>*1</sup>	最大 実駒	耐力 険値	カ 曲げ耐力 直 計算値 <sup>*2</sup>		せん断 耐力 計算値 <sup>*3</sup>	実験値/計算値					
		Qmax(kN)		gQmu(kN)		Qpu(kN)	曲げ	耐力	せん断耐力			
		Ē	負	正	負	apa(iiii)	Qmax/	gQmu	Qmax/Qpu			
		(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(A)/(C)	(B)/(D)	(A)/(E)	(B)/(E)		
L-1	В	213	128	141	98	225	1.51	1.31	0.95	0.57		
L-2	В	234	146	167	116	270	1.40	1.26	0.87	0.54		
L-3	В	125	78	97	67	132	1.29	1.17	0.94	0.59		
L-4	В	213	127	141	98	225	1.51	1.30	0.95	0.56		
L-5	В	195	128	141	98	225	1.38	1.31	0.87	0.57		
L-6	В	209	125	141	98	225	1.48	1.28	0.93	0.56		
L-7	В	209	130	141	98	210	1.48	1.33	0.99	0.62		
L-8	B→J	388	233	362	251	225	1.07	0.93	1.72	1.04		
L-9	B→J	422	266	362	251	270	1.17	1.06	1.56	0.98		
L-10	B→J	408	253	362	251	225	1.13	1.01	1.81	1.12		
L-11	B→J	407	256	362	251	210	1.12	1.02	1.93	1.22		

実験値及び計算値は層せん断力換算値

\*1 B:梁曲げ降伏型, B→J:梁曲げ降伏後, 接合部せん断破壊型

\*2 文献 2)による梁軸力を考慮した梁曲げ耐力計算値

\*3 文献 1)による計算値(但し,形状係数をκ=0.45として計算)

梁曲げ降伏型試験体において,実験値と計算 値<sup>2)</sup>との比(Qmax/gQmu)は,正載荷時で1.29~ 1.51, R=1/25 rad で除荷した負載荷時では1.17 ~1.33 であった。

接合部せん断破壊型試験体において,実験値 と形状係数  $\kappa = 0.45$  とした文献 1)によるせん 断耐力計算値との比 (Qmax/Qpu)は,正載荷時で は 1.56~1.93 となり,最終的に梁主筋が降伏し た。R=1/33 rad で除荷した負載荷時では 0.98 ~1.12 であった。0.98 となった L-9 は曲げ耐力 計算値がせん断耐力計算値よりも小さいことか ら, 0.98 がせん断耐力比を示すものではない。

図-4に各試験体の層せん断力(Q)-層間変 形角(R)の関係を示す。



図-4 層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係

梁曲げ降伏型試験体 (L-1~7) は、いずれも 梁主筋降伏後も耐力低下は見られず、正載荷時 は 1/11~1/10 rad と優れた変形性能を示した。 負載荷時は 1/25 rad で最大耐力となった。なお、 最大耐力時の接合部への入力せん断力は、形状 係数  $\kappa = 0.45$  とした文献 1)のせん断耐力計算値 の約 9 割であった。

接合部せん断破壊型試験体(L-8~11)においては,正載荷時は接合部せん断耐力計算値に 達した後も耐力は上昇し,1/67~1/50 radで梁 上端筋が引張降伏した。その後1/33 rad 手前で 出隅側からのせん断ひび割れが大きく開き耐力 は急激に低下した。負載荷時は接合部せん断耐 力の計算値に達した後も,1/50~1/40 radで梁 下端筋は引張降伏したが1/33 radまで耐力低下 は認められなかった。

コンクリート強度の同じ試験体(L-4~7,L-10~11)を比較すると,最大耐力,履歴性状とも ほぼ同様で実験因子による顕著な差はみられな かった。

梁上端筋の余長部を従来の直線定着とした L-5の耐力はL-1より小さいことから,余長部 に円形定着板を取り付けた本定着工法は従来工 法と同等以上の性能を有することがわかる。

接合部横補強筋を2倍とした L-10, 11 は, L-8 と比べて最大耐力が若干増加していること から,横補強筋の効果がうかがえる。

梁下端筋の定着長を 2/3・Dc と短くした L-7, L-11 は,基準試験体 L-1, L-8 に対し,ほぼ同 等の耐力と履歴性状を示した。

#### 3.3 梁主筋のひずみ度分布

図-5に試験体L-1,8の梁主筋のひずみ度分 布を示す。上端筋は正載荷時,下端筋は負載荷 時での各変形角におけるピーク時の値を示す。

L-1 は,上端筋は正載荷時において+1/100 rad で折り曲げ部までの水平部(B3~5)は降伏して いるが,折り曲げ端以降は+1/25rad でも降伏し ておらず定着板近傍(B1)は降伏ひずみ度の半分 程度だった。下端筋は負載荷時において -1/100 rad までに梁端側(B8)は降伏ひず み度に達したが,定着板近傍(B6)は-1/25 rad まで降伏ひずみ度には達しなかった。 梁上端筋を折り曲げ後直線定着(30d<sub>b</sub>)と した L-5 もほぼ同様であった。

L-8 は接合部耐力の上昇に伴い梁上端 筋は+1/50 rad で,水平部(B3,4)が降伏 ひずみ度に達し,梁下端筋は危険断面位 置(B8)において-1/33rad で降伏ひずみ 度に達した。定着板近傍(B6)では±1/30 rad 時においても降伏ひずみ度には達し ておらず,せん断破壊した試験体におい ても定着性能が維持されていることがわ かる。

#### 3.4 定着板の分担率

定着板の支圧分担率(主筋の危険断面 位置における引張力に対する定着板近傍 の引張力の比)は、梁上端筋では、梁曲げ 降伏型試験体において 1/25rad 時で 0.4 程度、せん断破壊型で 0.6 程度だった。 直線定着である梁下端筋は-1/200~ -1/100 rad において、ほぼ 0.7 以下であ った。

柱 主 筋 で は , 出 隅 側 で +1/200 ~ -1/100rad 時に 0.4以下,入隅側で-1/200 ~-1/100rad 時に 0.2~0.7 程度であった。

# 3.5 柱頭補強筋のひずみ度

図-6に柱頭補強筋のひずみ度と層間変形角 (R)の関係を示す。ひずみ度は各層間変形角にお ける第1サイクルピーク時の値である。

曲げ降伏型試験体では,正載荷時は梁主筋と 平行に配置した柱頭補強筋のひずみ度(K3,4)が, 負載荷時には接合部上面のひずみ度(K2,4)が増 大する傾向がみられた。±1/25 rad でのひずみ 度は,降伏ひずみ度の約1/2以下であった。

せん断破壊型試験体では,正載荷時において 梁主筋と平行に配置したK3及びK4位置で+1/50 rad になると降伏ひずみ度近くになった。負載 荷時では降伏ひずみ度の約1/2以下であった。



図-5 梁主筋のひずみ度分布



図-6 柱頭補強筋のひずみ度

以上のことから,柱頭補強筋は,閉じる方向 の力に対し,出隅部から入隅部へのせん断ひび 割れを抑制する効果があると考えられる。

## 3.6 接合部横補強筋のひずみ度

図-7に接合部横補強筋のひずみ度と層間変 形角(R)の関係を示す。ひずみ度は各層間変形角 における第1サイクルピーク時の値である。 梁曲げ降伏型である L-1, 3, 5 では± 1/25 rad で降伏ひずみ度近くに達した。 高強度補強筋を使用した L-2 もほぼ同じ ひずみ度であった。

せん断破壊型L-8では1/50 rad で降伏 ひずみ度に達し,接合部の損傷拡大に伴 い急激に増大した。高強度補強筋を使用 したL-9も1/50 radではL-8とほぼ同じ ひずみ度であった。これより,横補強筋 は,接合部の損傷拡大を防止し接合部せ ん断耐力確保に効果があることがわかる。

## 4. まとめ

円形定着板による機械式定着工法を柱 梁主筋端部に用い,柱頭補強筋にて補強 したL形接合部の構造実験を行った結果, 以下の知見を得た。

- 2) 梁曲げ破壊型試験では最大耐力時に おいても接合部ひび割れは軽微なものであっ たが,接合部せん断破壊型試験では主に出隅 部から入隅部へかけての進展が顕著であった。
- 2)各試験体とも最大耐力は、正載荷時が負載荷時より大きい結果となり、それぞれ曲げ耐力計算値およびせん断耐力計算値を上回った。
- 3) 柱頭補強筋で補強されたL形接合部は,正負載荷時において,形状係数κ=0.45とした文献
  1)による接合部せん断強度以上のせん断耐力を有することが確認された。
- 4) 梁曲げ降伏型試験では、主筋降伏後も耐力低下はなく、限界変形角(耐力が最大耐力の 80%に低下した時の層間変形角)が 0.09rad 以上となる十分な変形性能を示した。なお、最大耐力時の接合部への入力せん断力は、形状係数κ=0.45とした文献1)によるせん断耐力計算値の約9割であった。
- 5) いずれの試験体も接合部において側面剥離 破壊等の定着破壊は認められなかった。
- 6) 柱頭補強筋は、出隅部から入隅部へのせん断 ひび割れを抑制し、接合部全体がコアとして せん断力に抵抗することに効果がある。



図-7 接合部横補強筋のひずみ度

7) 接合部を適切に柱頭補強筋と横補強筋で補 強することにより、文献 1)による接合部せん 断強度以上のせん断耐力と梁曲げ降伏後の充 分な変形性能が確保できることが確認された。

# 謝辞

本研究を進めるにあたり,ご指導を頂いた東京 理科大学 松崎教授ならびに(財)日本建築総合試 験所 益尾部長に深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1)日本建築学会,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,1999
- 2) 益尾ほか:機械式定着具を用いたL形およびT 形RC造柱梁接合部の終局時における入力せん断力評価式と設計条件,GBRC, Vol. 27, No. 3, pp. 22-32, 2002.7