

論文 RC 造 L 形柱梁接合部の開角方向加力時のせん断および定着性状

城 攻^{*1}・後藤 康明^{*2}・北野 敦則^{*3}・重野 智^{*4}

要旨:鉄筋コンクリート造骨組構造における最上階外柱梁接合部に定着された 90 度折り曲げ定着を有する梁下端筋が、引抜き力を受ける際の梁筋定着性状および接合部せん断抵抗性状を実験的に把握したものである。すなわち、梁筋水平投影定着長、折曲げ方向、接合部横補強筋比、その他の影響要因を実験変数とした計 16 体の柱形試験体を用いて、その接合部に定着された梁筋の引抜き加力実験を行い、破壊性状、荷重変形関係、最大耐力について考察し、破壊形式毎の耐力推定式について検討したものである。

キーワード:L 形柱梁接合部、折曲げ定着、下端筋定着、せん断抵抗性状、荷重変形関係

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)造の外柱梁接合部において、梁主筋は必要定着長が直線部で確保できない場合に一般的には折り曲げて定着する。著者らはこれまでに最上階外柱梁接合部における梁上端筋の 90 度折り曲げ定着性状に関して実験的に検討し、現行の日本建築学会配筋指針の不適合性を指摘し、新しい定着耐力推定式を提案してきた¹⁾。中間階のト形外柱梁接合部の場合には、鉄筋の折り曲げ方向の定着性能に与える影響は顕著であるが、部材形状は上下に対照であるから、梁筋の上下の相違は問題にならない²⁾。これに対して最上階の L 形外柱梁接合部では、加力が両部材の閉じる方向と開く方向とでは、接合部内に生じる斜め圧縮束の対角線方向が異なるためにせん断耐力が異なり³⁾、また引張定着筋フック位置への柱または梁による拘束の有無を生じ定着耐力も異なる可能性がある。

本報告では、RC 造最上階外柱梁接合部に 90 度折り曲げ定着された梁下端筋が引抜き力を与えられた際の定着性状を実験的に明らかにし、著者らの折り曲げ定着に関する既往の研究成果と対比して、基礎的資料を提供するものである。

2. 実験概要

2.1 試験体形状

試験体は図-1に示すように、柱梁接合部に 90 度フックで定着される梁下端筋を模擬したものである。簡便化のため柱形の端部に接合部を想定し、梁コンクリートの全部または一部を省略して、梁上端圧縮側に反力を持たせ下端筋に引き抜き力を加える方式とした。試験体寸法は、実物(階高 3.5m, 柱断面 80×60cm²)の 1/2 縮小モデルを想定したもので、全試験体とも柱せい $D_c=400\text{mm}$ 、柱幅 B_c ・梁幅 $B_b=300\text{mm}$ 、梁せい $D_b=400\text{mm}$ を基準寸法とした。いずれの試験体も共通に、梁筋には 19mm ネジフシ鉄筋を 4 本 1 段配筋し、その上下方向被り厚は 36mm とし、柱筋には 5-D16 を両側に配置し中段筋はない。実験変数は表-1に示すように、水平投影定着長 L_{dh} を 4 水準、折曲げ方向を曲上げと曲下げの 2 水準、接合部横補強筋比 p_w を 3 水準とした。また、側方割裂破壊を避けるために通常の柱筋 180 度フックを U 字定着にしたもの、および直交筋に相当するネジボルトを柱筋または梁筋の折曲げ内側に配置して柱表面に 100mm 角の鋼板(当金)で固定したものがある。更に、梁形コ

*1 北海道大学教授

*2 北海道大学助教授

*3 北海道大学助手

*4 札幌市役所

大学院工学研究科社会基盤工学専攻

大学院工学研究科社会基盤工学専攻

大学院工学研究科社会基盤工学専攻

工博(正会員)

工博(正会員)

工修(正会員)

工修(非会員)

ンクリートを設けて、無い場合との比較を行った。なお、接合部せん断破壊を目的とする場合には、柱部分の横補強筋比を大きくしてこの領域での破壊を防いでいる。これらの要因の組み合わせで計 16 体の試験体を製作した。

2.2 使用材料

梁筋の強度は研究室在庫の関係で SD390 から SD685 に跨っている。試験対象部の横補強筋は 6φ-SR345 であり、加力部は高強度材を用いた。コンクリート強度 σ_B は 27MPa を目標としているが約 21~31MPa の範囲に分布している。これらの材料の力学的性状を表-2に掲げ、各試験体の σ_B は表-3~6に示した。

表-1 実験変数一覧 [単位, L_{dh} :mm, p_w :%]

試験体	梁筋		柱筋		帯筋比 p_w		その他	
	L_{dh}	強度	直	定着	強度	直		
BA1	340	390	無	U	345	有	0.21 1.78	梁形付き
BA2	340	390	無	180°	685	有	0.21 1.78	梁形付き
BA3	340	685	有	U	685	有	0.21 1.78	梁形付き
BA4	340	685	有	U	685	有	0.21 1.78	
BA5	200	490	有	U	345	有	0.21 1.78	
BA6	340	685	有	U	685	有	0.63 1.78	
BA7	340	685	無	U	685	有	1.40 1.78	梁形付き
BA8	340	685	有	180°	685	有	0.21	
BA9	200	490	無	180°	345	有	0.21	
BA10	340	390	無	180°	345	有	0.21	梁形付き 曲げ下げ
BA11	340	490	無	180°	685	有	0.21	曲げ下げ
BA12	200	490	無	180°	685	有	0.21	曲げ下げ
BA13	340	685	無	U	685	無	0.21 1.78	柱帯筋
BA14	270	685	無	U	685	無	0.21 1.78	$p_w=1.78$
BA15	270	685	無	180°	685	無	0.21 1.78	は全て
BA16	130	490	無	180°	685	無	0.21 1.78	D6

(注)強度:表-2の鋼種呼び名の数値,直:直交筋の有無

表-2 使用材料の力学的性状

鉄筋種	σ_y	ϵ_y	σ_{max}	E_s	
	(MPa)	(μ)			(MPa)
梁筋 D19	SD685	647	4800	838	
	SD490	553	3180	743	
	SD390	467	2600	647	
柱筋 D16	SD685	733	3910	924	
	SD345	395	2200	557	
帯筋 D6 ⁻¹ 6φ	SD685	890	5250	499	
	SR345	354	1880	414	
コンクリート	σ_t	ϵ_{max}	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$	
	(MPa)	(μ)	(GPa)	(GPa)	
	$\sigma_B=20.6$ MPa(BA2)	2.00	2330	25.0	20.0
	$\sigma_B=25.8$ MPa(BA16)	2.54	2530	22.7	19.1
$\sigma_B=31.1$ MPa(BA4)	2.35	2310	24.0	20.6	

*1:0.2%オフセット値による降伏強度である。

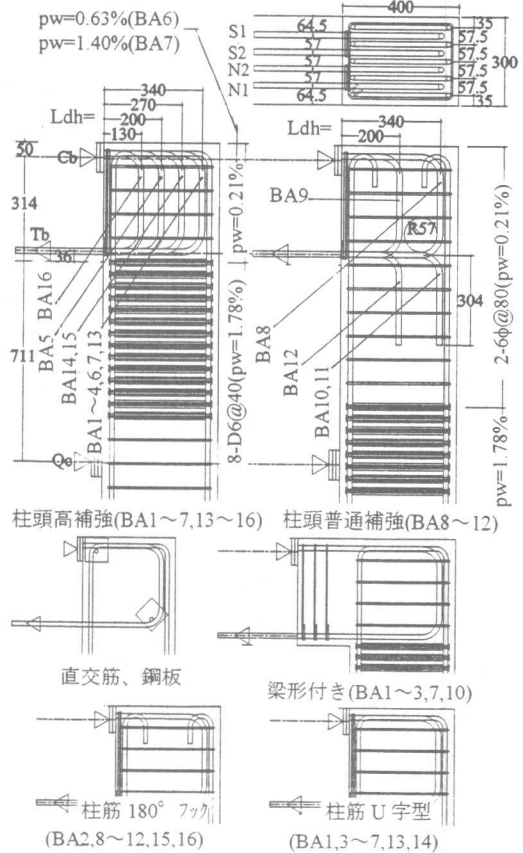


図-1 試験体概要

2.3 加力方法及び計測方法

加力は 4 本の梁筋露出部に均等な引き抜き変位を与えた 1 方向変位漸増荷重により行った。梁筋の有無に関わらず圧縮合力中心を梁上面より 50mm 下に仮定し、柱下部の反力点と共に幅 100mm×長さ 300mm の厚鋼板を用いてピン・ローラー支持とした。柱軸力は与えていない。

計測フレーム概要を図-2aに示す。柱反力位置にピン・ローラー支持により計測フレームを設けてコンクリート表面に埋設した標点の 2 方向変位(図中矢印で示した)から歪を計算し、梁筋の水平変位は同図bの基準点に対する梁筋計測点の相対変位として表した。この他に接合部パネル鉛直方向変位、鉄筋各部および接合部パネルコンクリートの歪計測を行った。

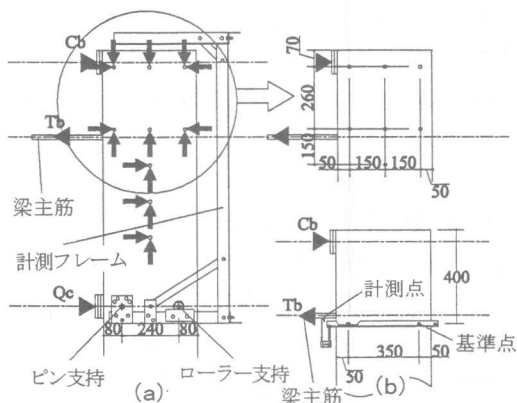


図-2 変位計測概要

3. 実験結果

3.1 破壊性状

本実験で確認された接合部破壊形式は、大きく次の4種に分類できる。

1)接合部せん断破壊：(記号 JS)BA3,BA4,BA13, BA14,BA15

柱梁接合部内の梁筋曲げ部と梁上端圧縮域とを結ぶ対角線に沿った斜めストラットが圧壊して耐力に至る破壊形式であり、接合部横補強筋が少ない場合に生じやすい(図-3 a)。実験終了後に試験体内部の損傷状況を調べたところ、上記の対角線上に7~14cmの幅でコンクリートの明瞭な圧壊域が確認された(図-4)。しかし、 L_{dh} がやや短いBA14と15は、接合部内の斜め圧縮ストラットに沿う亀裂はBA3等よりも若干急勾配であり、最大耐力後はこの亀裂が背面の圧縮柱筋位置まで伸展し顕著に拡幅する。

2)掻き出し定着破壊(記号 RO) : BA8~BA12

梁筋余長部沿いの縦亀裂が折曲げ部および柱頭斜め亀裂に伸展し、この亀裂破壊面に囲まれる領域が塊状のままに梁圧縮部支点を中心とする回転変形を起こす破壊形式である。BA9の様に水平投影定着長が短く($L_{dh}=D_c/2$)、かつ接合部と共に柱頭の横補強筋比 p_w が低い場合に生じ易いが、最深部に定着したBA8でも発生している(図-3b)。曲げ下げ筋としたBA10~12では、斜め亀裂破壊面が接合部内に生じた後、この亀裂は柱頭部に伸展し逆向きの斜め亀裂破壊面に成長し、柱側に中心を有する回転変形が生じるので、掻き出し定着破壊に分類できる(図-3c)。

3)水平定着部滑り破壊(記号 HS) : BA5,BA16

梁筋水平部に沿った柱曲げ亀裂が梁筋折曲げ部から余長部へ伸展し、上記の掻き出し破壊に類似した回転変形を生じるもので、既往の研究を含めて新しい定着破壊形式である(図-3d)。接合部に比べて柱頭の横補強筋比が高く、水平投影定着長が短い場合に発生し易い。滑り破壊が進行すれば梁隅柱筋のダボ作用と接合部内の横補強筋歪が増大するのに対して、柱頭部の横補強筋の歪は少ない。

4)側方割裂定着破壊(記号 SS) : BA1,BA2,BA7

梁隅筋及び柱隅筋の側方コンクリート被り厚が薄い場合に、それぞれの折曲げ部内側のコンクリートに発生する割裂応力によって折曲げ部側方のコンクリートが皿状に剥離する破壊形式で

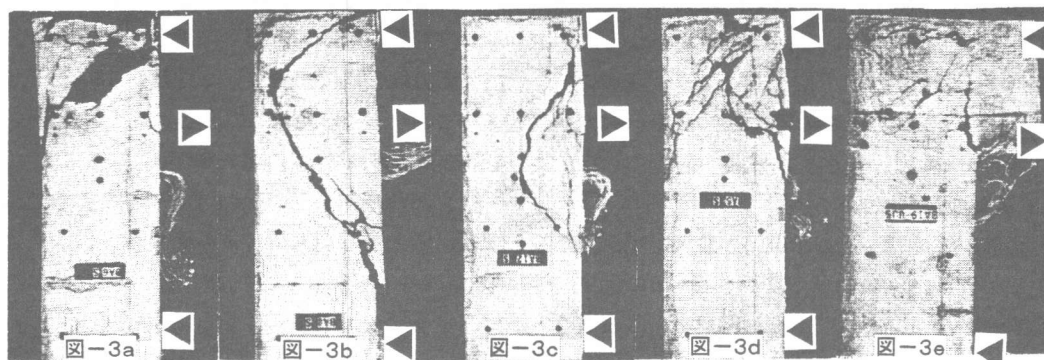


図-3 破壊状況 a. (BA6) 接合部せん断破壊 b. (BA8) 掻き出し定着破壊 c. (BA12) 掻き出し定着破壊 d. (BA5) 水平定着部滑り破壊 e. (BA1) 側方割裂定着破壊

図-3 破壊状況 [注: BA12のみが曲げ下げ定着]

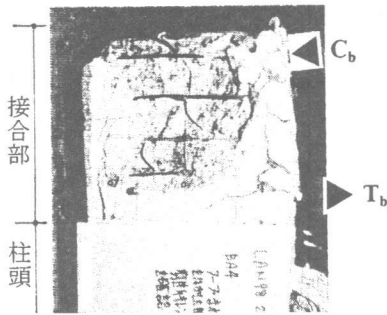


図-4 コンクリート圧壊域

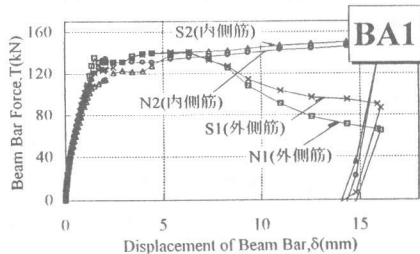


図-5a 鉄筋毎の T-δ 関係(SS型破壊)

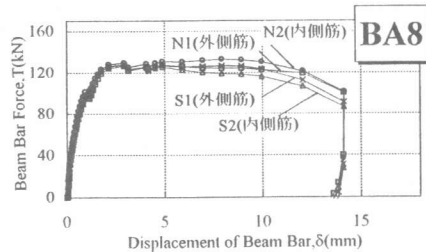


図-5b 鉄筋毎の T-δ 関係(RO型破壊)

ある(図-3e)。本実験ではいずれも梁筋折曲げ部で発生したもので、図-5aに示すように隅筋の片側または両側が耐力低下を生じるが、内側筋は耐力を維持する。他の破壊形式では、全鉄筋がほぼ均等な応力分担となる点異なる(同図b)。梁筋に関するこの破壊形式はト形柱梁接合部における場合と同じ条件と考えられるために実験計画当初には予定していない破壊形式であったが、BA1や2のように他の破壊形式の耐力が上昇したために生じた破壊である。

3.3 荷重変形関係

梁筋の合計引抜き力 T' (kN)と前章で定義した梁筋水平変位 δ (mm)との関係を図-6に示す。試験体毎のコンクリート圧縮強度 σ_B の相違を打ち消すために、全試験体の平均値 $\sigma_B=26.4\text{MPa}$ で補正した値 $T'=T(\sigma_B/26.4)^n$ を用いる。ここで、せん断破壊には(1)式より $n=0.7$ 、掻き出し破壊

と水平定着部滑り破壊には(2)式より $n=0.5$ 、側方割裂破壊には(3)式より $n=0.4$ を用いた。なお、梁端部回転角 θ は、 δ/j_b (梁応力間距離=328mm)で表す事が出来る。

1)せん断破壊形式：(図-6a)

L_{dh} が最も長い340mmシリーズのうち、梁形付き試験体BA3は変形性能が最も大きい。他の3体は最大耐力後の低下が激しく、BA6で $p_w=0.63\%$ とした効果は若干の耐力増大のみに現れている。直交筋と当金は直交梁の存在に相当するので、BA13に対するBA4の差がその効果に読み替えられる。 L_{dh} がやや短い270mmシリーズBA14と15では、340mmに比べて最大耐力は低く耐力時変位は大きいがその後の耐力低下は少ない。これは、最大耐力後は梁筋折曲げ部からの伝達機構と合わせて対角線上の伝達も機能してストラット幅が広がるためと考えられる。また、柱筋の定着方式は180度のBA15はU型定着のBA14より耐力が少し低い。

2)掻き出し破壊形式：(図-6b)

梁筋U形定着で $L_{dh}=200\text{mm}$ のBA9のみが他と著しく異なる挙動を示し、その理由については現在検討中であってこれを除けば、他の4体は $\delta=10\text{mm}$ ($\theta \approx 3/100\text{rad}$)程度までの梁筋変位に対する耐力低下は少ない。曲げ下げ定着の主たる破壊面は接合部内に発生するために、せん断破壊と同様に梁筋を有するBA10は梁筋の無いBA11より最大耐力と変形性能がやや大きい。

3)水平定着部滑り破壊形式：(図-6c)

荷重変形曲線は掻き出し破壊と同様であり、最大耐力後の低下が少ない。柱筋が180度フックのBA16も変形性能への影響は見られない。

4)側方割裂破壊形式：(図-6c)

接合部の横補強筋が多いBA7の最大耐力は顕著に増大するが、その後の耐力低下の改善効果はない。破壊域が梁筋折曲げ近傍のために、柱筋定着フックの相違は見られない。

4. 最大耐力

1)せん断破壊形式：BA3,BA4,BA6,BA13~15

BA14 と BA15 の比較により柱筋定着方法が 180° フックの方が U 字型定着に比較して約 9% 耐力が低く、また、直交筋・鋼板の用いないほうが用いたものより約 7% 耐力が低くなる(BA4 と BA13)ことが明らかとなった。当研究室ではより精度よくせん断耐力を推定できるよう靱性保証型指針式の接合部有効幅の定義に修正を加えた(1)式を提案した¹⁾。ここでは上端引張時に対する耐力低下程度を把握するために上端引張時の係数($\kappa=0.7$)を用いた計算値と実験値を比較した(表-3)。破壊領域が(1)式に適合しない BA14, 15 を除いた 4 体のうち BA13 は U 字形柱筋定着を用いている以外はせん断耐力に影響する要因は無い。仮に BA13 において 180° 柱筋定着にした場合、U 字形に比べて 7% の耐力低下が起きたとしても上端引張時の 0.78 であり 4/7 までにはせん断耐力は低下しない。鋼板・直交筋、柱筋定着法の相乗の効果は不明であるが、他の 3 体(BA3, 4, 6)についても上端引張時の 4/7 までにはせん断耐力は低下しないと考えられる。また実架構条件に近い梁スタブがある BA3 は、スタブの無い BA4 に比べて約 6% 耐力上昇があることを考慮すれば、上端引張時に比べ、靱性保証型耐震設計指針で想定するほどのせん断耐力の低下は起きないと考えられる。しかし、梁にもせん断力が加わると耐力低下が予測され

るので L 形架構による検証が必要であろう。

表-3 (1)式による計算値と実験値の比較

試験体	σ_B (MPa)	exp T_u (kN)	T_u' (kN)	cal T_u (kN)	exp T_u /cal T_u
BA3	28.9	710 *	666	737	0.96
BA4	31.1	703	627	775	0.91
BA6	26.9	720 *	711	700	1.03
BA13	28.8	620(*)	583	735	0.84
BA14	26.2	480	483	492	0.98
BA15	22.6	393	438	546	0.72

*は梁筋が降伏した試験体、以下の表で同じ

2) 揺き出し破壊形式 : BA8~BA12

ト形柱梁接合部実験を対象に当研究室により提案された(2)式による計算値と実験値の比較を表-4に示す。曲げ上げ定着(BA8, 9)を行った場合にはこの式によりほぼ耐力を推定できるが、曲げ下げ定着(BA10~12)した場合には実験値をかなり過小評価する傾向がある。

表-4 (2)式による計算値と実験値の比較

試験体	σ_B (MPa)	exp T_u (kN)	T_u' (kN)	cal T_u (kN)	exp T_u /cal T_u
BA8	29.5	547	517	572	0.96
BA9	28.0	315	306	309	1.02
BA10	24.4	439 *	457	295	1.49
BA11	30.0	422	396	313	1.35
BA12	26.1	186	187	161	1.16

BA8,9: 曲げ上げ定着, BA10~12: 曲げ下げ定着

3) 水平定着部滑り破壊形式 : BA5, BA16(表-5)

この破壊形式の耐力に影響する要因としては、コンクリート強度、 L_{dh} 、接合部および柱頭の横

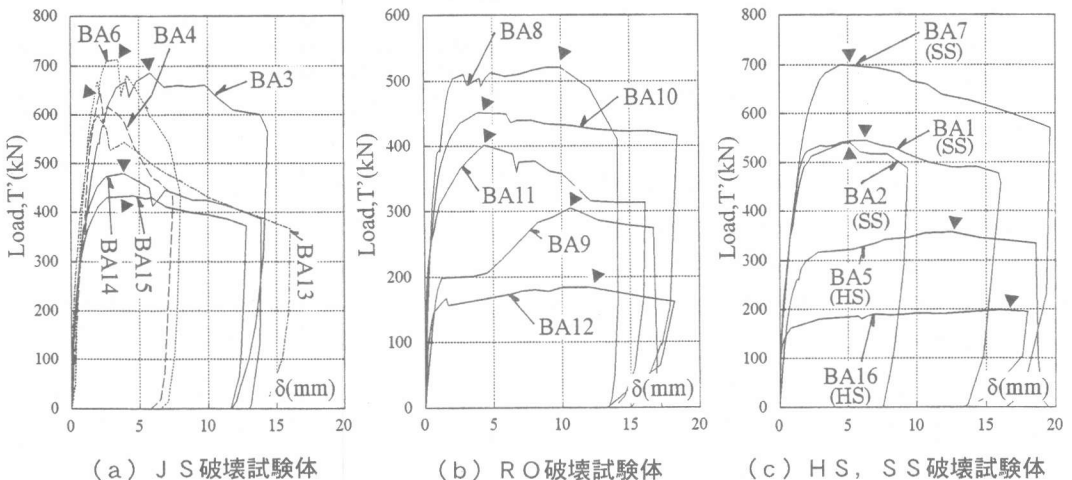


図-6 T'- δ 関係 (δ : Displacement of Beam Bar)

補強筋比等が挙げられるが、これらの影響程度、相関関係については現在検討中である。

表-5 HS破壊耐力

試験体	σ_B (MPa)	$exp T_u$ (kN)	$T_{u'}$ (kN)
BA5	25.7	369	374
BA16	25.8	204	206

4)側方割裂破壊形式：BA1,BA2,BA7

既往の(3)式による計算値と実験値の比較した結果を表-6に示す。側方割裂破壊は折曲げ部直下のコンクリートが支圧応力で割れ裂かれるので、破壊は鉄筋1本毎に発生する。従って、側方割裂破壊した鉄筋の最大経験荷重による比較を行った。 exp/cal がやや大きめ計算される結果となったが、下限値を推定するこの式の性格を考慮すれば実験値に良く適合すると考えられる。側方割裂耐力に影響する梁筋折曲げ部付近の応力状態はト形柱梁接合部と同様と考えられ、最上階L形接合部の下端筋定着に対しても(3)式によりほぼ推定できると思われる。BA1に対して梁筋折曲げ部に直交筋を用いて定着破壊をせん断力に移行させたBA3の梁筋一本あたりの耐力は1.10倍となり、少なくとも直交筋により10%以上の側方割裂耐力上昇効果が認められる

表-6 (3)式による計算値と実験値の比較

試験体	σ_B (MPa)	$exp T_{uo}$ (kN)	$T_{uo'}$ (kN)	$cal T_{uo}$ (kN)	$exp T_{uo}/cal T_{uo}$
BA1	23.3	144 *	151	116	1.24
BA2	20.6	128 *	141	110	1.16
BA7	24.5	151 *	156	121	1.25

※ $T_{uo}(T_{uo'})$:側方割裂破壊した1本の鉄筋の最大経験荷重(その補正值)

5. まとめ

最上階L字形柱梁接合部の開角方向加力実験により以下の事項が明らかになった。

- (1)定着破壊およびせん断破壊とともに接合部耐力の基本要因は、水平投影定着長ささとコンクリート強度である。
- (2)梁筋水平投影定着長さが短く相対的に柱頭横補強筋比が高い場合には、新種の水平定着部滑り破壊が起こることがある。
- (3)接合部せん断耐力は、直交筋・柱筋定着法(U

字, 180°フック)等により影響される。本実験では、上端引張時の4/7までは耐力低下しない。

- (4)側方割裂破壊耐力、曲げ上げ定着筋の掻き出し破壊耐力は、ト形柱梁接合部用の既往の耐力推定式で評価し得るが、曲げ下げ定着筋の掻き出し破壊耐力は過小評価し、検討が必要である。
- (5)主筋折曲げ部の内側に配置する直交筋と当金は、せん断耐力に約7%、側方割裂耐力に10%以上の耐力上昇効果が認められる。

【参考文献】

- 1)岩浪治郎, 城攻ほか: RC造最上階外柱梁接合部における折曲げ梁上端筋の定着耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.747-750, 1998.9
- 2)宮本泰志, 城攻ほか: 柱梁接合部における90°曲げ下げ梁下端鉄筋の定着破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.965-970, 1996.6
- 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(案)・同解説, 1997

【Appendix】

$$\left. \begin{aligned} \blacksquare \quad & cal T_u = 1.44 V_{ju} \\ & V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \end{aligned} \right\} \text{---(1)式}^{1)}$$

κ : 接合部の形状による係数

(十字形: $\kappa=1.0$, ト字形: $\kappa=0.7$, L字形: $\kappa=0.4$)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数

(両側直交梁有り: $\phi=1.0$, なし: $\phi=0.85$)

F_j : 接合部せん断強度基準値, $F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ (N/mm²)

D_j : 柱せいまたは L_{dh} , b_j : 接合部有効幅(= $b_b + b_{a1} + b_{a2}$), b_b : 梁幅と最外縁梁筋間隔の平均, b_{a1} : b_j または $D_j/4$ の小さい方, b_j : 梁面と最外縁梁筋の中間位置よりこれに平行する柱側面までの距離

$$\blacksquare \quad cal T_u = k_N \cdot (T_C + T_W) \text{---(2)式}^{2)}$$

$$T_C = k_N \cdot k_c \cdot b_{ce} \cdot l_1' \cdot \sigma_c$$

$$T_W = k_W \cdot k_b \cdot a_w \cdot \sigma_{wy}$$

k_c : 滑り耐力の比例定数

=0.85(接合部側に折曲げ), =1.2(下柱側に折曲げ)

k_W : 横補強筋有効係数

=0.8(接合部側に折曲げ), =0.9(下柱側に折曲げ)

k_N : 柱軸力による修正係数(本研究では軸力0のため $k_N=1.0$)

k_b : 側方被り厚さの影響係数(=1.0, $C_0 \leq 0.8L_{dh}$)

b_{ce} : 柱有効幅(= $b_c + 0.53b_c$), l_1' : 破壊面加力方向長さ(= $L_{dh} - d_b - C_0$),

a_w : 折曲げ方向に $1.7L_{dh}$, 逆方向に $1.3l_1'$ に配筋された横補強筋合計断面積(ただし, 梁圧縮端から $0.2D_c$ の範囲は除く),

σ_c : コンクリート滑り強度(= $\sigma_B^{0.3}$) b_c : 最外縁の梁主筋間距離,

b_c : 両サイドの側方被り厚さの合計(ただし $b_c \leq 1.6L_{dh}$), C_0 :

柱筋被り厚さ, D_c : 梁せい, σ_{wy} : 横補強筋降伏応力度, d_b :

梁主筋径

$$\blacksquare \quad cal T_{uo} = f_u \cdot A_{so} \text{---(3)式}^{3)}$$

$$f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} (\leq 1.0), \quad k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{a1}}{j} (\leq 1.0)$$

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{a1}}{30 \cdot d_b} (\leq 1.0), \quad k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} (\leq 1.0)$$

d_b : 定着筋公称径, C_0 : 定着鉄筋心までの側面被り厚さ, l_{a1} :

水平投影定着長さ(= $l_{a1} = L_{a1} + d_b/2$) j : 梁危険断面の応力中心

間距離 d_s : 定着部に配される横補強筋径 f_u : 定着強度, A_{so} :

鉄筋断面積 (1本あたり) d_s : 梁主筋径