

[105] ト字形柱はり接合部の梁主筋の定着性能

正会員 若林 實 (京都大学防災研究所)
 正会員 南 宏一 (大阪工業大学工学部)
 正会員 西村泰志 (大阪工業大学工学部)
 正会員 ○ 今仲伸郎 (大阪工業大学大学院)

1. 序

鉄筋コンクリート構造 (以下RC構造と呼ぶ) におけるト字形柱はり接合部 (Exterior Joint) 内の梁主筋の定着¹⁾ について、RC規¹⁾準では、鉄筋の許容付着応力度に基づいて部材接合端からの梁主筋の定着長さを規定している。一方配筋指針案²⁾では、梁主筋は柱の中心軸を越えた位置を折り曲げ起点とすることとし、隅柱接合部で直交梁の主筋などによって幅狭し、止むを得ずすべての梁主筋が柱中心軸を越えて折り曲げできない場合には、梁主筋の $\frac{1}{3}$ 以下の本数は柱中心軸より手前定着してもよいとされている。しかしながら、これらの90°折り曲げ定着され³⁾る場合の梁主筋の強度を定量的に評価した研究は極く少なく、わずかにJirsaとMarques、Pinc・WatkinsとJirsa⁴⁾ら、および森田らによるものが挙げられるだけである。しかもこれらの研究は、梁上端筋に関するものであり、梁下端筋に関する研究はほとんど行なわれていない。本研究では、地震時における応力状態を再現したト字形柱はり接合部を含む部分骨組において、梁上端、下端筋に対しての定着垂直筋の位置により、その定着性能がどのような影響を受けるかを実験的に調べ、90°折り曲げ定着された場合の既往の研究による提案式の妥当性を検討するものである。

2. 実験計画

試験体断面の形状寸法、全主筋量、主筋径 (d)、部材の帯筋量、梁主筋の定着長さ ($\ell = 30d$)、および折り曲げ半径 ($r = 3d$) を同一とし、実験変数として梁主筋の接合部内での部材接合端から定着垂直筋までの距離 (ℓ) に対して5種類 ($\ell = 56, 106, 143.5, 181, 204.5 \text{ mm}$) および定着される方向に対して2種類が選択され、計10体の試験体が計画された。なお、いずれの試験体においても、定着垂直筋の長さは $12d$ 以上確保されている。なお、コンクリートは横打ちとした。試験体の形状寸法を図-1に、接合部パネル内の配筋詳細図を図-2に示す。ここでAシリーズとは上端筋に、Uシリーズとは下端筋に、それぞれ曲げ引張力を伝える試験体をいう。試験体の断面は $25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$ 、梁断面は $18 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ とした。柱主筋には4-D13、梁主筋には2-D16が用いられ、梁の断面構成は単筋梁とした。なお、梁部材にはせん断補強筋を固定するための補助筋2-6φを使用し、圧縮側に配筋されているが、この補助筋は接合部内には定着されていない。柱はりのせん断補強筋についてはともに6φを使用し、その間隔を 10 cm とした。なお、接合部内の梁主筋の基本的な定着性能を調べるため、接合部内にはせん断補強筋は配筋されていない。載荷方法は、柱材の反曲点の位置を回転支点および移動支点で支持し、梁材の反曲点の位置を載荷

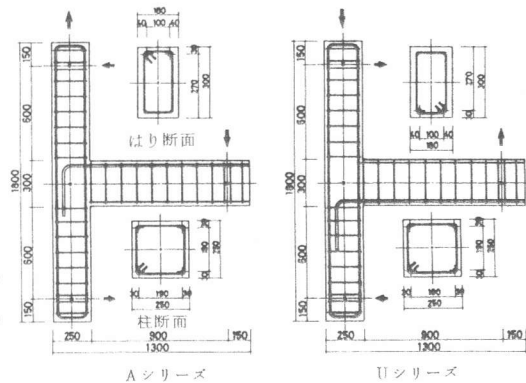


図-1 試験体の形状寸法

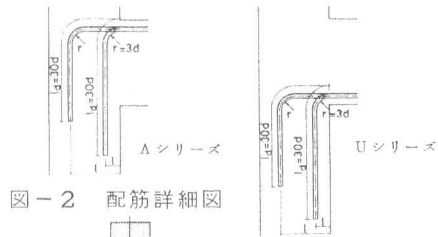


図-2 配筋詳細図

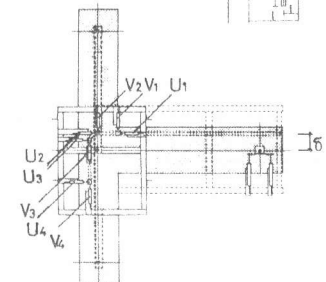


図-3 梁主筋抜け出し量測定装置

表-1 使用材料の力学的特性及び実験結果

試験体名	変換定数	試験体の構成		補強筋		コンクリート			鉄筋			水平定着部		折り曲げ部		鉛直定着部		斜張力		最大荷重		σ_{max} (Kg/cm ²)		
		1(mm)	柱	はり	柱	はり	F_c (Kg/cm ²)	F_t (Kg/cm ²)	F_t/F_c	σ_s (Kg/cm ²)	σ_u (Kg/cm ²)	ϵ_u (%)	P(t)	R(rad.)	P(t)	R(rad.)	P(t)	R(rad.)	P(t)	R(rad.)	P(t)		R(rad.)	
Aシリーズ	A1	56	250x250	180x300	4-D13 6φ ⊕100	2-D16 6φ ⊕100	362	33.8	0.093	D16 D13 6φ 2347	3477 3842 2347	5143 5598 3544	19.3 19.8 40.9	-	-	0.92	0.0020	0.57	0.026	-	-	0.96	0.00085	1000
	A2	106					362	33.8	0.093	D16 D13 6φ 2347	3427 3692 2347	5060 5583 3544	19.2 19.5 40.9	1.62	0.010	1.50	0.030	1.43	0.017	1.60	0.0041	1.73	0.0066	1100
	A3	143.5					362	33.8	0.093	D16 D13 6φ 2347	3357 3772 2347	5015 5681 3544	19.9 20.5 40.9	2.36	0.0041	2.90	0.010	2.29	0.020	2.68	0.0063	2.89	0.013	2600
	A4	181					299	30.7	0.103	D16 D13 6φ 2347	3497 3772 2347	5025 5681 3544	19.9 20.5 40.9	3.30	0.049	3.68	0.010	3.48	0.020	3.40	0.0070	3.76	0.013	3497
	A5	204.5					362	33.8	0.093	D16 D13 6φ 2347	3327 3787 2347	5015 5622 3544	19.4 18.8 40.9	3.50	0.0056	3.80	0.012	3.54	0.0026	3.70	0.0085	3.94	0.018	3327
Uシリーズ	U1	56	250x250	180x300	4-D13 6φ ⊕100	2-D16 6φ ⊕100	337	28.8	0.085	D16 D13 6φ 2347	3376 3835 2347	5015 5606 3544	19.5 19.3 40.9	-	-	1.43	0.0015	1.16	0.0029	-	-	1.50	0.00095	800
	U2	106					349	23.1	0.066	D16 D13 6φ 2347	3357 3843 2347	5015 5709 3544	19.5 18.6 40.9	0.30	0.000049	2.02	0.0041	4.00	0.0066	-	-	2.02	0.0041	1140
	U3	143.5					346	33.5	0.097	D16 D13 6φ 2347	3357 3772 2347	5015 5606 3544	19.5 19.0 40.9	2.02	0.0022	2.17	0.0029	2.26	0.0033	-	-	2.44	0.0070	1840
	U4	181					349	23.1	0.066	D16 D13 6φ 2347	3357 3772 2347	5015 5606 3544	19.5 18.0 40.9	2.67	0.0034	2.85	0.0055	2.72	0.010	-	-	2.85	0.0055	2020
	U5	204.5					346	33.5	0.097	D16 D13 6φ 2347	3357 3772 2347	5015 5606 3544	19.5 19.0 40.9	3.35	0.0070	3.42	0.0082	2.61	0.019	-	-	3.42	0.0082	3090

点とした。載荷点位置での水平変位量 δ (図-3に示す) から得られる骨組部材角 R を制御変位とし、一方向繰り返し載荷を行なった。図-3に梁主筋の抜け出し量測定装置を示す。測定位置は、部材接合端、折り曲げ起点、折り曲げ終点、および定着垂直筋端部であり、はり主筋測定の各位置にボルトをろう付付けし、柱はり接合部中央からの水平方向、鉛直方向の変位を測定した。表-1に使用材料の力学的特性を示す。

3. 実験結果

3-1 ひび割れ状況

図-4に各試験体のひび割れ状況を示し、表-1に各ひび割れ発生時の荷重 P および部材角 R を示す。図-4より2種類の破壊様相を呈していることがわかる。まず、折り曲げ部と梁圧縮域とを結ぶひび割れと、梁主筋全長および柱内面主筋に沿うひび割れが生じ、引張主筋の抜け出し現象が見られる破壊様相である。この破壊形態は、折り曲げ起点が柱前面に近い A1、A2 および A3 の試験体と、Uシリーズの全試験体について見られた。次に、折り曲げ半径部分を中心にした放射状のひび割れと、梁主筋全長および柱外面主筋に沿うひび割れが生じる破壊様相である。この破壊形態は、折り曲げ起点が柱中心軸を越えた位置にある A4 と A5 の試験体に見られた。

3-2 履歴曲線

図-5に、Aシリーズ、Uシリーズ各試験体の履歴曲線の包絡線を示す。図中の実線は梁の曲げ

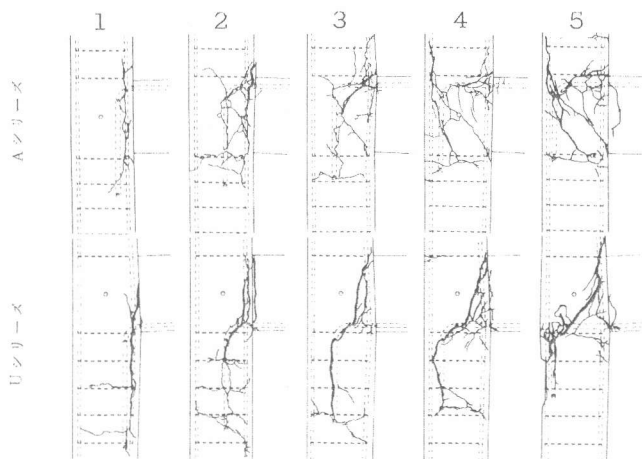


図-4 ひび割れ状況

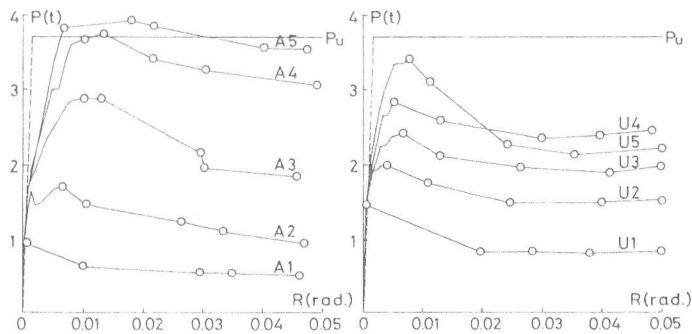


図-5 履歴曲線の包絡線

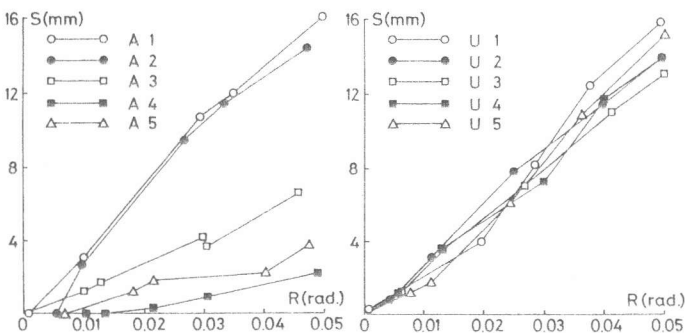


図-6 梁主筋の抜け出し状況

耐力から求められた荷重 P_u を示し、点線は初期剛性を示す、A4とA5の試験体は梁の曲げ破壊で、その他の試験体は引張主筋の定着破壊を生じていることがわかる。また各包絡線は、 $R=0.02$ (rad.) 以降の引張主筋の定着強度がほぼ一定であることを示している。なお、表-1に歪の測定値から求められた最大荷重時での部材接合端における鉄筋の応力度 (σ_{fmax}) を示す。

3-3. 部材接合端における梁主筋の抜け出し状況

図-6に変位計 u_1 により測定された部材接合端での各繰り返し載荷における最大荷重時での梁主筋の抜け出し量と骨組部材角との関係を示す。A1とA2では、 $R=0.01$ (rad.) 以降急激に抜け出し量が増加することが示される。また、A4とA5では、 $R=0.02$ (rad.) 以降の抜け出し量の増加はあまり見られない。一方、Uシリーズにおいては、全試験体とも繰り返し回数が増大するにしたがって、抜け出し量が増大している。以上のことから、骨組部材角の漸増に伴って、A4とA5では抜け出しを生じることなく梁主筋を定着することは可能であるが、A1、A2およびUシリーズでは、ある定着力を確保するためには抜け出しを伴うことが予測される。

4. 実験結果に対する検討

4-1 既往の提案式

ト字形柱はり接合部に 90° 折り曲げ定着された場合の梁主筋の定着性能を評価した既往の提案式は、フック部の強度を折り曲げ起点の応力度 (f_h) で評価したものと、部材接合端の応力度 (f_u) で評価したものとに分けられる。前者について、森田らは、

$$f_h = 12.1 \frac{r}{d} \left(\frac{d}{c+0.5d} \right)^{-0.764} \left(\frac{r}{11+r} \right)^{-0.604} \sqrt{f_c} \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (A)$$

ここに、 d : 鉄筋径 (cm)、 r : 折り曲げ内法半径 (cm)

c : コンクリートのかぶり厚さ (cm)、 f_c : コンクリートの圧縮強度

(l : のみ込み長さ (cm)) (kg/cm^2)

を、また、JirsaとMarquesらは、

$$f_h = 186 (1.0 - 0.118d) \psi \sqrt{f_c} \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (B)$$

ここに、 ψ : 鉄筋が接合部に定着される状況により 1.0、1.4

または 1.8 とする。

をそれぞれ提案している。

後者については、JirsaとMarques、Pinc-WatkinsとJirsaらの提案式がある。これらの考え方は図-8に示す様に、梁主筋の定着強度は水平定着部分と折り曲げ部以下のそれぞれの強度の和により評価できるといものである。JirsaとMarques

は、 $f_u = f_h + f_l$

$$= 186 (1.0 - 0.118d) \psi \sqrt{f_c} + \frac{17.8}{1.4} \psi \left(\frac{11}{d} - 3.0 \right) \sqrt{f_c} \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$$

を、また、Pinc-WatkinsとJirsaらは、

$$f_u = 13.2 \psi \frac{ld_h}{d} \sqrt{f_c} \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (D)$$

ここに、(ld_h : 部材接合端から水平面に投影した梁主筋の長さ (cm)

ψ : 鉄筋が接合部に定着される状況により、1.0、

1.4または 1.8 とする をそれぞれ提案している。

4-2 実験値と既往の提案式との比較

図-7、図-8に、実験値から得られた最大荷重時における f_h および f_u の値と、提案式 (A)、(B)、(C)、および (D) より求められた値をそれぞれ示す。縦軸には折り曲げ起点における鉄筋の応力度 (f_h)、部材

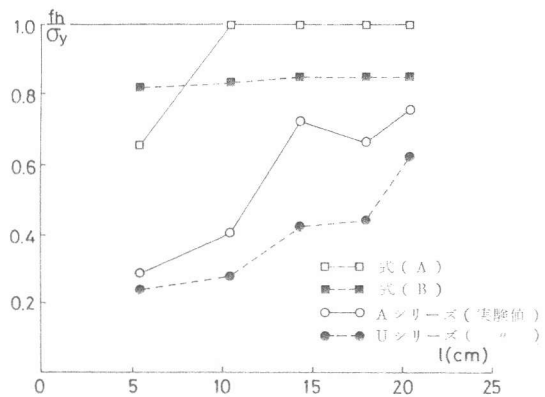


図-7 既往の提案式と実験値との比較 (f_h)

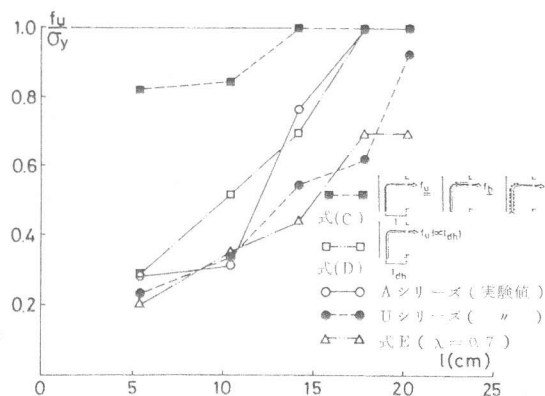


図-8 既往の提案式と実験値との比較 (f_u)

表-2 実験値と提案式(C)、(D)との比

試験体名	σ_{fmax} (kg/cm^2)	式(C)による計算値		式(D)による計算値	
		f_u (kg/cm^2)	f_u / σ_{fmax}	f_u (kg/cm^2)	f_u / σ_{fmax}
A	A1	1000	1.75	826	0.83
	A2	1100	1.51	1475	1.34
	A3	2600	1.09	1962	0.75
	A4	3497	1.00	3497	1.00
	A5	3327	1.00	3497	1.00
U	U1	800	2.19	876	1.03
	U2	1140	1.54	1475	1.29
	U3	1840	1.54	1962	1.07
	U4	2020	1.73	3357	1.73
	U5	3090	1.13	2400	0.87

接合端における鉄筋の応力度 (f_u) を降伏応力度 (σ_y) で無次元化した値 ($-\frac{f_h}{\sigma_y}$), ($-\frac{f_u}{\sigma_y}$) をそれぞれ示し、横軸には部材接合端から定着垂直筋の中心までの距離 (ℓ) を示す。 f_h と f_u の実験値と比較すると、 $\ell = 56\text{mm}$ ではわずかながら、Aシリーズの値に比較してUシリーズの値の方が低く、 ℓ が増大するにしたがってAシリーズ、Uシリーズともに f_h 、 f_u の値は増大し、 ℓ が柱前面から遠ざかるにしたがって、梁上端・下端の定着性能は良くなることを示している。しかしながら、 ℓ が増大すると、梁下端筋の定着性能は梁上端筋のそれに比較して劣ることが認められる。このことから、定着長さを同一とした場合でも ($\ell_d = 30d$) 定着される位置、およびその方向により定着性能に差の出ることが、本実験の範囲 (接合部補強なし) では明らかであり、部材接合端からの定着長さのみを規定することで鉄筋の許容付着応力度を確保しようとする考え方は、適当な評価法ではないと推測される。図-7において、提案式 (A)、 (B) はAシリーズ、Uシリーズのいずれの実験値に対してもかなり過大評価しており、折り曲げ起点の鉄筋の応力度 (f_h) で梁主筋の定着強度を算定することは困難である。また図-8より、提案式 (C) も両実験値に対し、かなりの過大評価を与えており、この方程式により、梁主筋の定着強度を算定することも困難である。一方、軸力が載荷された実験に基づいた提案式 (D) については、Aシリーズの実験値とほぼ同等の値を示して、梁上端筋に対して部材接合端の応力度 (f_u) を算定することが可能であると考えられる。しかしながら、梁下端筋に対する実験値は、提案式 (D) に対する計算値よりも相当低い値を示すことが認められる。表-2に実験値と提案式 (C)、 (D) による値との比を示す。

4-3 梁下端筋の定着性能に対する検討

図-9に示すように、上端筋に作用する圧縮力は、接合部内に形成されるコンクリートストラットの圧縮力とその幾何学的関係より容易に釣合系を保つことが可能である。しかし下端筋に作用する引張力は、コンクリートストラットの圧縮力と釣合系を保つことは極めて困難で、このことが、下端筋の定着強度が上端筋に比して劣化する一因となっている。本論では、簡便な梁下端筋の部材接合端における鉄筋の応力度の評価式として、梁上端筋に関する算定式 (D) に低減係数 λ を乗じた下式を提案する。

$$f_u = \lambda (13.2 \psi \frac{d_h}{d} \sqrt{f_c}) \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad (\text{E})$$

ここに、 λ ; 梁下端筋に関する低減係数 ($0 < \lambda < 1$)

図-8に、梁下端筋に関する低減係数を $\lambda = 0.7$ とした場合の値を $\Delta - \Delta$ で示す。この提案式 (E) による値は、 $\ell = 204.5\text{mm}$ 以外のUシリーズの実験値とほぼ一致することが認められ、簡便な (E) 式によって、ほぼ梁下端筋の定着強度を評価できることを示している。しかしながら、その低減係数の定量化については、さらに検討される必要がある。

5・結論

ト字形柱はり接合部内で 90° 折り曲げ定着された梁主筋の定着性能について、梁主筋の定着垂直筋の定着される位置およびその方向を実験変数として実験を行ない、以下のことが明らかにされた。(1) 上端筋に比較して下端筋の定着性能は劣化する。(2) 梁主筋の定着強度を折り曲げ起点における鉄筋の応力度 (f_h) で算定することは極めて困難である。(3) 上端筋の定着強度は、ほぼ既往の提案式 (D) で評価できる。(4) 下端筋の定着強度は、上端筋に対する算定式 (D) に低減係数を乗じて算定することが可能である。(5) 定着長さ (ℓ_d) のみを規定し、鉄筋の定着強度を確保しようとする考え方は、合理的な評価法ではないと思われる。

6・参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1982年，P. P. 26~29
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針案，P. P. 139~151
- 3) James O. Jirsa・Jose L.G. Marques : A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints, ACI Journal, May 1975, P. P. 198
- 4) Robert L. Pine・Michael D. Watkins・James O. Jirsa : Strength of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints, Civil Engineering Structures Research Laboratory, The University of Texas at Austin, November 1977 ~209
- 5) 森田・藤井・奥地：異形鉄筋折り曲げ定着部の応力伝達機構と耐力，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和57年6月，P. P. 57~60
- 6) 若林・南・西村・今仲：鉄筋コンクリート造柱・梁接合部における梁主筋の定着機構に関する実験的研究 (その1) (その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和57年10月，P. P. 1651~1654

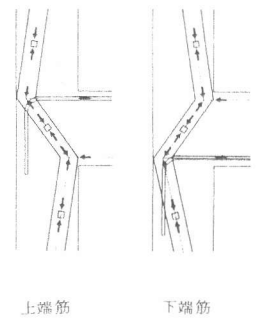


図-9 接合部内のせん断抵抗機構