

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）

若林 實・南 宏一
西村 泰志・今仲 伸郎

ANCHORAGE OF BENT BAR IN REINFORCED CONCRETE EXTERIOR JOINTS (PART 1)

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI,*
Yasushi NISHIMURA and Nobuo IMANAKA

Synopsis

An experimental study is made to know the effect of anchorage location of the straight vertical portion following the 90° bend on the reduction of load carrying capacity of exterior joints. Experimental variable is length to the straight vertical portion following the 90° bend from internal column face on top and bottom bar.

Main discussion is concentrated on the anchorage strength, failure mechanism, slip behavior of bent bar and hysteretic characteristics under repeated loading. It is concluded that the load carrying capacity of exterior joint is affected by location of the vertical bar in exterior joint and the anchorage strength of bottom bar is smaller than that of top bar.

1. 序

現在の鉄筋コンクリート構造（以下 RC 構造と記す）におけるト字形柱・梁接合部内、梁主筋の定着について、RC 規準¹⁾では、コンクリート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のみを規定している。一方、配筋指針案²⁾では、Fig. 1 に示すように、柱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が提案されている。ただし、柱外面より定着垂直筋のかぶり厚さは100 mm～150 mm を確保することとし、直交梁の主筋などによって幅狭し、やむを得ずすべての梁主筋が柱中心軸を起えて折り曲げ出来ない場合には、1/3 以下の梁主筋の本数は柱中心軸よりも手前に定着してもよいが、その場合には柱内面より定着垂直筋までは10d (d: 梁主筋径) を確保することとされている。しかもこれらについては、梁上端筋、梁下端筋の区別は行なわれていない。しかしながら、これらの手法に関して明確な理論的な根拠は見当たらない。

ト字形柱・梁接合部の梁主筋の定着性能に影響をおよぼす因子としては梁主筋の定着状態に関するものと、それ以外のものに分けられる。前者については、水平定着部の長さ、定着垂直筋の長さ、定着される位置、折り曲げ内法半径等があげられる。一方後者については、主筋以外の補助筋の有無、

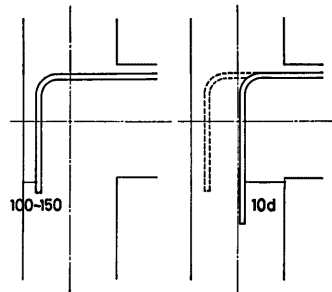


Fig. 1 Anchorage of Conventional Hooked Bar

せん断補強筋の量, 形状, 掛方, 直交梁の有無, 直交梁の主筋の配置, 軸力比, 接合部の形状寸法, 鉄筋径, 主筋量, コンクリート強度および配筋法等があげられる。

これらの因子に対し, 既往の研究では以下に述べるようなものが行なわれている。

鉄筋の高強度の限界に対して, 鉄筋の折り曲げ内法半径やコンクリート強度の影響に関する研究⁵⁾では, 内法半径とコンクリート強度が高い程, 限界値が高くなることが示されている。また, 直交梁の有無に関する研究^{6)~7)}では, 直交梁を有する方が良好な性状を示すとしている。また, 接合部パネル内のフープ筋形状に関する研究⁸⁾も行なわれている。さらに, 配筋法に関する研究^{8)~22)}については, U字形定着法, アンカープレート定着法, ナット定着法およびスタブ付定着法についてそれぞれ行なわれている。また, 軸力の影響に関する研究²³⁾や接合部パネル内の補強に関する研究^{5), 7), 13)}も行なわれている。定着垂直筋の長さの研究^{24), 25)}では, その限界長さは 12d であるとしている。しかしながら, 90° 折り曲げ定着された場合の梁主筋の強度に関して定量的に評価した研究は極く少なく, わずかに数例^{24), 26), 27)}挙げられるだけである。しかもこれらの研究は主に梁上端筋に対応するものであり, 梁下端筋に関する研究についてはほとんど行なわれていない。このような観点から, 梁上端筋, 梁下端筋に対しての定着垂直筋の位置に関して, それぞれの引張主筋の定着性能におよぼす影響に着目し, 実験を企画した。本報告はその実験計画および実験結果の概要について報告するものである。

2. 実 験

2.1 実験計画

本実験で計画された試験体の形状は骨組構造物の側柱に対応する柱・梁接合部を含むT字形骨組であり,

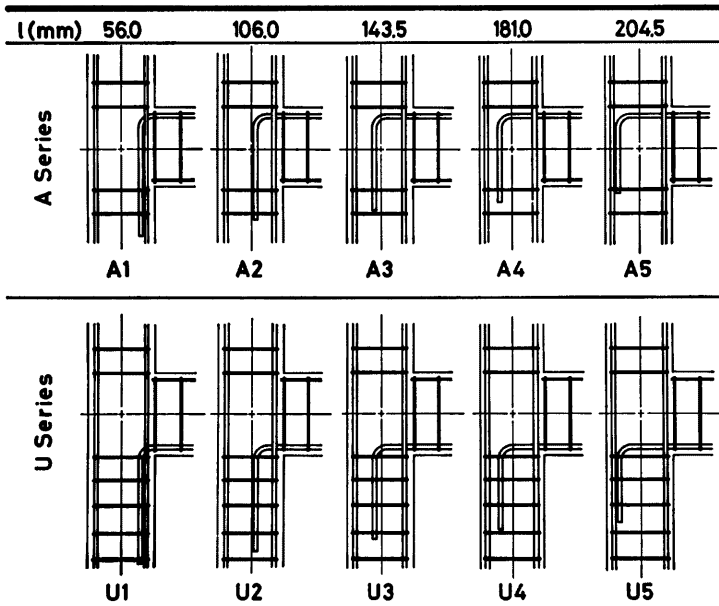


Fig. 2 Variables Chosen for Experiment

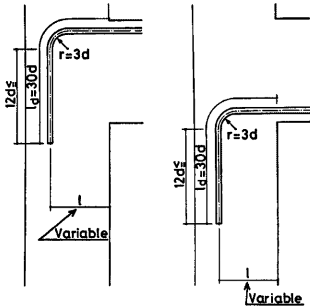


Fig. 3 Detail of Anchorage of Top and Bottom bar

試験体は梁主筋の定着破壊でその耐力が決定されるように計画された*。

実験変数は、柱・梁接合部内に定着される梁上端筋、および梁下端筋について調べることにし、定着垂直筋の部材接合端からの距離が選択された。その距離 (l) については5種類 ($l=56, 106, 143.5, 181, 204.5$ mm) を選択し、梁上端筋、梁下端筋との組み合わせで計10体の試験体が計画された。

Fig. 2 に実験変数一覧を、Fig. 3 に接合部内詳細図を、Table 1 に、計画された試験体の構成要素を示す。

2.2 試験体

Fig. 4 に試験体の形状寸法および断面構成を示す。試験体は、実大のほぼ1/3の模型を想定している。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。

Table 1 Mechanical Properties of Materials

Specimen	Variable	Section	Reinforcement	Concrete			Steel bar					
				1(mm)	Column	Beam	Column	Beam	Fc ($\frac{Kg}{cm^2}$)	Ft ($\frac{Kg}{cm^2}$)	Ft/Fc	ϕ
A Series	A 1	56	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	362	33.8	0.093	D 16	3477	5143	19.3
	D 13	3842							5598	19.8		
	6 ϕ	2347							3544	40.9		
	D 16	3427							5050	19.2		
	D 13	3692							5583	19.5		
A 2	106	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	362	33.8	0.093	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3427							5050	19.2			
D 13	3692							5583	19.5			
D 16	3357							5015	19.9			
D 13	3772							5681	20.5			
A 3	143.5	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	362	33.8	0.093	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3497							5025	19.9			
D 13	3772							5681	20.5			
D 16	3497							5025	19.9			
D 13	3772							5681	20.5			
A 4	181	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	299	30.7	0.103	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3497							5025	19.9			
D 13	3772							5681	20.5			
D 16	3327							5015	19.4			
D 13	3787							5622	18.8			
A 5	204.5	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	362	33.8	0.093	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3327							5015	19.4			
D 13	3787							5622	18.8			
D 16	3327							5015	19.4			
D 13	3787							5622	18.8			
U Series	U 1	56	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	337	28.8	0.085	D 16	3376	5015	19.5
	D 13	3835							5606	19.3		
	6 ϕ	2347							3544	40.9		
	D 16	3357							5015	19.5		
	D 13	3843							5709	18.6		
U 2	106	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	349	23.1	0.066	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3843							5709	18.6			
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3772							5606	19.0			
U 3	143.5	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	346	33.5	0.097	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3772							5606	19.0			
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3772							5606	18.0			
U 4	181	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	349	23.1	0.066	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3772							5606	18.0			
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3772							5606	19.0			
U 5	204.5	250×180× 250 300	4-D13 6 ϕ @100	2-D16 6 ϕ @100	346	33.5	0.097	6 ϕ	2347	3544	40.9	
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3772							5606	19.0			
D 16	3357							5015	19.5			
D 13	3772							5606	19.0			

*） 梁の曲げ耐力 (P_w) および接合部パネルのせん断耐力 (ϕP_w) を付録に示す。

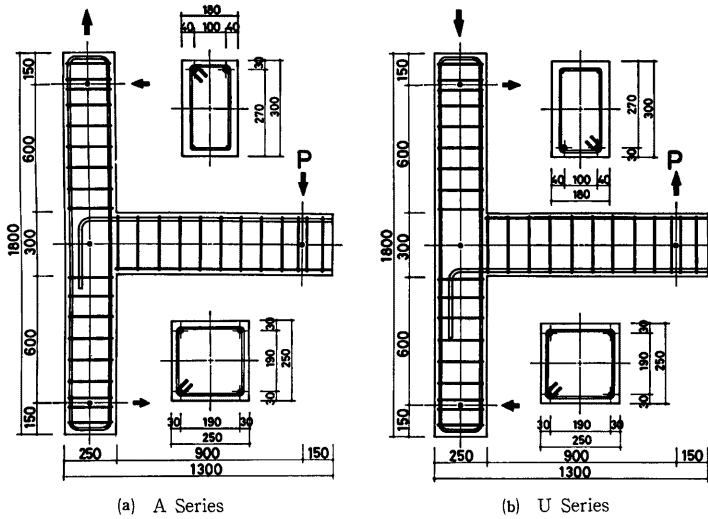


Fig. 4 Overall Dimension of Exterior Joints in Experiment

各試験体とも、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 ($l_d=30d$)、梁主筋の折り曲げ内法半径 ($r=3d$) を同一とした。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。

各試験体とも柱断面 $B_c \times D_c$ は、250 mm \times 250 mm (B_c : 柱幅、 D_c : 柱せい) 梁断面 $B_b \times D_b$ は、180 mm \times 300 mm (B_b : 梁幅、 D_b : 梁せい) であり、柱・梁幅比 B_b/B_c は、0.7 である。

梁主筋は、直径16 mm の異形鋼がそれぞれ2本配筋されており、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強筋に直径6 mm の丸鋼が2本使用され、圧縮側に配筋されているが、この補強筋は接合部内には定着されていない。

柱主筋には、直径13 mm の異形鋼が4本配筋されている。

せん断補強筋は、各部材とも直径6 mm の丸鋼が100 mm の間隔で配筋されているが、梁主筋の基本的な定着性能を調べるため、接合部にはせん断補強筋は配筋されていない。Photo.1 に接合部内の配筋状況を示す。

2.3 試験体の材料および製作

柱および梁材に用いられた主鉄筋としては SD 30、せん断補強筋としては、SR 24 相当品の材種の鉄筋が使用された。

セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は 1.2 mm 以下の山砂と海砂を 6 : 4 の割合で混合したものを、粗骨材は最大寸法20 mm の碎石が使用された。コンクリートは水セメント比 $W/C=0.60$ 、重量調合

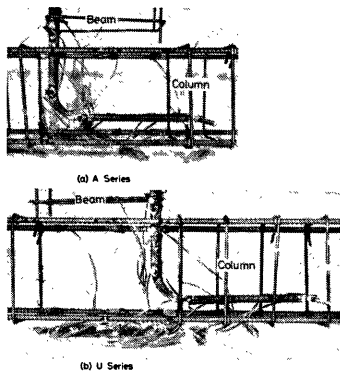


Photo. 1 Arrangement of Reinforcement in Exterior joints

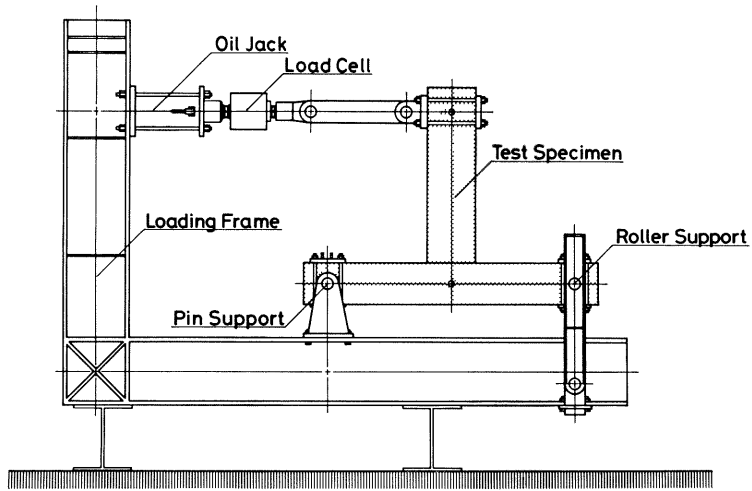


Fig. 5 Loading Apparatus for Experiment

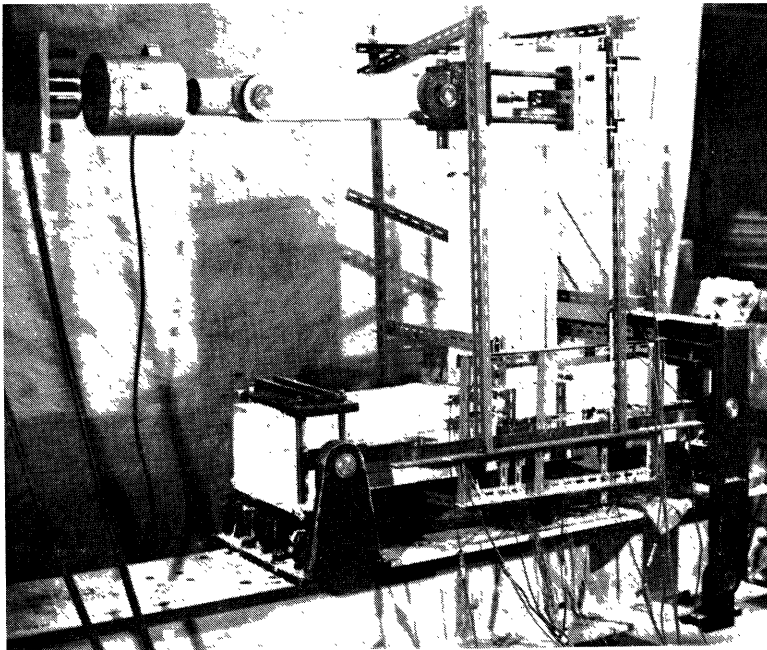


Photo. 2 Test Set-up

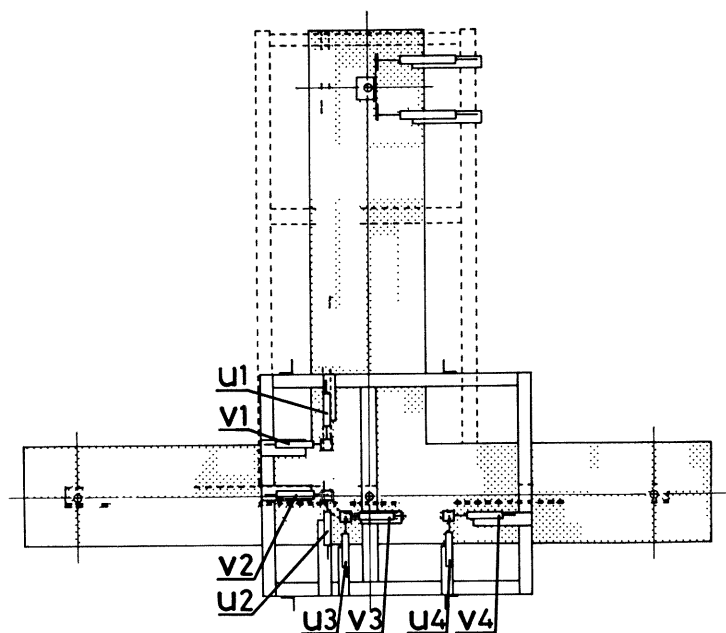


Fig. 6 Measuring Instrument for Deformation

比で $C:S:G=1:2.2:2.4$, スランブ21 cm とした。

コンクリートは柱材を水平に、梁材を鉛直に設置された木製型枠内に打設され、コンクリート打設後7~10日で脱型し、実験実施日まで空気養生が施された。

Table 1 に、各試験体に使用された材料の力学的特性を示す。

2.4 載荷装置

Fig. 5 および Photo. 2 に載荷装置を示す。載荷機構としては、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、柱材の材軸上でそれぞれの支点の回転中心が位置するように設置されている。さらに、梁材の反曲点の位置を電動式の100 ton 用油圧ジャッキで Fig. 4 の矢印によって示すように負荷するものとする。

なお、試験体の取り付けにあたっては、柱材の材軸と載荷方向が平行になるように、また、梁材の材軸と載荷方向が直角になるように留意された。また、柱および梁反曲点と載荷方向が同一面上になるように留意された。

2.5 測定法

はり材に負荷された荷重は油圧ジャッキの先端に設置された20 ton 用ロードセル(感度 $200 \mu/1t$) によって測定さ



Photo. 3 Location of Bolt for Gauge

れ、荷重 P とされた。

変形の測定としては、接合部パネル中央部からの梁主筋の抜け出し量の測定については、その位置は、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る。主筋の測定の各位置に直径6mmのボルトを銀ろうでろう付けし、柱・梁接合部中央からの水平方向および鉛直方向の変位 ($u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4$) を摺動型変位計（感度 $500 \mu/1\text{mm}$ ）によって測定された。そのボルトとコンクリートとのクリアランスは、ボルトから約 3 mm である。

部材相対変形の測定については、摺動型変位計（感度 $200 \mu/1 \text{ mm}$ ）によって測定した。

Photo. 3 に梁主筋抜け出し量測定用ボルトの状況を、**Fig. 6** に、梁主筋抜け出し量測定装置および部材相対変形量測定装置を示す。

また、接合部パネル内の梁主筋、柱主筋およびせん断補強筋のひずみ状態を測定するために、それぞれの鉄筋表面に単軸の電気抵抗線ひずみゲージ ($W. S. G.$) が貼付された。

2.6 載荷法

載荷法は、梁の先端に一方向繰り返し載荷を行なうものとする。

一方向繰り返し載荷の載荷法則としては、載荷点位置での水平変位量 δ から得られる骨組部材角 R の 0.01 rad. を単位振幅とし、各振幅時において正方向のみ 1 回の載荷を行ない、単位振幅を漸増させて最大振幅 0.05 rad. まで負荷する。各振幅の制御方法としては前述の骨組部材角 R が所定の部材角に達した時点をもってその振幅の制御方法とした。

3. 実験結果および考察

3.1 ひび割れおよび破壊状況

Fig. 7 に、実験終了後の各試験体のひび割れを示す。全試験体とも接合部パネルの変形は著しく、残留変形は柱および梁部材にはほとんど観察されず、接合部に破壊が集約して生じている。**Photo. 4** に実験終了後の梁主筋の状況を示す。接合部パネルのひび割れの分布状況は各試験体とも折り曲げ部と梁圧縮域とを結ぶ範囲に圧縮場の構成を示すひび割れ状況を呈した。また、梁主筋に沿って水平定着部、折り曲げ半径部、および定着垂直部の付着割裂ひび割れが生じ、変形の増大とともに、これらのひび割れが接合部パネル内および柱材へと進展した。

各試験体のひび割れに対し 3 種類に大別されると考えられる。

まず、A シリーズに対し、梁主筋に沿うひび割れが梁主筋の折り曲げ起点から柱内面主筋に沿って進展し、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、定着垂直筋が柱前面に近い A1、A2 および A3 の試験体について見られた。

次に、接合部パネル内に生じた斜張力ひび割れが、梁主筋の折り曲げ終点を通して柱外面主筋に沿って進展する破壊様相である。この破壊形態は、折り曲げ起点が柱中心軸を越え、定着垂直筋が柱後面に近い A4 および A5 の試験体について見られた。ただし、A4 の試験体については、A1、A2 および A3 の破壊様相も見られる。

さらに、U シリーズに対し、梁主筋に沿うひび割れが梁主筋の折り曲げ起点から柱内面主筋に沿って進展し、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、U シリーズの全試験体について見られた。なお、かぶりコンクリートのはく離現象は、A4 と A5 の試験体を除いた試験体すべてについて見られた。

Table 2 に、各試験体の水平定着部ひび割れ、折り曲げ半径部ひび割れ、定着垂直部ひび割れ、初期斜張力ひび割れおよび最大耐力時の骨組部材角と荷重を示し、さらに歪の測定値から求められた最大荷重時の部材接合端における鉄筋の応力度を示す。

3.2 変形性状

Fig. 8 に各試験体における荷重変形曲線を示す。縦軸は荷重 P 、横軸は骨組部材角 R を示す。図中には

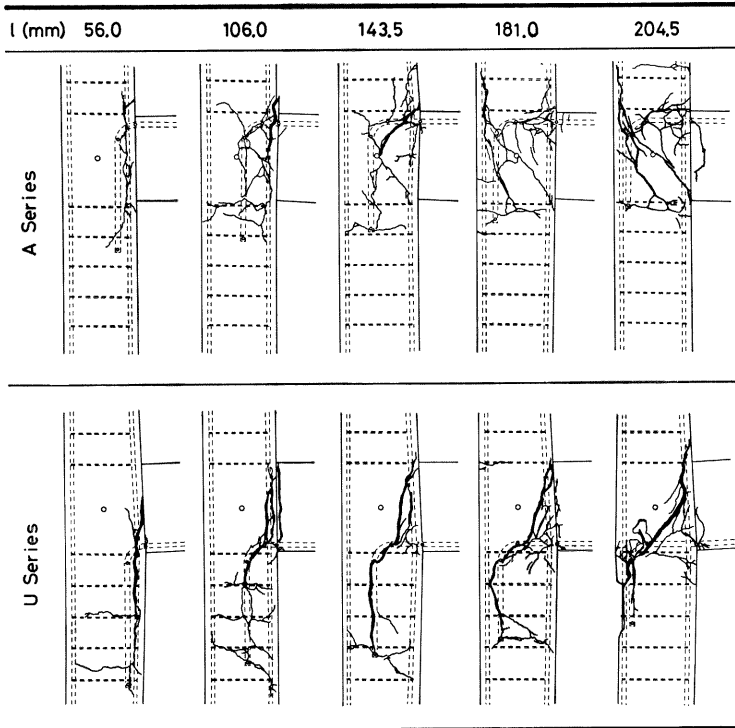


Fig. 7 Crack Observation of Exterior Joints

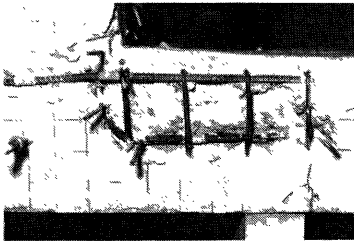


Photo. 4 Specimen U3 after Test

Table 2 Test Results

Specimen	Horizontal Crack		Crack at Bent Portion		Vertical Crack		Diagonal Tension Crack		Maximum Load		σ_{fmax} (Kg/cm ²)	
	P(t)	R(rad.)	P(t)	R(rad.)	P(t)	R(rad.)	P(t)	R(rad.)	P(t)	R(rad.)		
A Series	A1	—	—	0.92	0.0020	0.57	0.026	—	—	0.96	0.00085	1000
	A2	1.62	0.010	1.50	0.030	1.43	0.017	1.60	0.0041	1.73	0.0066	1100
	A3	2.36	0.0041	2.90	0.010	2.29	0.020	2.68	0.0063	2.89	0.013	2600
	A4	3.30	0.049	3.68	0.010	3.48	0.020	3.40	0.0070	3.76	0.013	3497
	A5	3.50	0.0056	3.80	0.012	3.54	0.0026	3.70	0.0085	3.94	0.013	3327
U Series	U1	—	—	1.43	0.0015	1.16	0.0029	—	—	1.50	0.00095	800
	U2	0.30	0.000049	2.02	0.0041	4.00	0.0066	—	—	2.02	0.0041	1140
	U3	2.02	0.0022	2.17	0.0029	2.26	0.0033	—	—	2.44	0.0070	1840
	U4	2.67	0.0034	2.85	0.0055	2.72	0.010	—	—	2.85	0.0055	2020
	U5	3.35	0.0070	3.42	0.0082	2.61	0.019	—	—	3.42	0.0082	3090

梁の曲げ耐力 μP_u を実線で示し、初期剛性を破線で示す。また、水平定着部ひび割れ、折り曲げ部ひび割れ、定着垂直部ひび割れ、および初期斜張力ひび割れの発生時をそれぞれ ∇_1 , ∇_2 , ∇_3 , および ∇ 印で示す。

最大耐力については、A4 と A5 の試験体のみ第2ループで達しているが、その他の試験体については第1ループで達している。また、定着垂直筋の位置が柱前面から遠ざかるに従って、最大耐力の値は大きくなっている。また、同一の埋め込み長さに対してもその梁主筋の定着される方向により耐力は異なり、U シリーズに比べ A シリーズの方が、その最大耐力が大きいことが認められる。各試験体とも最大耐力以後荷重変形曲線はわずかながら負勾配となっていることがわかる。

Fig. 9 に、A シリーズ、U シリーズ各試験体の荷重変形曲線の包絡線を示す。縦軸は荷重 P 、横軸は骨組部材角 R を示す。図中に、梁の曲げ耐力 μP_u を実線で、また初期剛性を破線で示す。なお図中の○印は各ループの耐力を与える時期を示している。各試験体とも、 $R=0.02$ rad. 以降の耐力はほぼ一定であることが示され、引張主筋の定着強度がほぼ一定であることがわかる。

Fig. 8 および Fig. 9 より、梁の曲げ耐力が発揮されているのは A4 と A5 の試験体、つまり梁主筋の折り曲げ起点が柱中心軸を起えた位置にある試験体についてであり、その他の試験体については、梁主筋の付着力で支配されていることがわかる。

3.3 部材接合端における梁主筋の抜け出し状況

Fig. 10 に、変位計 u_1 により測定された部材接合端での梁主筋の抜け出し状況を示す。縦軸は抜け出し量 S を、横軸は骨組部材角 R 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、全試験体とも骨組部材角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 では梁主筋の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。

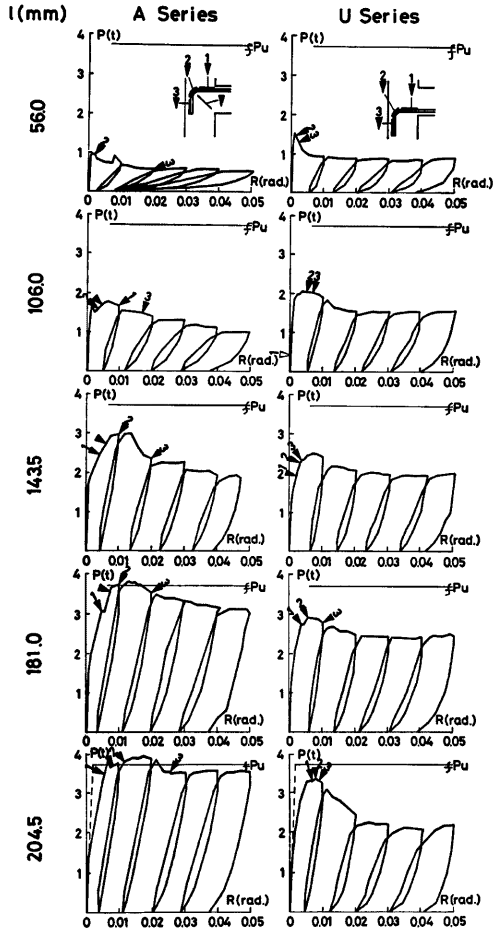


Fig. 8 Load-Displacement Response to Repeated Loading

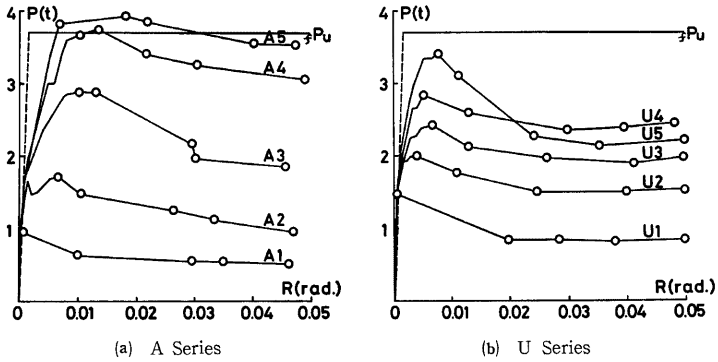


Fig. 9 Variation of Envelope Curves

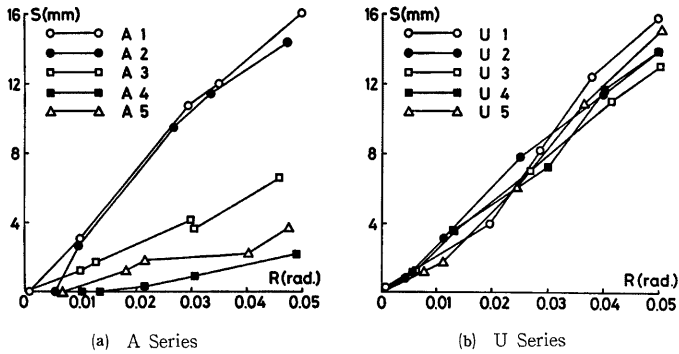


Fig. 10 Load-Slip Relationships

4. 梁主筋の定着性能に対する検討

4.1 既往の提案式

ト字形柱・梁接合部内に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、折り曲げ半径部の強度を折り曲げ起点の応力度 (f_b) で評価したものと、部材接合端の応力度 (f_c) で評価したものとに分けられる。

前者について森田らは下式を提案している²⁴⁾。

$$f_b = 12.1 \frac{r}{d} \left(\frac{d}{c+0.5d} \right)^{-0.764} \cdot \left(\frac{r}{l_1+r} \right)^{-0.604} \cdot \sqrt{f_c} \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \dots\dots\dots(8)$$

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 $\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$

l_i ; のみ込み長さ (cm)

また, Jirsa と Marques らは下式を提案している²⁶⁾。

$$f_s = 186(1.0 - 0.118d) \cdot \psi_1 \cdot \sqrt{f_c} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \dots\dots\dots(B)$$

ここに, ψ_1 ; (1) $d \leq 3.5$ cm,

- (2) 接合部内梁主筋へのかぶり厚さ ≥ 6.4 cm
- (3) 柱外面から定着垂直筋のかぶり厚さ ≥ 5.1 cm
- (4) 水平埋込長さ = $Max(4d, 10.2 \text{ cm})$

の条件をすべて満足するとき $\psi_1 = 1.4$ とし, どれか1つでも満足しないとき $\psi_1 = 1.0$ とする。また, 上記の条件を満足し, 接合部内の帯筋間隔が $3d$ 以下のとき $\psi_1 = 1.8$ とする。

後者については, Fig. 11 に示すような考えに基づき, 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うものである。Jirsa と Marques らは下式を提案している²⁶⁾。

$$f_s = f_h + f_i$$

$$= 18.6 \cdot (1.0 - 0.118d) \cdot \psi_1 \cdot \sqrt{f_c} + \frac{17.8}{1.4} \cdot \psi_1 \left(\frac{l_i}{d} - 3\right) \cdot \sqrt{f_c} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \dots\dots\dots(C)$$

また, Pinc, Watkins と Jirsa らは下式を提案している²⁷⁾。

$$f_s = 13.2 \cdot \psi_2 \cdot \frac{l_{da}}{d} \cdot \sqrt{f_c} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \dots\dots\dots(D)$$

ここに, l_{da} ; 部材接合端から水平面に投影した梁主筋の長さ (cm)

- ψ_2 ; (1) $d \leq 3.5$ cm,
- (2) 接合部内梁主筋へのかぶり厚さ ≥ 6.4 cm
- (3) 柱外面から定着垂直筋のかぶり厚さ ≥ 5.1 cm
- (4) l_{da} ; 内側の折り曲げ半径 + $Max(5d, 10.2 \text{ cm})$

の条件をすべて満足するとき $\psi_2 = 1.4$ とし, どれか1つでも満足しないとき $\psi_2 = 1.0$ とする。また, 上記の条件を満足し, 接合部内の帯筋間隔が $3d$ 以下のとき $\psi_2 = 1.8$ とする。

4.2 実験値と既往の提案式との比較

Fig. 12 (a) に鉄筋の歪から算定された最大荷重時における梁主筋の折り曲げ起点での応力度 (f_s) と, 提案式 (A), (B) より与えられる値を示す。縦軸は折り曲げ起点における鉄筋の応力度 (f_s) を各試験体ごとに使用されている鉄筋の降伏応力度で無次元化した値 (f_s/σ_s) を示し, 横軸は部材接合端から定着垂直筋までの距離 (l) を示す。図中の□-□は提案式 (A) による値, ■-■は提案式 (B) による値を示す。また○-○は A シリーズによる実験値を, ●-●は U シリーズによる実験値を示す。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_s) で梁主筋の定着強度を算定することは困難であると考えられる。また, A シリーズと U シリーズの値を比較すると, U シリーズの値の方が低く, l が增大するにしたがって梁下端筋の定着性能は, 梁上端筋の定着性能に対して劣下していることが示されている。しかしながら, 個々のシリーズに対して観察すると,

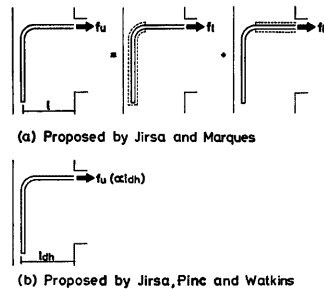


Fig. 11 Resistance Mechanism of Anchorage Bar

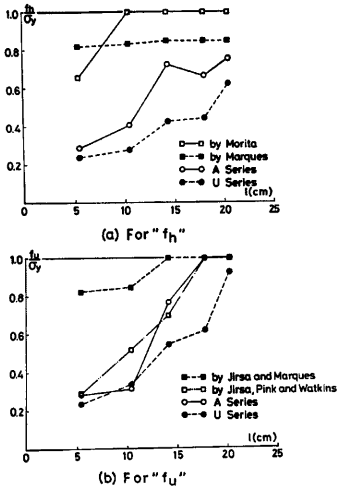


Fig. 12 Comparison of Proposed Formula with Experimental Data

したがって、個々のシリーズにおける f_u の値は増大しているが、梁下端筋の定着性能は梁上端筋の定着性能に対して劣下するという Fig. 9 と同じような傾向を示していることが認められる。

Fig. 12 (a) および (b) より、定着長さ ($l_d=30d$) を同一とした場合でも梁主筋が柱・梁接合部内に定着される位置、および定着される方向により、その定着性能に差の生じることが明らかになった。このことから、引張主筋の許容付着応力度を確保するために、部材接合端からの定着長さ (l_d) を規定するという考え方は、適当な評価法であるとは言えない。

4.3 梁主筋の付着抵抗力に対する検討

梁主筋の付着抵抗力を、水平定着部、折り曲げ半径部、および定着垂直部のそれぞれの抵抗力 ($R1, R2, R3$) に対して単純累加で評価できるかどうかを検討する。

Fig. 13 に、部材接合端、折り曲げ起点、および折り曲げ終点にそれぞれ貼付けされた歪ゲージから求められた引張力を示す。縦軸には引張力を、横軸には荷重を示す。

Fig. 14 に、各試験体について、梁主筋の各部分における付着抵抗力の分担率の推移を示す。縦軸には百分率を、横軸には荷重を示す。図中には、部材接合端における引張力を100としたときの折り曲げ起点と折り曲げ終点でのそれぞれの引張力を百分率で示している。これらの図より、荷重が増大するにしたがって、水平定着部における抵抗力の分担率は減少し、逆に定着垂直部における抵抗力の分担率は増大していることが認められる。これに対し、折り曲げ半径部の抵抗力の分担率はほぼ一定であることがわかる。

Fig. 13 に、梁主筋の各位置の引張力の差から求められた各部分における付着抵抗力を示す。縦軸には抵抗力を、横軸には荷重を示す。また、各図の上方に各荷重時での鉄筋のすべり状況を示す。R1の図中では部材接合端におけるすべり状況を、R2の図中では折り曲げ起点におけるすべり状況を、R3の図中では折り曲げ終点におけるすべり状況をそれぞれ示す。この図より、 l が小さい範囲では全体の抵抗力は最小であるが、R1, R2, R3 の分担量はほぼ均等であり、AシリーズとUシリーズでの差は認められない。R2について見ると、 l が増大するにしたがって抵抗力は増大しており、AシリーズとUシリーズでの差は認

l が増大するにしたがって、 f_h の値は増大していることがわかる。

Fig. 12 (b) に鉄筋の歪から算定された最大荷重時における筋主筋の部材接合端における応力度 (f_u) と、提案式 (C), (D) より与えられる値を示す。縦軸は部材接合端における鉄筋の応力度 (f_u) を各試験体ごとに使用されている鉄筋の降伏応力度で無次元化した値 (f_u/σ_y) を示し、横軸は部材接合端から定着垂直筋までの距離 (l) を示す。図中の $\blacksquare \cdots \blacksquare$ は提案式 (C) による値、 $\square \cdots \square$ は提案式 (D) による値を示す。また $\circ \cdots \circ$ および $\bullet \cdots \bullet$ はそれぞれAシリーズ, Uシリーズの実験値を示す。提案式 (C) は両実験値に対し、かなりの過大評価を与えており、この提案式により梁主筋の定着強度を算定することは困難である。一方、提案式 (D) は、Aシリーズの実験値とほぼ同様の値を与えており、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については、提案式 (D) に対する計算値よりも相当低い値を示していることが認められる。提案式 (D) は、軸力が載荷された実験に基いている。またAシリーズとUシリーズの値を比較すると、Uシリーズの値の方が全般的に低く、 l が増大するに

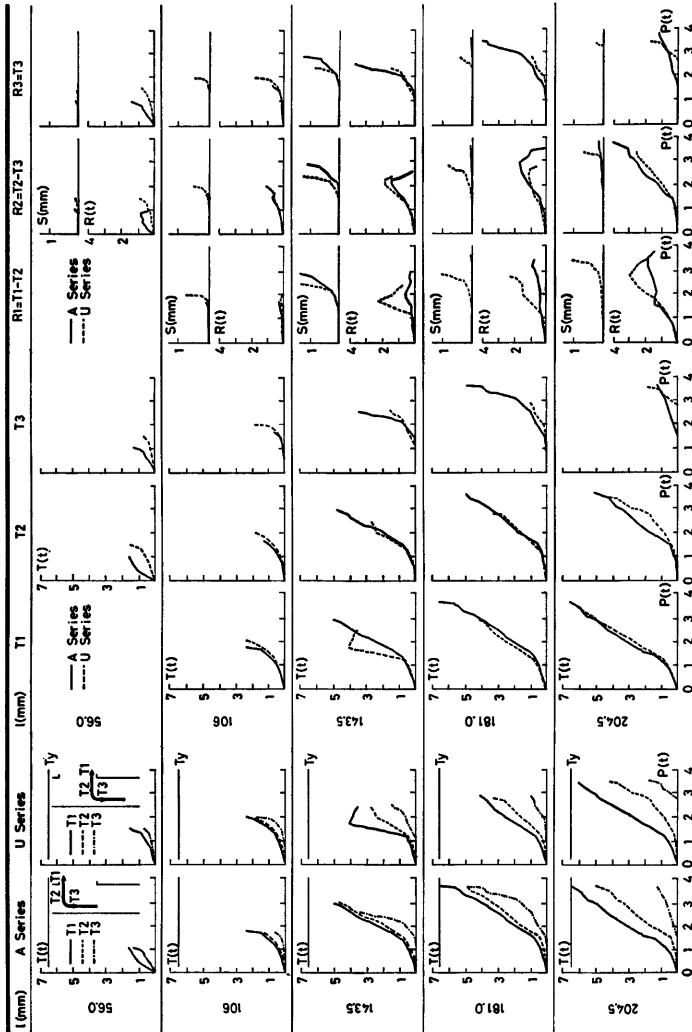


Fig. 13 Strength Distribution of Beam Reinforcement

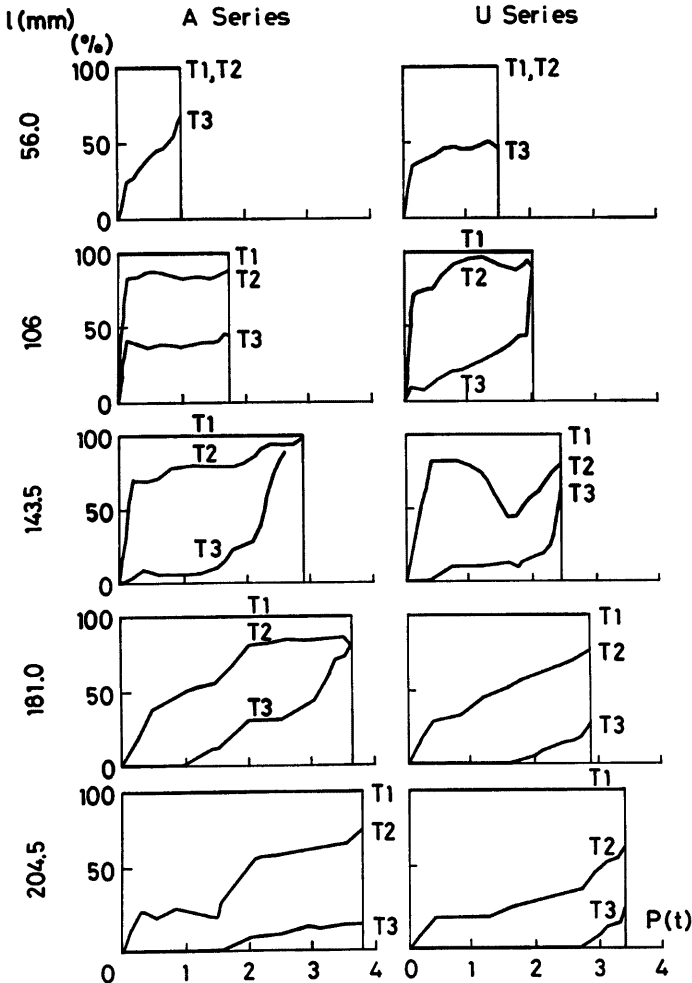


Fig. 14 Ratio of Bar Strength to Strength at the Critical Section

められない。また、 R_3 について見ると、 U シリーズではほぼ一定値を示しており、 l にはほとんど関係していないことがわかる。また、すべり状況との関連から考察すると、荷重 P が最大値に近づくにしたがって R_3 が発揮されるようになってきていることが認められ、 A シリーズについてもその傾向が見受けられる。また、 R_3 については A シリーズと U シリーズで差が認められる。このことは、既往の提案式が本実験値に合わない理由として挙げられると考えられる。また、各試験体について、最大荷重時では梁主筋の各部分における付着抵抗力が同時に最大値に達しているとは限らず、単純累加は成立しないことがわかる。

4.4 梁下端筋の定着性能と接合部内のせん断抵抗機構との関連

梁下端筋の定着強度が梁上端筋の定着強度に比して低下していることが認められる。これは、4.3でも述べたように、定着垂直部における付着抵抗力 (R_3) によるものであり、接合部パネル内のせん断抵抗機構に関連しているものと思われ、梁上端筋と梁下端筋に対してそれぞれのせん断抵抗機構が異なっているためであろうと考えられる。

Fig. 15 に、梁上端筋、梁下端筋における接合部パネル内のせん断抵抗機構に対する概念図を示す。

梁上端筋については、それに作用する引張力は、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。しかし梁下端筋については、それに作用する引張力は、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釣合系を保つことは極めて困難である。よってこのことが、梁下端筋の定着強度が梁上端筋のそれに比して劣下する一因となっていると考えられる。

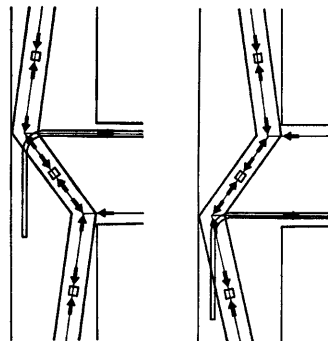


Fig. 15 Shear Resistant Mechanism of Exterior Joints

5. 梁上端筋・梁下端筋の両配筋をもつ 骨組の付着性能の予測

Fig. 16 に A シリーズと U シリーズの荷重変形曲線の

包絡線を重ね合わせた曲線を示す。縦軸には荷重 P 、横軸には骨組部材角 R を示す。また図中には梁の曲げ耐力 P_c を実線で、初期剛性を点線で示す。この荷重変形曲線は、梁部材に上端筋と下端筋が同時に配筋され、複筋梁として断面が構成された場合の荷重変形曲線にほぼ対応するものと考えられる。この図より、梁の曲げ耐力が発揮されている試験体 A4 あるいは A5 とどの U シリーズの組み合わせを行なっても原点に対して対称な曲線が得られないことは明白であり、正負の耐力に差があることを示している。したがって、梁の曲げ耐力が発揮され、かつ、正負の耐力の差を極力最小にするためには、Fig. 17 に示すような、A4 と A5 を組み合わせる配筋、つまり梁主筋の折り曲げ起点を柱中心軸を起して上端筋と下端筋とを配筋し、さらに接合部内で梁下端筋の定着垂直部を上方へ定着することによって、梁上端筋と抱き合わせるような配筋を行なうことが望ましいと考えられる。

6. 結 語

ト字形柱・梁接合部内で 90° 折り曲げ定着された梁主筋の定着性能について、梁上端筋および梁下端筋に対しその定着垂直筋の定着される位置を実験変数とした10体の試験体の一方向繰返し荷重実験により、以下のような結論が得られた。

- (1) 梁上端筋の場合、定着垂直筋の位置が柱前面に近い試験体では、梁主筋から柱内面主筋に沿うひび割れが生じるが、その位置が柱前面から遠ざかるにしたがって、斜長力ひびわれが進展し柱外面主筋に沿うひび割れが卓越する。
- (2) 梁主筋の付着抵抗機構としては、水平定着部および折り曲げ半径部ではほぼ一定の抵抗力を示し、A シリーズと U シリーズでの大差は認められない。しかしながら、定着垂直部での付着抵抗力に差が見られ、梁主筋が相当すべることによりそれが発揮される。
- (3) 梁主筋の水平定着部、折り曲げ半径部および定着垂直部の最大付着抵抗力に対し、単純累加を行なうことは困難である。
- (4) 梁上端筋に比較して梁下端筋の定着性能は低く、定着垂直筋の部材接合端からの埋め込み長さが長いほど、その差は顕著に現れる。

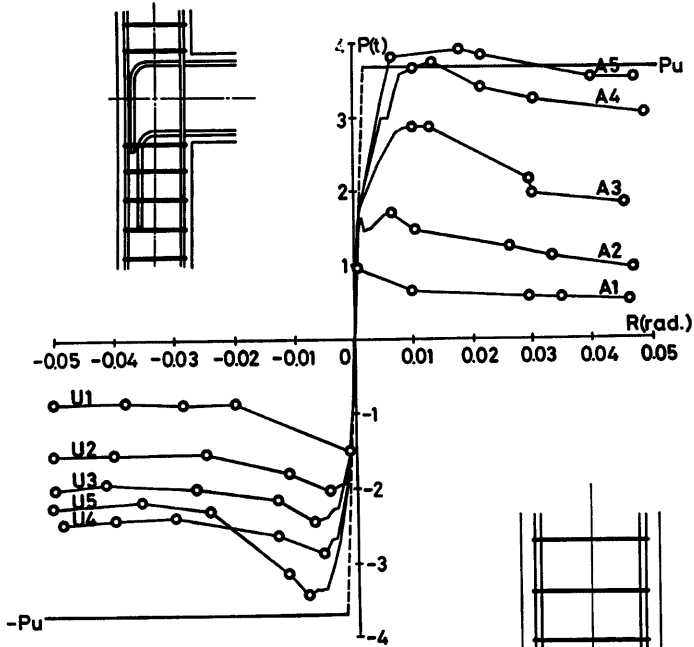


Fig. 16 Prediction of Envelope Hysteresis Curve for Conventional Anchorage

(5) 部材接合端からの梁主筋の定着長さ (l_d) のみを規定することで、梁主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考えられる。

(6) 梁材に上端筋と下端筋が同時に配筋された場合、梁の曲げ耐力が発揮されかつ正負の耐力の差を極力最小にするためには、柱・梁接合部内でそれぞれの主筋を抱き合わせるようにすることが望ましい。

謝 辞

本実験を行なうにあたり、当時、大阪工業大学建築学科構造力学研究室第11期卒業研究生の諸君の協力を得、実験データの整理に関し、同大学の柴田道生講師の援助を得たことに対し、ここに記して深く感謝の意を表する。

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. 26~29.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針案，p. 139-

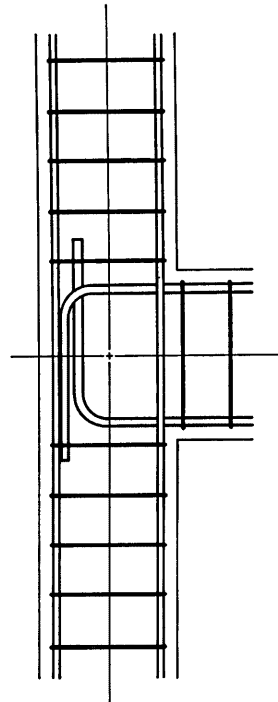


Fig. 17 Reinforcement Arrangement used in A Series.

151.

- 3) 田中礼治：鉄筋コンクリートに利用し得る鉄筋の高強度の限界に関する研究（その8—はり筋の定着破壊による制約），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和44年8月，p. p. 819-820.
- 4) 小倉弘一郎，関根正孝：鉄筋コンクリート柱—梁接合部（ト形）に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，p. p. 405-408.
- 5) 小倉弘一郎，関根正孝：鉄筋コンクリート柱梁接合部（ト形）に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和54年9月，p. p. 1301-1302.
- 6) 別所佐登志，岡本公夫他：高層鉄筋コンクリート造ビルの柱はり接合部に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和54年9月，p. p. 1311-1312.
- 7) 小林茂，山本浩二：RC造 T 字形接合部内でのはり筋定着方法に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1785-1786.
- 8) 小倉弘一郎，亀田登与三郎，関根正孝：鉄筋コンクリート柱はり接合部（ト形）に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和53年9月，p. p. 1681-1682.
- 9) 別所佐登志，岡本公夫，吉田新太郎：RC造20階建ビルの R & D（その4）短辺方向側柱骨組の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和47年10月，p. p. 1133-1134.
- 10) 山口育夫，星野信夫他：RCはり・柱接合部の U 型定着法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和51年10月，p. p. 1463-1464.
- 11) 小倉弘一郎，亀田登与三郎，吉松賢二：鉄筋コンクリート柱はり接合部（ト形）に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和51年10月，p. p. 1469-1470.
- 12) 小倉弘一郎，永井義規他：ダブルスパイラルフープを用いた組立鉄筋コンクリート構造に関する実験的研究 その4・RC造柱—梁接合部（ト字形）に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1579-1580.
- 13) 小倉弘一郎，亀田登与三郎，関根正孝：鉄筋コンクリート柱はり接合部（ト形）に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1773-1774.
- 14) 山口育雄，岸田隆也：RC柱・はり接合部におけるはり主筋の定着法に関する研究—その2・ト型接合部での確認実験—，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年9月，p. p. 1683-1684.
- 15) 山口育雄，小川歌：RC柱・梁接合部における梁主筋の定着法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1783-1784.
- 16) 別所佐登志，亀田泰弘他：高層鉄筋コンクリート造骨組の U 型はり主筋定着法に関する研究—その1・ダブル U 型定着法の開発—，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1793-1794.
- 17) 別所佐登志，岡本公夫他：高層鉄筋コンクリート造骨組の U 型はり主筋定着法に関する研究（その2・太径異形鉄筋の定着モデル実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1795-1796.
- 18) 別所佐登志，岡本公夫他：高層鉄筋コンクリート造骨組の U 型はり主筋定着法に関する研究（その3 折り曲げ部の摩擦力を考慮した定着耐力）
- 19) 山本春樹，穂高志郎：梁主筋が U 字型定着された RC 柱梁接合部の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1799-1800.
- 20) 森岡恒夫他：P. F. C の SRC 柱にネジフシ鉄筋組立 RC 梁を機械的定着した柱梁接合部の実験的研究（その1 ト字形接合部の実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和52年10月，p. p. 1803-1804.
- 21) 山口育雄，菅野俊介他：特殊定着法を用いた鉄筋コンクリート外周部はり—柱接合部の地震時挙動，竹中技術研究報告第25号，1981年4月 p. p. 23-31.
- 22) 別所佐登志，岡本公夫，吉田新太郎：はり主筋定着法に関する実験的研究—20階建鉄筋コンクリート

- 造ビルの開発一, 鹿島建設技術研究所年報 第21号, p. p. 529-544.
- 23) 戸塚学, 中山優: RC 構造物ト字型臨角部の実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和53年9月, p. p. 1677-1678.
- 24) 森田司郎・藤井 栄・奥地正敏・栗林博之・後藤定己: 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.
- 25) 森田司郎, 後藤定己, 藤井 栄: 折り曲げ定着部の耐力と破壊性状 第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集 1982, p. p. 273-276.
- 26) James O. Jirsa and Jose LG. Marques: A Study of Hooked Bar Anchorage in Beam-Column Joints, ACI Journal/May 1975.
- 27) Robert L. Pinc, Michael D. Watkins and 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.
- 28) 若林 實・南 宏一・西村泰志・今仲伸郎: 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, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭和57年6月, p. p. 61-64.
- 29) 若林 實・南 宏一・西村泰志・今仲伸郎: 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.

記 号

- B_b ; 梁幅
 B_c ; 柱幅
 C ; コンクリートのかぶり厚さ
 D_b ; 梁せい
 D_c ; 柱せい
 d ; 梁主筋の直径
 d_s ; 梁の有効せい
 F_c ; コンクリートの圧縮強さ
 F_t ; コンクリートの引張強さ
 f_h ; 梁主筋の折り曲げ起点における鉄筋の応力度
 f_l ; 梁主筋の水平定着部のみ鉄筋の応力度
 l ; 部材接合端から梁主筋の定着垂直筋までの距離
 l_d ; 部材接合端からの梁主筋の定着長さ
 l_i ; のみ込み長さ
 l_{dh} ; 部材接合端からの梁主筋に対して水平面に投影した長さ
 P ; 梁反曲点に負荷された荷重
 P_n ; 梁の曲げ耐力
 ${}_sP_n$; 接合部パネルのせん断耐力
 R ; 骨組部材角
 $R1$; 水平定着部における付着抵抗力 (T_1-T_2)
 $R2$; 折り曲げ部における付着抵抗力 (T_2-T_3)
 $R3$; 定着垂直部における付着抵抗力 (T_3)
 r ; 梁主筋折り曲げ内法半径
 S ; 部材接合端における梁主筋の抜け出し量

- $T1$; 部材接合端における鉄筋の引張力
 $T2$; 折り曲げ起点における鉄筋の引張力
 $T3$; 折り曲げ終点における鉄筋の引張力
 T ; 梁主筋の引張降伏強度
 $w1$; 梁主筋の部材接合端における水平変位
 $w2$; // 折曲げ起点 //
 $w3$; // 折曲げ終点 //
 $w4$; // 定着垂直筋端部における水平変位
 $v1$; 梁主筋の部材接合端における鉛直変位
 $v2$; // 折曲げ起点 //
 $v3$; // 折曲げ終点 //
 $v4$; // 定着垂直筋端部における鉛直変位
 δ ; 載荷点位置での変位量
 ϵ_s ; 鉄筋の伸び率
 σ_{fmax} ; 最大荷重時における梁主筋の部材接合端における鉄筋の応力度
 σ_s ; 鉄筋の引張強度
 σ_f ; 鉄筋の降伏応力度
 ψ ; 梁主筋が部材接合端に定着される状況により決定される係数

付 録

梁の曲げ耐力 (P_u) および接合部パネルのせん断耐力 (${}_sP_u$) を式 (A-1) および式 (A-2) でそれぞれ算定した。

$$P_u = \frac{0.9 \cdot a_f \cdot \sigma_s \cdot d_b}{L} \quad (A-1)$$

$${}_sP_u = \frac{(1+\xi) \cdot V_e \cdot (0.2F_c)}{L} \quad (A-2)$$

ここに、 L ; 部材接合端から梁反曲点までの距離

a_f ; 梁引張主筋の全断面積

${}_sV_e$; コンクリートパネルの有効体積

ξ ; はりの全せい/はりのうちのり長さ

ここで、 $P_u = {}_sP_u$ のときの a_{f0} は

$$a_{f0} = \frac{(1+\xi) \cdot V_e \cdot (0.2F_c)}{0.9 \cdot \sigma_s \cdot d_b} \quad (A-3)$$

$\xi = 0.25$, $d_b = 27\text{cm}$, $b_s = 25\text{cm}$, $b_e = 18\text{cm}$, $r_{j_b} = 27\text{cm}$, $r_{j_e} = 22\text{cm}$, $F_c = 240\text{kg/cm}^2$, $\sigma_s = 3300\text{kg/cm}^2$ を代入すると

$$a_{f0} = 7.31 \text{ cm}^2$$

これに対し、本実験で使用された梁主筋の全断面積は、

$$a_f = 3.98 \text{ cm}^2 \quad (2-D16)$$

よって、試験体は梁の曲げ耐力で決定されるように計画されている。また、本試験体では柱・梁接合部内にはせん断補強筋は配筋されていない。その理由の1つは、前述したように、接合部がせん断破壊されないためである。