【カテゴリーⅡ】

機械式柱主筋外定着方式による最上階 RC 造 L 形接合部の構造性能 STRUCTURAL PERFORMANCE OF R/C L-SHAPED BEAM-COLUMN JOINTS USING MECHANICAL EXTERNAL ANCHORAGE OF COLUMN REINFORCEMENT

益尾 潔*, 堂下 航**, 足立将人***, 田川浩之**** *Kiyoshi MASUO, Wataru DOUSHITA, Masato ADACHI and Hiroyuki TAGAWA*

The reinforcement detailing in L-shaped R/C beam-column joints at the roof-level is important for rationalization of design and construction of moment-resisting frame. In order to solve this problem, the authors proposed new reinforcement detailing using mechanical external anchorage of column reinforcement. Through this detailing, anchorage region is small enough to be hidden in the water-proof layer. In this study, such L-shaped R/C beam-column joints are tested. The experimental data shows that these joints have larger deformation capacity than with conventional anchorage. This is due to the formation of the strut mechanism in the joint. Consequently, the authors clarify that the proposed design formula can be applied for estimation of ultimate strength of these joints on the basis of experimental results.

Keywords: Mechanical External Anchorage, L-Shaped Joint, Reinforcement Detailing, Strut Mechanism, Ultimate Strength, Ductility 機械式柱主筋外定着, L形接合部, 配筋詳細, ストラット機構, 終局耐力, 変形能力

1. はじめに

鉄筋コンクリート骨組における最上階L形接合部内の柱,梁主筋 定着部の納まりは,特に太径鉄筋の場合,最上階だけでなく下階の 柱,梁主筋定着部の納まりにも影響するので,接合部配筋設計施工 の品質保証の点で重要である¹⁾。

従来の定着方式による最上階L形接合部内の梁上端筋の定着力は, 折曲げ後の余長と出隅の引張側柱主筋との重ね継ぎ効果によって伝 達される²⁰。この場合,柱主筋定着部は梁上端筋の下部に配置され, 梁端仕口面から折曲げ起点の間で,梁上端筋は上部から拘束されな いので,梁上端筋の付着力が早期に低下し,接合部必要横補強筋量 がト形接合部と比べて多い²⁰。また,柱,梁主筋定着部が柱梁接合 部内で輻輳するので,接合部配筋詳細の納まりが難しい。以下,従 来の定着方式を柱主筋内定着方式と称する。

鉛直スタブ付きL形接合部の場合,柱主筋定着部からの押え効果 を期待できるので,梁上端筋定着部は、ト形接合部内の梁主筋定着 部と同様,梁上端筋を折曲げない機械式直線定着とすることができ る³⁰。しかし,鉛直スタブは屋上に突出するので,意匠計画上,採 用されにくい。一方,柱主筋定着部は,梁上端筋の上部でも,屋上 防水層の押えコンクリート厚さ以内に納まれば都合がよい。

これらより,最上階梁上端筋を機械式直線定着とし,同定着部の 上部に柱主筋定着部を配置し,柱主筋定着部を定着部拘束筋と称す

** 一般时团法人日本建築総合試験所構造部構造試験室 修士(工学)

*** 独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター Ph.D. る補強筋で拘束するとともに,梁上端筋定着部の上部からかんざし 筋を挿入する接合部配筋詳細が考案された^{4),5)}。この配筋詳細を柱 主筋外定着方式と称する。本論文では,柱主筋外定着方式によるL 形接合部の構造性能を実験的に明らかにする。

筆者ら提案の柱主筋外定着方式と類似の接合部配筋詳細の実験が 田才ら^{60,7)}によって行われている。田才ら提案の接合部配筋詳細で は、かんざし筋を配置せず、定着部拘束筋の降伏強度を高めている。 これらの点が筆者ら提案の柱主筋外定着方式と異なる。

2. 実験計画

2.1 試験体

本実験は、表1に示すように、系列I~Vで構成され、試験体数 は計16体である。試験体は、実大の約1/2の縮小モデルであり、全 試験体ともに、柱軸心から梁反曲点までのスパン長 ℓ の1/2を1700mm, 梁軸心から柱反曲点までの階高hの1/2を1000mmとした(図2参照)。 主な試験体の配筋詳細を図1、材料試験結果を表2に示す。

系列 I は桂主筋外定着と桂主筋内定着による L 形接合部の比較 実験⁴⁾,系列 II は接合部せん断余裕度 Qpu/Qcu<1 の柱主筋外定着効 果の確認実験⁵⁾である。系列 I では、かんざし筋の配置方法の違い も調べている。系列 I, II ともに、梁幅と柱幅が同じ偏平梁とし、 梁せいが小さい分、梁主筋本数を多くし、終局時接合部入力せん断

Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng. Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation, M. Eng.

Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation, Dr. Eng.

Hyogo Earthquake Engineering Research Center, NIED, Ph. D.

本論文の一部は文献4),5)で発表したものである。

^{*} 一般社団法人建築構造技術支援機構 代表理事・工博

^{***} 一般財団法人日本建築総合試験所構造部構造試験室 博士(工学)

力を高めている。

系列Ⅲは、梁幅が柱幅よりも小さい標準型梁に対する柱主筋外定 着効果の確認実験であり、併せて定着部拘束筋の鋼種(SD490)の効 果を確認している⁵⁾。系列Ⅳは、梁主筋定着長さℓag=12db=0.75Dcと した長方形断面柱に対する柱主筋外定着効果の確認実験であり、今 回、新たに行われた。db は梁主筋直径、Dc は柱せいを示す。

2.2 実験方法

本実験では、図2に示すように、梁反曲点位置に両側ピン付き反 力受け治具を取り付けた3ヒンジラーメン架構について、L形が閉 じる加力時を正加力時、その逆を負加力時とし、油圧ジャッキで梁 材軸位置に水平力を加えた。この場合、柱、梁に正加力時には圧縮 力、負加力時には引張力が作用する。

表 1	- 実験計画

-7	試験体 Fc (N/mi	F	柱、梁断面(mm)		梁引張主筋			柱主筋					定着部														
^杀 列		Fc (N/mm ²)	Bc ×Dc	Bg	Dg	配筋	鋼種	lag (mm)	lag ∕db	配筋	鋼種	lac (mm)	lac ∕db	lac ∕Dg	拘束筋 鋼種	かんさ し筋											
Ι	VL-36-N	36	36												300	400	3-D19						342	18.0	0.86	-	×1
	VL-36-F1				400	320	4-D19						340	17.9	1 06	SD205	×1										
	VL-36-F2		400	400	020	4 015	SD	300	15.8	12	50200	340	17. 9	1.00	30233	₩2											
	VL-54-N			$\times 400$	300	400	4-D19	390	500	10.0	-D19	30390	342	18.0	0.86	_	× 1										
	VL-54-F1	54		400	320	5-D19						340	17.9	1.06	SD295	<i>№</i> 1											
	VL-54-F2				520	5 015										₩3											
	LF36-B390-5	36 54	$\begin{array}{c} 36 \\ 400 \\ 54 \end{array} \times 400 \end{array}$					5-D19	SD				SD390														
Π	LF36-B390-8			400	320	8-D19	3-D19 390 5-D19 SD 300	0 300	15.8	12 -D19	SD490	340	17.9	1.06	SD295												
	LF54-B490-5			100	020	5-D19		000																			
	LF54-B490-8	01				8-D19	490	490																			
Ш	LF36-B390-A1	36	$\left \begin{array}{c} 400 \\ \times 400 \end{array} \right ^3$				SD				SD				SD295	× 1											
	LF36-B390-A2	50		300	400	4-D10	390 SD 300	15.8	12 -D19	390	420 2	22 1	1.05	SD490	×1												
	LF50-B490-A1	50		300	400	4 D15				SD	120 22.1	22.1		SD295													
	LF50-B490-A2	00											490				490				SD490						
IV	SL6-4-400-A	60	400	300	400	4-D19	SD	228	12 0	12	SD	420	10 1	1 05	SD295]											
	SL6-4-400-B		60	00	00	00	$\times 305$	300	400	4 D15	390	220	12.0	-D22	390	420	19.1	1.05	SD490								

【記号】 Fc:コンクリートの目標圧縮強度, Bc: 柱幅, Dc: 柱せい, Bg: 梁幅, Dg: 梁せい

lag:梁主筋定着長さ,lac:柱主筋定着長さ,db:梁,柱主筋直径,pjwh:接合部横補強筋

【共通配筋】 [梁主筋定着長さ比lag/Dc] すべて0.75

[接合部横補強筋] 2-D10-3組(pjwh=0.44%(系列Ⅰ, Ⅱ), pjwh=0.33%(系列Ⅲ, Ⅳ)), 鋼種: すべてSD295

[かんざし筋] (加力構面直交方向)※1:2-D10-3組, ※2:4-D10-3組, ※3:6-D10-2組

(加力構面平行方向)すべて2-D10-3組,かんざし筋鋼種:すべてSD295

(注記)1)系列Iの柱主筋内定着試験体VL-36-N,VL-54-Nの梁上端筋の投影定着長さ1dhは300mmとした。

2)系列Ⅱの試験体LF36-B390-8,LF50-B490-8の梁上下主筋は2段配筋,それ以外の試験体の梁上下主筋はすべて1段配筋とした。



図1 主な試験体の配筋詳細



(a) コンクリート σE Ec σt (× 10⁻³ (N/mm 1.96 3.45 36 36.430.9 T 54 64.1 2.43 38.9 3.71 36 27.91.81 27.72.82 п 54 51.0 33.2 4.34 2.35 36 38.4 2 13 29.9 3 36 ш 50 55.9 2.50 35.3 4.11 IV 2.49 60 55.4 35.7 4.59 Fc:目標圧縮強度, σB: 実圧縮強度 ε co: σ B時ひずみ, Ec: ヤング係数, σt: 割裂強度 (b) 鉄筋 呼び 伸び (%) σy (N/mm²) 使用部位 鋼種 名 (N/mm² 柱,梁主筋 D19 SD390 430 641 19 横補強筋 D10 353 512 28 SD295 定着部拘束筋 361 513 28 かんざし筋 SD295 454 20柱 迎主笛 D19 SD490 17 П 横補強筋 26 D10 SD295 376 538 定着部拘束筋 496 D10 SD295 356 30 かんざし筋 SD390 440 634 19 柱,梁主筋 D19 SD490 663 17 Ш 構補確篩 347 485 SD295 29 D10 定着部拘束筋 SD490 507 822 14 かんざし筋 SD295 463 31 梁主筋 D19 430 625 20 SD390 柱主筋 430 632 IV 横補強筋 SD295 312 475 30 D10 定着部拘束筋 SD490 549 785 19



かんざし筋 D10 SD295 364 517

26

載荷履歴は、目標層間変形角 R=5, 10, 20, 30, 40, 60×10⁻³rad. での 2 サイクルずつの正負交番繰返し載荷およびその後の正加力方向へ の単調載荷とした。

実験結果および考察

3.1 荷重-変形関係および破壊性状

3.1.1 系列 I

系列 I の主な試験体の柱せん断力 Qc-層間変形角 R 関係を図 3, 実験因子ごとの Qc/Qcu-R 関係正加力時包絡線を図 4, 代表的試験体 のひび割れ状況を写真1に示す。図3中には主な発生現象および限 界層間変形角実験値 Rso,図4中には接合部せん断余裕度 Qpu/Qcuを 併記した。R80 は耐力が最大耐力実験値 Qmax の 80%に低下した時の層 間変形角実験値であり、Qpuは接合部せん断終局耐力時柱せん断力, Qcuは梁曲げ終局耐力時柱せん断力である(4.1.1項参照)。

各試験体ともに, R=5×10-3rad. 程度で接合部せん断ひび割れ, R=6 ~8×10-3rad. 程度で梁主筋引張降伏が発生した。内定着試験体では, 梁上端筋に沿った付着ひび割れが進展し、柱梁接合部の出隅で柱主 筋の定着破壊が顕著となり、その後、耐力が著しく低下した(写真 1(a)参照)。外定着試験体では、接合部せん断ひび割れと梁端曲げ ひび割れが進展するとともに、R=30~60×10-3rad.まで耐力が上昇 し、最大耐力 Qmax に達した。破壊形式は、かんざし筋の組数が多い

試験体 VL-36-F2, VL-54-F2 では梁曲げ破壊型, それ以外の試験体で は梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型と判別された。

外定着試験体の最大耐力および変形性能は、図4に示すように、 内定着試験体よりも明らかに向上し、外定着試験体の限界層間変形 角実験値 Rso は、いずれも 60×10⁻³rad. 程度以上となった。また、 柱主筋外定着の場合,下記の効果が認められた。

- ① 定着部拘束筋の効果によって、柱主筋の定着耐力が向上した。
- ② 柱主筋定着部から派生するストラットの効果によって、梁上端 筋の定着耐力および梁上端筋のみ込み部の付着耐力、ならびに 柱梁接合部のせん断耐力が向上した。
- ③ 梁上端筋上部から挿入したかんざし筋は梁上端筋の上面押し出 し破壊の防止効果を有し、その効果は加力直交方向のかんざし 筋の組数を増やすと向上した(図1(b)参照)。上面押し出し破壊 は、文献 8)によるかんざし筋なしの小梁主筋定着実験で観察さ れた破壊形式である。



(a)内定着試験体(VL-36-N) (b)外定着試験体(VL-36-F1) 写真1 系列 I の代表的試験体のひび割れ状況(R=40×10⁻³rad. 時)

3.1.2 系列Ⅱ

系列 II の実験因子ごとの Qc/Qcu-R 関係正加力時包絡線を図 5 に 示す。各試験体ともに、 $R=5 \times 10^{-3}$ rad.程度で接合部せん断ひび割れ が発生し、 $R=18 \sim 20 \times 10^{-3}$ rad.で最大耐力 Qmax に達した。限界層間 変形角実験値 Rso は、Qpu/Qcu < 1の試験体では 23.9~35.8×10⁻³rad. であり、Qpu/Qcu=1.01の試験体 LF54-B490-5 では 44.7×10⁻³rad.で ある。Qpu/Qcu は接合部せん断余裕度を示す。破壊形式は、試験体 LF54-B490-5 では梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型、それ以外の 試験体では接合部せん断破壊型と判別された。



3.1.3 系列Ⅲ

系列 IIIの実験因子ごとの $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係正加力時包絡線を図 6 に 示す。各試験体ともに、 $R=5 \times 10^{-3}$ rad.程度で接合部せん断ひび割れ が発生し、 $R=18 \sim 30 \times 10^{-3}$ rad.で最大耐力 Q_{max} に達した。限界層間 変形角実験値 R_{80} は、定着部拘束筋鋼種 SD295 の試験体では 31.2~ 33.8×10⁻³rad., SD490 の試験体では 39.0~40.1×10⁻³rad.であり、 定着部拘束筋鋼種を SD295 から SD490 に高めると、変形性能が向上 した。接合部せん断余裕度 Q_{pu}/Q_{cu} は、Fc36 試験体では 1.09、Fc50 試験体では 1.24 であり、各試験体ともに、破壊形式は梁曲げ降伏後 の接合部せん断破壊型と判別された。



3.1.4 系列IV

系列IVの実験因子ごとの Qc/Qcu-R 関係正加力時包絡線を図7に 示す。両試験体ともに、R=6×10⁻³rad.程度で接合部せん断ひび割れ、 R=9×10⁻³rad.程度で梁主筋と接合部横補強筋の引張降伏、R=12~20 ×10⁻³rad.時に定着部拘束筋の引張降伏が発生した後,接合部せん 断ひび割れ幅の拡大に伴い、最大耐力 Qmax に達した。限界層間変形 角実験値 Rsoは、定着部拘束筋鋼種 SD295の試験体 SL6-4-400-A で は 36.6×10⁻³rad.,SD490の試験体 SL6-4-400-B では 59.8×10⁻³rad. である。すなわち、梁主筋定着長さ4ag=12db=0.75Dc でも、柱主筋外 定着とし、定着部拘束筋鋼種を SD295 から SD490 に高めると、40× 10⁻³rad.以上の変形性能を確保できた。両試験体ともに、接合部せ ん断余裕度 Qpu/Qcu は 1.10 であり、破壊形式は梁曲げ降伏後の接合 部せん断破壊型であると判別された。

写真2に示すように、系列Ⅳ試験体でも、柱梁接合部の出隅から 発生する主要なせん断ひび割れは梁上端筋定着部と交差するので、 柱主筋定着部から延びるストラットによる押え効果が梁上端筋の定 着力の確保に寄与したと考えられる。



3.2 定着部拘束筋と接合部横補強筋のひずみ分布

系列Ⅲ試験体の定着部拘束筋と接合部横補強筋のひずみ測定位置 を図 8, 正加力所定時のひずみ ε H1~ ε H5 分布を図 9 に示す。

図9によると,定着部拘束筋鋼種SD490の場合も,SD295と同様, 定着部拘束筋から接合部中央までの横補強筋ひずみをH1~ をH3 が増加し,梁曲げ降伏(R=10×10⁻³rad.程度)後,概ね,降伏ひずみをyを 超えた。すなわち,柱主筋外定着試験体では,SD295,SD490の定着 部拘束筋ともに,L形が閉じる正加力時の場合,梁上端筋が引張力 を受けると,定着部拘束筋と接合部横補強筋ひずみが発現し,定着 部拘束筋による補強効果を期待できる。





3.3 かんざし筋ひずみの推移

系列Ⅲ試験体のかんざし筋のひずみ測定位置を図 10, 正加力所 定時のかんざし筋の加力構面平行方向ひずみ(ε K1, ε K2, ε K3)およ び直交方向ひずみ(ε K4, ε K5)の推移を図 11 に示す。同図によると,

- 加力構面平行方向 ε K1 の降伏ひずみ ε y 到達時 R は,定着部拘束 筋鋼種 SD295 の試験体では R=10~20×10⁻³rad., SD490 の試験体 では R=10~30×10⁻³ rad.であり,SD490 の試験体 LF50-B490-A2 では,加力構面直交方向 ε K4 も R=20×10⁻³rad.時に,降伏ひず み ε y に達した。
- 2) 各試験体ともに、加力構面平行方向、直交方向に係わらず、出

隅側柱主筋定着部に近いかんざし筋足部のひずみ(εK1 とεK4) が最大値となった。すなわち、かんざし筋ひずみは、梁上端筋 定着部の上面への移動に伴って発現したと考えられる。



3.4 定着部拘束筋引張力に関する検討

3.4.1 検討方法

梁上端筋が引張側の場合,定着部拘束筋は,①柱主筋定着部から 派生する鉛直構面内ストラットの抵抗機構(図 12(a)), ②梁上端筋 定着部から派生する水平構面内ストラットの抵抗機構(図 12(b))の 形成に寄与すると考えられる。

図(a)の場合、柱主筋定着部から延びる鉛直構面内ストラットと梁 上端筋定着部が重なり、梁上端筋定着部に下向きの押え力が作用す るので,梁上端筋の定着力が向上し,接合部せん断耐力が高まると 考えられる。この場合、外周筋と中子筋からなる定着部拘束筋の全 引張力 THは、鉛直構面内ストラットの水平分力と釣り合う。

下向きの押え力には、梁上端筋上部から挿入されるかんざし筋の 引き抜き抵抗が寄与する。また、定着部拘束筋の全引張力 THは、図 (b)に示すように,梁上端筋定着部から延びる水平構面内ストラット を介して, 梁端仕口面での梁上端筋の全引張力 Tg から伝達される梁 上端筋の定着力と釣り合う。以上の考察を基に、下記の定着部拘束 筋の引張力伝達係数(γHg, γHc)について検討する。

γHg=TH/Tg:梁上端筋に対する引張力伝達係数

- γHc=TH/Tcf:最外縁柱主筋に対する引張力伝達係数
- TH: 定着部拘束筋の全引張力
- Tg:梁端仕口面での梁上端筋の全引張力

Tcf:柱端仕口面での出隅側・最外縁柱主筋の全引張力

TH, Tg, Tcf は, 鉄筋ひずみ測定値(ε H1, 6, ε g2, 6, ε C2)を用い, 完全 弾塑性型の応力-ひずみ関係を仮定して算出する。 ε H1,6 は定着部 拘束筋の引張ひずみ, ε g2,6 は梁端仕口面での梁上端筋の引張ひず み, ε C2 は柱端仕口面の出隅側・最外縁柱主筋の引張ひずみである (図8および図13 参照)。





(b) 水平構面内ストラット 図12 柱主筋外定着方式による定着部拘束筋に係わる抵抗機構



図13 梁主筋および柱主筋筋のひずみ測定位置

3.4.2 検討結果

(1) 梁上端筋に対する引張力伝達係数 y Hg の推移

系列Ⅲ, IVの梁上端筋に対する引張力伝達係数 γ Hg (=TH/Tg)の推 移を図14に示す。同図中には、梁上端筋に対する引張力基準伝達係 数 γ Hgo (=THy/Tgy)を併記した。THy は定着部拘束筋の全降伏引張力, Tgy は梁上端筋の全降伏引張力であり,系列Ⅲ, IVの接合部せん断余 裕度 Qpu/Qcuは 1.09~1.24 である。

同図によると、各試験体ともに、最大耐力時の y Hg は引張力基準 伝達係数 y Hgo と同程度の値になった。すなわち,梁曲げ降伏先行型 の場合,最大耐力時の定着部拘束筋の全引張力 THは,梁端仕口面で の梁上端筋の全引張力 Tg から伝達される梁上端筋の定着力と釣り 合い, γHgはγHgoとほぼ一致したと考えられる。





(2) 最外縁柱主筋に対する引張力伝達係数 y Hc の推移

系列Ⅲ, Ⅳの最外縁柱主筋に対する引張力伝達係数 γ Hc (=TH/Tcf) の推移を図 15 に示す。同図中には,最外縁柱主筋に対する引張力基 準伝達係数 γ Hco (=THy/Tcy)を併記した。Tcy は,梁降伏時の引張側柱 主筋の全引張力であり,Tcy=act・σ cy/(cQcu/cQgu)として算出した。 act, σ cy は柱主筋の断面積および降伏強度,cQcu,cQgu は柱曲げ終局 耐力時および梁曲げ終局耐力時の柱せん断力である。

同図によると,各試験体ともに,層間変形角 R=10×10⁻³rad.以降, γ Hc は γ Hco に漸近した。すなわち,梁曲げ降伏先行型のため,柱端 仕口面の出隅側最外縁柱主筋の全引張力 Tef は,梁降伏時の引張側 柱主筋の全引張力 Tey と近い値になったと考えられる。



図15 最外縁柱主筋に対する引張力伝達係数 y Hc の推移

4. 終局耐力および変形性能

4.1 終局耐力

4.1.1 検討方法

柱主筋外定着によるL形部分架構の場合,柱主筋内定着⁹⁾と同様, 梁または柱の曲げ終局耐力時柱せん断力 Qcuを式(1),接合部せん断 終局耐力時柱せん断力 Qpuを式(5)で算定する。

Qcu=min(cQcu, cQgu)		(1)
cQcu=2Mcuo/(η c·ho)		(2)
: 柱曲げ終局耐力時柱せん断力	(
$_{c}Q_{gu}=\{2M_{guo}/(\eta_{g}\cdot\ell_{o})\}\cdot(\ell/h)$		(3)
:梁曲げ終局耐力時柱せん断力	(
$\eta = 1 \mp (j_{tco}/h_o) \cdot (h/\ell), \eta = 1 \mp (j_{ts})$	$_{g}/\ell_{o}) \cdot (\ell/h)$	(4)
Mcuo, Mguo:柱および梁の基準曲げ約	冬局耐力	
h:階高,ho:柱内法高さ		
ℓ:スパン長,ℓ₀:梁内法スパン長		
jtg:梁上下主筋の重心間距離		
jtco: 柱両側最外縁主筋の中心間距	著住	
式(4)のηcとηgの右辺のそれぞれ	第2項の前に付した符	号は, I
形が閉じる正加力時には-,L形が開	く負加力時には+とす	る。
$Q_{pu}=min(Q_{puh}, Q_{puv})$		(5)
Qpuh=2Vpuh/ ξ h, Qpuv=2Vpuv/ ξ v		(6)
:水平方向,鉛直方向の接合部+	せん断終局耐力時柱せ	ん断力
$V_{\text{puh}} = \kappa u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh}, V_{\text{puv}} = \kappa u \cdot$	φ •Fj•bj•Djv	(7)
:水平方向,鉛直方向の接合部+	せん断終局耐力	

$\xi_{h}=(h/\ell)\cdot(\ell_{o}/j_{tg})-1,$	$\xi_{v} = (h_{o}/j_{tco}) - (h/\ell)$	(8)
$F_i = 0.8 \sigma B^{0.7}$		(9)

κu: 柱梁接合部の形状係数

(正加力時)κu=0.6, (負加力時)κu=0.4

bj: 接合部有効幅, σB: コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

Djh, Djv:水平方向, 鉛直方向の接合部有効せい

本検討では、柱主筋外定着の場合も、柱主筋内定着と同様、接合 部有効せいは、Djh=lag、Djv=lacとする。lagは梁主筋定着長さ、lac は柱主筋定着長さを示す。

4.1.2 検討結果

柱主筋外定着試験体(●:14体)および直交梁なしの柱主筋内定着 試験体(○:31体)^{4),9)-11)}のQmax/Qcu-Qju/Qcu関係を図16に示す。

Qmax は最大耐力実験値,Qju は式(10)の接合部終局耐力時柱せん 断力,Qju/Qcu は接合部耐力余裕度を示す¹⁰⁾。式(10)中のQau は主筋 定着耐力時柱せん断力であり,正加力時のQau は柱主筋定着耐力時 柱せん断力,負加力時のQau は柱または梁主筋定着耐力時柱せん断 力とした。同図中では,柱主筋外定着試験体で梁主筋本数のみが異 なる試験体同士を実線で結んだ。各耐力計算値は,表2の鉄筋の実 降伏点およびコンクリートの実圧縮強度を用いて求めた。

 $Q_{ju} = \min(Q_{pu}, Q_{au}) \tag{10}$

実験では、各試験体ともに、概ね、梁曲げ降伏が先行し、接合部 終局耐力時柱せん断力Qjuは接合部せん断終局耐力時柱せん断力Qpu で決定した。図16によると、正負加力時ともに、柱主筋外定着、柱 主筋内定着試験体に係わらず、最大耐力実験値Qmaxは、Qju/Qcu≧1 の場合Qcu以上となり、Qju/Qcu<1の場合Qju以上となった。すなわ ち、系列I~IVの柱主筋外定着試験体の計算耐力QcuおよびQjuは、 柱主筋内定着試験体と同様、すべて最大耐力実験値Qmaxに対して安 全側に評価された。



4.2 変形性能

4.2.1 接合部耐力余裕度の影響

図 16 と同試験体の正負加力時 Rso-Qju/Qcu 関係を図 17 に示す。 Rso は,耐力が最大耐力 Qmax の 80%に低下した時の限界層間変形角実 験値であり,同図中には,式(11)の接合部耐力余裕度 Qju/Qcu で決ま る限界層間変形角 Rsoa を併示した¹⁰⁾。

Rsoa=0.03(Qju/Qcu) (11)
 図 17 によると、Qju/Qcu≧1の場合、柱主筋外定着試験体の正加力
 時 Rsoは、柱主筋内定着試験体の概ね Rsoの上限と一致し、負加力時

の Rso は、いずれも Qiu/Qcu に係わらず 60×10⁻³以上となった。

(凡例は図16と同じ。)



4.2.2 接合部横補強筋量の影響

図 16 と同試験体の正加力時 R80-pjwh, pjwh・σwy, pjwh・σwy/σB 関係を図 18 に示す。pjwh は接合部横補強筋比, σwy は接合部横補強 筋の実降伏点, σB はコンクリートの実圧縮強度である。同図中で は, 柱主筋内定着試験体の場合, 785N/mm²級高強度せん断補強筋を 用い接合部横補強筋量 pjwh のみを変えた試験体同士を実線で結んだ。

柱主筋外定着試験体の場合,3.2節で前述したように,L形が閉じる正加力時には,梁曲げ降伏後,定着部拘束筋から接合部中央までの横補強筋が引張降伏した。すなわち,接合部横補強筋および定着部拘束筋は,ともに梁曲げ降伏後の変形性能に対する補強効果を有するので,接合部横補強筋比は,式(12)に示すように,足し合わせが成立すると考えられる。

これらより,図18では, pjwhは式(12)の等価横補強筋比 Σ pjwhに, pjwh・ σ wy は等価横補強筋量 Σ pjwh・ σ wy にそれぞれ置き換えた。

$\Sigma p_{jwh}=p_{jwh}+(p_{jwh})$ H· σ wyH/ σ wy	(12)
(pjwh)H=nH·awH/(Bc·jtgo)	(13)
(pjwh)H:定着部拘束筋による横補強筋比	

σwvH:定着部拘束筋の降伏強度

nH:定着部拘束筋の組数,awH:1組の定着部拘束筋の断面積 Bc:柱幅,jtgo:梁上下最外縁主筋の中心間距離

図 18 によると,柱主筋内定着試験体の場合,接合部耐力余裕度 Qju/Qcu=2の試験体を除くと,正加力時Rsoと接合部横補強筋量pjwh・ σ wy/ σ Bとの相関性は, pjwhおよび pjwh・ σ wyの場合よりもよい⁹⁾。 また,同一 pjwh・ σ wy/ σ Bの場合,柱主筋外定着試験体のRsoは,接 合部横補強筋に 785N/mm² 級高強度せん断補強筋を用いた柱主筋内 定着試験体のRsoよりも大きく、接合部耐力余裕度 Qju/Qcu=2の場 合と同程度となった。

4.2.3 保証限界層間変形角 R80minの評価

接合部耐力余裕度 Q_{ju}/Q_{cu}>0.9の柱主筋外定着試験体(●:11体) および直交梁なしの柱主筋内定着試験体(○:28体)の正加力時の R80/R80a-p_{jw}+ σ wy/ σ B関係を図 19,正加力時 R80と文献 9)提案の 式(14)の保証限界層間変形角 R80min との関係を図 20に示す。柱主筋 外定着試験体の場合,図 18と同様,図 19の接合部横補強筋量 p_{jw}+ σ wy は等価横補強筋量 Σ p_{jw}+ σ wy に置き換えた。

$R_{80min} = R_{80a}$	Ω∕ w	(14)
$\alpha_{\rm w} = \alpha_{\rm wo} +$	β w• (pjwh• σ wy/ σ B)	(15)

αw, αwo, βw: 接合部横補強筋量による補正係数(表 3)

図 19 中には,直交梁なしの柱主筋内定着試験体の実験値に対する 回帰式を一点鎖線, α wo=0.6,0.8,1.2 とした時の補正係数 α w を破 線で示した。同図からも,正加力時 Rso は,接合部横補強筋量 pjwh・ σ wy/ σ Bの影響を受けることが分かる。 図 20 に示すように,柱主筋外定着試験体の限界層間変形角実験値 R80 は,概ね,保証限界層間変形角 R80min を上回り,柱主筋内定着試 験体のR80の上限(接合部横補強筋に785N/mm²級高強度せん断補強筋 を用いた場合,あるいは接合部耐力余裕度が2程度の場合)と同程度 となった。すなわち,柱主筋外定着によるL形部分架構の変形性能 は,柱主筋内定着よりも優れている。





表3 接合部横補強筋量の補正係数 α wo, β w



5. 短期許容耐力時ひび割れ幅

5.1 検討方法

L 形部分架構の短期許容耐力時柱せん断力 QaE は,梁主筋の規格 降伏点を短期許容引張応力度 ftaEとし,式(16)の梁の短期許容曲げ 耐力時柱せん断力 cQga として算定する^{12),13)}。

cQga={2Mgao/(ηga・ℓo)}・(ℓ/h), ηga=1∓(jg/ℓo)・(ℓ/h)
 L式中の∓は,正加力時には-,負加力時には+とする。
 Mgao=Tga・jg:梁の基準短期許容曲げモーメント
 Tga:引張側梁主筋の短期許容引張力

jg(=7/8dg):梁の応力中心距離, dg:梁の有効せい

その他の記号は、4.1.1項による。

短期許容耐力時の梁端曲げひび割れ幅 wgaE および接合部せん断 ひび割れ幅 wpaE は、それぞれクラックスケールを用いて測定した R=(1/200,1/100)時の最大ひび割れ幅測定値 wg および wp をそれぞれ 直線補間して求めた^{12),13)}。

5.2 検討結果

柱主筋外定着試験体(14 体)とひび割れ幅測定値が得られた直交 梁なしの柱主筋内定着試験体(30 体)^{4),9)-13)}について,短期許容耐力 時の梁端曲げひび割れ幅 wgaE および接合部せん断ひび割れ幅 wgaE と 接合部耐力余裕度 Qju/Qeuの関係を図 21 に示す。同図によると,正 負加力時ともに,柱主筋外定着試験体の wgaE および wpaE は,それぞ れ柱主筋内定着試験体と同程度の値であり,Qju/Qeu ≥1 の場合,概 ね, wgaE は 1.0mm 以下, wpaE は 0.4mm 以下となった。

L 形部分架構の場合,梁端曲げひび割れ,接合部せん断ひび割れ ともに,短期許容耐力時ひび割れ幅に対する除荷時残留ひび割れ幅 の比は,それぞれ 0.5 程度である^{12),13)}。これらより,Q_{ju}/Q_{cu}≧1の 場合,柱主筋外定着,柱主筋内定着試験体ともに,w_{gE}および w_{pE}の 上限は,試験体の縮小率(1/2 程度)を考慮すると,それぞれ耐震性 能評価指針案¹⁴⁾による修復限界状態 I (容易に補修しうる状態)の 残留ひび割れ幅の最大値(梁端曲げひび割れ幅 1.0mm,接合部せん断 ひび割れ 0.5mm)に相当する。

すなわち,柱主筋外定着によるL形接合部についても,接合部耐 力余裕度Qju/Qcu≧1の場合,所要の接合部配筋詳細とすれば,柱梁 接合部に修復性を損なうひび割れは発生しないと考えられる。



6. まとめ

本論文では,筆者ら提案の柱主筋外定着方式^{4),5)}によるL形接合 部の実験を基に,以下の知見を得た。

- 系列 I ~ IVの柱主筋外定着方式試験体では、式(1)の梁または柱の曲げ終局耐力時柱せん断力 Qeu および式(10)の接合部終局耐力時柱せん断力 Qjuは、従来の柱主筋内定着方式と同様、すべて最大耐力実験値 Qmax に対して安全側に評価された。
- 2) 限界層間変形角 Rsoの正加力時実験値は、同一保証限界層間変形 角 Rsomin の場合、柱主筋内定着方式よりも明らかに大きい。す なわち、柱主筋外定着による L 形部分架構の変形性能は、柱主 筋内定着よりも優れている。
- 3) 梁曲げ降伏先行型の場合,最大耐力時の引張力伝達係数 y Hg は 引張力基準伝達係数 y Hgo と同程度となり,引張力伝達係数 y Hc は引張力基準伝達係数 y Hco に漸近した。

γHg は接合部仕口面での梁上端筋に対する定着部拘束筋の全 引張力の比(TH/Tg), γHc は接合部仕口面での最外縁柱主筋に対 する定着部拘束筋の全引張力の比(TH/Tcf)として定義される。

- 4) 3)項の知見によると、本実験範囲の引張力基準伝達係数γHgoの 定着部拘束筋を配置すれば、柱主筋外定着方式の梁曲げ降伏先 行型 L 形接合部の場合,式(12)の等価横補強筋比Σpjwhのよう に、接合部横補強筋と定着部拘束筋との足し合わせが成立し、 柱主筋外定着方式の保証限界層間変形角 R80min は、柱主筋内定 着方式と同様,式(14)で評価できる。
- 5) 梁の短期許容曲げ耐力時の梁端曲げひび割れ幅 wgaE および接合 部せん断ひび割れ幅 wpaE は、柱主筋内定着方式と同様、耐震性 能評価指針案¹⁴⁾による修復限界状態I(容易に補修しうる状態) に留まった。

謝辞

本実験は、(株)伊藤製鐵所,共英製鋼(株),JFE 条鋼(株),ブイ・ エス・エル・ジャパン(株)の開発実験として行ったものであり、こ こに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説 付録 A5. 機械式 定着工法による接合部配筋詳細の納まり検討の要点, pp.311-330, 2010
- 益尾潔,井上寿也,岡村信也:機械式定着工法によるRC造T形およびL 形柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件、日本建築学会構造系論文集, 第 590 号, pp.95-102, 2005.4
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 17条, pp. 229-256, 2010
- 4) 田川浩之,堂下航,足立将人,益尾潔:機械式柱主筋・外定着による RC 造最上階 T 形、L 形柱梁接合部の実験,GBRC, Vol. 36, No. 1, pp. 32-39, 2011.1
- 5) 益尾潔,田川浩之,山下利法,小寺耕一郎,丸山透:機械式柱主筋外定 着による RC 造 L 形柱梁接合部の構造性能-続報1、2-,日本建築学会 大会学術講演梗概集,構造Ⅳ, pp.531-534,2012.9
- 6) 加藤史明,清原俊彦,田才晃,楠浩一:機械式定着を用いた RC 造最上
 階L形柱梁接合部の構造方式に関する実験的研究,コンクリート工学年
 次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 289-294, 2011
- 7) 吉村匡裕,加藤史明,田才晃ほか3名:機械式定着を用いた RC 造L形 柱梁接合部の柱頭部拘束筋の効果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,構造Ⅳ, pp.481-484, 2011
- 8) 益尾潔,足立将人,田川浩之:機械式定着による RC 造小梁主筋の定着耐 力および必要定着長さ,日本建築学会構造系論文集,第 631 号, pp.1625-1632, 2008.9
- 9) 益尾潔,井上寿也,岡村信也:機械式定着工法によるRC造T形およびL 形柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件,日本建築学会構造系論文集, 第 590 号, pp.95-102, 2005.4
- 益尾潔,足立将人:機械式定着による柱主筋定着耐力ならびに RC 造 T 形、L形部分架構の変形性能,コンクリート工学年次論文集,Vol.31, No.2, pp.343-348, 2009.7
- 11) 足立将人,益尾潔:機械式定着工法によるRC造T形およびL形柱梁部分 架構の構造性能に及ぼす直交梁の影響,コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 337-342, 2009.7
- 12) 益尾潔,井上寿也,足立将人:機械式定着工法によるト形,T形,L形 接合部のひび割れ損傷の評価(その1~その3),日本建築学会大会学術 講演梗概集,構造IV, pp.271-276,2005.8
- 13) 益尾潔,田川浩之,足立将人:機械式定着によるSRC造T形およびL形 柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件,日本建築学会構造系論文集, 第 637 号, pp. 543-550, 2009.3
- 14) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解
 説,6.柱部材の性能評価法、8.柱梁接合部の性能評価法,pp.169-194, pp.232-247,2004.1

(2013年9月2日原稿受理, 2013年11月25日採用決定)