

# 論文 梁主筋を機械式定着した外部柱・梁接合部のせん断性状

川勝 康志郎\*1・田才 晃\*2・清原 俊彦\*3・窪田 敏行\*4

**要旨:** 梁主筋を機械式定着した柱・梁接合部の設計方法の確立に資するために、最小配筋間隔で施工可能な定着金物を梁主筋に用いた鉄筋コンクリート造外部柱・梁接合部の構造実験を行い、接合部のせん断性状、及び梁主筋の定着性能を調べた。試験体のパラメータは、梁主筋量、配筋段数、定着長、コンクリート強度とした。梁主筋の少ない試験体は、梁曲げ降伏が先行し、定着破壊の兆候がみられた。他の試験体は、接合部破壊で耐力が決まり、梁主筋の引き抜きによる定着破壊は起こらなかった。接合部破壊時の耐力は、既往の接合部せん断耐力式により安全側に評価できる。

**キーワード:** 柱・梁接合部, 機械式定着, せん断破壊, 定着破壊

## 1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート(RC)造建築物の高層化に伴い、使用される鉄筋が高強度化、太径化してきているが、これら高強度鉄筋、太径鉄筋は折り曲げ加工が困難である。そのため、高強度、あるいは太径鉄筋を用いた梁主筋の柱梁接合部における定着法として、従来の90°折り曲げ定着に代わり、折り曲げ加工の不要な機械式定着が注目されている。

しかしながら、梁主筋を機械式定着とした柱梁接合部の構造特性は未だ不明な部分が多く、設計時には、安全性の確認を確認実験結果に頼っているのが現状である。

そこで本研究では、梁主筋を機械式定着とした柱梁接合部の設計法の確立に資するために、最小配筋間隔で施工可能な特殊定着金物「プレートナット」を梁主筋の定着に用いたRC造ト型部分架構試験体の構造実験を行い、梁主筋を機械式定着とした柱梁接合部のせん断性状及び梁主筋の定着性能を把握することを目的とした。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

基準試験体図を図-1に、試験体パラメータを表-1に示す。「プレートナット」は図-2に示すよ

うにつば付ナット状の定着要素である。定着長は、図-3に示すように定着部材である柱フェイスから定着要素の外径が最大となる位置までの距離と定義した。試験体は、RC造外部柱・梁接合部を模したト型部分架構試験体6体とした。

各試験体寸法は実大の約1/2スケールを想定し、柱断面 $b \times D=400 \times 400(\text{mm})$ 、梁断面 $b \times D=350 \times 450(\text{mm})$ 、柱反曲点間距離2170(mm)、梁1/2スパン

表-1 試験体パラメータ

名称	$F_c(\text{N}/\text{mm}^2)$	梁主筋	定着長(mm)	せん断余裕度*
No. 6	42	4-D25	300	0.66
No. 7	42	2-D25	300	1.31
No. 8	42	4-D25	325	0.71
No. 9	42	4-D25	265	0.58
No. 10	60	4-D25	300	0.73
No. 11	42	5+4-D19	300	0.67

\*せん断余裕度=接合部せん断破壊時耐力<sup>1)</sup>/梁曲げ降伏時耐力<sup>2)</sup>

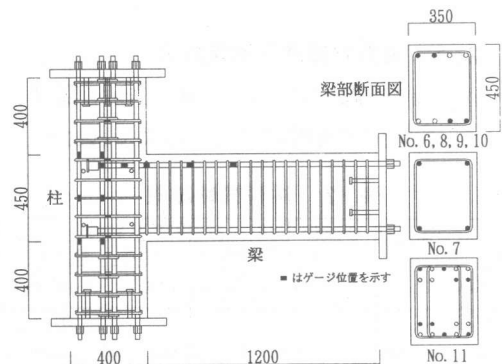


図-1 基準試験体図

\*1 大阪工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)  
 \*2 横浜国立大学 工学部建設学科 助教授 工博 (正会員)  
 \*3 (株)堀江建築工学研究所 (正会員)  
 \*4 近畿大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)



図-2 プレートナット形状図

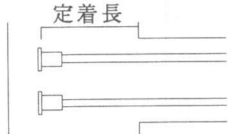


図-3 定着長の定義

(加力点から柱芯までの距離)を1950(mm)とした。No. 6 試験体を基準試験体とし、梁主筋を4-D25(SD685)( $p_t=1.47\%$ )、柱主筋12-D22(SD490)( $p_g=2.90\%$ )、柱フープ4-D10(SPR785)@100( $p_v=0.71\%$ )、梁スターラップ2-D10(SPR785)@60( $p_s=0.68\%$ )、接合部フープ2-D10(SD295A)@100とし、梁主筋定着長は300mmとした。コンクリートの設計基準強度は、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ とした。各試験体のパラメータは、梁主筋量、配筋の段数、コンクリート強度、梁主筋定着長である。No. 7試験体は梁主筋量を半分にし、No. 8試験体は定着長を325mm、No. 9試験体は定着長を265mm、No. 10試験体はコンクリートの設計基準強度を $F_c=60\text{N/mm}^2$ とした。No. 11試験体は、基準試験体の $p_t$ と等しくなるように梁主筋を2段配筋の5+4-D19(SD490)( $p_t=1.99\%$ )とした。

定着部のかぶり厚さCは、柱主筋、梁主筋と同じ径の鉄筋を用いた場合に配筋可能な最小かぶり厚さを想定し、 $C=3d_b$ (C:定着部材側面から鉄筋芯までの距離、 $d_b$ :鉄筋呼び名に用いた数値)を基準とした。

梁曲げ降伏を想定したNo. 7試験体以外は接合部のせん断余裕度を1以下とした。

材料試験結果を表-2に示す。

## 2.2 加力方法及び測定方法

加力装置を図-4に、変形の測定方法を図-5に示す。柱の反曲点を想定している位置で試験体を単

表-2 材料試験結果

設計基準強度	供試体材合	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		
		封緘養生	平均 $\sigma_B$	標準養生
$F_c=42\text{N/mm}^2$	28日	46.2	49.1	50.0
	64日	51.9		-
$F_c=60\text{N/mm}^2$	28日	53.8	57.4	61.4
	64日	61.0		-
材料	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ度(%)	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
D10 (SD295A)	342	477	0.200	173000
D10 (SPR785)	747	897	0.433	194000
D19 (SD490)	545	732	0.325	199000
D22 (SD490)	525	687	0.275	202000
D25 (USD685)	724	883	0.367	207000

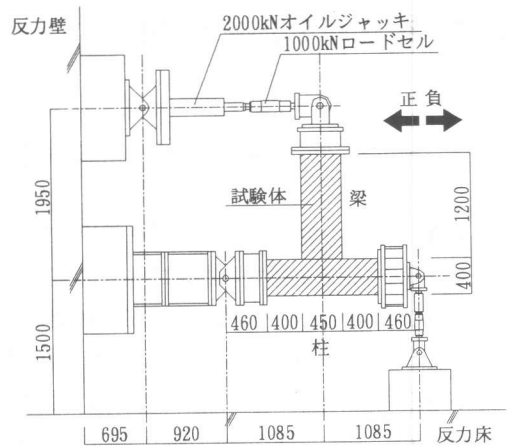


図-4 加力装置図

純支持(反力壁側端をピン支持、他端ローラー支持)し、梁反曲点位置を2000kNジャッキにより加力した。加力履歴は、正負交番漸増繰返し載荷とし、層間変形角1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25rad.まで各2回ずつ行った。

測定項目は、梁端荷重、全体変形(層間変位)、接合部のせん断変形、梁、柱の曲げ変形と軸方向変形、梁主筋抜け出し量、主筋及び横補強筋のひずみとした。梁端荷重は1000kNロードセルにより、各変形及び梁主筋抜け出し量は電気式変位計により、鉄筋のひずみは抵抗線式ひずみゲージにより測定した。梁主筋のひずみゲージは、主筋に沿って横筋のない部分に幅4mm、深さ5mmの溝を切削し、溝底面に貼付し、コンクリートに対する主筋の付着に影響が出ないようにした。全体変形として、柱両端のピン支承中心に立てたM24ボルトで支持したトラス形のア

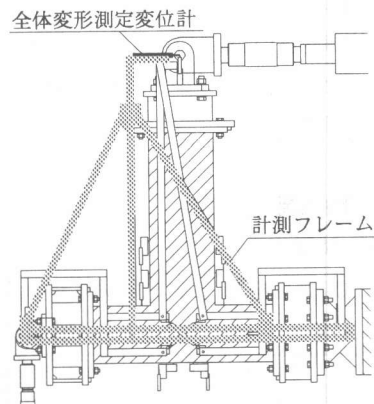


図-5 変形の測定

ルミ製計測フレームにより梁の加力点の相対変位を計測した。この計測フレームは、柱に変動軸力の生じる反力壁側端をローラー支持、他端をピン支持とし、変動軸力による柱の軸変形が全体変形に影響を与えないようにした。接合部のせん断変形、梁、柱の曲げおよび軸変形は接合部内に埋め込まれた4本のM16ボルトで計測フレームを支持し、計測した。

梁主筋の抜け出し量の測定は、ひずみゲージを貼付した梁主筋を対象とし、プレートナットの周辺コンクリートに対する相対滑り量を計測した。

また、全体変形(層間変位)に占める接合部の変形成分  $\delta_p$  は次式により求めた。

$$\delta_p = (1 - a/2l - b/h) \gamma \cdot h \quad (1)$$

ここで、 $l$  は梁反曲点位置より接合部中心までの距離、 $h$  は柱長さ、 $a$  は柱幅、 $b$  は梁幅、 $\gamma$  は接合部のせん断変形角である。

### 3. 実験結果

#### 3.1 実験経過

No. 6, No. 7 試験体の 1/100, 1/25rad. 時のひび割れ状況を図-6に、層間変形角-層せん断力関係と接合部のせん断変形の層間変形成分-層せん断力関係を図-7に、梁主筋のひずみ分布を図-8に示す。

No. 6, No. 8, No. 9, No. 11 試験体は、ほぼ同様の破壊経過であった。層間変形角  $R=1/800$ rad. の時に梁の柱フェース位置に初期曲げひび割れが発生し、 $R=1/400$ rad. の繰り返し時に柱の梁フェース位置に曲げひび割れが発生した。 $R=1/200$ rad. の繰り返しで接合部に斜めひび割れが発生した。層間変形が増加するにつれて梁、柱の曲げ及び曲げせん断ひび割れ、接合部の斜めひび割れの本数が増加したが、梁と柱のひび割れは危険断面付近においてもその幅が顕著に大きくなることはなかった。これに対し、接合部の斜めひび割れはその幅が変形とともに増加し、 $R=1/25$ rad. の繰り返しで、梁フェースと柱フェースの交差部から梁主筋の定着部であるプレートナット位置を結ぶひび割れが大きく開口し、接合部のコンクリートが剥落した。また、柱の外側側の主筋に沿うひび割れも開口した。No. 8試験体においては、定着長(325mm)が長いために起こる柱背面を押し抜く

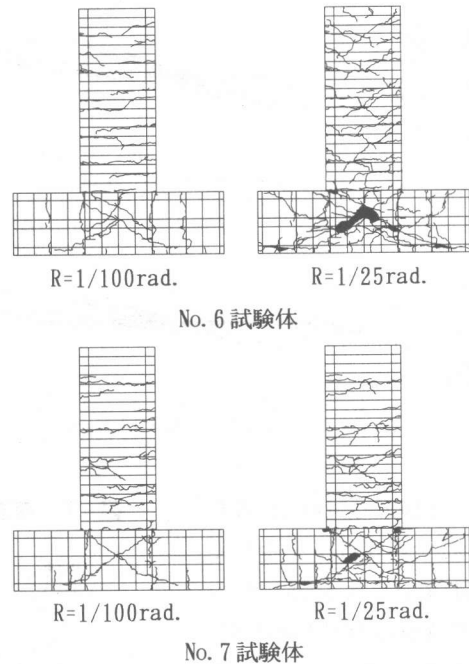


図-6 ひび割れ状況図

コーン状の損傷は顕著にはみられなかった。No. 9試験体においても定着長(265mm)が短いために起こる定着破壊(かき出し破壊)はみられなかった。

No. 7試験体は、層間変形角  $R=1/800$ rad. の時に梁の柱フェース位置及び柱の梁フェース位置に初期曲げひび割れが発生した。接合部に斜めひび割れが発生したのはNo. 6試験体よりも遅く、 $R=1/100$ rad. の繰り返し時であった。No. 6試験体と同一変形時のひび割れの本数は本試験体の方が明らかに少なかった。 $R=1/25$ rad. の繰り返しで、梁フェースと柱フェースの交差部から梁主筋のプレートナット位置を結ぶひび割れが開口したが、接合部コンクリートの剥落はほとんどなかった。基準試験体と異なり、この  $R=1/25$ rad. の繰り返しで梁危険断面の曲げひび割れが大きく開口した。

No. 10試験体の破壊経過は、No. 6試験体とほぼ同様であるが、接合部の斜めひび割れは基準試験体よりも発生が遅く  $R=1/100$ rad. の振幅時であった。コンクリート強度の差による破壊状況の違いは見られなかった。

No. 6試験体の層せん断力は層間変形角  $R=1/50$ rad. の繰り返しまで変形とともに上昇し、履歴ループの形状は各変位振幅の1回目の繰り返しでは

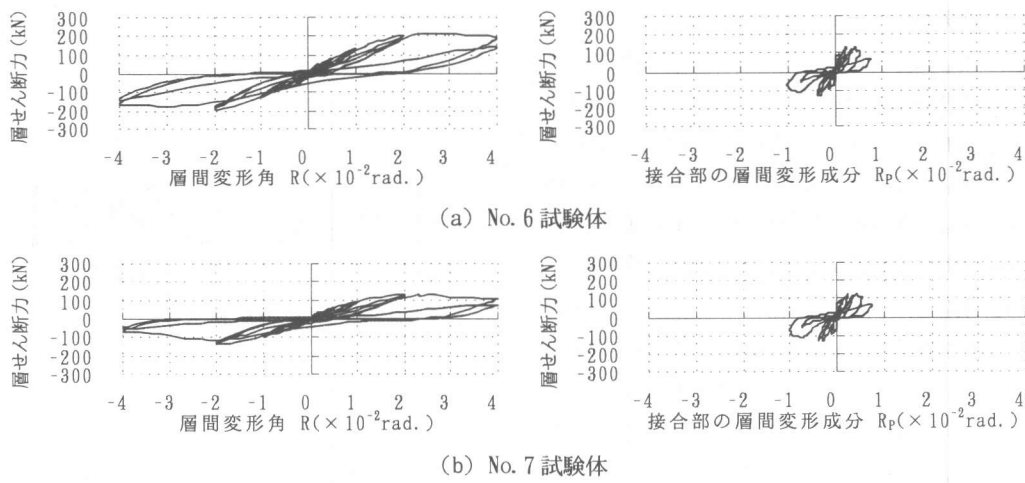


図-7 荷重-変形実験結果

ほぼ紡錘形で、2回目の繰り返して剛性低下を生じた(図-7.a)。R=1/25rad.の変位振幅の2回目の繰り返しでは剛性・耐力の著しい劣化がみられた。変位振幅が小さいうちは梁の変形成分が大きな割合を占めたが、最大耐力に達した以降は接合部変形が増加し、層間変形は接合部変形が支配的となり、柱と梁の変形に増加は見られなかった。このことから、試験体の最大耐力は接合部の破壊耐力で決まったといえる。ただし、梁主筋に沿うひずみの分布を正方向加力時でみると(図-8.a)、主筋Aにおいて危険断面位置で引張降伏ひずみ(図中の波線)を超えた。しかし、梁主筋の降伏は梁部材側へは進展しなかった。接合部内定着部分において、プレートナット近傍のひずみは最大変形時においても降伏ひずみの半分程度であった。

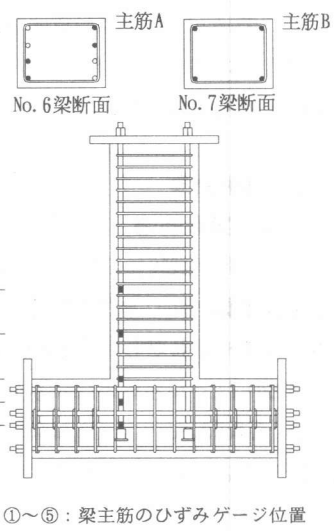
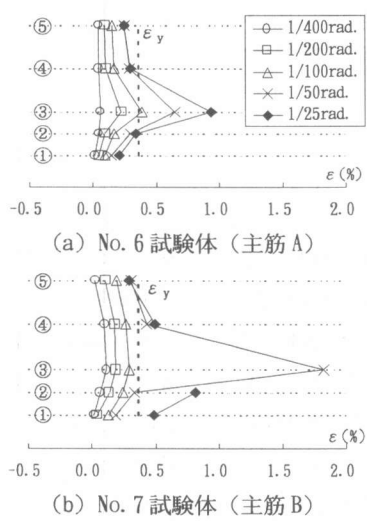


図-8 梁主筋ひずみ分布

を占め、梁曲げ降伏が支配的であった。梁主筋は全てR=1/50rad.の繰り返しサイクルで引張降伏し、梁部材側に降伏の進展がみられた(図-8.b)。また、最終サイクルではプレートナット近傍も降伏歪を超えており、厳しい定着状態であったことが窺える。No. 8, No. 9, No. 10 試験体は、No. 6 試験体とほぼ同様の傾向を示し、最大耐力に達すると、層間変形に対して接合部変形が支配的となった。No. 11 試験体は、R=1/25rad.の1回目の正方向加力時に耐力低下がほとんどみられなかったことがNo. 6 試験体と異なったが、2回目のループに劣化がみられ、この変位振幅の繰り返して接合部変形が支配的であった傾向はNo. 6

を占め、梁曲げ降伏が支配的であった。梁主筋は全てR=1/50rad.の繰り返しサイクルで引張降伏し、梁部材側に降伏の進展がみられた(図-8.b)。また、最終サイクルではプレートナット近傍も降伏歪を超えており、厳しい定着状態であったことが窺える。No. 8, No. 9, No. 10 試験体は、No. 6 試験体とほぼ同様の傾向を示し、最大耐力に達すると、層間変形に対して接合部変形が支配的となった。No. 11 試験体は、R=1/25rad.の1回目の正方向加力時に耐力低下がほとんどみられなかったことがNo. 6 試験体と異なったが、2回目のループに劣化がみられ、この変位振幅の繰り返して接合部変形が支配的であった傾向はNo. 6

試験体と同じである。このことから、これらの試験体は、No. 6試験体同様に接合部破壊によって耐力が決まったといえる。

### 3.2 梁主筋定着破壊の検討

接合部の卓越した斜めひび割れが定着板位置を通過していたことを踏まえ、ひび割れと抜け出し量計測方法との関係を図-9に示す。梁主筋抜け出し量測定用変位計による計測値は、試験体によらず接合部変形の増大とともに急激に増加し、あたかも全試験体で定着破壊が生じたことを示すように見えた。しかし、試験体の損傷の観察結果から全ての試験体で定着破壊が生じたとは考えにくい。抜け出し量を計測した変位計は、接合部の斜めひび割れで浮いた柱背面側のコンクリートに埋め込まれたボルトに支持されているため、抜け出し量の計測値にはこのひび割れ幅の梁主筋方向成分が含まれてしまう。図-

10に示すように接合部せん断変形を計測した変位計(接合部変位計)の計測値より、抜け出し量に及ぼすひび割れの影響を評価することを考えた。ただし、斜めひび割れと交差する接合部変位計の伸び量が斜めひ

び割れの幅のみに関係するものとする。接合部のひび割れ幅  $W$ 、およびひび割れ幅の梁主筋方向成分  $S$  は、接合部変位計による計測値  $\delta$  から次式となる。

$$W = \delta \cdot \cos(\alpha - \theta) \quad (2)$$

$$S = W / \sin \alpha \quad (3)$$

ここで、加力時の試験体の姿勢(柱の材軸が水平)を基準として、接合部変位計の水平方向に対する角度を  $\theta$ 、ひび割れ幅の方向と水平方向とのなす角を  $\alpha$  とする。なお、ひび割れ幅の方向は、梁フェースと柱フェースの交差点と定着板を結ぶ直線とした。

梁主筋(隅筋)抜け出し量計測値と接合部ひび割れ幅の梁主筋方向成分  $S$  を各試験体で比較して図-11に示す。図の横軸は加力時のステップ数を表す。

どの試験体の梁主筋においても  $R=1/25\text{rad}$  で抜け出し量計測値が急激に増え始めるが、No. 7試験体以外の試験体ではピーク時の抜け出し量計測値が  $S$

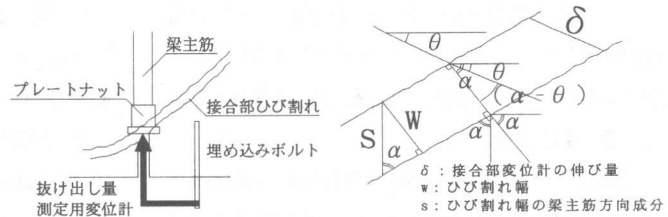


図-9 変位計計測状況 図-10 接合部ひび割れ幅計算図

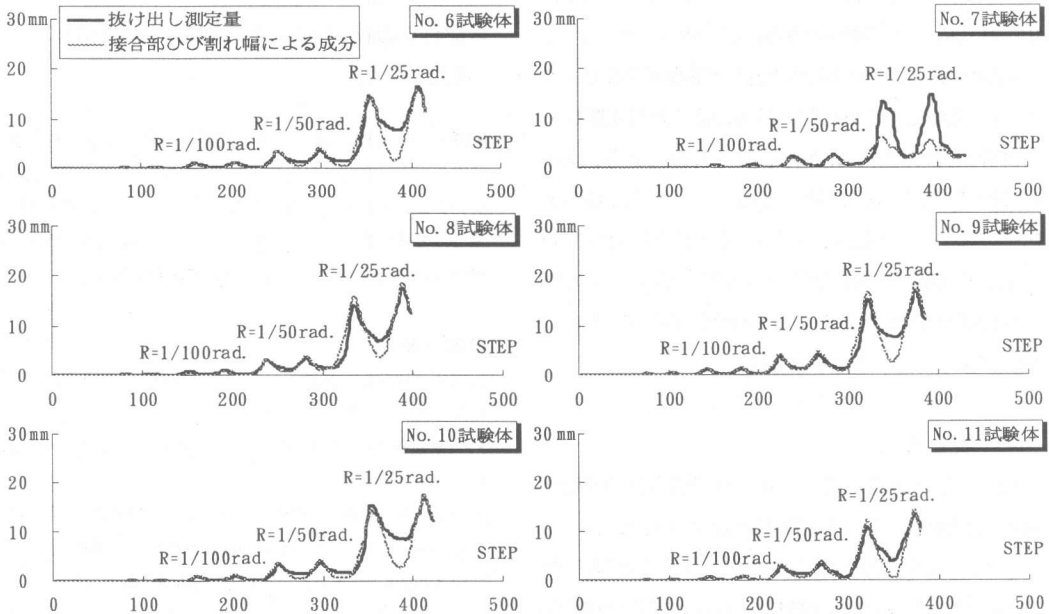


図-11 梁主筋抜け出し量に及ぼす接合部ひび割れ幅の影響

表-3 耐力計算値と実験値の比較

名称	梁端荷重計算値(kN)				実験結果				
	接合部せん断耐力時 <sup>1)</sup>	梁曲げ降伏時 <sup>2)</sup>	定着耐力時		最大荷重	最大荷重時層間変形角	最大荷重(実験値)諸耐力の計算値		
			NewRC <sup>3)</sup>	森田藤井式 <sup>4)</sup>			Q(kN)	R(rad)	Q/bQps
	bQps	bQbm	bQba1	bQba2					
No. 6	195.4	298.3	313.3	237.6	240.3	0.0268	1.23	0.81	1.01
No. 7	195.4	149.2	156.6	130.6	146.1	0.0200	0.75	0.98	1.12
No. 8	211.7	298.3	313.3	256.3	241.7	0.0300	1.14	0.81	0.94
No. 9	172.6	298.3	313.3	212.0	212.8	0.0200	1.23	0.71	1.00
No. 10	218.1	298.3	329.1	250.4	232.9	0.0233	1.07	0.78	0.93
No. 11	180.9	268.4	384.3	384.3	235.8	0.0301	1.30	0.88	0.61

1)  $V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j$  ここに、 $\kappa: 0.7$   $\phi: 0.85$   $F_j = 1.6 \sigma_s^{0.7}$ , 2), 3), 4)の耐力の算定には、同一番号の参考文献を用いた。ただし、4)の適用については、水平投影長さを定着長、折り曲げ半径を鉄筋径の3倍とした。

の算定値を上回ることにはなかった。No.7試験体では  $R=1/25\text{rad}$  において抜け出し量計測値がSの算定値を明らかに上回っていた。これにより、No.7試験体の梁主筋は  $R=1/25\text{rad}$  の繰返し時に定着破壊を生じたか、または開始した可能性が強い。他の試験体の梁主筋は定着破壊を生じなかったといえる。

### 3.3 耐力計算値と実験値の比較

接合部せん断耐力時、梁曲げ降伏時、梁主筋定着耐力時の既往の耐力式を用いた計算による耐力を梁端荷重にそろえて、実験で得られた最大耐力と比較して表-3に示す。

梁曲げ降伏が先行したNo.7試験体は、梁曲げ降伏時耐力の実験値と計算値の比率がほぼ1で、両者はよく一致した。定着破壊していたと考えた場合でも、森田藤井式により実験値の耐力は安全側に評価できる。

試験体No.7以外の試験体は、接合部破壊で耐力が決まった。実験で得られた最大耐力の接合部せん断耐力時計算耐力に対する比率は1.07~1.30であり、既往の評価式で安全側に評価できる。しかし、これらの試験体の梁主筋は引張降伏した。梁曲げ降伏時計算耐力に対する実験値の比率は0.71~0.88となっており、接合部破壊が支配的な部材では平面保持を仮定した曲げ理論による耐力予測は成立しない。

### 4. まとめ

梁主筋を機械式定着した外部柱梁接合部の構造性能を、実験的に検討し、以下の知見を得た。

(1)全6体の試験体のうち5体は接合部破壊で耐力が決まった。接合部破壊時の耐力は既往の接合部せん断耐力評価式により安全側に予測できる。

(2)コンクリート強度の差 ( $49\text{N/mm}^2$  と  $57\text{N/mm}^2$ ) による接合部耐力の有為な違いはなかった。

(3)接合部破壊した試験体では、梁主筋の引き抜きによる定着破壊は起こらなかった。

(4)梁曲げ降伏が支配的であった試験体では、大変形時に梁主筋の定着破壊の兆候がみられた。このときの試験体耐力は、既往の定着耐力評価式(森田藤井式)より高かった。

(5)定着長(325mm)を柱せいの0.8程度とした試験体で、梁主筋が柱背面のコンクリートを押し抜く顕著なコーン状の破壊は起こらなかった。

(6)定着長(265mm)を柱せいの2/3とした試験体で、梁主筋の引き抜き力による定着破壊は起こらなかった。

(7)梁主筋量 ( $p_s \sigma_y$ ) を同じくした1段配筋と2段配筋の試験体では、両者の構造性能に顕著な差はみられなかった。

**謝辞**：本研究は、(財)日本建築防災協会に設置された機械式定着工法研究会(委員長 岡田恒男芝浦工業大学教授)の研究プロジェクトの一環として行った。実験の計画・実施にあたって研究会の方々、大阪工業大学大学院 渡辺篤史氏に多大なる協力を得た。ここに記して謝意を表す。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート建造物の靱性保証型設計指針・同解説 PP. 245 1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 PP. 145 1999
- 3) 村上雅英, 宮崎史, 窪田敏行：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究 (その21) RC 外部はり柱接合部の梁主筋の機械式定着強度実験式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 PP. 127 1993
- 4) 藤井栄, 森田司郎, 他：90° 折り曲げ鉄筋の定着耐力の再評価, 日本建築学会構造系論文報告集 第429号 PP. 65 1991