

# 論文 プレキャスト鉄筋コンクリート造骨組の最上階主筋の定着方法に関する実験的研究

石岡 拓<sup>\*1</sup>・竹中 啓之<sup>\*1</sup>・菊田 繁美<sup>\*1</sup>・和泉 信之<sup>\*2</sup>

**要旨:** プレキャスト部材を用いた高層鉄筋コンクリート造建築物の最上階における柱主筋の定着方法を考案し、部分架構模型試験体による水平載荷実験を行い、骨組の復元力特性および主筋の定着性能を評価した。柱主筋の定着は、柱主筋を梁上端筋の上部に設置した一体のロ形プレートにナットを用いて機械式定着する新しい方法である。最上階を想定したL形およびT形部分架構実験では、高層鉄筋コンクリート造建築物の大地震時における想定変形を大幅に上回る変形まで耐力低下を生じず、主筋の十分な定着性能が確認できた。本研究により、考案した柱主筋の新しい定着方法の一般化に向けて、今後の可能性を示すことができた。

**キーワード:** RC造, プレキャスト, L形接合部, T形接合部, 機械式定着, M-N曲線

## 1. はじめに

高層鉄筋コンクリート造 (RC造) 建築物では、地震時応力が厳しいため、柱や梁の主筋には、太径の鉄筋が用いられる。柱と梁の主筋が交差する柱梁接合部では、太径主筋の組み立てやあきの確保のため、主筋の定着には、プレートとナットを用いた定着金物などによる機械式定着が採用されることが多い。特に、単材形式のプレキャスト部材を用いる高層RC造建築物では、そのニーズが高い。しかし、最上階の柱梁接合部では、梁せいの関係から柱主筋の十分な直線定着長さが確保できないため、屋上に柱主筋を突出させて定着長さを確保するための柱型 (定着スタブ) が必要となることがある<sup>1)</sup>。この定着スタブは、屋上の利用や防水施工の面から建築計画上の課題である。さらに、最上階の外柱への梁上端筋の定着長さは、上部に柱がないため、通常は梁上端筋の折り曲げ後の定着長さを一般階より大きくすることが求められ、最上階の柱にプレキャスト柱を採用する際の制約となっている。

そこで、著者らは、最上階の柱や梁の主筋の定着方法に機械式定着を採用した場合においても、定着スタブを設けることなく、一般階と同様の主筋の納まりとなることを目標として、柱主筋の新しい定着方法を考案した。

具体的には、柱主筋を梁上端筋の上部に設置した一体のロ形プレートにナットを用いて機械式定着する方法である (図-1)。さらに、最上階外柱では、梁主筋の折り曲げ後の余長を一般階と同等の長さとしている。この定着方法の採用により、上述した建築計画上の課題を解決するとともに、プレキャスト部材の利用や主筋の納まりなど施工面での合理化が期待できる。

本研究では、プレキャスト部材を用いた高層鉄筋コンクリート造建築物の最上階を対象として、新しい柱主筋

の定着方法を用いた骨組の復元力特性および主筋の定着方法を評価するため、部分架構模型試験体による水平載荷実験を行う。

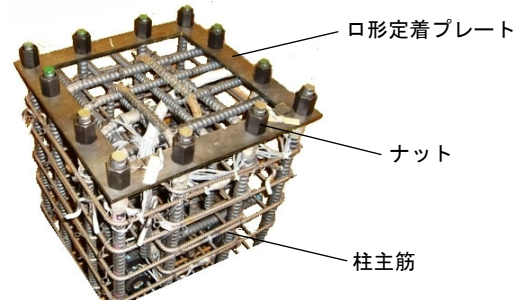


図-1 柱主筋の定着方法

表-1 試験体一覧

	HRPC		HRPC	
	-L01	-L02	-UT1	-UT2
柱	B×D(mm)		400×400	
	$\sigma_B(N/mm^2)$		32.9	34.1
	主筋		8-D16	
	主筋材種		SD390	
	pg(%)		1.49	1.98
	せん断補強筋		4-D6@50	4-D6@50
	せん断補強筋材種		USD685	
pw(%)		0.64	0.59	
梁	B×D(mm)		250×375	
	$\sigma_B(N/mm^2)$		33.6	34.4
	主筋		2-D13+2-D16	3-D13
	主筋材種		SD390	
	pt(%)		0.87	0.41
	せん断補強筋		4-D6@75	3-D6@75,100
	せん断補強筋材種		USD685	
pw(%)		0.68	0.65, 0.49	
梁	$\sigma_B(N/mm^2)$		28.1	29.8
	せん断補強筋		4-4セット	4-4セット
	せん断補強筋材種		USD685	
	pw(%)		0.50	0.57
柱主筋定着プレート		PL6(SS400)		

\*1 戸田建設 (株) 技術研究所 修 (工) (正会員)

\*2 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻教授 博 (工) (正会員)

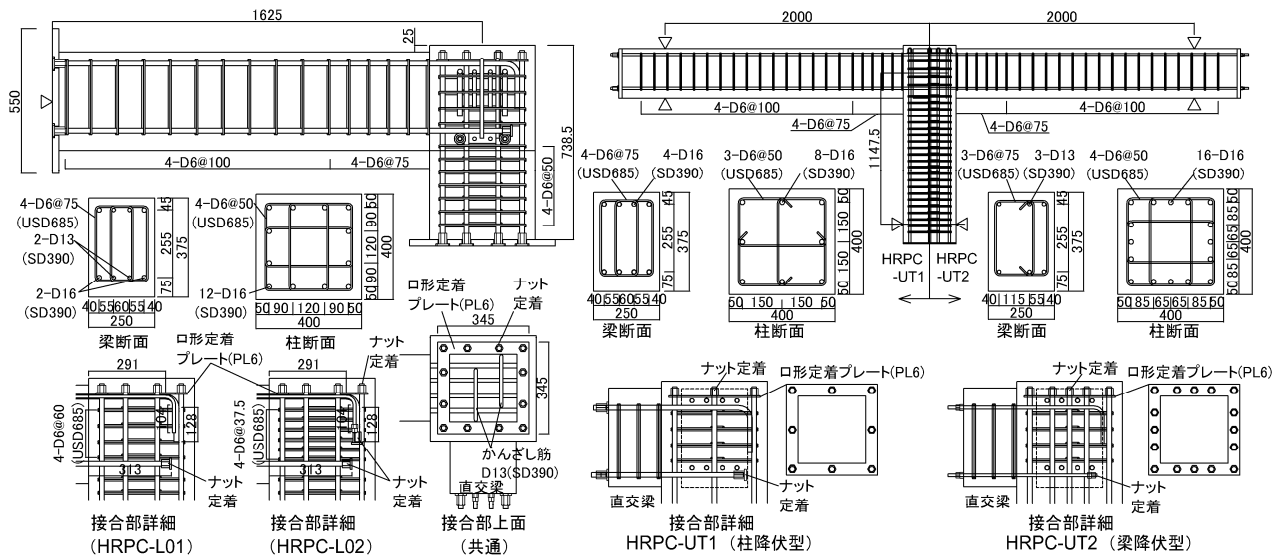


図-2 試験体配筋図

表-2 材料試験結果 (L 形試験体)

コンクリート		割線剛性 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
L01	梁	0.271	33.6	3.6
	柱・ 接合部	0.301	32.9	3.0
L02	梁	0.274	34.4	3.3
	柱・ 接合部	0.300	34.1	2.9
鉄筋	ヤング係数 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	
D6 (USD685)	1.91	780*	972	
D13 (SD390)	1.81	457	597	
D16 (SD390)	1.88	450	609	
PL6 (SS400)	1.97	294	445	

※0.2%オフセット

表-3 材料試験結果 (T 形試験体)

コンクリート		割線剛性 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
UT1	柱	0.283	32.8	2.7
	梁	0.273	29.8	2.7
	接合部	0.259	28.1	2.6
UT2	柱	0.284	33.6	3.0
	梁	0.280	31.9	2.1
	接合部	0.257	29.8	2.2
鉄筋	ヤング係数 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	
D6 (USD685)	1.94	723*	920	
D13 (SD390)	1.83	403	588	
D16 (SD390)	1.97	456	660	
PL6 (SS400)	1.97	294	445	

※0.2%オフセット

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体および材料

試験体一覧および試験体配筋を表-1, 図-2 に示す。試験体は最上階外柱架構を想定した L 形試験体 2 体 (HRPC-L01, L02) と最上階中柱架構を想定した T 形試験体 2 体 (HRPC-UT1, UT2) の計 4 体である。柱断面は  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 、梁断面は  $250\text{mm} \times 375\text{mm}$  で共通である。全試験体とも片側に断面が  $250\text{mm} \times 375\text{mm}$  の直交梁を設置した。コンクリート強度は柱および梁とも  $28.9 \sim 34.4 \text{N/mm}^2$  でほぼ同一とした。

L 形試験体は両試験体とも梁曲げ降伏が先行するように計画し、梁の曲げ耐力時計算値に対して柱の曲げ耐力時計算値を 3 倍程度確保した。柱主筋には 12-D16、梁主筋には 2-D16 + 2-D13 を用いた。柱主筋は梁上端筋直上に設置した厚さ 6mm のロ形定着プレートにナットを用いて定着した。梁上端筋は接合部内で 90 度折曲げ定着として上部にかんざし筋を配し、梁下端筋はナットと定着板を一体製造した定着金物 (以下、ナット定着金物) を用いて定着した。梁下端筋の定着長は  $3/4D_c$  ( $D_c$ : 柱せい)、梁上端筋の定着長は水平定着部が 18d、鉛直定着部が 8d

であり、定着の全長を  $30d$  ( $d$ : 梁主筋直径) とした。両試験体の相違は、接合部内の補強筋量が HRPC-L01 が  $p_{jw}=0.50\%$  で HRPC-L02 が  $p_{jw}=0.75\%$  であることと、HRPC-L02 には梁上端筋の余長端部にナット定着金物を追加していることである。

T 形試験体の HRPC-UT1 は柱曲げ降伏、HRPC-UT2 は梁曲げ降伏が先行するように計画した。HRPC-UT1 では柱の曲げ耐力時計算値に対して梁の曲げ耐力時計算値を 2.5 倍程度確保し、HRPC-UT2 では梁の曲げ耐力時計算値に対して柱の曲げ耐力時計算値を 2.5 倍程度確保した。HRPC-UT1 では柱主筋が 8-D16、梁主筋が上端下端とも 4-D16、HRPC-UT2 では柱主筋が 16-D16、梁主筋が上端下端とも 3-D13 である。柱主筋は梁上端筋直上に設置したロ形定着プレートにナットを用いて定着した。

材料試験結果を表-2, 表-3 にそれぞれ示す。

### 2.2 加力方法

L 形試験体の加力状況を図-3 に示す。試験体の梁端部と柱脚をピン支持として L 形の閉じる方向を正加力方向とした。載荷制御は式(1)で定義される層間変形角  $R$  で行い、 $1/1000$ ,  $1/400$ ,  $1/300$  を各 1 回、 $1/200$ ,  $1/150$ ,  $1/100$ ,



図-3 加力方法 (L形試験体)



図-4 加力方法 (T形試験体)

1/75, 1/50 を各 3 回, 1/25, 1/20, 1/15 を各 1 回ずつ, 正負繰返し载荷を行った。

$$R = -(2d \cdot \delta d + \delta d^2) / (2H \cdot L) \quad (1)$$

d: 柱端と梁端を結ぶ対角長さ  $\delta d$ : d の変形量

H: 柱端から接合部芯までの長さ

L: 梁端から接合部芯までの長さ

T 形試験体の加力状況を図-4 に示す。実架構の上下を反転させ、梁両端部をピン支持し、柱に水平加力した。载荷制御は柱水平変形角で行い、1/1000, 1/400, 1/300 を各 1 回, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50 を各 3 回, 1/25 を各 1 回ずつ, 正負繰返し载荷を行った。梁には柱せん断力の反力が軸力として作用するが、梁には圧縮軸力のみが作用するようにした。また、本実験では L 形試験体, T 形試験体とも柱軸力は導入していない。

### 3. 実験結果

L 形および T 形試験体の変形角 1/50rad 終了時におけるひび割れ発生状況および荷重変形角関係を図-5, 図-6 にそれぞれ示す。図-6 中の一点鎖線は平面保持を仮定した断面分割法により算出した終局曲げ耐力である。断面分割法では材料試験結果を用い、圧縮コンクリートの応力-歪関係は Fafitis-Shah の式<sup>2)</sup>でモデル化し、鉄筋はトリリニアでモデル化した。

HRPC-L01, L02 のひび割れ状況は同じであり、正加力方向では、1/1000rad で梁に曲げひび割れ, 1/400rad で柱梁接合部上面に梁主筋に沿ったひび割れが発生した。1/100rad で梁上端筋が降伏するとともに梁上端部と柱の離間が大きく進行し、梁曲げひび割れが大きく拡幅して、1/25rad で最大耐力に達した。負加力方向では 1/100rad

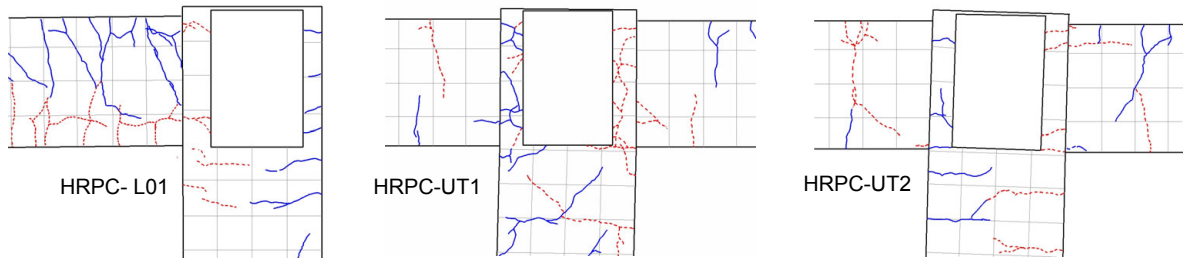


図-5 ひび割れ発生状況 (1/50rad.)

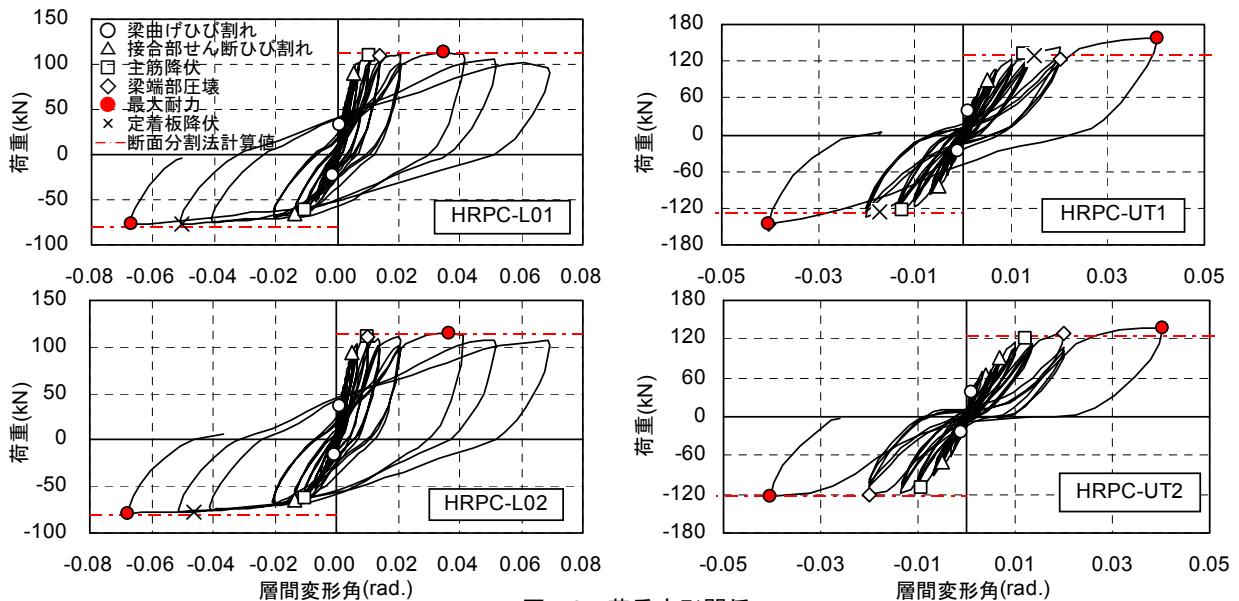


図-6 荷重変形関係

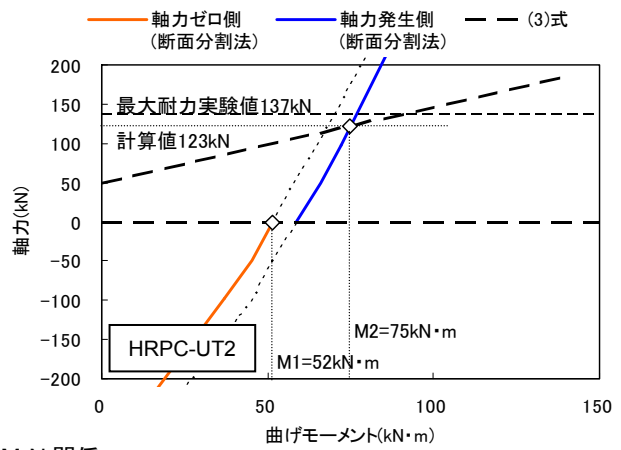
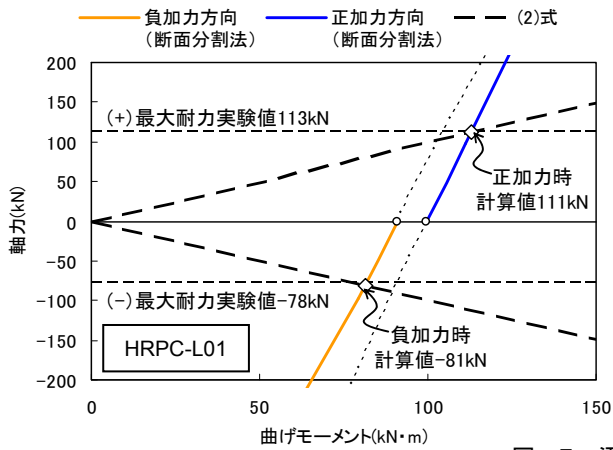


図-7 梁のM-N関係

で梁下端筋が降伏するとともに梁下端部と柱の離間が大きく進行し、1/75rad.で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。1/25rad.で梁上端筋に沿って柱梁接合部上面と柱側面にひび割れが発生し、1/20rad.で柱梁接合部上面に設置したロ形プレートが降伏した。梁の終局限界変形角<sup>3)</sup>の目安である 1/50rad.までは柱梁接合部には顕著なひび割れは発生せず、実験終了まで紡錘形の履歴性状を示した。実験は計測装置の制限のため、1/15rad.で終了した。

HRPC-UT1, UT2 は 1/1000rad.で梁端部に曲げひび割れ、1/400rad.で柱端部に曲げひび割れ、1/200 rad.で接合部にひび割れが発生した。HRPC-UT1 では、1/100rad.に柱主筋が降伏するとともに、柱端部での離間が進行し、1/50rad.には柱端部が圧壊し、柱梁接合部上面に設置したロ形定着プレートが降伏した。耐力は 1/25rad.でも上昇傾向にあり、実験終了まで比較的良好な紡錘形の履歴性状を示した。HRPC-UT2 では 1/75rad.で梁主筋が降伏するとともに梁端部での離間が進行し、1/50rad.に梁端部が圧壊し、1/25rad.に梁端部コンクリートが剥落した。耐力は 1/25rad.でも上昇傾向にあったが、1/50rad.以降に逆 S 字の履歴性状を示した。HRPC-UT1 とは異なり、接合部上面に設置した定着プレートは降伏しなかった。実験は計測装置の制限のため、1/25rad.で終了した。

H' : 柱反曲点位置から接合部芯までの長さ,  
L' : 梁反曲点位置から接合部芯までの長さ,  
M1 : 軸力ゼロ側, M2 : 圧縮軸力が生じる側

HRPC-L01 と HRPC-UT2 において、上式と断面分割法による M-N 曲線を重ねたものを図-7 に示す。交点から梁端部での終局曲げ耐力が求まる。HRPC-L01 の計算値と実験値の比は正加力方向で 0.99, 負加力方向で 1.04 となり、同様に HRPC-L02 の正加力方向で 0.98 および負加力方向で 1.02 となり、計算値は実験値を適切に評価している。HRPC-UT2 の計算値と実験値の比は 0.89 となり、T 形試験体では L 形試験体よりも計算値は実験値を若干小さく評価する結果となった。

4. 考察

4.1 終局曲げ耐力計算値の算出

L 形試験体では L 形が開閉する際に梁と柱に付加軸力が発生し、T 形試験体では加力方向の梁に圧縮軸力が発生するため、部材の曲げ耐力を計算する際に付加軸力を考慮する必要がある。軸力 N と梁端部に発生する曲げモーメント M は次式の関係がある。

(L 形試験体の場合)  

$$N = M \cdot L' / (H' \cdot (L' - Dc / 2)) \quad (2)$$

(T 形試験体の場合)  

$$N = (M1 + M2) \cdot L' / (H' \cdot (L' - Dc / 2)) \quad (3)$$

ここで Dc : 柱せい,

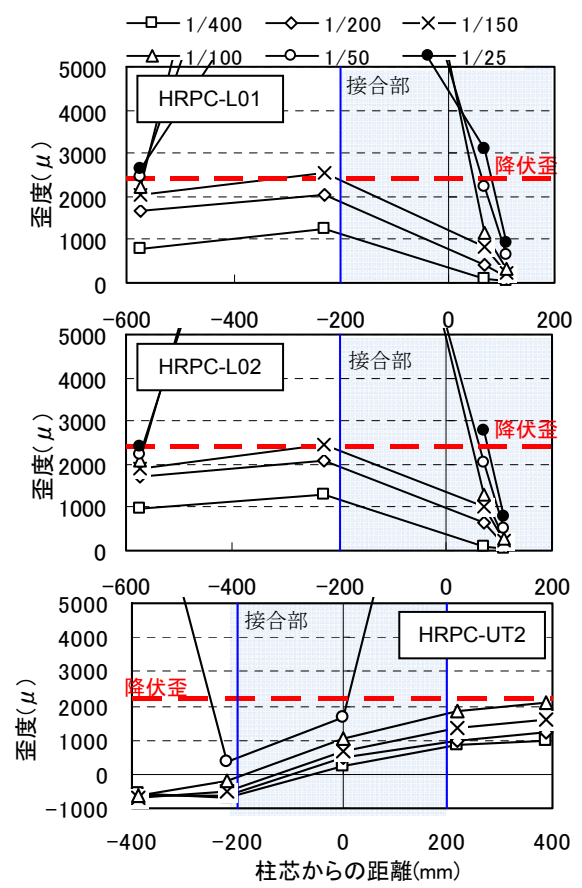


図-8 梁主筋歪

#### 4.2 梁主筋歪および付着・定着性状

梁が曲げ降伏したL形試験体およびT形試験体の正加力時の梁上端筋の歪度分布を図-8に示す。

HRPC-L01, L02では1/150~1/100radに梁端部で降伏歪に達し, 1/25rad.に接合部内に定着された梁上端筋の折曲げ起点で降伏歪に達した。折曲げ終点では実験終了時まで降伏歪に達せず, 上端筋余長端部のナット定着金物の有無に関わらない良好な定着性状を示した。

HRPC-UT2では1/100rad.以降に引張側主筋が降伏歪に達し, 1/50rad.で圧縮側主筋の歪が圧縮から引張に転じた。

HRPC-L01およびHRPC-UT1, UT2の柱梁接合部内梁主筋の平均付着応力度と層間変形角との関係を図-9に示す。HRPC-L01では水平定着区間を対象とした。平均付着応力度の算出には鉄筋歪の実験値を基にRamberg Osgoodの履歴則により求めた軸応力を用いた。

HRPC-L01では上端・下端筋とも平均付着応力度の最大値は約4N/mm<sup>2</sup>であった。上端筋は1/100rad., 下端筋は1/50rad.以降に急激に低下している。これは梁主筋の引張力の抵抗機構が, 鉄筋の付着力からナット定着金物や折り曲げ定着の支圧力に移行したためと考えられる。HRPC-L02においてもHRPC-L01と同様の性状であった。

HRPC-UT2の平均付着応力度の最大値は, 上端筋が約3N/mm<sup>2</sup>, 下端筋が約4N/mm<sup>2</sup>であった。上端・下端筋とも1/50rad.以降に急激に低下しており, 荷重-変形関係が逆S字履歴形状となった変形角に一致することから, 1/50rad.で付着劣化したものと考えられる。

HRPC-UT1では梁主筋への入力が小さいため, 梁が曲げ降伏したHRPC-L01, UT2と比べて大きな付着応力度の低下はなく, 付着劣化も生じなかった。

#### 4.3 柱主筋歪およびロ形定着プレートの効果

T形試験体の引張側柱主筋の歪度分布を図-10に示す。HRPC-UT1では, 1/100rad.に柱端部で降伏歪に達し, 1/50rad.に梁芯位置, 1/25rad.にロ形定着プレート位置でほぼ降伏歪に達して, 徐々に接合部内に柱主筋の付着劣化が進行した。ロ形定着プレート位置では実験終了時まで引張降伏しなかったが, 最大引張歪度は約2100 $\mu$ で降伏歪(2300 $\mu$ )に近い値であった。梁曲げ降伏したHRPC-UT2では, 柱主筋の歪度は最大耐力時の柱端部で約940 $\mu$ であり, 降伏歪に達しなかった。

HRPC-L01およびHRPC-UT1, UT2について, 変形角-1/25rad.におけるロ形定着プレート位置での柱主筋の引張応力度分布およびロ形定着プレートの隅部上下面の歪度を図-11, 図-12に示す。HRPC-L02に関してはHRPC-L01と同様の性状であったため図を省略する。

HRPC-L01では負加力(L形の開く方向)時にロ形定着プレートの歪は引張歪となっており, -1/75rad.以降ではNo.2の方が大きくなる。これは梁上端筋が柱梁接合部

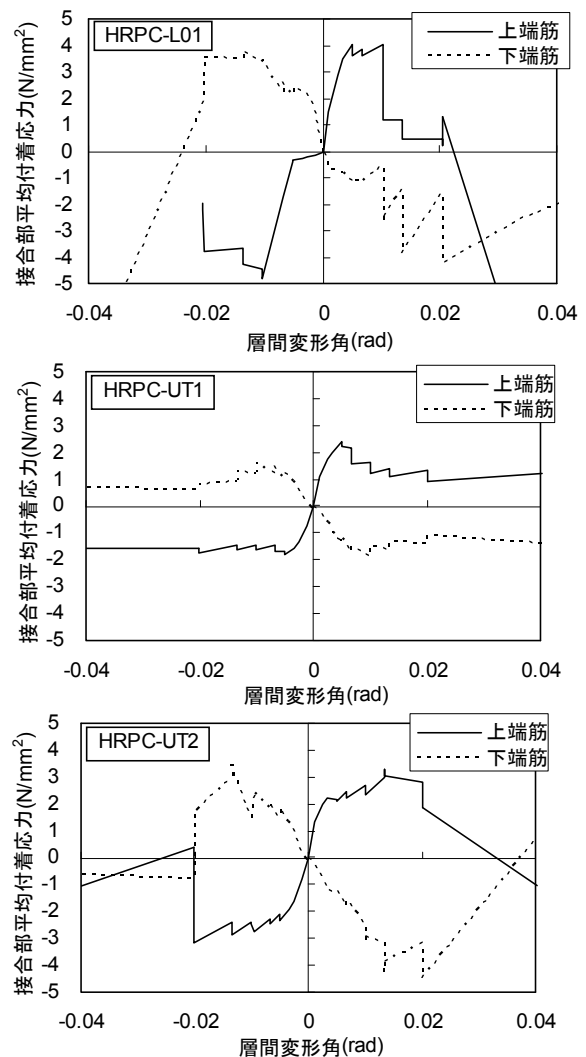


図-9 接合部内梁主筋の平均付着応力度

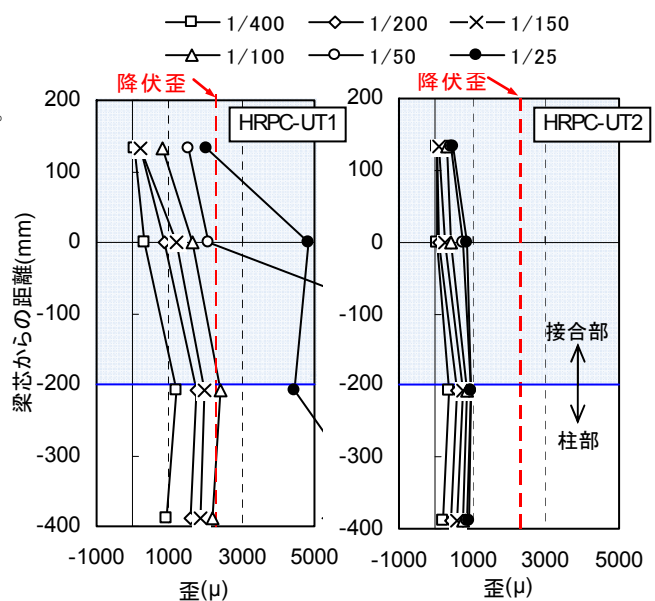


図-10 柱主筋歪 (T形試験体)

上面を押し上げる力に対して, ロ形定着プレートが抵抗しているためと考えられる。また, 同じ梁曲げ降伏した

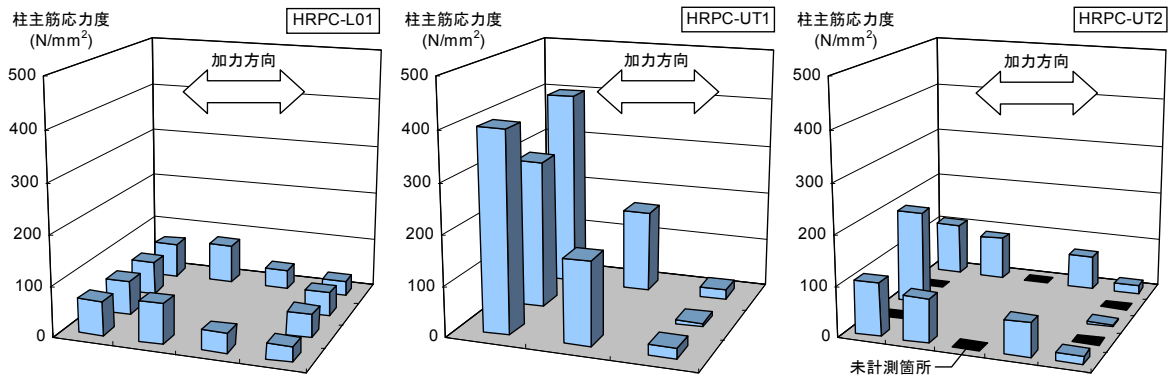


図-11 ロ形定着プレート位置の柱主筋応力度分布(-1/25rad.)

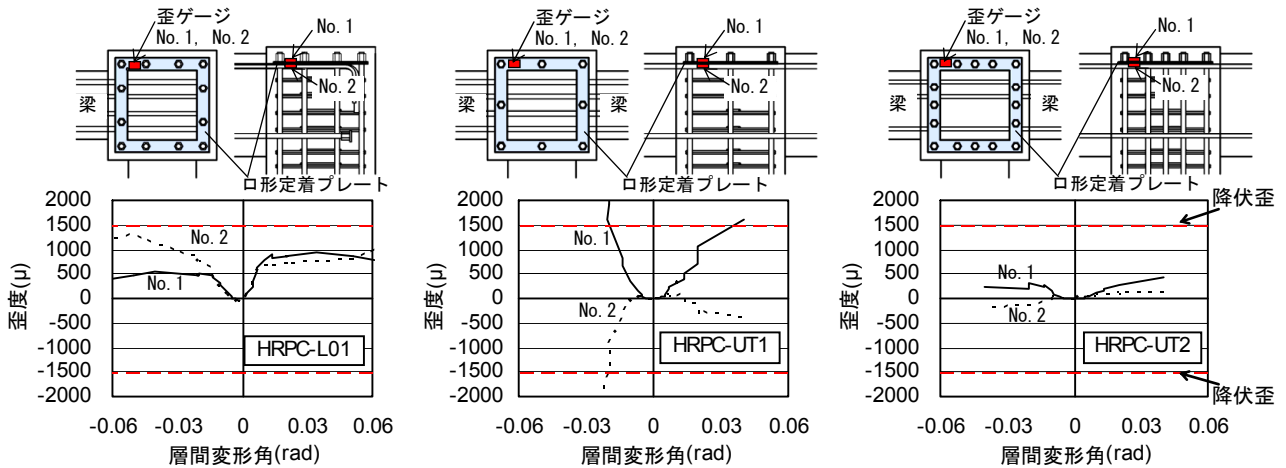


図-12 ロ形定着プレート歪

HRPC-UT2 と比べてロ形定着プレートに大きい引張力が生じている。これは L 形架構の接合部では梁主筋が接合部内に折曲げ定着されていることから、大変形時まで主筋の引張力が接合部内の付着定着力で接合部内せん断補強筋やロ形定着プレートに伝達されているためと考えられる。一方、T 形架構の接合部では梁主筋が通し配筋されるため、接合部内でロ形定着プレートには引張力を負担させず、生じる歪も小さいと考えられる。

柱曲げ降伏した HRPC-UT1 は  $-1/25\text{rad}$ .には柱主筋の付着劣化が進行しているため、ロ形定着プレート位置での引張側柱主筋は降伏強度の 88%に達している。また、ロ形定着プレートは  $-1/50\text{rad}$ .で降伏し、その No.1, 2 はそれぞれ引張と圧縮となってプレートに曲げモーメントが作用している。これは柱曲げ降伏した試験体では柱主筋の付着劣化が生じており、柱主筋の引張力をロ形定着プレートの定着力で保持しているためと考えられる。

## 5. まとめ

本論文で提案したロ形定着プレートを用いた柱主筋の定着方法を用いた L 形および T 形の柱梁部分架構実験により、以下の結論を得た。

- 1) 提案した柱主筋の定着方法を用いて L 形、T 形架構とも  $1/50\text{rad}$ .まで安定した履歴性状が得られた。

- 2) L 形、T 形試験体において、梁に生じる付加軸力と梁端部に生じる曲げモーメントの関係と断面分割法により算出した M-N 曲線から、曲げ耐力を適切に評価できた。
- 3) 梁曲げ降伏を計画した T 形試験体では  $1/50\text{rad}$ .以降に逆 S 字の履歴性状が見られ、梁主筋の付着劣化による影響と推測された。
- 4) 柱主筋の定着に用いたロ形定着プレートは、同じ梁曲げ降伏をした試験体でも L 形架構と T 形架構では異なる応力状態となり、これは梁主筋の定着方法の違いのためであると推測される。

考案した柱主筋の新しい定着方法は、本実験の範囲内では必要な定着性能を確認できたので、今後は一般化へ向けて適用範囲や定着条件などを検討していきたい。

## 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，pp.192-193，2003
- 2) Fafitis, A. and Shah, S. P. : Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, ACI SP-87, pp.213-232, 1985
- 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・同解説，p.80-84，1999