

# 簡易な曲げ補強による RC ヒンジリロケーション梁工法

## RC Hinge Relocation Beam with Additional Flexural Reinforcement

日向 大樹      岡 安隆 史      高 橋 元 美

### 要 約

近年の研究成果によると、柱梁曲げ耐力比が小さい RC ラーメン架構では柱梁接合部の破壊が先行し、計算上の梁曲げ耐力が発揮されないことがあると報告されている。その主な要因は柱梁接合部内の梁の通し主筋および柱主筋の降伏を伴う接合部破壊とされており、それを避けるためには梁の曲げ降伏位置を柱フェイス位置から遠ざけるヒンジリロケーションが有効であると考えられる。そこで、柱梁接合部と左右の梁端にかけて、梁主筋より断面の小さい 180°フック付の曲げ補強筋を梁主筋に添えて設け、梁端の鉄筋量を増加させたヒンジリロケーション架構を考案した。本論文では、部分骨組み架構の構造性能確認実験から、フック付きの曲げ補強筋が有効に機能して降伏ヒンジ位置が柱フェイスから梁中央方向に移動し、さらに柱梁接合部への損傷が低減できることを確認した。

### 目 次

- I. はじめに
- II. 実験概要
- III. 実験結果
- IV. 考 察
- V. まとめ

#### I. はじめに

一般的な RC 建物では人命保護の観点からも、エネルギー吸収性能が低い柱降伏型よりも性能が高い梁降伏先行型の降伏機構を形成することが求められる。ただし、梁降伏型であっても梁端の損傷が柱梁接合部まで及ぶと、梁主筋の抜け出しにより履歴吸収エネルギーが小さく靱性能に乏しい架構となる場合がある。また、近年の研究成果によると<sup>例1)</sup>、柱梁曲げ耐力比が小さい RC ラーメン架構では柱梁接合部の破壊が先行し、計算上の梁曲げ耐力が発揮されないことがあると報告されている。その主な要因は柱梁接合部内の梁通し主筋および柱主筋の降伏を伴う接合部破壊とされており、それを避けるためには梁の曲げ降伏位置を柱フェイス位置から遠ざけるヒンジリロケーションが有効であると考えられる。ヒンジリロケーション架構は、①柱梁接合部の損傷が抑えられ、接合部の剛性低下やエネルギー吸収能力の低下を防

止可能、②損傷が梁部分に集中することにより地震後の修復が容易となり建物継続使用の観点からも有利、などのメリットが得られる。この分野では、A.H.Buchanan や城らによって X 型配筋と U 字筋を併用した架構<sup>2)</sup>や、先端を 90° に折り曲げた鉄筋を梁主筋に沿わせる架構<sup>3)</sup>について検討されている。ただし、これらの架構は 2 段配筋がなされた梁には適用できないため、柱梁接合部と左右の梁端にかけての梁主筋に、梁主筋より断面の小さい 180°フック付き曲げ補強筋（フック付き補強筋と呼ぶ）を設け、梁端の鉄筋量を増加させたヒンジリロケーション架構<sup>4)</sup>を考案した。工法概要と各部名称を Fig. 1 に示す。本工法は梁端に設けたフック付き補強筋の定着性状向上のため、フック内側の直交方向に鉄筋（流し筋）を設けたことを特徴としている。

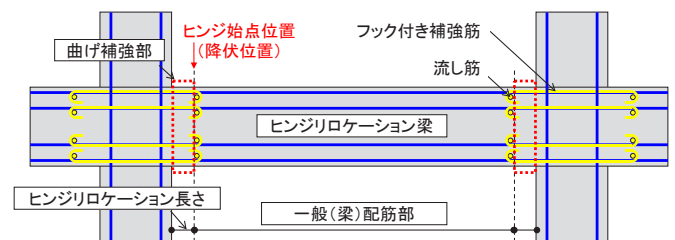


Fig. 1 工法概要図

(Outline Drawing of the Hinge Relocation Beam)

**キーワード:** 鉄筋コンクリート構造, ヒンジリロケーション, 180° フック付き曲げ補強筋, 柱梁接合部, 損傷低減  
**Keywords:** reinforced concrete structure, hinge relocation, additional flexural reinforcements, column-beam joint, reduction of damages

II. 実験概要

1. 試験体

試験体は約1/2スケールに縮小した柱梁部分骨組みの十字形試験体8体である。フック付き補強筋を設けた十字形試験体7体は、ヒンジリロケーションが成立することを確認するとともに、ヒンジリロケーション長さ、コンクリート強度、曲げ補強部のせん断補強筋量、流し筋の有無、柱梁曲げ耐力比を実験因子としてその差を検討した。十字形試験体のうち1体は比較用に曲げ耐力を同程度とした一般架構の試験体である。試験体相関関係を Fig. 2 に、試験体形状・配筋を Fig. 3 に、試験体一覧を Table 1 に、鉄筋とコンクリートの機械的性質を Table 2 , Table 3 に、材料試験結果を反映した試験体の諸耐力一覧を Table 4 に示す。RB11~RB13 試験体では、ヒンジ始点位置に生じた曲げひび割れが伸展して曲げせん断ひび割れとなり、曲げ補強部内で拡幅することを防ぐため、流し筋を挟み込むようにそれぞれ2本のせん断補強筋を配筋した。曲げ終局耐力は ACI ストレスブロック法<sup>5)</sup>により、せん断耐力は文献<sup>6)</sup>に従い算定した。

		コンクリート強度	
		Fc48	Fc36
フック曲げ起点までの距離	0.4D	RB1(標準)	RB11(標準)
		RB2(せん断補強筋:少)	RB13(柱梁曲げ耐力比:低)
		RB3(流し筋なし)	
	0.2D	RB4(フック付き補強筋:短)	RB12(フック付き補強筋:短)
なし	ST1(フック付き補強筋:なし)		

Fig. 2 試験体相関関係 (Correlation Diagram of Specimens)

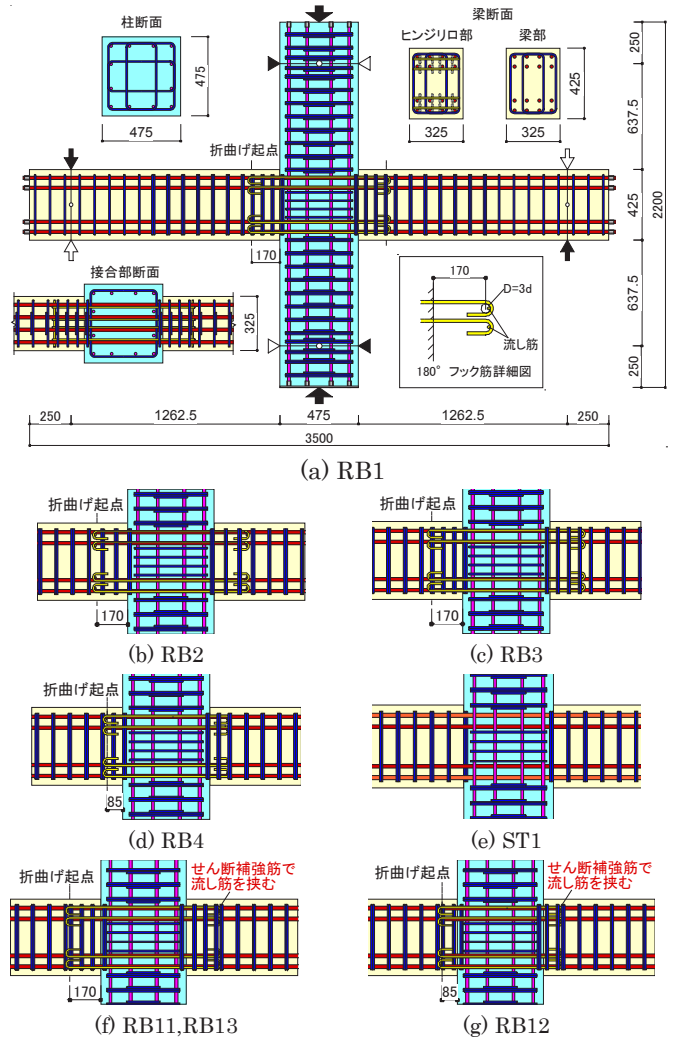


Fig. 3 試験体配筋図 (Arrangement of the Specimens)

Table 1 試験体諸元一覧 (List of Specimens)

試験体名	RB1	RB2	RB3	RB4	ST1	RB11	RB12	RB13	
	基準試験体 Fc48	曲げ補強部 せん断補強 少	流し筋なし	ヒンジリロケーション長さ 短	一般架構 ヒンジリロ無し	基準試験体 Fc36	ヒンジリロケーション長さ 短	柱梁耐力比 低	
断面 $b_b \times d_b$ (mm)	325 × 425	325 × 425	325 × 425	325 × 425	325 × 425	325 × 425	325 × 425	325 × 425	
フック折り曲げ起点まで(mm)	170	170	170	85	-	170	85	170	
[ $^{\circ}D / ^{\circ}d_b$ ]	[0.4D / 17d <sub>b</sub> ]	[0.4D / 17d <sub>b</sub> ]	[0.4D / 17d <sub>b</sub> ]	[0.2D / 8.5d <sub>b</sub> ]	-	[0.4D / 17d <sub>b</sub> ]	[0.2D / 8.5d <sub>b</sub> ]	[0.4D / 17d <sub>b</sub> ]	
コンクリート強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	48								
梁	梁部主筋 [引張鉄筋比 $\rho_l$ (%)] $a_l/b_bD$	16-D19-SD490 [1.66%]	16-D19-SD490 [1.66%]	16-D19-SD490 [1.66%]	16-D19-SD490 [1.66%]	8-D22-SD490 +8-D19-SD490 [1.95%]	16-D19-SD490 [1.66%]	16-D19-SD490 [1.66%]	16-D19-SD490 [1.66%]
	フック付き補強筋 [引張鉄筋比 $\rho_{pw}$ (%)] $a_l/b_bD$	16-D10-SD685 [2.07%]	16-D10-SD685 [2.07%]	16-D10-SD685 [2.07%]	16-D10-SD685 [2.07%]	-	16-D10-SD685 [2.07%]	16-D10-SD685 [2.07%]	16-D10-SD685 [2.07%]
	せん断補強筋(曲げ補強部) [せん断補強筋比 $\rho_{pw}$ (%)]	4-D10-SD390@60 [1.46%]	4-D10-SD390@75 [1.17%]	4-D10-SD390@60 [1.46%]	4-D10-SD390@60 [1.46%]	-	4-D10-SD390@60 [1.46%]	4-D10-SD390@60 [1.46%]	4-D10-SD390@60 [1.46%]
	せん断補強筋(ヒンジ部) [せん断補強筋比 $\rho_{pw}$ (%)]	4-D10-SD390@90 [0.98%]	4-D10-SD390@90 [0.98%]	4-D10-SD390@90 [0.98%]	4-D10-SD390@90 [0.98%]	4-D10-SD390@90 [0.98%]	4-D10-SD390@90 [0.98%]	4-D10-SD390@90 [0.98%]	4-D10-SD390@90 [0.98%]
	せん断補強筋(一般梁部) [せん断補強筋比 $\rho_{pw}$ (%)]	2-D10-SD390@90 [0.49%]	2-D10-SD390@90 [0.49%]	2-D10-SD390@90 [0.49%]	2-D10-SD390@90 [0.49%]	2-D10-SD390@90 [0.49%]	2-D10-SD390@90 [0.49%]	2-D10-SD390@90 [0.49%]	2-D10-SD390@90 [0.49%]
	せん断補強筋(せん断補強部) [せん断補強筋比 $\rho_{pw}$ (%)]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]
柱	断面 $b_c \times d_c$ (mm)	475 × 475							
	コンクリート強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	60							
	軸力N(kN)	1354							
	[軸力比 $\eta=N/(c_b \cdot D_c \cdot F_c)$ ]	[0.10]							
接合部	主筋 [鉄筋比 $\rho_g$ (%)]	12-D16-SD490 [1.06%]	12-D16-SD490 [1.06%]	12-D16-SD490 [1.06%]	12-D16-SD490 [1.06%]	12-D16-SD490 [1.06%]	12-D16-SD490 [1.06%]	12-D16-SD490 [1.06%]	12-D16-SD345 [1.06%]
	せん断補強筋 [せん断補強筋比 $\rho_{pw}$ (%)]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]	4-D10-SD390@80 [0.75%]
	せん断補強筋 [せん断補強筋比 $\rho_{pw}$ (%)]	4-□-D10-SD390 [0.37%]	4-□-D10-SD390 [0.37%]	4-□-D10-SD390 [0.37%]	4-□-D10-SD390 [0.37%]	4-□-D10-SD390 [0.37%]	4-□-D10-SD390 [0.37%]	4-□-D10-SD390 [0.37%]	4-□-D10-SD390 [0.37%]

Table 2 コンクリートの圧縮試験結果  
(Material Properties of Concrete)

試験体名	部位	実験時				
		圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 時ひずみ $\epsilon_m(\mu)$	ヤング係数 $E_c$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_T$ (N/mm <sup>2</sup> )	材齢
RB1	柱・接合部	65.9	3056	3.27	4.40	材齢69日
	梁	50.9	2861	2.89	3.54	材齢54日
RB2	柱・接合部	64.5	3113	3.14	4.09	材齢48日
	梁	48.2	2837	2.83	3.38	材齢33日
RB3	柱・接合部	64.1	3135	3.16	3.85	材齢51日
	梁	48.5	2905	2.78	3.32	材齢36日
RB4	柱・接合部	64.4	3162	3.11	4.00	材齢63日
	梁	50.0	2853	2.85	3.11	材齢48日
ST1	柱・接合部	66.1	3126	3.05	3.48	材齢57日
	梁	49.9	2795	2.83	3.39	材齢42日
RB11	柱・接合部	63.5	2964	3.19	3.60	材齢58日
	梁	37.6	2686	2.53	3.01	材齢44日
RB12	柱・接合部	64.0	2989	3.15	4.49	材齢51日
	梁	37.7	2612	2.57	3.09	材齢37日
RB13	柱・接合部	65.2	3008	3.21	4.37	材齢48日
	梁	38.0	2585	2.66	2.88	材齢34日

Table 3 鉄筋の材料試験結果  
(Material Properties of Steel Bar)

鋼種	材質	降伏応力	引張強さ	降伏比	降伏歪	ヤング係数		用途
		$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y / \sigma_u$	$\epsilon_y / E_s$ ( $\mu$ )	$\epsilon_{y\_up}$ ( $\mu$ )	$E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	
D10	SD390	443	621	0.71	2428	2848	1.82	せん断補強筋 (RB1~4, ST1)
D10	SD390	439	626	0.70	2425	2900	1.81	柱中子筋 (RB1~4, ST1)
D10	USD685	749	909	0.82	3644	3804	2.05	フック付き補強筋 (RB1~4)
D16	SD490	565	755	0.75	2858	3069	1.98	柱主筋 (RB1~4, ST1)
D19	SD490	545	723	0.75	2758	2964	1.98	梁主筋 (RB1~4, ST1)
D22	SD490	522	690	0.76	2602	2716	2.01	梁主筋 (ST1)
D10	SD390	444	611	0.73	2370	3053	1.87	せん断補強筋 (RB11~13)
D10	USD685	740	894	0.83	3644	3777	2.03	フック筋 (RB11~13)
D16	SD345	395	563	0.70	1987	2155	1.99	柱主筋 (RB13)
D16	SD490	565	755	0.75	2858	3069	1.98	柱主筋 (RB11, RB12)
D19	SD490	545	723	0.75	2758	2964	1.98	梁主筋 (RB11, RB12)
D19	SD490	532	704	0.76	2756	3018	1.93	梁主筋 (RB13)

Table 4 試験体耐力一覧

(List of Specimen Strengths)

試験体名		RB1	RB2	RB3	RB4	ST1	RB11	RB12	RB13
試験体タイプ		基準試験体 Fc48	曲げ補強部 せん断補強 少	流し筋なし	ヒンジロケー ション長さ 短	一般架構 ヒンジロ無し	基準試験体 Fc36	ヒンジロケー ション長さ 短	柱梁耐力比 低
梁	ヒンジ始点位置 曲げ耐力	$bQ_{u-ACI}$ (kN)	349	347	347	326	-	338	317
	柱フェイス 曲げ耐力 (主筋: 主筋 $\sigma_y$ , フック筋: 主筋 $\sigma_y$ ) [曲げ余裕度]	$bQ_{u-ACI}$ (kN)	375	374	374	375	350	365	365
		$[pQ_{u-ACI} / bQ_{u-ACI}]$	[1.07]	[1.08]	[1.08]	[1.15]	-	[1.08]	[1.15]
柱	ヒンジ領域せん断耐力( $R_p=0.02$ ) [せん断余裕度]	$bQ_{s-bu}$ (kN)	512	504	505	509	514	442	442
		$[pQ_{s-bu} / bQ_{u-ACI}]$	[1.47]	[1.45]	[1.45]	[1.56]	[1.47]	[1.31]	[1.40]
	梁曲げ終局時 柱せん断力	$cQ_{bmu}$	616	613	613	575	618	597	559
接合部	曲げ終局耐力 [柱梁曲げ耐力比]	$cQ_{u-ACI}$ (kN)	836	833	833	833	837	819	724
		$[cQ_{u-ACI} / cQ_{bmu}]$	[1.36]	[1.36]	[1.36]	[1.45]	[1.35]	[1.37]	[1.47]
	せん断耐力( $R_p=0.01$ ) [せん断余裕度]	$cQ_{s-bu}$ (kN)	1007	1000	1000	1000	1008	1000	1000
	$[cQ_{s-bu} / cQ_{bmu}]$	[1.63]	[1.63]	[1.63]	[1.74]	[1.63]	[1.67]	[1.79]	
接合部	梁曲げ終局時 接合部せん断力	$pV_{bmu}$	2096	2084	2086	1957	2129	2032	1989
	せん断耐力 [接合部せん断余裕度]	$pV_{ju}$ (kN)	2424	2387	2387	2387	2429	2381	2381
		$[pV_{ju} / pV_{u-ACI}]$	[1.16]	[1.15]	[1.14]	[1.22]	[1.14]	[1.17]	[1.25]
	接合部内梁主筋設計用付着応力度	$\tau_j$ (N/mm <sup>2</sup> )	10.90	10.90	10.90	10.90	12.09	10.90	10.90
	$\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	12.54	12.38	12.38	12.38	12.56	12.31	12.31	
	[接合部内梁主筋の付着余裕度]	$[\tau_u / \tau_j]$	[1.15]	[1.14]	[1.14]	[1.04]	[1.13]	[1.13]	[1.16]

曲げ降伏の起点となるヒンジ始点位置は柱フェイスからフック付き補強筋のフック曲げ起点までの長さを 0.9 倍した位置と仮定した。柱フェイス位置の曲げ耐力はヒンジ始点位置の曲げ終局耐力時に対しても余裕度を設けているが、耐力算定においてフック付き補強筋の応力度は主筋の降伏強度を上限としている。

2. 荷重方法

十字形試験体は試験体柱上下端部を単純支持し、柱頭に設置した軸力荷重用ジャッキにより長期柱軸力を加えた後、梁端部に設置した油圧ジャッキにより梁に左右逆対称せん断力を正負交番繰り返し荷重した(Fig. 3(a))。荷重履歴を Fig. 4 に、変形角算出方法を Fig. 5 示す。実験は層間変形角( $\delta/L$ )で制御し、各変形角において 2 回の繰り返し荷重を実施した。基本的に全試験体の荷重履歴は同じだが、実験後半に実施した RB11~RB13 試験体では大変形時の履歴特性をより詳細に得ることを目的に 1/33rad.の荷重も行った。

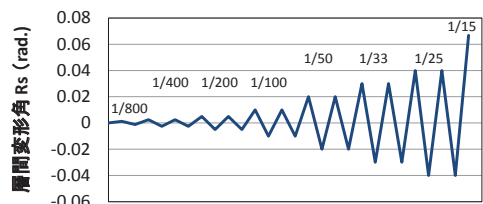


Fig. 4 荷重履歴 (RB11~RB13 試験体)  
(Hysteresis of Loading)

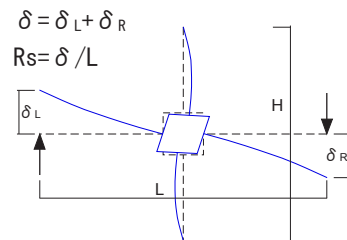


Fig. 5 変形角算出方法  
(Calculation of the Story Drift Angle)

### Ⅲ. 実験結果

#### 1. 実験経過

実験から得られた梁せん断力-層間変形角関係を Fig. 6 に示す。Fig. 6 には、各実験における梁曲げひび割れ、柱曲げひび割れ、接合部せん断ひび割れの発生時、梁主筋および接合部せん断補強筋降伏時をプロットし、ACI のストレスブロックで計算したヒンジ始点位置の曲げ終局耐力梁せん断力換算値を併記した。降伏判定に使用したひずみゲージの貼付位置は Fig. 6 中に示す凡例のとおりである。

全試験体とも層間変形角  $R_s=1/100\text{rad}$ . ( $10 \times 10^{-3}\text{rad}$ .)のサイクルまでに梁の柱フェイス位置、フック付き補強筋のフック近傍に曲げひび割れが生じ、次に柱に曲げひび割れと柱梁接合部せん断ひび割れが確認された。鉄筋の降伏については、 $R_s=1/100\text{rad}$ .のサイクルでヒンジリロケーション長さの短い RB4 試験体のフック近傍の梁主筋が、 $R_s=1/50\text{rad}$ .のサイクルで全試験体のフック近傍の梁主筋が降伏した。同時に層せん断力-層間変位関係の上でも明確な剛性低下が生じ、ヒンジ始点位置で梁曲げ降伏が確認された。一般架構の ST1 試験体でも同じく  $R_s=1/50\text{rad}$ .のサイクルで柱フェイス位置

の梁主筋が降伏し、曲げ降伏が確認された。全ての試験体で  $R_s=1/50\text{rad}$ .ピーク時には、梁の柱フェイス位置の圧縮側コンクリートに圧壊による細かいひび割れが見られ、最終的に曲げ破壊の様相を呈した。各試験体はヒンジ始点位置の梁降伏後も耐力上昇を続け、最大耐力発揮後も耐力低下は非常に緩やかであったのに対し、一般架構の ST1 試験体は層間変形角  $R_s=1/50\text{rad}$ .で最大耐力を発揮して以降、柱梁接合部のコンクリートが膨張し、接合部せん断ひび割れの拡大とともに顕著な耐力劣化が見られた。

基準 RB1 試験体および一般架構 ST1 試験体の層間変形角  $R_s=1/25\text{rad}$ .における梁端と柱梁接合部の破壊状況を Photo 1 に示す。Photo 1(a) RB1 試験体の梁端ではフック付き補強筋のフック折り曲げ起点近傍に損傷が集中し、柱フェイスのひび割れが開いていない。Photo 1(d) ST1 試験体の柱梁接合部ではせん断ひび割れが拡大して大きく損傷しているのに対し、RB1 試験体では接合部せん断ひび割れは見られるものの、その数は少なく幅も小さいことが分かる。このことからフック付き補強筋が有効に作用し、柱梁接合部の損傷低減に寄与していることが確認できる。

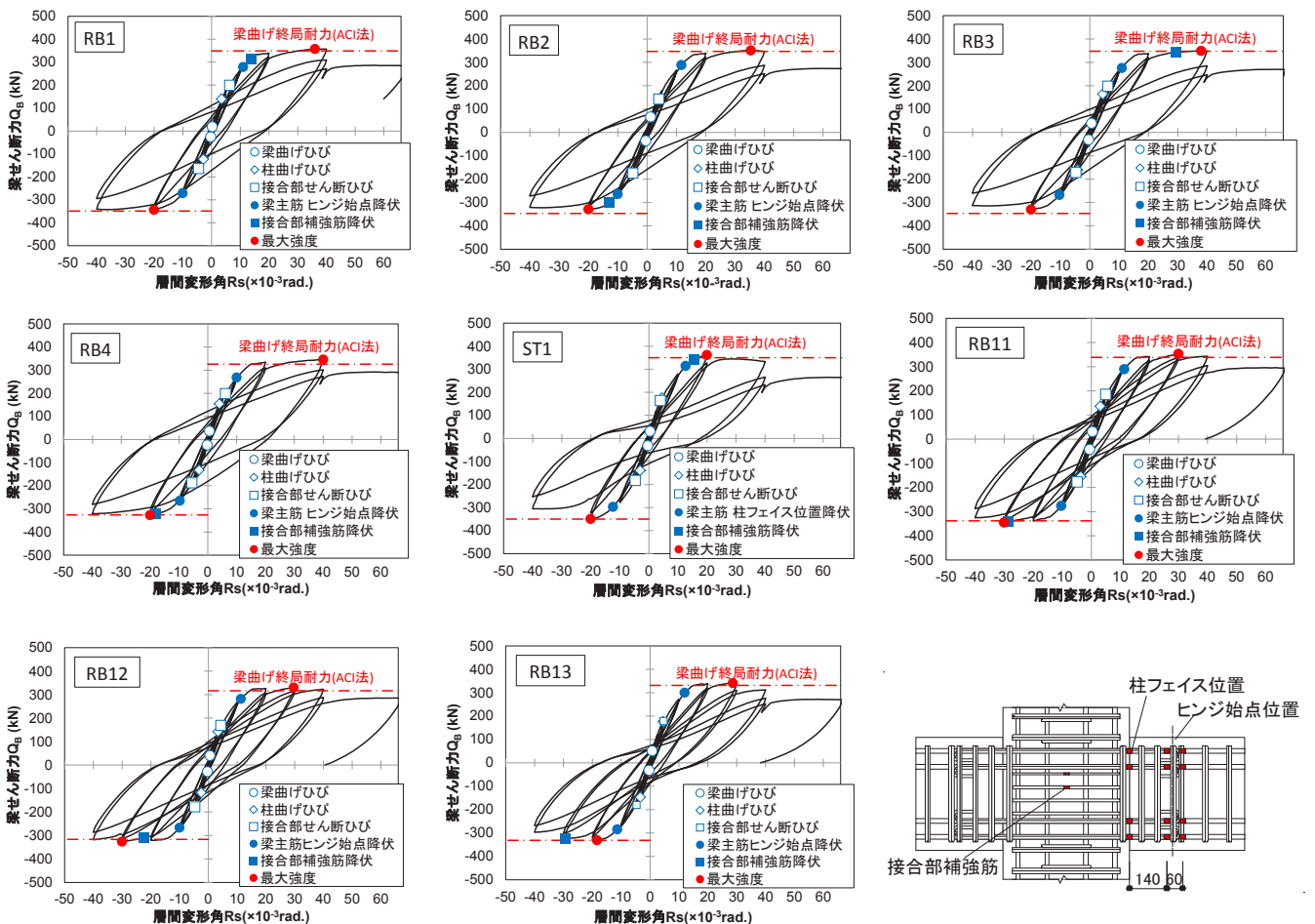


Fig. 6 梁せん断力-層間変形角関係  
(Relationships between Beam Shear Force and Story Drift Angle)

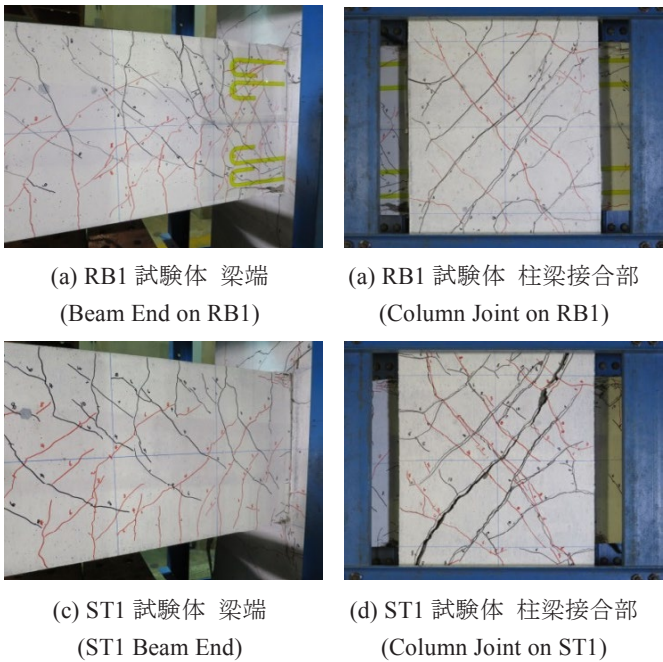


Photo 1 損傷状況 層間変形角+1/25 rad.  
(Damages of the Specimens at  $R_s=+1/25$  rad.)

## 2. ひずみ性状

基準試験体 RB1 について、各変形角の正側荷重ピークにおける梁主筋およびフック付き補強筋のひずみ分布を Fig. 7 に示す。図には柱フェイス位置およびヒンジ始点位置、梁主筋とフック付き補強筋の材料試験結果から得られる上降伏ひずみを併記する。

梁主筋は 1 段目、および 2 段目ともに最大ひずみはヒンジ始点位置より外側のフック付き補強筋の無い範囲で計測され、 $R_s=1/50$ rad.時にヒンジ始点位置の近傍で最初に降伏した。フック付き補強筋については、フック部およびヒンジ始点位置から柱フェイス位置にかけてひずみ増加が見られ、応力を負担していることが確認できる。このことから、フック付き補強筋を適切に設けることで主筋降伏位置が柱フェイス位置から梁中央方向に移動することが分かる。これはヒンジロケーション距離の短い試験体についても同様の結果であった。

## IV. 考察

### 1. 耐力・変形性能

各実験結果から算出した基準化せん断力-変形角関係の骨格曲線の比較を Fig. 8 に示す。基準化せん断力は実験値を各試験体の計算曲げ耐力で除した値である。

本ヒンジロケーション梁架構の各試験体は、概ね変形角  $R_s=1/15$ rad.まで計算曲げ耐力の 8 割の耐力を維持し、高い変形性能を示している。

ヒンジロケーション梁と一般梁の比較(a)を見ると、一般梁の ST1 試験体は、層間変形角  $R_s=1/50$ rad.以降、耐力が低下しているのに対し、ヒンジロケーション梁の RB1 試験体では  $R_s=1/25$ rad.まで耐力劣化がなく、靱性能が向上していることが確認できる。曲げ補強部のせん断補強筋量が少ないRB2試験体および流し筋なしのRB3試験体との比較(b)では最大耐力以降の性能に若干の差が見られ、基準試験体 RB1 の耐力が高い。ヒンジロケーション長さで比較(c)すると、本試験の範囲ではヒンジロケーション長さに依ら

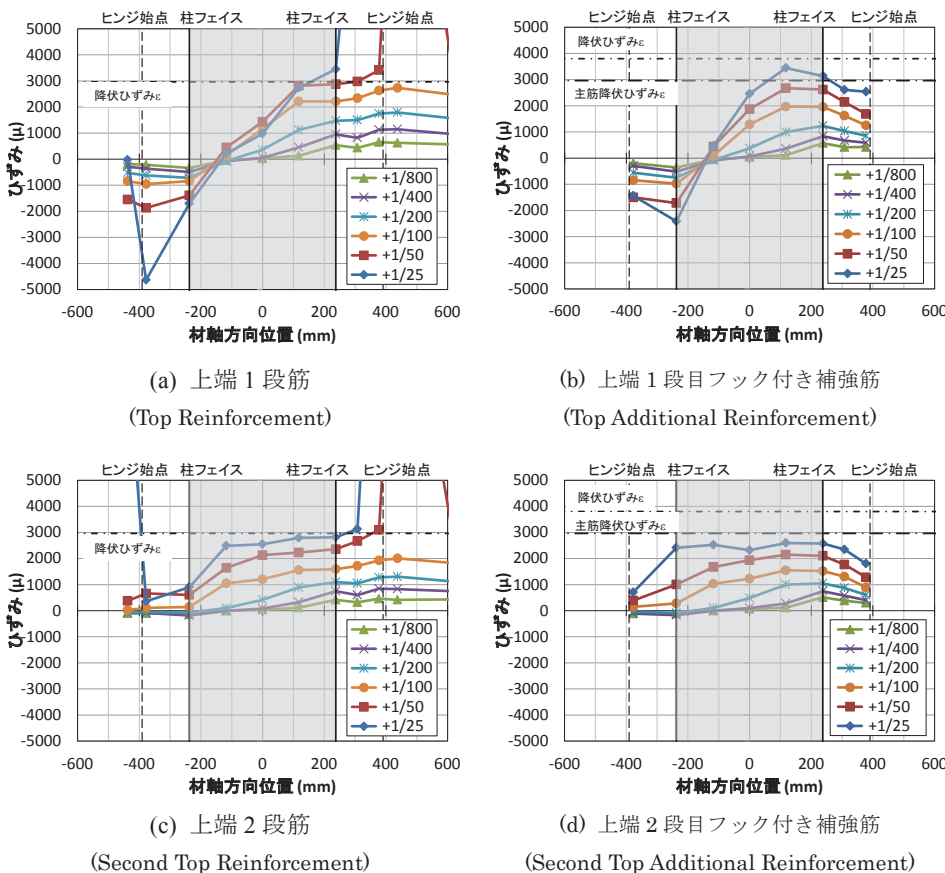


Fig. 7 梁主筋とフック付き補強筋のひずみ分布 RB1 試験体  
(Strain Distribution of Steel Bars on RB1 Specimen)

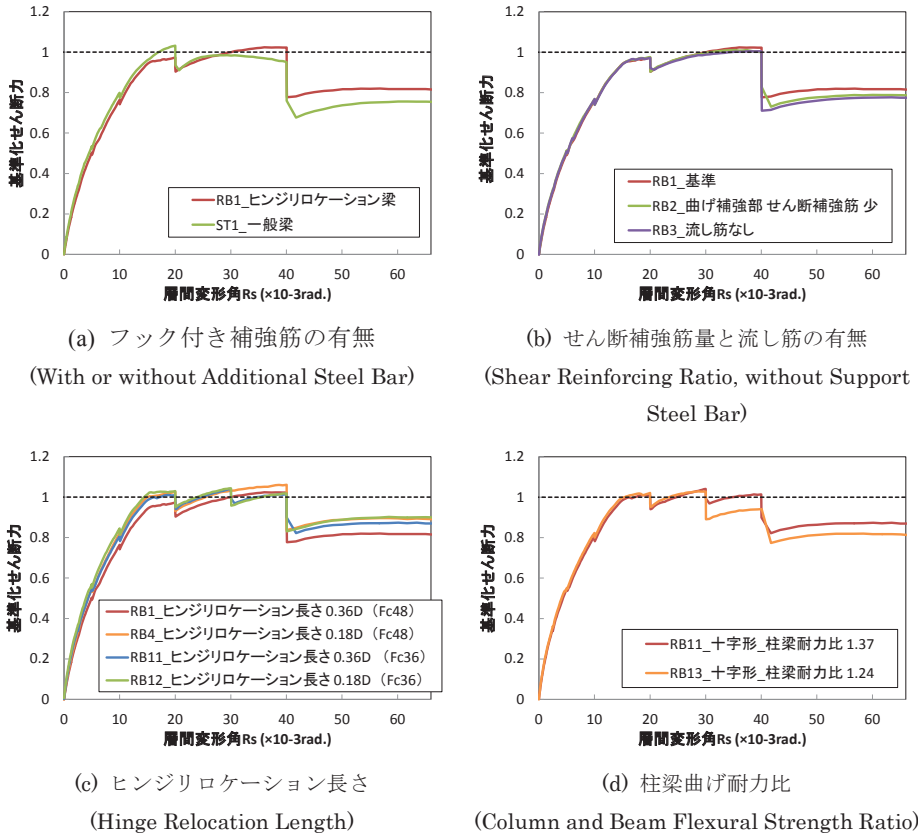


Fig. 8 骨格曲線の比較

(Correlation of Envelope Curve Depend on Parameter)

ず、梁曲げ耐力を  $R_s=1/25rad$  まで上回っていることが分かる。柱梁曲げ耐力比で比較 (d) すると、柱梁曲げ耐力比が大きい RB11 試験体の方が耐力劣化の小さい傾向が見られるが、 $R_s=1/33rad$  の最大耐力点までは概ね同等の耐力を示した。以上の結果より、ヒンジリロケーション架構の曲げ補強部のせん断補強筋量を十分に確保し、流し筋を設け、柱梁曲げ耐力比を大きくすることで大変形時の耐力劣化を小さく抑え、靱性能に優れた架構とすることができると分かる。ただし、ヒンジリロケーション長さが短い場合、曲げ補強部のせん断補強筋量や柱梁曲げ耐力比が小さい場合、または流し筋がない場合にも最大耐力を発揮する  $R_s=1/50rad$  程度までの構造的な差は見られなかった。

2. 損傷低減

各変形角第 1 サイクルピークおよび除荷時における柱フェイス位置の梁曲げひび割れ幅の推移、および接合部せん断ひび割れ幅の推移を Fig. 9 に示す。それぞれの数値はクラックスケールを用いて計測した各変形角における正負載荷の最大値である。

(1) 梁曲げひび割れ幅

柱フェイス位置のひび割れ幅は各変形角ピークにおいて一般架構の ST1 試験体が大きいことが確認できる。残留ひび割れに着目すると、 $R_s=1/200rad$  では RB1 試験体、ST1

試験体ともに  $0.04mm$  と同程度であったが、 $R_s=1/100rad$  ではそれぞれ  $0.10mm$  と  $0.15mm$  で  $1.5$  倍、 $R_s=1/50rad$  では  $0.25mm$  と  $0.6mm$  で  $2$  倍以上であった。これより、フック付き補強筋は柱フェイス位置の曲げひび割れ幅が拡幅するのを抑制しているものと考えられる。

(2) 接合部せん断ひび割れ幅  
ピーク時のひび割れ幅は、一般架構 ST1 試験体の方が大きい傾向にあることが確認できる。残留ひび割れ幅に注目すると、 $R_s=1/100rad$  では RB1, ST1 試験体とも  $0.1mm$  以下で差がなかったものの、 $R_s=1/50rad$  では RB1 試験体が  $0.08mm$  であるのに対し、一般架構の ST1 試験体は  $0.30mm$  と差が見られた。以上の結果から、フック付き補強筋は接合部のせん断ひび割れに対しても抑制効果があり、損傷低減に寄与しているものと考えられる。

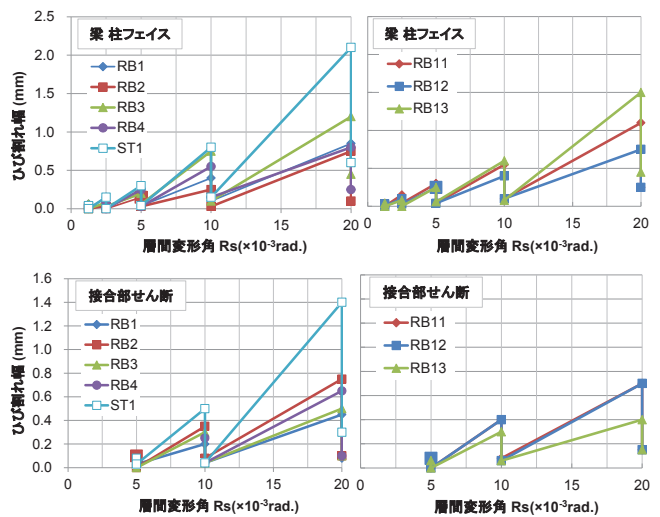


Fig. 9 ひび割れ幅の推移 (Hysteresis of Crack Width)

3. 柱フェイス位置の曲げ余裕度

本ヒンジリロケーション梁における曲げ終局耐力と作用曲げモーメントの概要を Fig. 10 に示す。Fig. 7 で確認したように、フック付き補強筋はヒンジ始点位置でフック部の支圧力により、曲げ補強部で軸部の付着力により応力負担する

ため、ヒンジ始点位置から柱フェイス位置に向かい梁の曲げ耐力が増加すると考えられる。柱フェイス位置の曲げ余裕度とヒンジ始点位置の曲げ終局耐力に対する実験最大耐力の関係を Fig. 11 に示す。本実験の範囲では、梁曲げ余裕度を 1.07 確保することで計算上の梁曲げ耐力を發揮した。

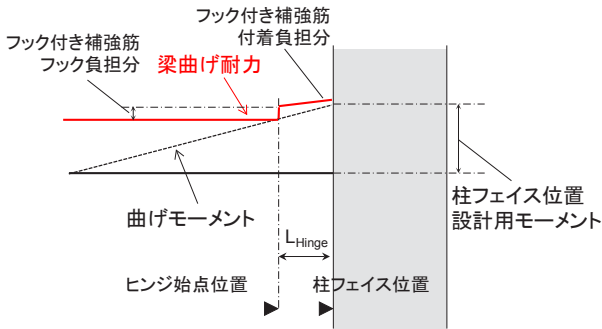


Fig. 10 曲げ終局耐力と作用曲げモーメントの概要 (Ultimate Flexural Strength and Flexural Moment)

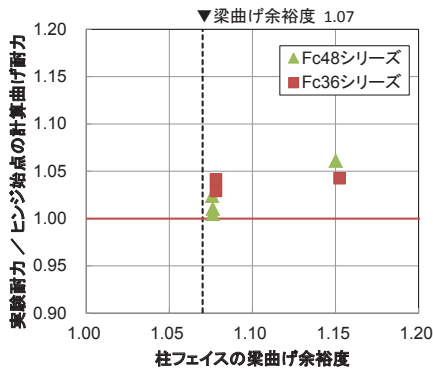
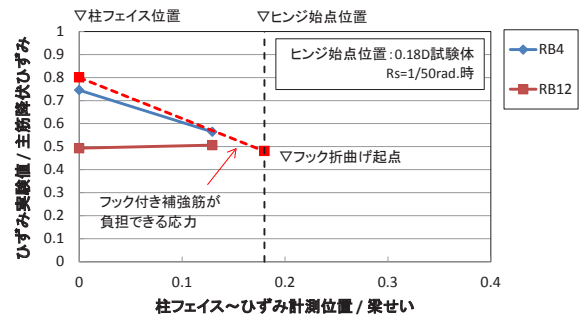
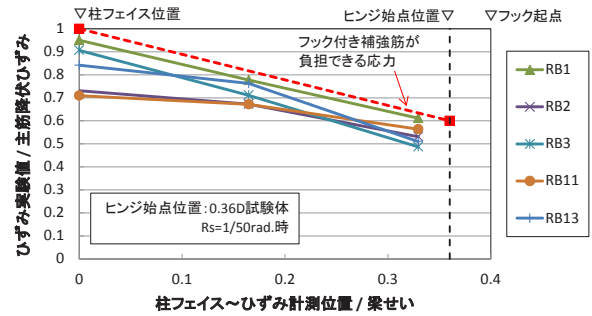


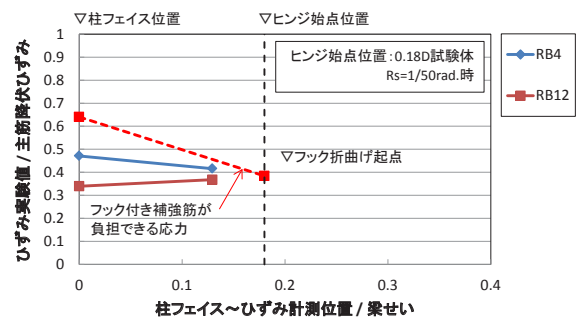
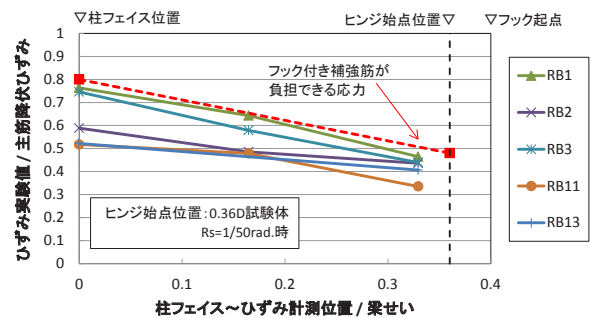
Fig. 11 曲げ余裕度と実験耐力の関係 (Flexural Margin and Experiment Result)

Rs=1/50rad.時における各試験体曲げ補強部のフック付き補強筋のひずみ分布を Fig. 12 に示す。縦軸はフック付き補強筋のひずみを梁主筋の降伏ひずみで除した値、横軸はヒンジロケーション長さを梁せいで除して基準化した値である。試験体の柱フェイス位置の鉄筋量はヒンジ始点位置の曲げ終局耐力時の柱フェイスモーメントに対して余裕があり、かつ実際の曲げ補強部内の応力状態は複雑であることから、フック付き補強筋の応力にはばらつきが見られる。そこで、図にはフック付き補強筋が応力負担することが確認された範囲をもとに、それぞれの鉄筋が負担できる応力モデルを赤線で示す。本応力モデルでは柱フェイス位置で負担できる応力を、ヒンジロケーション長さ 0.36D の 1 段目フック付き補強筋の 1.0 倍を基準として、ヒンジロケーション長さ 0.18D の 1 段目フック付き補強筋は 0.8 倍、2 段目フック付き補強筋はそれぞれ 1 段目のさらに 0.8 倍として評価した。実際の設計の際にはフック付き補強筋の負担できる応力

に注意する必要がある、それらを別途検討する、応力負担を本応力モデル以下にする、などの方法が考えられる。



(a) 上端 1 段目 (Top Reinforcement)



(b) 上端 2 段目 (Second Top Reinforcement)

Fig. 12 基準化フック付き補強筋のひずみ分布比較 (Comparison of Strain Distribution)

#### 4. 剛性評価

曲げ補強部では主筋とフック付き補強筋が配筋されているため、梁主筋のみの一般梁部よりも剛性が高くなることが想定される。そこで、フック付き補強筋を無視した一般梁モ

デルの復元力特性と、曲げ補強部と一般梁部それぞれのバネを1つの梁に縮約した等価断面モデルの復元力特性を比較した。等価断面モデルの概要を Fig. 13 に、一般梁モデルと等価断面モデルを用いて算出した基準 RB11 試験体の復元力特性、および実験の梁せん断力-層間変形角関係の正側包絡線を Fig. 14 に示す。図を見ると、一般梁モデルと等価断面モデルは概ね一致しており、降伏荷重時の層間変形角の差は約 2% と小さい。このことから、本ヒンジリロケーション梁の復元力特性は簡便のためフック付き補強筋を無視した一般梁モデルとして扱うことが可能であると考えられる。

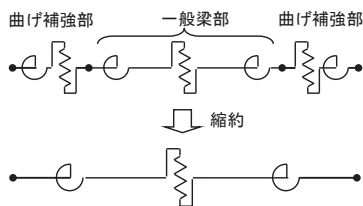


Fig. 13 等価断面モデル  
(Equivalent spring model)

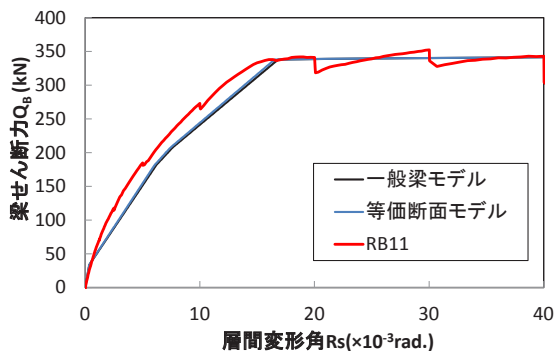


Fig. 14 復元力特性の比較  
(Comparison of Experimental Result and Calculations)

## V. まとめ

- 計 8 体の構造実験を実施して得られた知見を以下に示す。
- ・柱梁接合部と左右の梁端にかけて 180°フック付き補強筋を梁主筋に沿って配筋することで、ヒンジリロケーション架構となることが確認された。
  - ・ひび割れ幅の検討から、本ヒンジリロケーション梁架構は一般架構に比べ残留ひび割れが小さいことが確認された。
  - ・柱フェイス位置の曲げ耐力に適切な余裕度を設けることで、従来の計算方法を用いてヒンジ始点位置の梁曲げ耐力が評価可能である。
  - ・本ヒンジリロケーション梁を用いた架構の剛性は、フック付き補強筋を無視して計算しても評価可能である。

## 参考文献

- 1) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱端接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 631 号，2008.9.
- 2) A.H. Buchanan：DIAGONAL BEAM REINFORCING FOR DUCTILE FRAMES, Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake engineering. Vol.12, No.4, 1979.12.
- 3) 城 攻他：梁の塑性ヒンジ発生域制御による RC 骨組みの復元力特性改善について，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.59，1986.3.
- 4) 日向大樹他；添え筋ヒンジリロケーション架構の構造性能，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，2016.9.
- 5) American Concrete Institute; Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary, 2014.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性補強型耐震設計指針・同解説，1999.

## RC Hinge Relocation Beam with Additional Flexural Reinforcement

*Daiki Hinata, Takashi Okayasu and Motomi Takahashi*

Recent studies have reported that in the case of an RC frame with smaller column-beam flexural strength ratio, column joints fail first and the theoretical beam flexural strength may not be achieved. To avoid this phenomenon, it is considered useful to relocate the hinge to keep the hinge position of the beam away from the column face. We have developed a hinge relocation beam with increased amount of reinforcing bars at the beam ends by providing additional flexural reinforcements with hooks of 180°. We confirmed that the additional flexural reinforcement effectively moves the yield hinge position from the column face toward the center of the beam. Structural tests showed that damage to the column beam joint is reduced.