

高強度異形鉄筋を用いて接合した柱 RC 梁 S 混合構造の加力実験

Loading Tests of Mixed Structures Connecting Steel Beams to RC Columns Using High Strength Deformed Bars

	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
	松永 健太郎	KENTARO MATSUNAGA
構造設計ディビジョン	小林 知己	TOMOMI KOBAYASHI
構造設計ディビジョン	土居 和雅	KAZUMASA DOI
建築生産計画部	松井 幸一郎	KOICHIRO MATSUI

本報では RC 柱と鉄骨梁で架構を形成する混合構造の、より施工性の高い接合方法の開発を目的とし、柱梁接合部に配した高強度異形鉄筋を用いて両部材を接合するディテールを対象に加力実験を実施した。梁降伏型の十字形およびト形架構の最大荷重は、いずれも鉄骨梁の全塑性曲げ強度相当の荷重を上回り、荷重-変形関係は良好な履歴性状を示した。柱梁接合部のせん断破壊型架構の実験結果より、本構造の柱梁接合部のせん断強度は、RC 造で用いられている既往の設計式を準用することによっておおむね評価できることが確認された。
キーワード：混合構造、鉄筋コンクリート柱、鉄骨梁、高強度異形鉄筋、柱梁接合部

Loading tests of mixed structures connecting steel beams to RC columns using high strength deformed bars inside the panel zone were conducted in this paper. Cross-shaped or exterior-shaped frames of weak beam type showed ultimate strength exceeding full plastic moment of the beam. Experimental results indicated that shear strength of the beam-column joint was evaluated by assuming the joint to be RC structures.

Key Words: Mixed Structure, Reinforced Concrete Column, Steel Beam, High Strength Deformed Bar, Beam-Column Joint

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造の柱と鉄骨（S）造の梁で架構を形成する混合構造（RCS構造¹⁾）は、柱間隔を比較的大きくでき、施工性に優れていることから、商業施設や物流施設などに広く適用されている。異種材料の部材をつなぐ柱梁接合部は、種々のディテールが考案されており、大別すると S 梁をほぼそのままの形で柱梁接合部に貫通させる梁貫通方式と、柱梁接合部内への S 梁の貫通を避けて RC 柱の連続性を確保する柱貫通方式がある¹⁾。本研究は、より施工性の高い柱梁接合部ディテールを開発することを目的とし、図-1に示すように、建物の水平 2 方向の架構（X、Y 方向）のうち、X 方向を柱貫通方式とし、Y 方向を梁貫通方式とするものである。X 方向（本実験の加力方向）は、高強度異形鉄筋を長締めボルト^{1)~3)}の代替として RC 柱に貫通させ、S

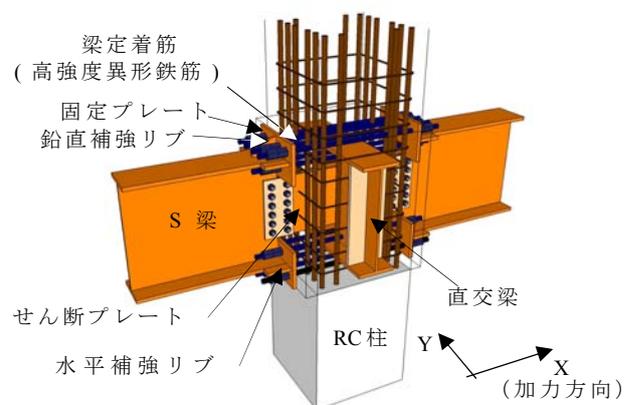


図-1 柱梁接合部の概要

表-1 試験体一覧

試験体	HRCs01	HRCs02	HRCs03	
形状	十字		ト字	
想定破壊形式	梁曲げ降伏 先行	柱梁接合部 せん断破壊	梁曲げ降伏 先行	
柱	せいDc×幅Bc (mm)	350×350		
	設計基準強度	Fc60	Fc36	Fc60
	主筋	16-D16 (SD390)		
	せん断補強筋	□-D6@40 (SD295A) , pw=0.46%		
	支持点間距離H	2,250mm		
	軸力N	1,000kN		
柱梁接合部	せいDp×幅Bp (mm)	426x350	418x350	388x350
	梁定着筋 (高強度異形鉄筋)	上下共6-D16 (USD685)	上下共8-D16 (USD685)	上下共6-D16 (USD685)
		通し配筋		機械式定着
	せん断プレート	PL-6 (SM490A)		
せん断補強筋	D6 (SD295A) , pw=0.36%			
梁	H形鋼サイズ	H-350x120 x7x11 [*] (SN490B)	H-350x175 x7x11 (SN490B)	H-350x120 x7x11 [*] (SN490B)
	固定プレート	PL-12 (SM490A)	PL-19 (SM490A)	PL-12 (SM490A)
	加力点間距離L	4,000mm		(L/2=2,000mm)

※H-350x175x7x11のフランジをカットして使用

表-2 コンクリートの材料試験結果一覧

試験体	部位	圧縮強度	ヤング係数	ポアソン	割裂強度
		N/mm ²	×10 ⁴ N/mm ²	比	N/mm ²
HRCs01	柱および 柱梁接合部	64.8	3.55	0.22	3.93
HRCs02		40.0	3.03	0.20	2.96
HRCs03		67.4	3.50	0.21	3.84

表-3 鋼材の材料試験結果一覧

種類	強度種別	試験体	使用部位	降伏点	降伏ひずみ	引張強度	ヤング係数
				N/mm ²	×10 ⁻⁶	N/mm ²	×10 ⁵ N/mm ²
D19	SD490	HRCs02	柱主筋	543	3,049	712	1.91
D16	USD685A	共通	梁定着筋	739 ^{*1}	5,837	952	1.93
D16	SD390	HRCs01 HRCs03	柱主筋	444	2,424	602	1.91
D10	SD345	HRCs02	柱せん断補強筋	367	1,975	505	1.87
D6	SD295A	共通	柱・柱梁接合部 せん断補強筋	338 ^{*1}	3,739	512	1.95
PL-11	SN480B	共通	梁 フランジ	421	2,190	541	2.05
PL-7			梁 ウェブ	482	2,359	565	2.05
PL-19	SM490A	HRCs02	固定 プレート	367 ^{*2}	-	519 ^{*2}	-
PL-12	SM490A	HRCs01 HRCs03		351	1,956	525	2.06
PL-12	SS400	HRCs01 HRCs03	水平 補強リブ	291	1,985	423	2.04
PL-9	SS400	共通	鉛直 補強リブ	282	1,379	413	2.06
PL-6	SM490A	共通	せん断 プレート	421 ^{*2}	-	553 ^{*2}	-

*1: 0.2%ひずみのオフセット値, *2: ミルシート記載値

梁端に設けた固定プレートと高強度異形鉄筋をナット接合する柱貫通方式⁴⁾としている。このように柱梁接合部内に通る梁フランジを1方向のみとすることによって、鉄骨加工量を軽減し、柱梁接合部のコンクリートの充填性を向上させ、柱主筋を配置し易くすることができる。

前報⁴⁾では、このようなディテールの基本性状を検討するために、柱梁十字形架構実験とS梁端部の接合部実験を実施し、所定の耐力を発揮し得るS梁端の固定プレート部の補強方法を把握した。本報では、その補強方法を適用した場合の耐力と変形性能を確認するために実施した梁降伏型の十字形およびト形架構実験、および柱梁接合部のせん断強度の評価方法を検討するために実施した柱梁接合部せん断破壊型の十字形架構実験について報告する。

2. 実験計画

(1) 試験体

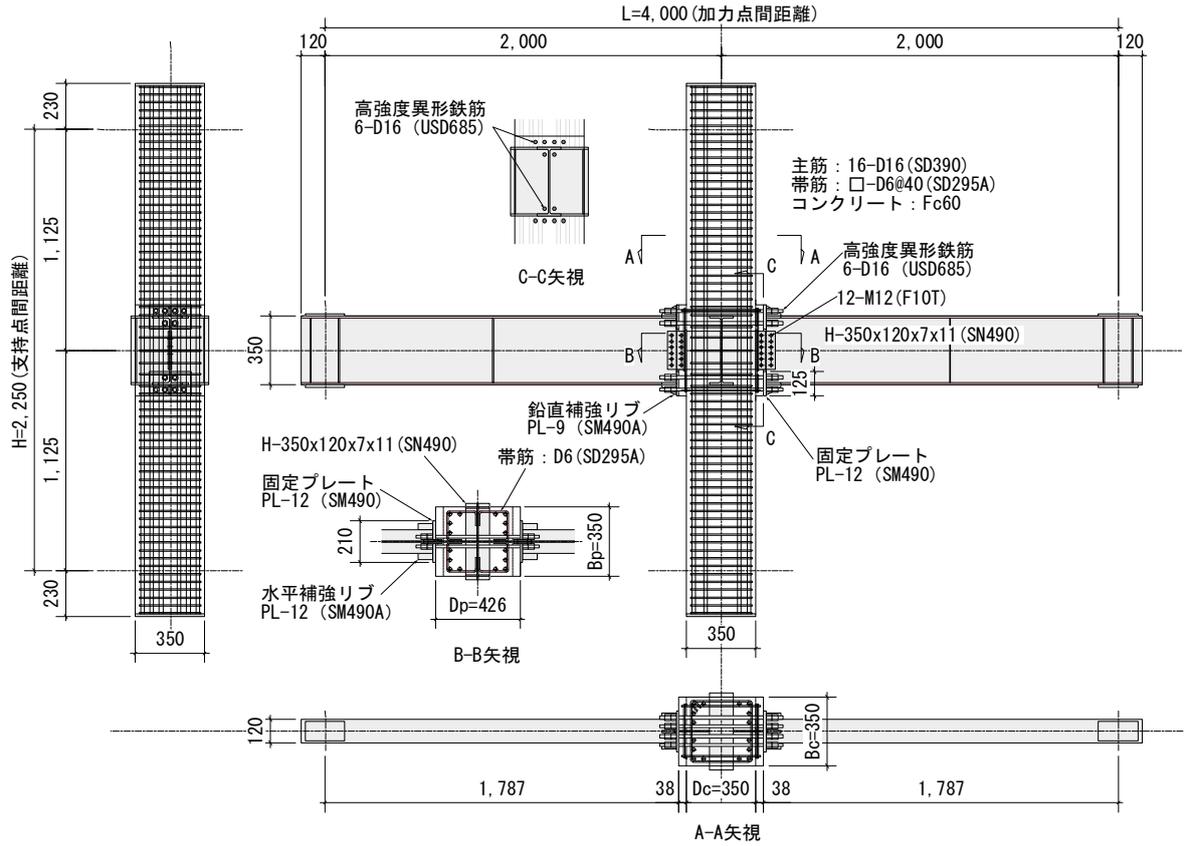
表-1に試験体一覧を、図-2に試験体図を示す。試験体は、柱をRC造、梁をS造とした十字形架構2体とト形架構1体の計3体である。試験体は1/2.5程度の縮尺を想定したものであり、スパンはL=4,000mm、階高はH=2,250mm、柱断面は350×350mm、梁はH-350×120×7×11(SN490B)とした。試験体の想定破壊形式は、十字形架構のHRCs01とト形架構のHRCs03は梁曲げ降伏型であり、十字形架構のHRCs02は柱梁接合部のせ

ん断破壊型である。

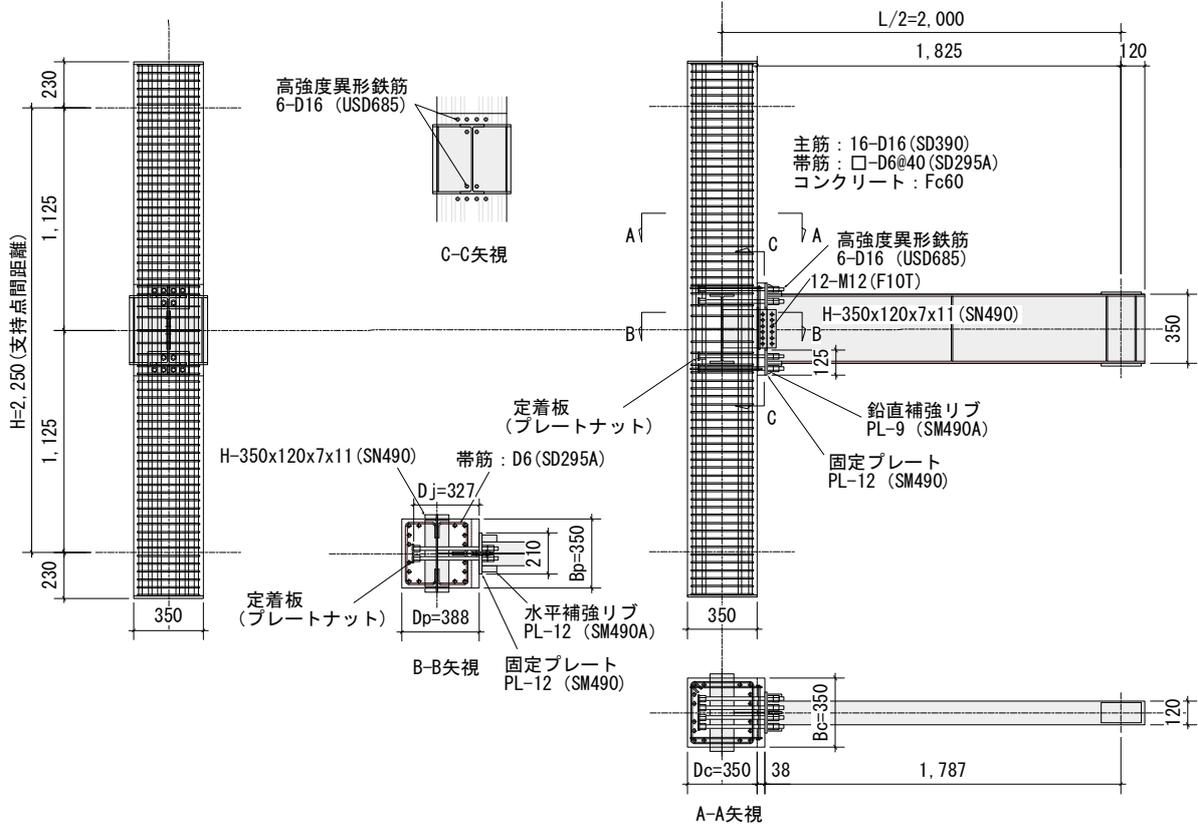
加力方向のS梁は、柱梁接合部を貫通しておらず、柱梁接合部内に通し配筋した高強度異形鉄筋(ねじ鉄筋、D16(USD685))、以下、梁定着筋と記す)をS梁端フランジ部の固定プレートに通し、ナットにより接合している。加力方向に直交する架構は梁貫通方式のRCS構造を想定し、柱梁接合部に直交梁を設けており、この直交梁のウェブに溶接接合したせん断プレート(厚さ6mm, SM490A)と加力方向梁のウェブを高力ボルト(12-M12, F10T)により摩擦接合している。したがって、柱梁接合部における応力抵抗機構としては、S梁端の曲げモーメントは固定プレートを介して柱梁接合部のコンクリートと梁定着筋に伝達され、せん断力は曲げ圧縮域の固定プレート-コンクリート間の摩擦抵抗とせん断プレートのせん断抵抗により柱梁接合部に伝達されることを想定した。表-2, 表-3に、それぞれコンクリートと鋼材の材料試験結果を示す。

(2) 加力および計測方法

図-3に加力装置図を示す。柱上部の油圧ジャッキにより一定軸力N(=1,000kN)を載荷し、梁の反曲点の想定位置に設置した油圧ジャッキにより梁に逆対称のせん断力Q_Gを加力した。加力ルールは、折返し変形角Rを±1/400, 1/200, 1/100(2回), 1/75(2回), 1/50, 1/25, 1/20radとした変位制御による正負漸増繰返し加力とした。



(1) 十字形架構 (HRCS01)



(2) ト形架構 (HRCS03)

図-2 試験体図

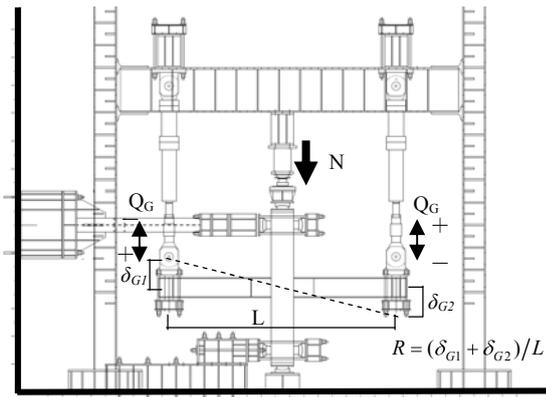
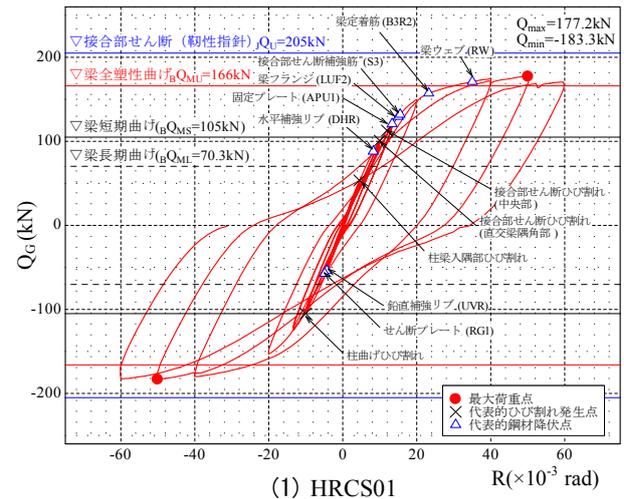
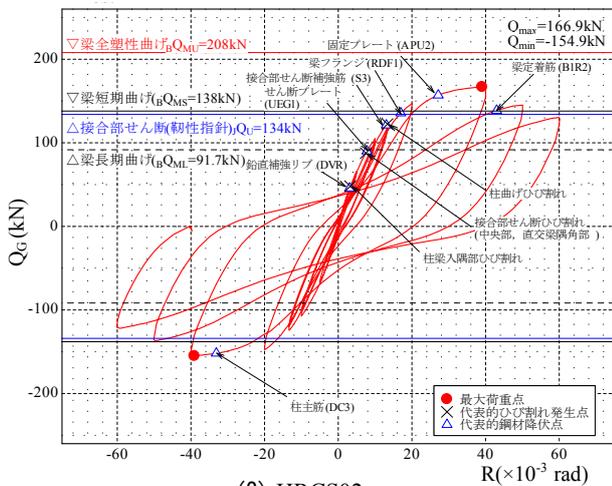


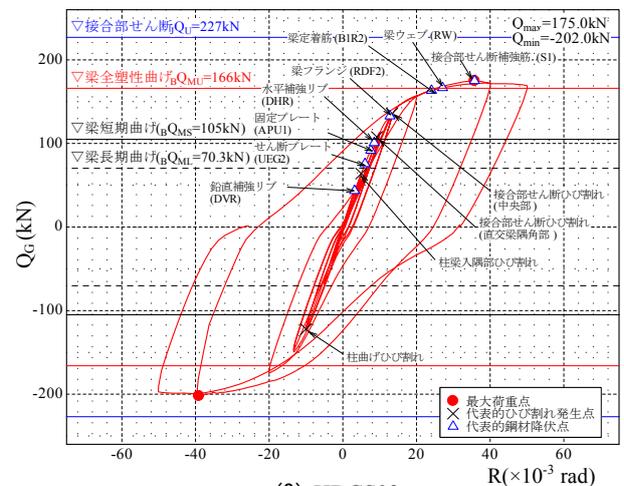
図-3 加力装置



(1) HRCS01



(2) HRCS02



(3) HRCS03

図-4 荷重 - 変形角曲線

各油圧ジャッキの荷重はロードセルにより計測した。

梁加力位置の変位 (図-3の δ_{G1} , δ_{G2}) は変位計により計測し、表-1に示す梁加力点間距離 L で除して変形角 R を算出した。

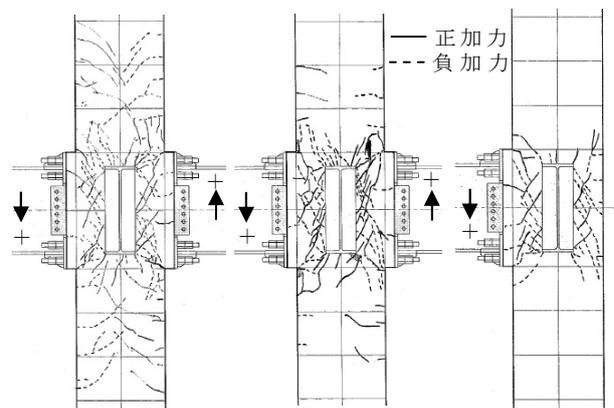
3. 実験結果

(1) 荷重 - 変形角関係および破壊状況

図-4に荷重 - 変形角関係を、図-5に最終ひび割れ状況を示す。

a) HRCS01 (梁曲げ降伏型十字形架構)

HRCS01は、 $R=+1/222\text{rad}$ で梁端のコンクリート部分 (柱梁接合部と RC 柱との入隅部) に曲げひび割れが発生した後、 $R=+1/100\text{rad}$ で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=+1/67\text{rad}$ で梁端のフランジが降伏ひずみに達して荷重 - 変形角曲線の勾配が緩やかになり始めるが、その後も荷重は上昇し、梁定着筋が $R=+1/43\text{rad}$ で、梁端のウェブが $R=+1/29\text{rad}$ で降伏して荷重の上昇が緩慢になり、 $R= \pm 1/20\text{rad}$ で最大荷重を示した。同図に併記したように、最大荷重は S 梁の全塑性曲げモーメント相



(1) HRCS01 (2) HRCS02 (3) HRCS03

図-5 最終ひび割れ状況

当のせん断力計算値 ${}_B Q_{MU}$ を上回っている。S 梁の短期許容曲げモーメント相当のせん断力計算値 ${}_B Q_{MS}$ 程度の荷重では、梁フランジの補強リブ、せん断プレートおよび固定プレートが局部的に降伏ひずみに達したが、同図に見られるように荷重 - 変形角関係はおおむね線形範囲内となっている。

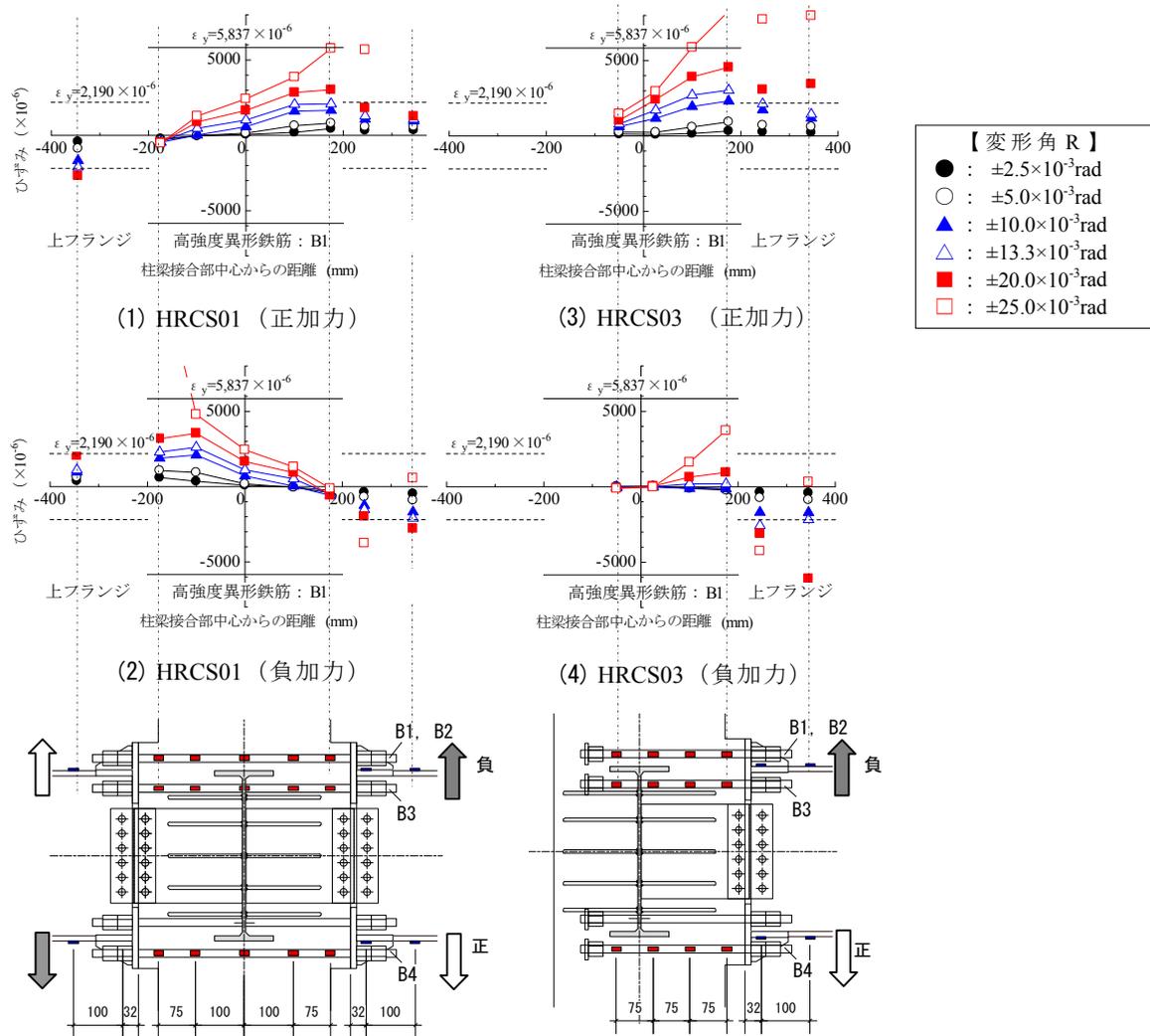


図-6 梁定着筋および梁フランジのひずみ分布

b) HRCS02 (柱梁接合部せん断破壊型十字形架構)

HRCS02は、 $R=+1/303\text{rad}$ で梁端のコンクリートに曲げひび割れが発生した後、 $R=+1/133\text{rad}$ で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=-1/128\text{rad}$ で柱梁接合部内のせん断プレートが部分的に降伏ひずみに達し、 $R=+1/77\text{rad}$ で柱梁接合部内のせん断補強筋が降伏ひずみに達した。 $R=+1/59\text{rad}$ で梁端のフランジが降伏ひずみに達した後、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり、 $R=+1/37\text{rad}$ で固定プレートが部分的に降伏ひずみに達し、 $R=\pm 1/25\text{rad}$ で最大荷重を示した。最大荷重を示した後の加力では、層間変形角の増大に伴い柱梁接合部のせん断ひび割れが顕著となり、図-4に併記したS梁の全塑性曲げモーメント相当の BQ_{MU} 以下の荷重で耐力低下を生じた。最終破壊形式は、柱梁接合部のせん断破壊型であると判断される。

c) HRCS03 (梁曲げ降伏型ト形架構)

HRCS03は、 $R=+1/100\text{rad}$ で梁端のコンクリートに曲げひび割れが発生した後、 $R=+1/53\text{rad}$ で柱梁接合部に

せん断ひび割れが確認された。 $R=+1/77\text{rad}$ で梁端のフランジが降伏ひずみに達した後、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり始め、 $R=+1/42\text{rad}$ で梁定着筋が、 $R=+1/37\text{rad}$ で梁端のウェブが降伏ひずみに達し、 $R=+1/28\text{rad}$ で最大荷重を示した。最大荷重は、S梁の全塑性曲げモーメント相当の BQ_{MU} を上回っている。S梁のフランジ、ウェブおよび梁定着筋が降伏する荷重 Q_G は、十字形架構のHRCS01とほぼ同じであり、梁定着筋の端部に定着板を設けることによって、定着性能が確保されることが確認された。

(2) 柱梁接合部内の梁定着筋のひずみ分布

梁降伏型架構の場合の柱梁接合部内の梁定着筋(B1)のひずみ分布を、十字形架構のHRCS01とト形架構のHRCS03と比較して図-6に示す。加力とともにひずみが大きくなるのは、両試験体とも柱フェイス位置の梁定着筋となっている。梁フランジの端部が降伏した後、降伏範囲が広がり、 $R=+1/40\text{rad}$ (□印)では、梁定着筋の柱

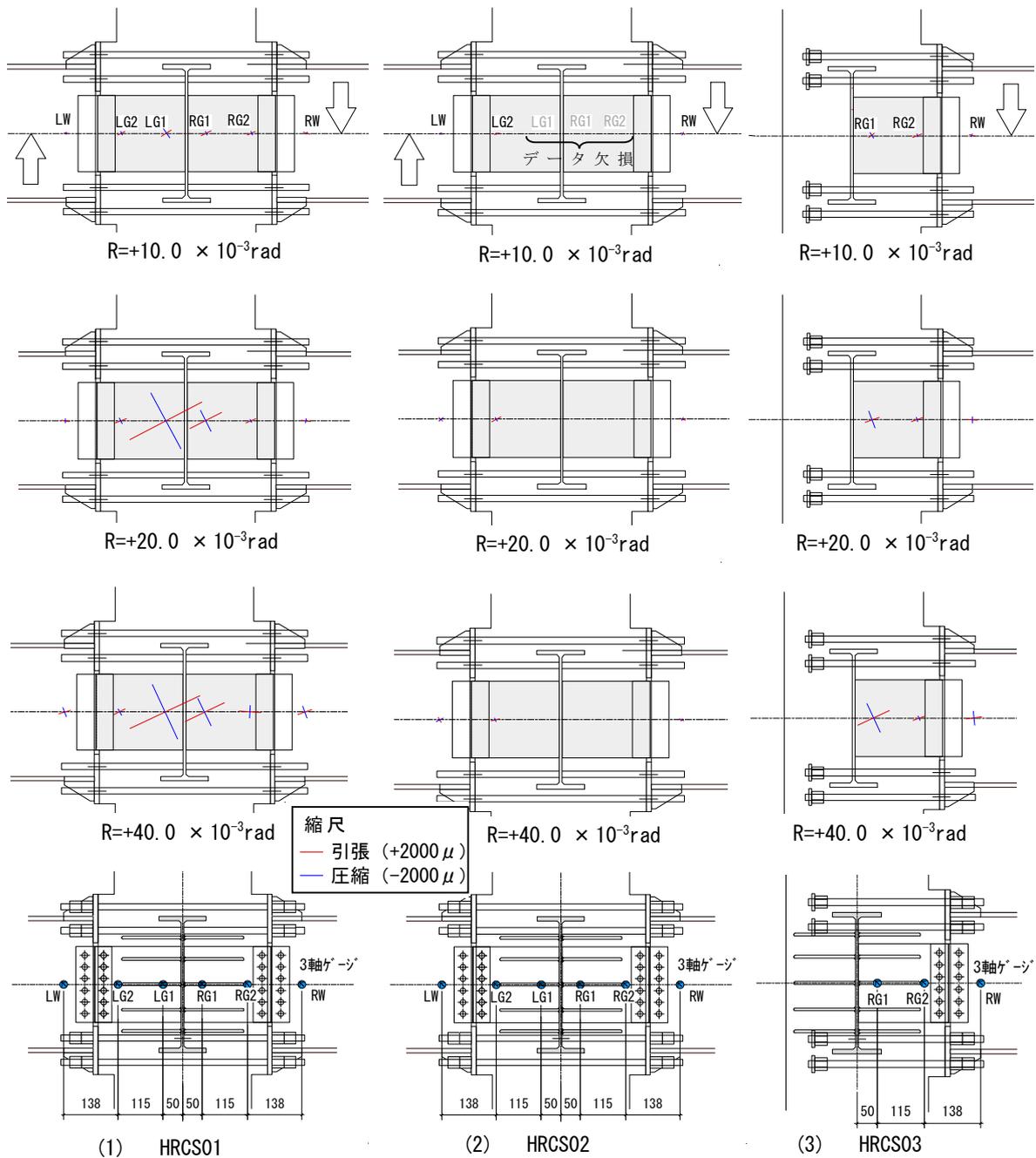


図-7 セン断プレートおよび梁ウェブの主ひずみ分布（正加力時）

フェイス近傍部は降伏ひずみに達している。柱梁接合部内のひずみ分布は、梁定着筋が通し配筋された HRCS01 および端部に定着板を設けた HRCS03 とともに、ほぼ直線関係を示しており、梁定着筋 - コンクリート間の付着が保たれていることが分かる。HRCS03 の定着板近傍のひずみ（同図 (3) 左端）を見ると、加力が進むとともにひずみ値が大きくなっており、定着板が機能していたことが伺える。また、曲げ圧縮域のひずみを見ると、フランジ部では圧縮ひずみとなっているのに対し、その近傍の梁定着筋のひずみは小さな値を示している。したがって、固定プレートを介して柱梁接合部に作用する圧縮力

は梁定着筋ではほとんど抵抗せず、柱梁接合部内のコンクリートに伝達されるものと考えられる。

(3) セン断プレートのひずみ分布

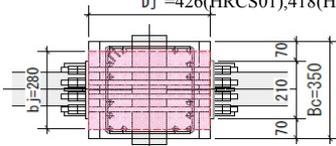
図-7に、正加力時のせん断プレートおよび梁ウェブの主ひずみ計測値の推移を示す。主ひずみの赤線は引張ひずみを、青線は圧縮ひずみを示している。柱梁接合部の中央付近では主ひずみが大きくなっており、圧縮ひずみの方向は柱梁接合部隅角部の圧縮域から直交梁のフランジ部を対角に結ぶ方向および図-5のひび割れ方向におおむね対応している。したがって、柱梁接合部内には柱・

表-4 各部の終局強度計算値と梁曲げ強度に対する余裕率

試験体	架 構 形 状	実験時 最大 荷重 Q_{max} (kN) (正加力)	終局強度計算値 (梁せん断力換算値, kN)						余裕率 (梁曲げ強度 BQ_{MU} 基準)						
			RC柱		S梁		柱梁接合部		実験時 最大荷重 $\frac{Q_{max}}{BQ_{MU}}$	RC柱		S梁		柱梁接合部	
			曲げ cQ_{MU}	せん断 cQ_S	曲げ BQ_{MU}	せん断 BQ_S	せん断 JQ_U	梁定着筋 付着 $Q_{\tau U}$		曲げ	せん断	曲げ	せん断	せん断	梁定着筋 付着
HRCS01	+	177	182	187	166	639	205	166	1.07	1.10	1.13	1.00	3.85	1.24	1.00
HRCS02	+	167	239	249	208	639	134	162	0.80	1.15	1.20	1.00	3.07	0.64	0.78
HRCS03	ト	175	365	376	166	639	227	155	1.05	2.20	2.26	1.00	3.85	1.37	0.93

[RC 柱 (記号は文献6)参照)]
 曲げ強度: $M_u = 0.5a_g \sigma_y g_s D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right)$
 [柱梁接合部 (記号は文献5)参照)
 せん断強度: $V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j$
 梁定着筋の付着強度: $\tau_u = 0.7 \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \sigma_B^{2/3}$

せん断強度: $Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{vy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_j$
 $D_j = 426(\text{HRCS01}), 418(\text{HRCS02}), 327(\text{HRC03})$



梁の曲げ圧縮域を結ぶ柱梁接合部全体の対角方向の圧縮束のほかに、直交梁のフランジ - ウェブ交点部から曲げ圧縮域に向かう圧縮束も形成されているものと考えられる。

4. 終局強度の検討

表-4に、各部の終局強度計算値 (梁せん断力換算値) と梁の全塑性曲げ強度 BQ_{MU} で基準化した各部の余裕率を示す。ここで、柱梁接合部のせん断強度 V_j の計算では、直交梁が柱梁接合部の有効せん断断面積の拡大に寄与するものとの考え、せん断プレートは無視し、靱性指針⁵⁾を準用して RC 造の両側直交梁付き接合部 ($\phi=1.0$) として評価した。

梁曲げ降伏型の HRCS01 と HRCS03 では、S 梁の曲げ強度 BQ_{MU} に対する実験時の最大荷重 Q_{max} の比率は各々 1.07, 1.05 となっており、柱梁接合部のせん断強度⁵⁾の余裕率は各々 1.24, 1.37、梁定着筋の付着強度⁵⁾の余裕率は各々 1.00, 0.93 となっている。

柱梁接合部せん断破壊型の HRCS02 では、柱梁接合部のせん断強度 $JQ_U=134\text{kN}$ に対して実験時の最大荷重は $Q_{max}=167\text{kN}$ であり、靱性指針による強度計算値に対して 1.25 倍の強度が確認された。

5. まとめ

本報では、柱梁接合部に配した高強度異形鉄筋を用いて RC 柱と S 梁を接合する混合構造の十字形およびト形架構の実験結果を報告した。

S 梁の曲げ降伏を想定した十字形架構およびト字形架構の最大荷重は、いずれも S 梁の全塑性曲げ強度計算値

相当の荷重を上回り、荷重 - 変形関係は良好な履歴性状を示した。柱梁接合部のせん断強度の検討では、直交梁が柱梁接合部コンクリートの有効せん断断面積の拡大に寄与するものとし、靱性指針⁵⁾により RC 造の両側直交梁付き接合部としてせん断強度を評価した結果、計算値は実験値と良い対応を示した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，2001.1
- 2) 植松俊幸，西村泰志，南宏一：長締め高力ボルト引張接合による混合構造の柱はり接合部の弾塑性挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1915-1916，1992.8
- 3) 田中剛，田淵基嗣，福本昇，石原誠一郎：長締めボルトを用いた柱 RC ・梁 S 混合構造接合部に関する研究 その1 パイロット実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.935-936，1995.8
- 4) 江頭寛，小坂英之，小林知己，土居和雅，松井幸一郎：鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した混合構造の研究，三井住友建設技術開発センター報告，第11号，pp.81-90，2013.9
- 5) 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，1999.8
- 6) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8