

# 柱 RC 梁 S 構法の改良

梁貫通型柱 RC 梁 S 構造に関する実験的研究

## IMPROVEMENT OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS AND STEEL BEAMS STRUCTURE METHOD

Experimental study on a steel beams through beam-column joint structure

西村 英一郎\*1, 石岡 拓\*1, 清水 隆\*2, 千田 啓吾\*2

Eiichirou NISHIMURA, Taku ISHIOKA, Takashi SHIMIZU and Keigo SENDA

The “RC column - S beam structure” is a practical hybrid system designed to join an RC column with high axial force bearing and a steel (S) beam, which has excellent endurance under bending and shearing forces making it possible to lengthen the beam span. Recently, demand has increased for improved workability using design methods and simplification of structure, because buildings currently being planned are taller and more massive. The authors have conducted framing experiments with RC columns and steel beam structures in order to expand the applicability of this system, from which we have learned the following.

1. For the beam-column joint system involving a height difference step of  $1 D_b$  at the column between the two beams from opposite directions, the equation we proposed evaluates the experimental value on the conservative side by introducing a reduction factor  $\beta_s$  into the ultimate shear strength equation for the column-beam joint.
2. In the case of a  $0.2 B_c$  beam eccentricity, by reducing the beam eccentricity “ $e$ ” from the concrete shearing area, the equation evaluates the experimental value on the conservative side.
3. The T shape joint specimen where the reinforcement bars are anchored with a  $\square$ -shape plate demonstrates sufficient anchoring with an anchor length of  $18 d_b$ .

**Keywords :** RC columns and steel beams structure, Beam-Column Joint, Level Difference Beam, Beam Eccentricity, Shear Strength of Joint

柱 RC 梁 S 構造, 柱梁接合部, 梁段差, 梁偏心, 接合部せん断耐力

## 1. はじめに

「柱 RC 梁 S 構造」とは、高軸力を負担できる鉄筋コンクリート (RC) 造の柱と、曲げやせん断に強くロングスパンを可能とする鉄骨 (S) 造の梁を接合する合理的な混合構造である。著者らはこれまで、この柱 RC 梁 S 構造について、せん断補強筋、支圧板、バンドプレートをを用いた接合形式<sup>1)</sup>、ふさぎ板とバンドプレートをを用いた接合形式<sup>2)3)</sup>および接合部にブレースが取り付け接合形式<sup>4)</sup>の部分架構実験を行い、得られた知見をもとに物流施設や病院施設などの建物に適用してきた。しかし近年、柱 RC 梁 S 構造が適用され得る建築物は、非常に大型化・高層化しており、設計法の合理化・構造の簡略化による施工性の向上が求められている。

本研究では、柱梁接合部を鋼板で覆うふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 構造の適用範囲拡大を目的とし、梁段差接合部への対応、梁偏心接合部への対応、柱頭部に設置しているバンドプレートの省略、および T 形接合部における柱主筋定着長の低減を図るための架構実験を実施した。本論文はその結果について報告するものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

実験に供した試験体の諸元を表 1 に、試験体形状を図 1 に示す。試験体は十字形接合部試験体 4 体、T 形接合部試験体 1 体の計 5 体であり、縮尺は実大の約 1/2 とした。

RCS17 試験体は左右の梁に段差を設けており、段差量は  $0.5 D_b$  ( $D_b$ : 梁せい) とした。RCS18 試験体は柱の中心から梁を偏心させており、

偏心量は  $0.2 B_c$  ( $B_c$ : 柱幅) とした。両試験体とも柱幅と同幅のデッキスラブを設けており、下柱には幅 54mm、厚さ 9mm のバンドプレートを設置した。RCS19 試験体では柱梁接合部の上下に巻くバンドプレートを省略してその効果を確認した。RCS20 試験体では左右の梁に  $1.0 D_b$  の段差を設けた。T 形接合部を模した RCS21 試験体では柱主筋の接合部内定着長さの低減を目的として、定着長さを柱主筋径の 18 倍とし、梁フランジ上端に設置したロ形定着板に主筋全数を定着した。いずれの試験体も柱梁接合部をふさぎ板で覆う形式とし、直交梁を設けた。柱コンクリートの設計基準強度は十字形接合部試験体で  $F_c 42$ 、T 形接合部試験体で  $F_c 36$ 、スラブコンクリートで  $F_c 24$  とした。最終破壊形式は RCS17~20 試験体では柱梁接合部のせん断破壊、RCS21 試験体では柱曲げ破壊として計画した。

### 2.2 材料試験結果

コンクリートの材料試験結果を表 2 に、鋼材および鉄筋の材料試験結果を表 3 に示す。

### 2.3 加力方法

十字形試験体および T 形試験体の加力方法と荷重履歴を図 2 に示す。RCS17, 18 は柱脚をピン支持、梁の支点をピンローラー支持とし、油圧ジャッキにより柱頭部を加力した。柱軸応力としてはコンクリート強度の約 0.15 倍を作用させた。

\*1 戸田建設株式会社技術開発センター 修士 (工学)

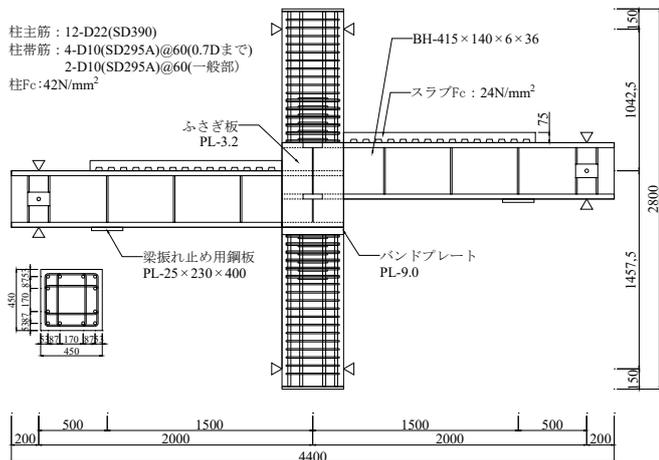
\*2 戸田建設株式会社構造設計部 修士 (工学)

Research and Development Center, TODA CORPORATION, M.Eng.

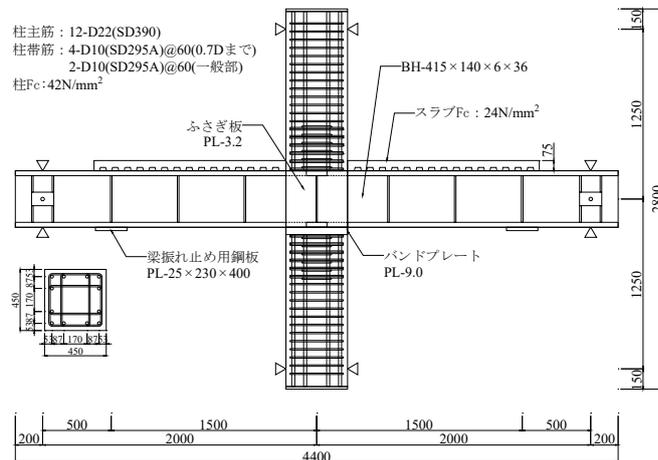
Structural Design Department, TODA CORPORATION, M.Eng.

表 1 試験体諸元

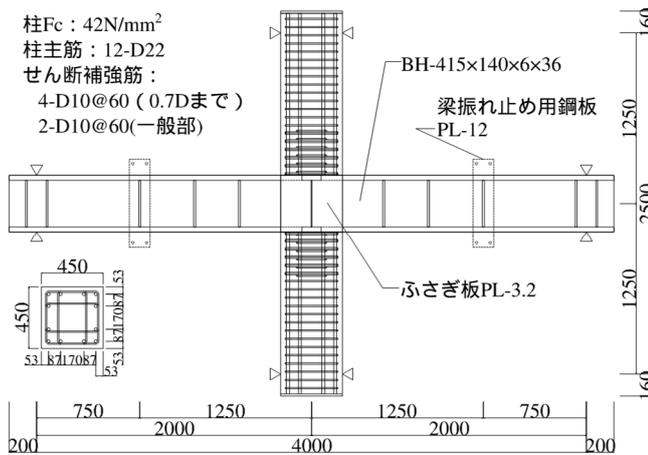
試験体名	RCS17	RCS18	RCS19	RCS20	RCS21
形状	十字形				T形
最終破壊形式	接合部せん断破壊				柱曲げ破壊
実験変数	梁段差 $0.5D_b$	梁偏心 $0.2B_c$	バンドプレート省略	梁段差 $1.0D_b$	柱主筋定着長低減
柱	$B_c \times D_c$	450mm × 450mm			
	主筋	16-D22 (SD390)			12-D16 (SD390)
	フープ	柱頭, 柱脚 $0.7D_c$ 間: 4-D10@60 (SD295A) それ以外: 2-D10@60 (SD295A)			$0.7D_c$ 間: 4-D10@50 (SD295A) それ以外: 2-D10@50 (SD295A)
	$F_c$	42 N/mm <sup>2</sup>			36 N/mm <sup>2</sup>
	軸力比	0.15	0.10	0.15	-
梁	$B_b \times D_b$	140mm × 415mm			140mm × 280mm
	フランジ厚 $t_f$	36 mm (SN490B)			45 mm (SN490B)
	ウェブ厚 $t_w$	6mm (SN490B)			19mm (SN490B)
	ふさぎ板厚 $t_c$	3.2mm (SS400)			4.5mm (SS400)
バンドプレート厚 $t_b$	9 mm (SS400)		-		
スラブ	厚さ: 55mm, スラブ配筋: $\phi 4@100$ デッキプレート, コンクリート: $F_c 24$		-		



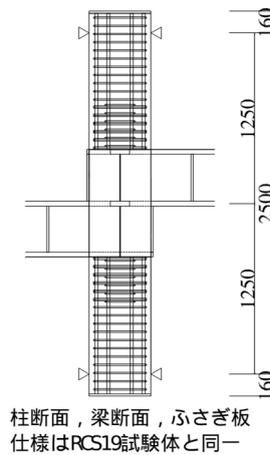
(a) RCS17 試験体



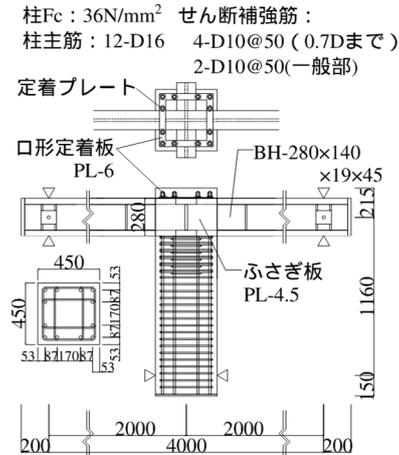
(b) RCS18 試験体



(c) RCS19 試験体



(d) RCS20 試験体



(e) RCS21 試験体

図 1 試験体形状

RCS19,20 は上下柱端部をピン・ローラー支持し、油圧ジャッキにより梁鉄骨先端部を加力した。柱軸心力としては、RCS19 はコンクリート強度の約 0.10 倍、RCS20 はコンクリート強度の約 0.15 倍を作用させた。RCS21 は、両側の梁先端部の反曲点位置を 2 つのピンを組合せたローラーで支持し、油圧ジャッキにより柱先端部を水平方向に加力した。その際、柱せん断力が伝達されて梁に生じる圧縮軸力は、梁先端に配置した球座を介して支持した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係を図3に、最終破壊状況を写真1に示す。図中には実験中に観察された主な現象を併記し、柱梁接合部内ウェブ及びふさぎ板の降伏は3 軸ひずみゲージから算出したせん断ひずみがせん断降伏ひずみに達した時点とした。

RCS17 試験体は、 $R=+5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に上下柱ともに曲げひび割れが発生した。 $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に接合部内ウェブの中段が降伏した。その後も耐力は上昇を続けるが、 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にふさぎ板の中段の片側および下柱主筋が降伏して最大耐力を迎えた。 $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にふさぎ板の中段が完全に降伏し、若干耐力が低下した。RCS18 試験体は、 $R=+5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に上下柱ともに曲げひび割れが発生した。 $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に接合部内ウェブ、 $R=+15 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にふさぎ板がそれぞれ部分的に降伏した。 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に接合部内ウェブ全体が降伏し、上下柱の主筋も降伏した。 $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にふさぎ板全体が降伏して最大耐力に達した。RCS19 試験体では  $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱梁接合部内ウェブが降伏し、 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$  時

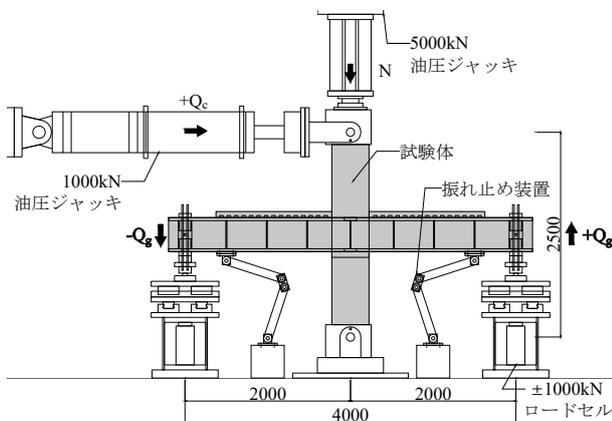
表 2 材料試験結果 (コンクリート)

試験体	部位	ヤング係数 $E_c [\times 10^4 \text{N/mm}^2]$	圧縮強度 $\sigma_b [\text{N/mm}^2]$	割裂強度 $\sigma_t [\text{N/mm}^2]$
RCS17	柱	3.25	43.8	2.73
RCS18	スラブ	2.65	24.0	1.97
RCS19	柱	3.16	43.0	3.28
RCS20	柱	3.17	45.4	3.06
RCS21	柱	2.91	38.8	3.46

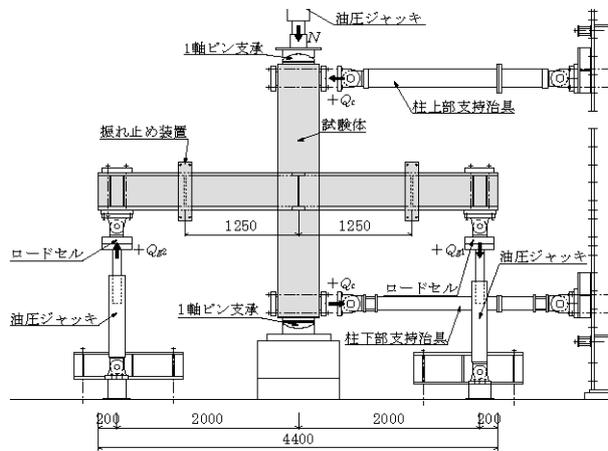
表 3 材料試験結果 (鋼材・鉄筋)

試験体	鋼材・鉄筋	降伏強度 $\sigma_y [\text{N/mm}^2]$	引張強度 $\sigma_u [\text{N/mm}^2]$	降伏ひずみ $\epsilon_y [\times 10^{-3}]$
RCS17	PL36 (SN490B)	369	530	1.77
	PL6 (SN490B)	415	553	1.94
	PL3.2 (SS400)	399	471	1.90
RCS18	PL9 (SS400)	314	462	3.51 <sup>※</sup> (0.151)
	D22 (SD390)	467	645	2.27
RCS19	D10 (SD295A)	350	496	1.66
	PL36 (SN490B)	350	532	1.71
	PL6 (SN490B)	398	553	1.94
	RCS20	PL3.2 (SS400)	367	443
RCS21	D22 (SD390)	454	628	2.21
	PL45 (SN490B)	391	557	1.91
	PL19 (SN490B)	346	538	1.69
	PL4.5 (SS400)	305	411	1.49
	PL6 (SS400)	305	491	1.49
RCS19,20,21	D16 (SD390)	454	636	2.21
RCS19,20,21	D10 (SD295A)	346	506	1.69

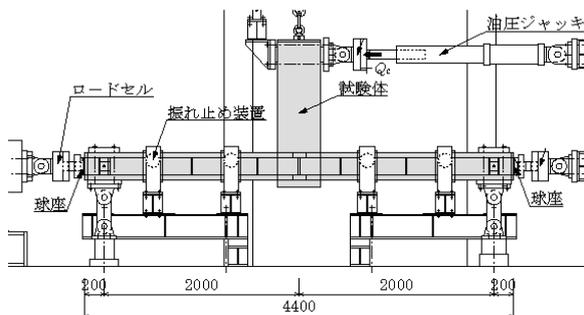
※バンドプレートの降伏ひずみは0.2%オフセット法により算出した応力時の値とした。



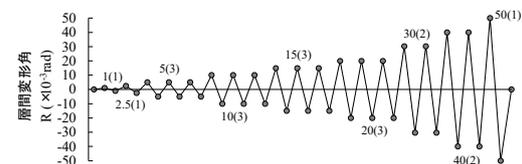
(a) RCS17, 18 試験体 加力方法



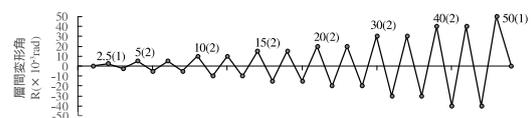
(b) RCS19, 20 試験体 加力方法



(c) RCS21 試験体 加力方法



(d) RCS17, 18 試験体 載荷履歴



(e) RCS19~21 試験体 載荷履歴

図 2 加力方法と載荷履歴

多数回繰り返し変形を受ける RC 造柱梁接合部の劣化

にふさぎ板が降伏した。その後接合部周辺のコンクリートの損傷が進行し、 $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad}$  に最大耐力に達した。なお、1 段目柱主筋のひずみゲージは早期に断線したため、降伏が確認出来なかった。

RCS20 試験体は、 $R=+5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱コンクリートの曲げひび割れが生じた。 $R=+15 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱梁接合部内ウェブが降伏し、その後柱主筋、柱帯筋が引張降伏して  $R=+28 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大耐力に達した。最大耐力以降、接合部周りのコンクリートの圧壊が顕著となり耐力が低下した。試験終了時点でふさぎ板は降伏しなかった。

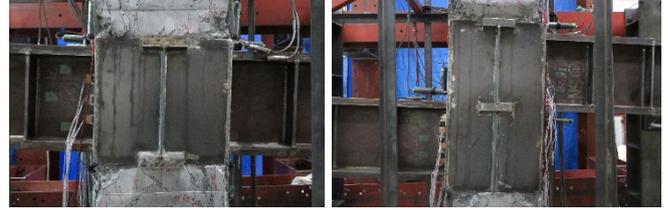
接合部せん断破壊を計画した RCS17~20 試験体ではやや逆 S 字型の履歴を示した。ただし、いずれの試験体も接合部内ウェブが先行して降伏した後に、主にふさぎ板の降伏によって耐力が頭打ちとなっている。また、支圧破壊型の履歴に見られるようなエネルギー吸収能力に乏しいスリップ性状は見られず、比較的大きな変形性能を有していることから、破壊モードは接合部せん断破壊と判断した。

RCS21 試験体は  $R=+1.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱コンクリートに曲げひび割れが生じ、 $R=+5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱主筋 1 段目、 $R=+7.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱主筋 2 段目が引張降伏した。その後梁鉄骨フランジ上下でコンクリートとの剥離が進行し、 $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大耐力に達した。試験終了時点で、降伏ひずみに達したひずみ測定箇所は柱主筋のみであった。RCS21 試験体は柱が曲げ破壊したと考えられる。



(a) RCS17 試験体

(b) RCS18 試験体



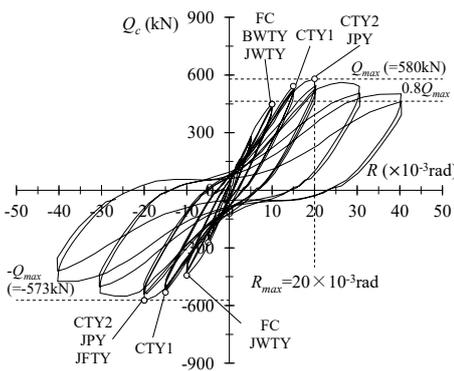
(c) RCS19 試験体

(d) RCS20 試験体

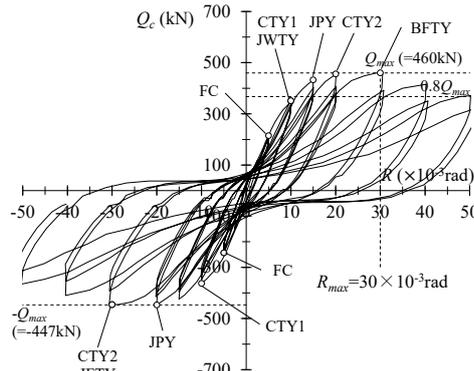


(e) RCS21 試験体

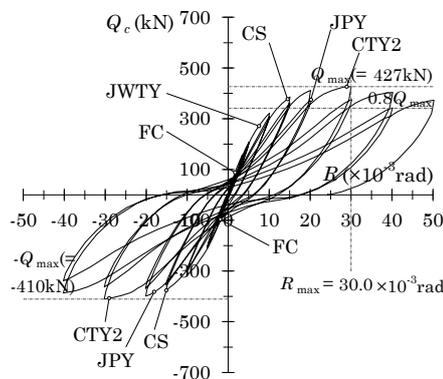
写真 1 各試験体の最終破壊状況



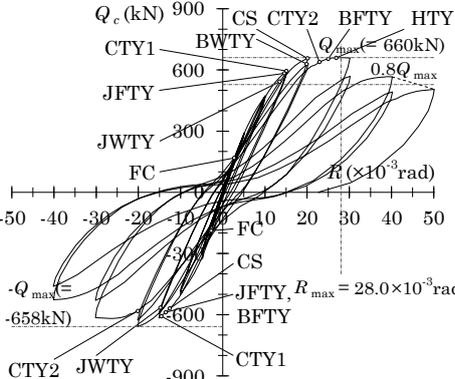
(a) RCS17 試験体



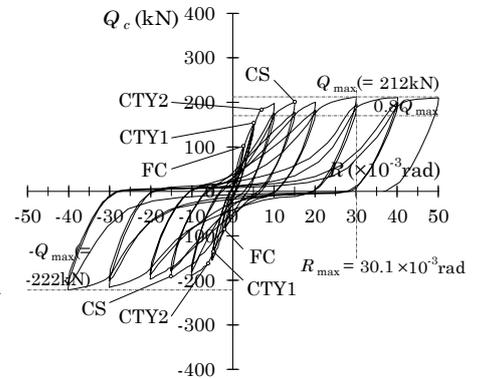
(b) RCS18 試験体



(c) RCS19 試験体



(d) RCS20 試験体



(e) RCS21 試験体

- 【主な発生現象】**
- 【柱梁部材】**
- FC: 梁鉄骨フランジと柱コンクリート界面の目開き
  - CS: 梁鉄骨フランジ直上直下のコンクリートの剥離
  - CTY1: 1段目柱主筋の引張降伏
  - CTY2: 2段目柱主筋の引張降伏
  - HTY: 柱帯筋の引張降伏
  - BFTY: 梁鉄骨フランジの引張降伏
  - BWTY: 梁鉄骨ウェブのせん断降伏
- 【柱梁接合部】**
- JPY: ふさぎ板のせん断降伏
  - JFTY: 梁鉄骨フランジの引張降伏
  - JWTY: 梁鉄骨ウェブのせん断降伏

図 3 各試験体の荷重—変形関係

### 3.2 バンドプレートの影響

バンドプレートを省略したRCS19試験体の正加力時の荷重-変形関係の包絡線を図4に示す。図中には下柱に幅70mm, 厚さ9mmのバンドプレートを設置した既往試験体(RCS06, RCS08)<sup>2)</sup>とバンドプレートを省略した既往試験体(RCS09)<sup>2)</sup>の結果も併記した。RCS19試験体と既往試験体とは表4に示すコンクリート強度や軸力比などの実験変数が異なっていたため、包絡線の縦軸は柱せん断力実験値( $cQ_{exp}$ )を、接合部せん断終局耐力( $pQ_{hu}$ )を柱せん断力に換算した値( $cpQ_{hu}$ )で除したものとした。 $pQ_{hu}$ は日米ハイブリッド式<sup>3)</sup>のコンクリート耐力の項を修正した(1)式より求めた。コンクリートのせん断強度の基準値を $0.3Fc$ から文献<sup>9)</sup>を参考に $0.8Fc^{0.7}$ としている。

$$pQ_{hu} = Q_w + Q_f + Q_c$$

(1)

$$Q_w = 0.9A_w \cdot s\sigma_{wy} / \sqrt{3}$$

$$Q_f = 0.5A_f \cdot s\sigma_{fy} / \sqrt{3}$$

$$Q_c = 0.13C \cdot B_c \cdot D_c \cdot F_j \cdot j\delta$$

$A_w$  : 柱梁接合部内の鉄骨ウェブ断面積

$s\sigma_{wy}$  : ウェブの降伏応力度

$A_f$  : ふさぎ板のせん断抵抗断面積

$s\sigma_{fy}$  : ふさぎ板の降伏応力度

$B_c$  : 柱幅

$D_c$  : 柱せい

$F_j$  : 柱梁接合部のせん断強度基準値(= $0.8 \times Fc^{0.7}$ )

$j\delta$  : 柱梁接合部の形状による係数 :

十字形 = 3.0

ト形・T形・十字形 + 梁段差  $1.0D_b = 2.0$

L形・T形 + 梁段差  $1.0D_b = 1.0$

$C$  : 柱梁接合部の補強ディテールによる係数

ふさぎ板タイプ :  $C=1.0$

帯筋タイプ :  $C=1.5$

実験値と計算値の比較を表5に示す。表中②では(1)式より求めた計算値を示しているが、バンドプレートを設置したRCS06, RCS08試験体において計算値に対する余裕度は1.48, 1.62であったのに対して、バンドプレートを省略したRCS19, RCS09試験体の余裕度は1.23, 1.35であった。いずれの計算値も実験値を安全側に評価したが、バンドプレートを省略したことにより20%ほど計算値に対する余裕度が低下している。バンドプレートの設置による接合部せん断耐力への影響に関して、飯塚らの研究<sup>5)</sup>では接合部のコンクリート耐力に対する補強効果として柱有効幅を1.5倍とする手法が提案されている。そこで、(1)式のコンクリート項 $Q_c$ にバンドプレートの有無による柱幅の低減係数 $\gamma$ を導入し、(2)式として修正する。バンドプレートを省略したRCS19, RCS09試験体において修正した計算値(表中③)に対する余裕度は1.48, 1.60となり、柱有効幅を低減することによりバンドプレートを設置した試験体の余裕度と同等程度となった。

$$Q_c = 0.13C \cdot \gamma \cdot B_c \cdot D_c \cdot F_j \cdot j\delta \quad (2)$$

$$\gamma = \begin{cases} 1.0 & (\text{バンドプレート有}) \\ 1/1.5 & (\text{バンドプレート無}) \end{cases}$$

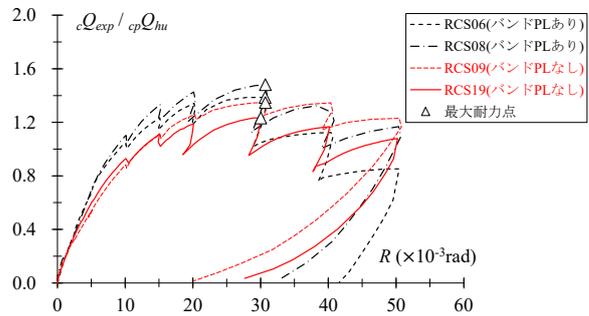


図4 包絡線の比較 (バンドプレートの影響)

表4 比較に用いた既往試験体

試験体名	RCS19	RCS06 <sup>2)</sup>	RCS08 <sup>2)</sup>	RCS09 <sup>2)</sup>	
バンドプレートの有無	無	有	有	無	
柱	$F_c$	43.0	65.4	42.9	65.5
	軸力比	0.1	0.15	0.2	0.15
梁	フランジ厚 $t_f$	36mm			32mm
	ふさぎ板厚 $t_c$	3.2mm	3.0mm	4.5mm	9.0mm

表5 実験値と計算値の比較 (バンドプレートの影響)

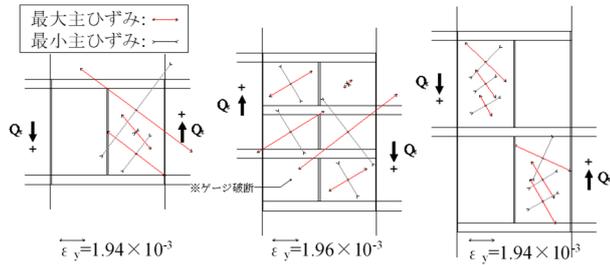
試験体	RCS19	RCS06	RCS08	RCS09
①最大耐力実験値 $cQ_{exp}$ (kN)	427	641	530	681
②終局時接合部せん断耐力 $cpQ_{hu}$ (kN) (1)式より算定)	346	395	358	505
余裕度 (①/②)	1.23	1.62	1.48	1.35
③終局時接合部せん断耐力 $cpQ_{hu}$ (kN) (1), (2)式より算定)	288	-	-	425
余裕度 (①/③)	1.48	-	-	1.60

### 3.2 梁段差が接合部せん断耐力に与える影響

梁段差が無いRCS19試験体と、それぞれ $0.5D_b$ ,  $1.0D_b$ の梁段差を有するRCS17, 20試験体における接合部内ウェブとふさぎ板の最大耐力時の主ひずみ分布を図5, 図6にそれぞれ示す。主ひずみの値は3軸ひずみゲージの計測値から算出した。接合部ウェブとふさぎ板では梁芯から $45^\circ$ 方向に主ひずみが発生しており、純せん断的にパネルが変形していることが分かる。梁段差を有する試験体の接合部ウェブでは梁が取りつく側で主ひずみが大きくなる傾向が見られ、最大耐力時にはすべての接合部ウェブが降伏ひずみに達していた。一方でふさぎ板の主ひずみは接合部ウェブと比較すると小さいが、RCS19試験体の全面とRCS17試験体の中央部において最大耐力時に降伏ひずみに達していた。RCS20試験体のふさぎ板は降伏しなかった。梁段差を有する試験体では接合部上部においてふさぎ板の主ひずみが大きくなる傾向が見られ、直交梁が取りつくことによる影響が確認できた。

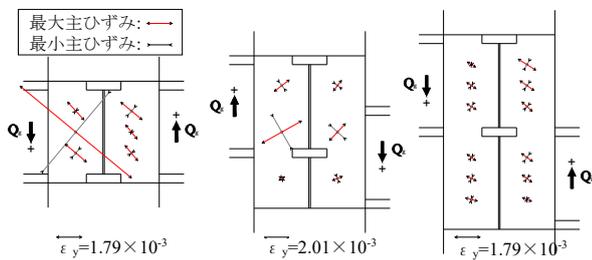
次に、実験時、接合部に作用した最大の水平方向せん断力 $pQ_{h-max}$ (実験値)と、終局時の接合部せん断耐力 $pQ_{hu}$ (計算値)の比較を行う。接合部に作用した水平方向のせん断力 $pQ_h$ は、図7に示す水

平方方向の力の釣り合いより、梁の段差量に応じて以下の (3)式、または(4)式から算定する。この時、 $j_d = s_B d_1 + s_B d_2$  (梁段差  $1.0D_b$ ) になると片側の梁から来る入力せん断力と上下柱の平均せん断力によって接合部を評価するため、左右に梁があっても実質的にト形接合部と同様の検討を行うこととなる。



(a) RCS19 試験体 (b) RCS17 試験体 (c) RCS20 試験体

図5 接合部内ウェブの主ひずみ分布



(a) RCS19 試験体 (b) RCS17 試験体 (c) RCS20 試験体

図6 ふさぎ板の主ひずみ分布

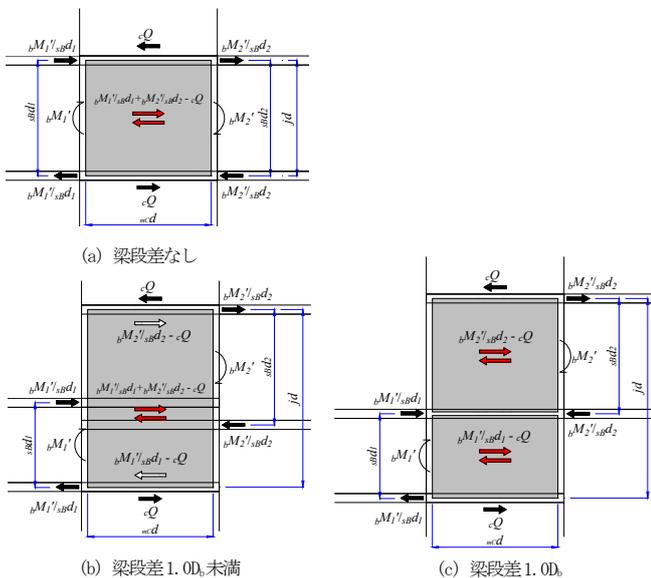


図7 柱梁接合部に作用する水平方向のせん断力 $pQ_h$

表6 実験値と計算値の比較 (梁段差の影響)

試験体	RCS19	RCS17	RCS20
梁段差	なし	$0.5D_b$	$1.0D_b$
①最大耐力実験値 $pQ_{hmax}$ (kN)	2164	3045	上部 : 1321 下部 : 1329
②終局時接合部せん断耐力 $pQ_u$ (kN) (1)式より算定)	1450	1626	1269

余裕度 (①②)	1.48	1.69	上部 : 1.04 下部 : 1.05
③終局時接合部せん断耐力 $pQ_u$ (kN) (5)式より算定)	-	-	800
余裕度 (①③)	-	-	上部 : 1.49 下部 : 1.50

$$pQ_h = \frac{bM'_1}{s_B d_1} + \frac{bM'_2}{s_B d_2} - cQ \quad (\text{梁段差 } 1.0D_b \text{ 未満の時}) \quad (3)$$

$$pQ_h = \max\left(\frac{bM'_1}{s_B d_1}, \frac{bM'_2}{s_B d_2}\right) - cQ \quad (\text{梁段差 } 1.0D_b \text{ の時}) \quad (4)$$

$bM'_1, bM'_2$ : 接合部コアーの左右の梁側のモーメント

$s_B d_1, s_B d_2$ : 左右の梁の上下フランジ重心間距離

$cQ$ : 上下柱の平均せん断力

$j_d$ : 接合部せい

RCS17,19,20 における実験値と計算値の比較を表6に示す。梁段差  $1.0D_b$  を有する RCS20 試験体では接合部を上下に分け、各々をト形接合部として扱っている。梁段差のない RCS19 試験体と比較すると、RCS17 試験体において  $pQ_h$  は  $pQ_{hmax}$  に対して安全側の評価を与える。一方、ト形接合部として評価した RCS20 試験体において、 $pQ_h$  は  $pQ_{hmax}$  に対して余裕度が 1.0 付近と非常に小さいため、(1)式に梁段差による低減係数  $\beta_s$  を導入し、(5)式として修正する。 $\beta_s$  の値については、RCS20 試験体の余裕度が、梁段差のない RCS19 試験体の余裕度と同程度になるよう求めると、 $\beta_s=0.70$  となる。

$$pQ_{hu} = \beta_s \cdot (Q_w + Q_f + Q_c) \quad (5)$$

$$\beta_s = \begin{cases} 0.7 & (\text{梁段差 } 1.0D_b) \\ 1.0 & (\text{それ以外}) \end{cases}$$

### 3.3 梁偏心が接合部せん断耐力に与える影響

$0.2B_c$  の梁偏心を有する RCS18 試験体と、梁偏心のない RCS19 試験体の包絡線の比較を図8に示す。3.2節同様、試験体間の実験変数の違いを考慮し、包絡線の縦軸は  $cQ_{exp}$  を  $cQ_{mu}$  で除したものとした。また、実験値と計算値の比較を表7に示す。梁偏心のない RCS19 試験体において計算値に対する余裕度は 1.48 であったのに対して、 $0.2B_c$  の梁偏心を有する RCS18 試験体の余裕度は 1.39 であった。計算値は実験値を安全側に評価したが、梁偏心により 6%ほど計算値に対する余裕度が低下している。そこで、(2)式によってコンクリートのせん断負担面積を算定する際、(6)式に示すように柱幅  $B_c$  から梁偏心量  $e$  を減じることとした。RCS18 試験体において、計算値に対する最大耐力の余裕度は 1.54 となっており、柱幅から梁偏心量

$e$  を減じることにより、梁偏心のない試験体の余裕度と同程度となった。

$$Q_c = 0.13C \cdot (\gamma \cdot B_c - e) \cdot D_c \cdot F_j \cdot j\delta \quad (6)$$

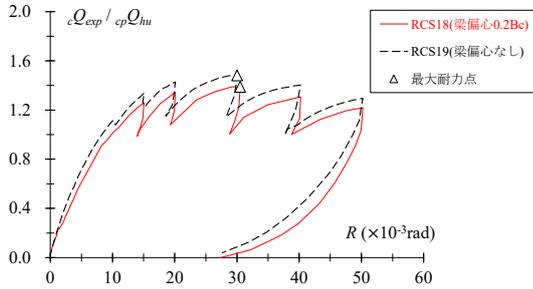


図8 包絡線の比較 (梁偏心の影響)

表7 実験値と計算値の比較 (梁偏心の影響)

試験体	RCS19	RCS18
①最大耐力実験値、 $Q_{exp}$ (kN)	427	498
②終局時接合部せん断耐力 $Q_{hu}$ (kN) (1), (2)式より算定)	288	359
余裕度 (①/②)	1.48	1.39
③終局時接合部せん断耐力 $Q_{hu}$ (kN) (1), (6)式より算定)	-	323
余裕度 (①/③)	-	1.54

### 3.4 T形接合部試験体の定着長

T形接合部内における柱主筋定着長さを $18d_b$ ( $d_b$ : 主筋径)としたRCS21試験体の柱主筋のひずみ分布を図9に示す。比較のために定着長さを $25d_b$ とした既往試験体RCS10<sup>2)</sup>のひずみ分布も併記する。定着長が長いRCS10試験体ではロ形定着板側でひずみはほとんど生じておらず、柱主筋の付着のみで引張力を負担していた。定着長が短いRCS21試験体ではロ形定着板側で降伏ひずみの半分程度のひずみが生じており、ロ形定着板に引張力が作用していた。3.1節に示した荷重-変形関係において、スリップ性状は見られるものの $R=+50 \times 10^{-3}$ rad 時においても耐力低下は生じておらず、ロ形定着板は定着長 $18d_b$ で十分な定着性能を発揮していたと考えられる。

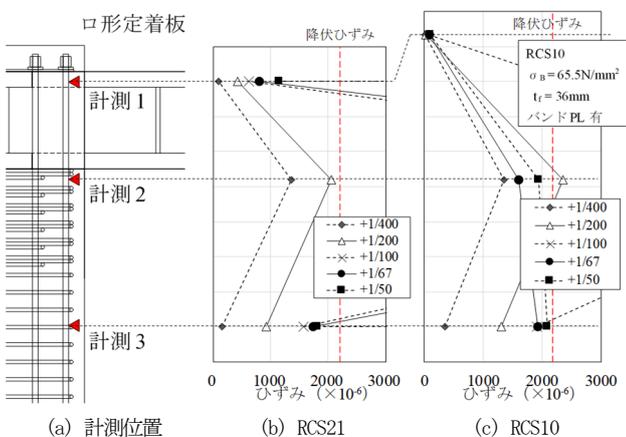


図9 柱主筋のひずみ分布 (T形試験体)

### 4. 接合部せん断終局耐力の提案式

最後に、3章にて提案したバンドプレート・梁段差・梁偏心の影響に対する(1)式の各修正をまとめ、本論による接合部せん断終局耐力提案式として(7)式を示す。

$$pQ_{hu} = \beta_s \cdot (Q_w + Q_f + Q_c) \quad (7)$$

$$Q_w = 0.9A_w \cdot s \sigma_{wy} / \sqrt{3}$$

$$Q_f = 0.5A_f \cdot s \sigma_{fy} / \sqrt{3}$$

$$Q_c = 0.13C \cdot (\gamma \cdot B_c - e) \cdot D_c \cdot F_j \cdot j\delta$$

$$\beta_s = \begin{cases} 0.7 (\text{梁段差 } 1.0D_b) \\ 1.0 (\text{それ以外}) \end{cases}$$

$$\gamma = \begin{cases} 1.0 (\text{バンドプレート有}) \\ 1/1.5 (\text{バンドプレート無}) \end{cases}$$

### 5. まとめ

柱梁接合部を鋼板で覆うふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 構造に関して、適用範囲拡大を目的とした実験を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 梁段差  $1.0D_b$  を有する場合、接合部終局せん断耐力式に低減係数  $\beta_s$  を導入することで、提案式は実験値を安全側に評価した。
- 2) バンドプレートを省略した場合、柱有効幅を  $1/1.5$  倍とすることで、提案式は実験値を安全側に評価した。
- 3) 梁偏心  $0.2B_c$  を有する場合、コンクリートのせん断負担面積から梁偏心量  $e$  を減じることで、提案式は実験値を安全側に評価した。
- 4) 柱主筋をロ形定着板で定着した T 形接合部試験体において、定着長  $18d_b$  で十分な定着性能を発揮した。

### 参考文献

- 1) 山内 他「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部の実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp1035-1036, 1999.9
- 2) 稲永 他「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部の実験的研究 その2 高強度タイプの検討」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp1137-1138, 2007.8
- 3) 竹中 他「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部の実験的研究 その3 超高強度タイプの検討」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp1305-1306, 2010.9
- 4) 竹中 他「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部の実験的研究 その4 接合部にブレースが取り付く場合の検討」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp1257-1258, 2011.8
- 5) 飯塚他「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究 (RCS-4) 柱 RC・梁 S 接合部のデータベース (その9:接合部せん断耐力式の提案)」, 日本建築学会大会梗概集(九州), pp1301-1302, 1998.9
- 6) 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, 2001