

# 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構( NewRCSS 構法 ) の構造性能

— 柱梁接合部の設計法の提案 —

山野辺 宏治 中西 啓二 渡辺 泰志  
(技術研究所) (設計本部) (設計本部)

## A Structural Behavior of Reinforced High Strength Concrete Column/Steel Beam Composite Frame (NewRCSS Frame System)

— A Proposal of seismic design for the beam-column joint —

by Koji Yamanobe, Keiji Nakanishi and Yasushi Watanabe

### Abstract

This paper describes experimentally the structural behaviors of reinforced high strength concrete column/steel beam composite frame (NewRCSS Frame System) to extend the application of the conventional one (RCSS Frame System), and proposes a seismic design for the beam-column joint, including eccentrically-connected beam-column joint. The application can be extended by raising the concrete strength of columns up to  $60\text{N/mm}^2$  from  $36\text{N/mm}^2$ , the yield strength of reinforcing bars up to SD490 (yield strength :  $490\text{N/mm}^2$ ) from SD390. The experimental results showed that the beam-column joints including eccentrically-connected ones can be designed properly by introducing a reduction factor for concrete; and that the several factors for joint elements other than concrete can be taken as the same ones as in the conventional seismic design.

### 概 要

従来の鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構 (RCSS 構法) の適用範囲を拡大 (高層化等) するため、高強度材料を用いた架構 (NewRCSS 構法) を提案し、実験により当該構法の構造性能を確認した。さらに、従来の設計体系を基本とし、柱梁接合部の設計法を提案した。使用材料は、コンクリートについては  $Fc36$  から  $Fc60$  とし、柱主筋については SD390 から SD490 とした。今回の実験では、外周構面内において柱芯と梁芯が一致していない場合を想定し、梁偏芯を有する柱梁接合部についても検討した。その結果、次のような知見が得られた。柱梁接合部の耐力は、コンクリート強度に関する項について低減係数を導入することにより従来の設計体系との連続性が確保できた。また、それ以外の接合部に関する諸係数については従来の設計体系によって評価でき、梁偏芯を有する柱梁接合部の耐力評価についても、低減係数を導入し、適切に評価できることを確認した。

### § 1. はじめに

混合構造は、部材を構成している材料の特徴を十分に活かした構造である。鉄筋コンクリート (以下、RC) 柱は軸力保持に適し、鉄骨 (S) 梁は曲げモーメントに対して優れた抵抗力を有している。さらに従来の RC 造や S 造に比べて施工の合理化が図れることから、主に中低層の建物 (物流、物販等) に適用されてきた。

近年、物流、物販等の建物にも高層化のニーズが高まりつつあるなか、RC 柱と鉄骨梁で構成される架構の従来の設計法<sup>1)</sup>では軒高 31m 以下に制限されており、これらに対応することができなかった。そこで今回、従来の設計法を高層建物 (高さ 60m 以下) に適用する

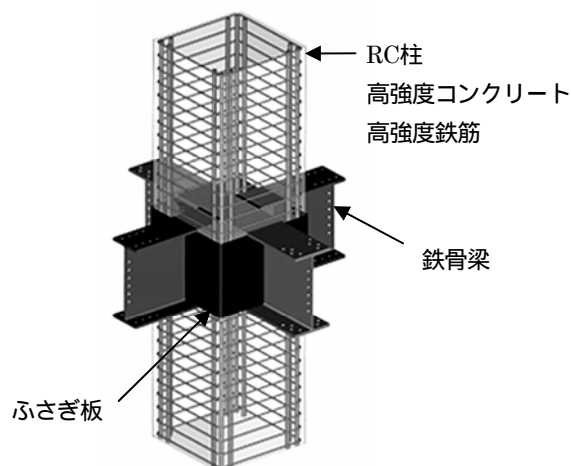


図 - 1 NewRCSS 構法概要

ため、これまで  $36\text{N/mm}^2$  が上限値であったコンクリート強度を  $60\text{N/mm}^2$  まで拡張した混合構造 (NewRCSS 構法: 図 - 1) を提案し、当該構法の構法性能を実験的に確認した。さらには、外周構面内において柱芯と梁芯が一致していない場合を想定し、梁が偏芯して取り付く接合部の構法性能についても検討する。

## § 2. 実験計画

### 2.1 試験体

試験体は実規模の約 1/2.5 スケールの十字形柱梁接合部を模擬した計 4 体で、各破壊モード (梁曲げ降伏、柱曲げ降伏、接合部せん断破壊) を確認するためにコンクリート強度 ( $Fc60$ 、 $Fc48$ )、軸力 (長期軸力、なし)、接合部内鉄骨のウェブ厚 (PL-9、PL-6) を主なパラメータとした。また、外周構面内において柱芯と梁芯が一致していない場合を想定し、梁が偏芯して取り付く柱梁接合部についても実験を行った。試験体形状および柱断面を図 - 2 に示す。さらに、試験体一覧および使用材料の諸元を表 - 1 に示す。

RC 柱の主筋には SD490、鉄骨のフランジおよびウェブには SM490A を用いた。なお、接合部のふさぎ板 (PL-3.2/SS400) は各試験体とも共通とした。実験計画時においては梁降伏先行型 (No.1) をプロトタイプとし、それ以外では梁降伏が先行しないように接合部内鉄骨のウェブ厚を薄く、フランジ厚を厚くした。No.2 では柱梁接合部破壊を想定するためにさらに柱主筋を増やした (20-D16 から 24-D16)。No.3 では柱降伏が先行するように導入軸力を 0 とし、コンクリート強度を  $48\text{N/mm}^2$  とした。さらに No.4 では、外周構

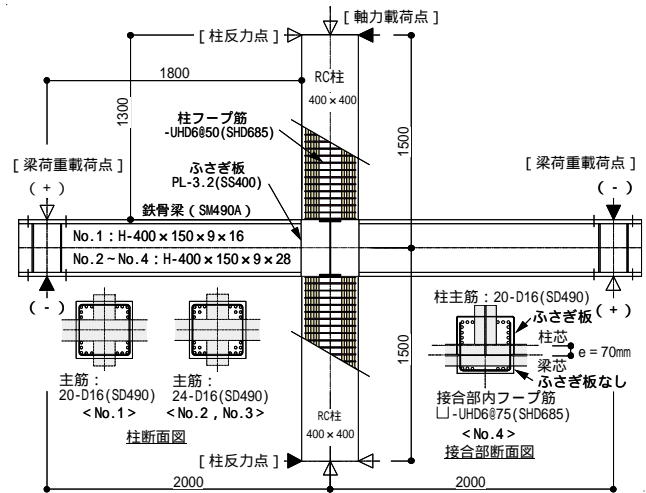


図 - 2 試験体形状および柱断面

面内における柱梁接合部 (梁芯と柱芯が偏芯している場合) を想定した架構試験体とし、偏芯量は 70mm (柱幅に対する偏芯率:  $70/400 = 0.175$ ) とした。なお、接合部においては、梁が偏芯している側にはふさぎ板はなく、通常の SRC 構造と同様にせん断補強筋 (UHD6@75mm-SHD685) を配筋した。

### 2.2 加力方法および計測計画

加力は柱に一定軸力を作用させた状態で柱の反曲点を想定した位置を反力点 (図 - 2) として、梁の反曲点を想定した位置に取り付けた油圧ジャッキにより正負交番繰返し荷重を与えた。なお、梁の載荷方法は左右の梁せん断力が逆対称となるように、架構の層間変形角で制御した。加力サイクルは層間変形角  $R=0.25\%$ 、 $0.5\%$ 、 $1\%$ 、 $1.5\%$ 、 $2\%$ 、 $3\%$  で各々 2 回もしくは 1 回繰返し、最終的に  $R=5\%$  まで行った。

表 - 1 試験体一覧および使用材料の諸元

試験体	RC柱			鉄骨梁 (SM490A)	接合部ウェブ (SM490A)	想定破壊モード	コンクリートの諸元		
	軸力 (kN)	コンクリート (MPa)	主筋 (SD490)				$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\rho$ (%)
No.1	3500	Fc60	20-D16	H-400 × 150 × 9 × 16 <フランジ> $y=407\text{MPa}$	PL-9 $y=436\text{MPa}$	梁降伏 (プロトタイプ)	64.9	34.0	0.3
No.2	3500		24-D16						
No.3	0	Fc48		20-D16			柱降伏	52.2	34.0
No.4	3500	Fc60							

< 共通事項 > 柱断面:  $400 \times 400\text{mm}$ , 柱主筋 (D16/SD490):  $y=525\text{MPa}$

柱フープ筋 (UHD6/SHD685):  $y=703\text{MPa}$ , ふさぎ板 (PL-3.2/SS400):  $y=244\text{MPa}$

変位計測については、図 - 3 に示すような各構成部材（柱、梁および接合部）の変形が計測できるように計画した。ひずみ計測に関しては、柱主筋および梁鉄骨フランジの降伏を確認するために行うが、それ以外にも、とくに接合部パネルにおける鉄骨の負担せん断力を計算するために3軸ゲージによりひずみ計測を行った。接合部パネル周辺のひずみ計測位置を図 - 4 に示す。なお、接合部内鉄骨ウェブのひずみ計測位置についてはふさぎ板正面と同じ位置とする。

### § 3. 実験結果

#### 3.1 柱せん断力 - 層間変形角関係

各試験体の柱せん断力 - 層間変形角 ( $Q_c - R$ ) 関係を図 - 5 に示す。なお、各構成部材の耐力計算値についてもあわせて示す（詳細は後述）。No.1 では  $R=1.0\%$  付近で接合部内鉄骨ウェブ中央部の降伏が始まり、ふさぎ板も降伏し始めた。その後  $R=1.15\%$  で鉄骨梁の降伏が確認できた。梁の曲げ終局時荷重 ( $M_p$  に基づく柱せん断力) の計算値に達していなかったことから判断すると、実験計画時の破壊モードとは異なり最終的には接合部破壊とみなすことができる。

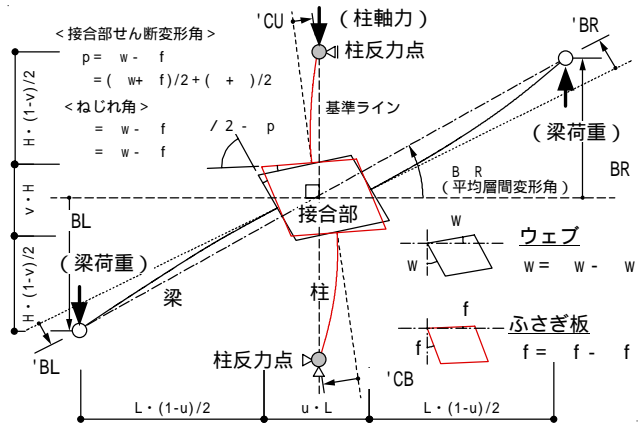


図 - 3 作用荷重および構成部材の変形状態

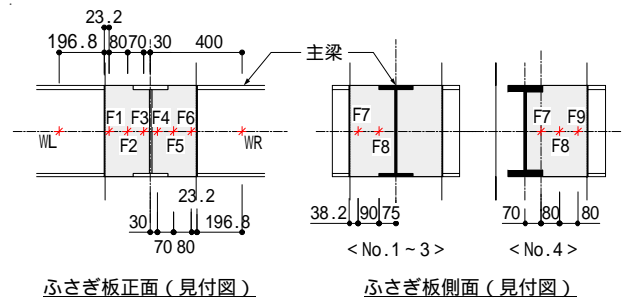


図 - 4 接合部パネル周辺鉄骨のひずみ計測位置

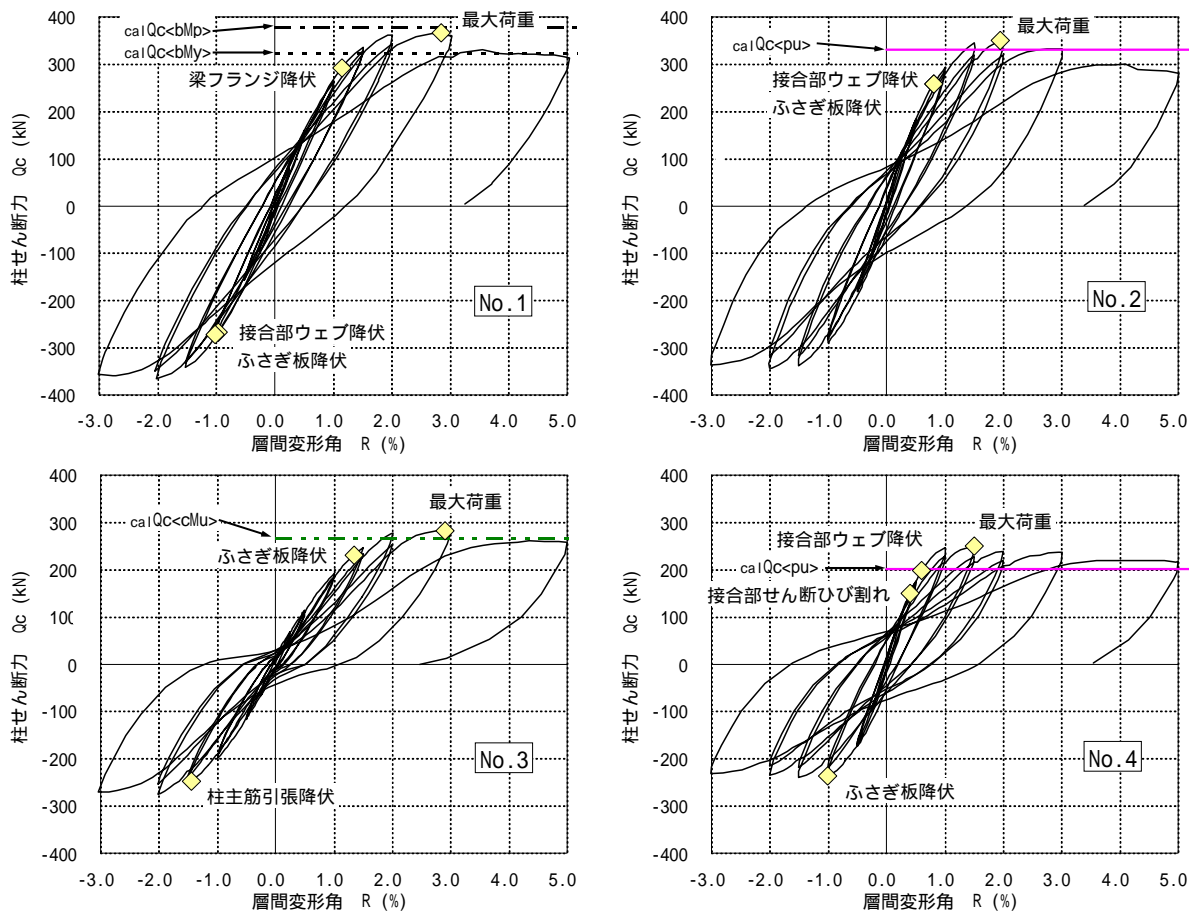


図 - 5 柱せん断力 - 層間変形角関係

No.2 では R=0.8%あたりから接合部内鉄骨ウェブおよびふさぎ板が降伏した。最終破壊モードは接合部破壊と判断できる。No.3 では R=1.35%でふさぎ板が降伏し、R=1.5%あたりで柱主筋が降伏した。最終破壊モードは柱の曲げ降伏型と判断できる。No.4 では R=0.4% (Qc=150kN) で RC 接合部正面 (ふさぎ板がない面) にせん断ひび割れが発生し R=0.6%あたりから接合部内の鉄骨ウェブが、R=0.8%前あたりで RC 接合部内のせん断補強筋が降伏した。最終破壊モードは接合部破壊と判断できる。いずれの試験体も R=2~3% で最大荷重に至った。接合部破壊先行型と考えられる試験体 (No.2 および No.4) について、接合部内部のコンクリートの破壊状況 (ふさぎ板を加力終了後に切除) を写真 - 1 に示す。



<No.2> (直交梁断面：正面)      <No.4・ふさぎ板側> (片側のふさぎ板のみを切除)

写真 - 1 接合部破壊の最終状況例(接合部内部)

### 3.2 各構成部材の変形角成分

架構の変形状態 (図 - 3) を考慮した各変形角成分の層間変形角に占める変形角を次式により定義する。

$$R_b = R - (1-u) \cdot \beta_w - u \cdot \alpha_w \quad (1)$$

$$R_c = (1-v) \cdot \alpha_f + v \cdot \beta_f \quad (2)$$

$$R_p = \gamma_p - u \cdot \gamma_w - v \cdot \gamma_f \\ \equiv (0.5-u) \cdot \gamma_w + (0.5-v) \cdot \gamma_f + (\alpha + \beta) / 2 \quad (3)$$

ここで、 $w_u$ 、 $w_c$ 、 $w_s$  : 接合部内鉄骨の上下面回転角、側面回転角およびせん断変形角；  $f_u$ 、 $f_c$ 、 $f_s$  : ふさぎ板要素 (フランジ外要素に相当) の上下面回転角、側面回転角およびせん断変形角；  $\alpha$ 、 $\beta$  : 柱危険断面における鉄骨との回転差 (ねじれ角) および梁危険断面と柱側面鉄骨ウェブとの回転角差 (ねじれ角)；  $u$ 、 $v$  : 梁スパンに対する接合部長さの寸法比および階高に対する接合部高さの寸法比、とする。

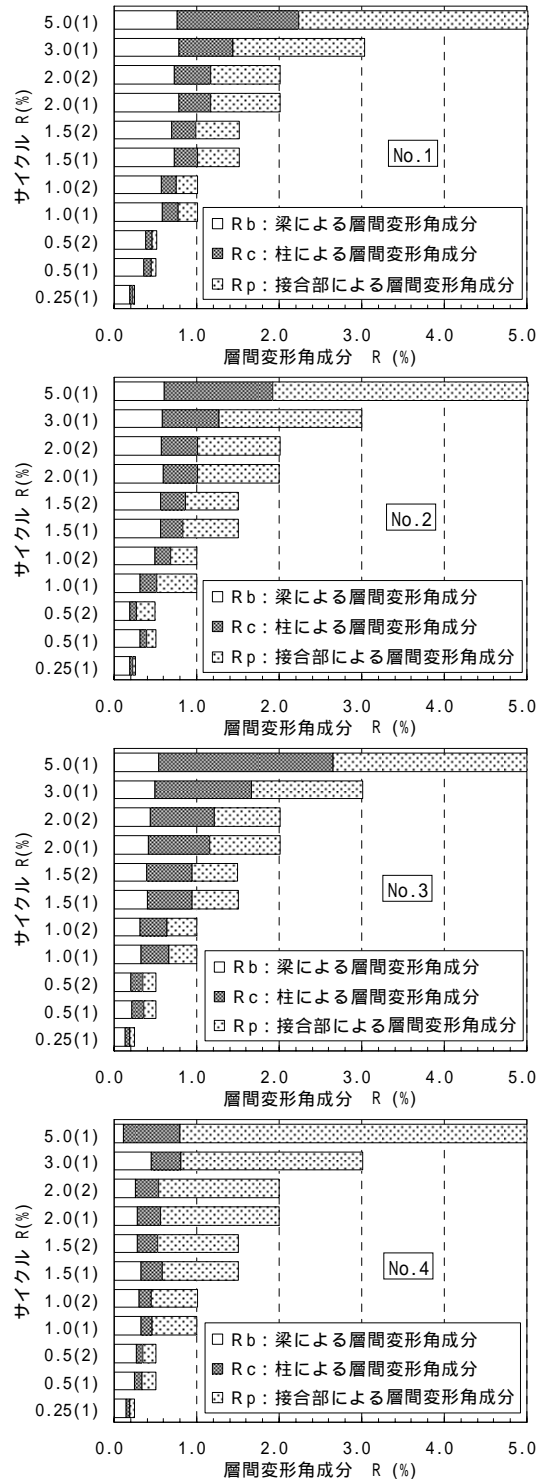


図 - 6 層間変形角に占める変形成分推移

なお、梁が偏芯している接合部においては、ふさぎ板要素による回転角 ( $f_u$ 、 $f_c$ 、 $f_s$ ) と RC 部分による回転角 ( $w_u$ 、 $w_c$ 、 $w_s$ ) から、柱芯位置における相当変形角を直線補間により求めたものを見かけのふさぎ板要素の回転角 ( $f'_u$ 、 $f'_c$ 、 $f'_s$ ) と定義する。式(1)~(3)における  $f_u$ 、 $f_c$ 、 $f_s$  を  $f'_u$ 、 $f'_c$ 、 $f'_s$  に読み替えることにより、連続して梁が偏芯している接合部の変形角を求めることができる。



$$\alpha_f' = \left(0.5 + \frac{e}{Bc}\right) \cdot \alpha_f + \left(0.5 - \frac{e}{Bc}\right) \cdot \alpha_C \quad (4)$$

$$\beta_f' = \left(0.5 + \frac{e}{Bc}\right) \cdot \beta_f + \left(0.5 - \frac{e}{Bc}\right) \cdot \beta_C \quad (5)$$

$$\gamma_f' = \left(0.5 + \frac{e}{Bc}\right) \cdot \gamma_f + \left(0.5 - \frac{e}{Bc}\right) \cdot \gamma_C \quad (6)$$

ここで、 $e/Bc$ ：梁偏芯率（柱幅に対する梁芯の偏芯量の比）とする。

層間変形角に占める各構成部材による変形角成分の推移を図 - 6 に示す。No.1 では  $R=1.0\%$  あたりまでは梁による変形角成分が支配的であるが、それ以降は接合部による変形成分がやや増加する傾向が見られる。No.2 は No.1 よりも接合部による変形が増加していく傾向がやや顕著で、No.4 ではさらにその傾向が顕著になることが分かる。No.3 については柱による変形角成分の増加が顕著である。以上より、各試験体の変形角成分の推移から各試験体の破壊モードを概ね説明できることが分かる。

#### § 4. 柱梁接合部に関する設計式の提案

##### 4.1 せん断耐力評価式の構成および有効断面係数

接合部を構成する要素として鉄骨ウェブ、ふさぎ板およびコンクリートパネルを考慮し、接合部の作用せん断力は各構成要素によるせん断力の総和とする。

$$Q_p = Q_w + Q_f + Q_{cp} \quad (M_{b1} + M_{b2}) / s_d - Q_c \quad (7)$$

ここで、 $Q_p$ ：接合部の柱側せん断力；  $Q_w$ ：鉄骨ウェブによる負担せん断力；  $Q_f$ ：ふさぎ板による負担せん断力総和；  $Q_{cp}$ ：コンクリートによる負担せん断力；  $M_{b1}$ 、 $M_{b2}$ ：左右梁の曲げモーメント；  $s_d$ ：鉄骨梁フランジの応力中心間距離；  $Q_c$ ：上下柱の平均せん断力、とする。なお、各構成要素の負担せん断力は以下の式で表される。

$$Q_w = k_1 \cdot (w_y / 3) \cdot t_w \cdot D_w \quad (8)$$

$$Q_f = k_2 \cdot (f_y / 3) \cdot t_f \cdot D_f \cdot n_f \quad (9)$$

$$\begin{aligned} Q_{cp} &= k_3 \cdot (r_c) \cdot (k_0 \cdot Bc) \cdot Dc \\ &= (k_3 \cdot r_c \cdot k_0) \cdot c \cdot Bc \cdot Dc \\ Q_p - Q_w - Q_f & \end{aligned} \quad (10)$$

ここで、 $k_1$ 、 $w_y$ 、 $t_w$ 、 $D_w$ ：ウェブの有効断面係数、引張降伏強度、板厚、水平長さ（ $=Dc$ ）；  $k_2$ 、 $f_y$ 、 $t_f$ 、 $D_f$ 、 $n_f$ ：ふさぎ板の有効断面係数、引張降伏強度、

板厚、水平長さ（ $=Dc$ ）ふさぎ板の枚数；  $k_3$ ：梁幅に対する柱幅比（ $=Bc/Bb$ ）および梁せいに対する柱断面せい比（ $=Dc/Db$ ）で決まるコンクリートパネルの有効断面係数<sup>1)~4)</sup>；  $r_c$ ：低減係数を考慮したコンクリートのせん断基準強度（ $=r_c \cdot 0.3 \cdot B$ ）；  $k_0$ ：梁が偏芯し、かつ片側にふさぎ板がない場合のコンクリートパネルの有効幅低減係数（図 - 7・偏芯がない場合は 1.0）；  $Bc$ 、 $Dc$ ：柱の幅および断面せいとする。 $Q_w$  および  $Q_f$  については、ひずみ計測結果よりせん断応力度分布（図 - 8・例として No.2）を求め<sup>5)</sup>、材軸方向に積分した値とする。 $Q_{cp}$  については  $Q_p - Q_w - Q_f$  より求める。

以上、実験結果および材料定数に基づいて求められた各構成要素の有効断面係数を表 - 2 に示す。なお、評価対象とする層間変形角は  $R=2.0\%$  とする。各有効断面係数は、接合部破壊が支配的である No.2 を基本に評価するが、他の試験体についても、鉄骨ウェブの有効断面係数の実験結果を参考に、接合部耐力の仮想的な耐力倍率に基づくものとする。

ウェブの有効断面係数（ $k_1$ ）については、No.2 および No.4 において  $k_1=0.89$  であったことから、従来の

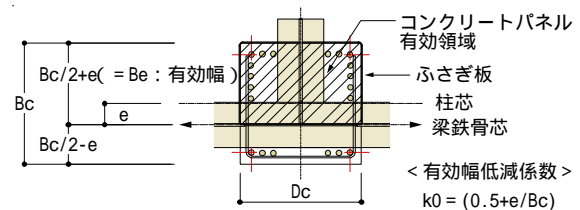


図 - 7 接合部パネルの有効領域(梁偏芯タイプ)

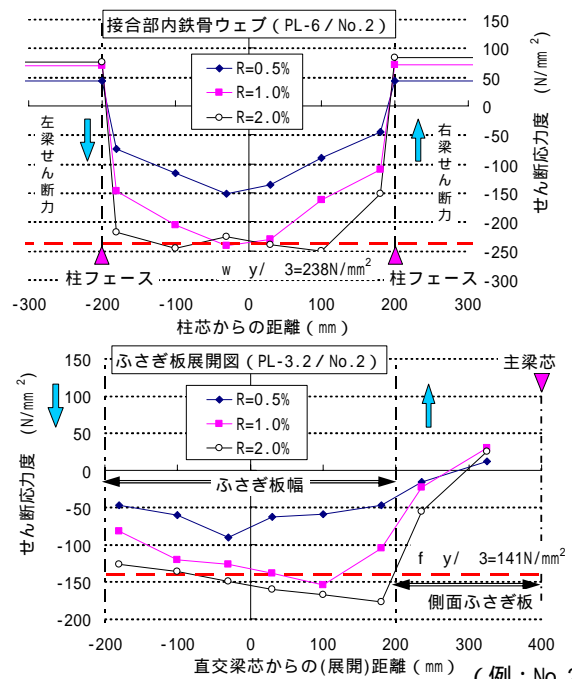


図 - 8 ウェブおよびふさぎ板のせん断応力度分布

表 - 2 各構成要素の有効断面係数一覧

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4
作用せん断力 $Q_p$ (kN) <sup>*1</sup>		2229	2242	1777	1527
接合部 ウェブ ( $D_w=400$ mm)	$Q_w$ (kN)	721	506	407	508
	$t_w$ (mm)	9.0	6.0	6.0	6.0
(a)	$w_y / 3 \cdot (N/mm^2)$	251	238	238	238
	$k_1$	0.80 (1.11)	0.89	0.71 (1.24)	0.89
ふさぎ板 ( $D_f=400$ mm $t_f=3.2$ mm)	$Q_f$ (kN)	178	196	162	87
	$t_f$ (mm)	3.2	3.2	3.2	3.2
(b)	$f_y / 3 \cdot (N/mm^2)$	141	141	141	141
	$k_2$	0.99	1.08	0.90	0.48
コンクリート パネル ( $D_c=400$ mm $B_c=400$ mm)	$Q_{cp}$ (kN)	1153	1345	1045	932
	$B$ ( $N/mm^2$ )	64.9	64.9	52.2	60.2
(c)	$0.3 \cdot B$ ( $N/mm^2$ )	19.5	19.5	15.7	18.1
	$(r \cdot k_0 \cdot k_3)$ <sup>*5</sup>	0.37 [0.41]	0.43	0.34 [0.42]	0.37
(d)	$k_3$ <sup>*6</sup>	0.50	0.50	0.50	0.45
	$(r \cdot k_0 \cdot k_3) / k_3$ <sup>*7</sup>	0.74 [0.82]	0.86	0.67 [0.83]	0.83
破壊モード		梁降伏後 接合部	接合部	柱 曲げ降伏	接合部

\*1 終局時層間変形角を $R=1/50$ と想定する。  
No.1では $Q_p=6.17Q_0$ 、それ以外では $Q_p=6.40Q_0$ とする。  
\*2  $Q_w$ : 接合部内鉄骨ウェブの負担せん断力実験値(せん断応力分布を積分した値)  
 $k_1$ : 接合部内鉄骨ウェブの有効断面係数( $=Q_w / (w_y / 3 \cdot t_w D_w)$ )  
なお、表中の( )はNo.2の $k_1$ に達するとしたときの仮想耐力倍率を示す。  
\*3  $Q_f$ : ふさぎ板一面あたりの負担せん断力実験値(せん断応力分布を積分した値)  
 $k_2$ : ふさぎ板の有効断面係数( $=Q_f / (f_y / 3 \cdot t_f D_f)$ )  
\*4  $Q_{cp}$ : コンクリートパネルの負担せん断力実験値  
No.1~No.3では $Q_{cp}=Q_p-Q_w-Q_f$ 、No.4では $Q_{cp}=Q_p-Q_w-Q_f$ とする。  
 $k_3$ : コンクリートパネルの有効断面係数  
 $r, k_0$ : コンクリート強度に対する低減係数および梁偏芯による低減係数  
\*5  $(r \cdot k_0 \cdot k_3)$  は  $Q_c / (0.3 \cdot B_c \cdot D_c)$  より求める。  
なお、[]内数値は(a)の仮想耐力倍率を掛けた場合の係数とする。  
\*6  $k_3$ : 従来の評価式におけるコンクリートパネルの有効断面係数  
( $=1.45 / (B_c / B_b) + 0.32 \cdot (D_c / D_b) - 0.36$ : 周辺にふさぎ板がない場合は0.9倍)  
No.1~No.3では $k_3=0.5$ 、No.4では $k_3=0.45$ となる。  
なお、 $(r \cdot k_0 \cdot k_3) / k_3$  は  $k_3 = k_3$  と仮定した場合には、コンクリート強度に対する低減係数と偏芯による低減係数の積( $r \cdot k_0$ )に相当する。  
\*7 []内数値は(b)の[]内数値を用いた場合の比率

設計法(RCSS 構法)<sup>2)~4)</sup>における有効断面係数(=0.9)とほぼ同等であるものと判断できる。

ふさぎ板の有効断面係数( $k_2$ )については、No.1~No.3において0.9以上であったことから、同様に従来の設計法における有効断面係数(=0.9)とほぼ同等であるものと判断できる。一方、梁が偏芯している試験体(No.4)では、ふさぎ板がすでに降伏しているにもかかわらず、有効断面係数としては $k_2=0.48$ であった。No.4の接合部においては、梁芯が寄っている側の接合部にはふさぎ板もなく、直交梁もないため、梁偏芯によるねじれの影響とも考えられる。したがって、従来の設計法における有効断面係数の半分程度( $k_2=0.81 \times 0.5=0.4$ )が妥当であるものと判断できる。

コンクリートパネルの有効断面係数( $k_3$ )については、最初にせん断終局強度を $0.3 \cdot B$ として有効断面係数を求める。ここで、この有効断面係数には、コンクリートに対する低減係数や梁偏芯による有効幅の低減係数も含まれるものと考え、従来の設計法における有効断面係数( $k_3$ )と比較することにより各低減係数を求める。以上の検討結果より、コンクリート強度に対する低減係数および梁偏芯による有効幅の低減係数を含めた低減係数は、従来の設計法における有効断面係

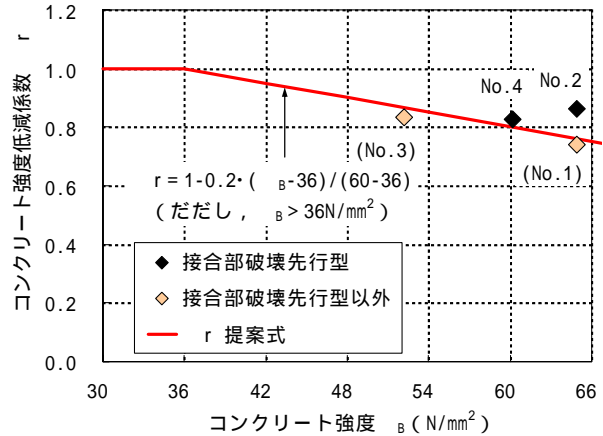


図 - 9 コンクリート強度と  $r$  の関係

数( $k_3$ )に対する比率と等価であることから、0.76~0.87であったものと判断できる。

ここで、コンクリート強度(36N/mm<sup>2</sup>を超える場合)に対する低減係数  $r$  として、No.1~No.3の低減係数の平均値が1を超えるように従来の設計体系の連続性も考慮して次式により定義する。

$$r = 1 - 0.2 \cdot (B [N/mm^2] - 36) / (60 - 36) \quad (11)$$

コンクリート強度に対する低減係数の実験結果と設計式による結果との比較を図-9に示す。これらの結果によると、高強度コンクリートを用いた場合には、従来のコンクリート有効断面係数を準用( $k_3=k_3$ )し、コンクリート強度に対する低減係数  $r$  を考慮すればせん断耐力の評価が可能であることがわかった。

#### 4.2 接合部パネルの剛性評価

接合部内においては、コンクリートにせん断ひびわれが発生するまでを弾性域として、ひびわれ発生時のせん断力を長期許容せん断力とする。また、鉄骨ウェブの中央部が降伏するときのせん断力を短期許容せん断力とする。ここで、コンクリート強度として  $r \cdot B$  を用いる。各設計荷重に対するせん断変形角は、従来の設計式<sup>1)~4)</sup>によるものとする。接合部全体のせん断変形角  $\rho$  は、図-3で示されたように鉄骨ウェブとその近傍のコンクリートの変形角  $w$ 、ふさぎ板とその近傍のコンクリートの変形角  $f$  およびねじれ角(柱危険断面における鉄骨とのねじれ角)(梁危険断面と柱側面とのねじれ角)で表すことができる。

$$\rho = (w + f) / 2 + (\dots) / 2 \quad (12)$$

各荷重レベルにおいて、 $f$  および  $(\dots) / 2$  は変

表 - 3 ふさぎ板要素による変形角係数

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4		
				ふさぎ板側における係数	<参考値> RC要素側における係数	
断面形状	柱幅 Bc (mm)	400	400	400	400	
	梁偏芯率 (e / Bc)	---	---	---	0.175	
	Bc' (mm) *1	---	---	---	540	260
	鉄骨幅 Bb (mm)	150	150	150	150	150
	Bc / Bb	2.67	2.67	2.67	3.60	1.73
	Dc / Db	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
*2 長期	変形角係数 kf<L>	0.69	0.69	0.69	0.55	1.04
	ねじれ角係数 kr<L>	0.57	0.57	0.57	0.74	0.45
*2 短期	変形角係数 kf<S>	0.56	0.59	0.59	0.53	0.59
	ねじれ角係数 kr<S>	0.63	0.63	0.63	1.04	0.55

\*1 偏芯している試験体 (No.4) では、梁芯から対象とする接合部側までの距離の2倍を柱幅として算定する。ふさぎ板側を対象とする場合は  $Bc' = Bc + 2 \cdot e$ 、RC側を対象とする場合は  $Bc' = Bc - 2 \cdot e$  となる。ただし、No.4の接合部においては、各変形角係数の評価はふさぎ板側のみを対象とする。

\*2 各係数の計算は、従来の設計法<sup>2)~4)</sup>によるが、詳細については文献2)~4)を参照されたい。ただし、No.4のRC要素側の計算においては、ふさぎ板がない場合として計算する。ここで、  
 <長期許容応力度時(せん断ひびわれ時)>  
 $kf<L>$ : ウェブせん断変形角に対するふさぎ板要素のせん断変形角の比  
 $kr<L>$ : ウェブせん断変形角に対するふさぎ板要素のねじれ角の比  
 <短期許容応力度時(ウェブ降伏時)>  
 $kf<S>$ : ウェブせん断変形角に対するふさぎ板要素のせん断変形角の比  
 ただし、 $f_y/w_y$  (ウェブとふさぎ板の降伏応力度比) を超える場合は  $f_y/w_y$  とする。  
 $kr<S>$ : ウェブせん断変形角に対するふさぎ板要素のねじれ角の比

形角係数を用いると  $w$  で表すことができる。

$$p = [(1 + kf) / 2 + kr] \cdot w \quad (13)$$

ここで、 $kf$ : 各荷重レベルにおける  $w$  に対するふさぎ板周辺要素による変形角係数 ( $= f_y / w_y$ )  $kr$ : 各荷重レベルにおける  $(\theta_x + \theta_y) / 2$  に対するふさぎ板周辺要素によるねじれ角係数 ( $= [(\theta_x + \theta_y) / 2] / w_y$ ) とする。各係数は、接合部の形状により決まる係数 ( $Bc/Bb$  および  $Dw/Db$  の関数) とし、表 - 3 に各試験体における変形角係数およびねじれ角係数を示す。さらに、これらの係数に基づいて求めた接合部せん断耐力および変形角の設計値 (計算値) を実験値とあわせて表 - 4 に示す。なお、梁が偏芯している場合 (No.4) の係数にあたっては、梁芯から対象とする接合部側までの距離の2倍を柱幅として算定し、ふさぎ板側を対象とする場合は  $Bc' = Bc + 2 \cdot e$ 、RC側を対象とする場合は  $Bc' = Bc - 2 \cdot e$  とする。ただし、接合部せん断変形角は、それぞれのフランジ外要素 (ふさぎ板要素と RC 要素) の各変形角および接合部内ウェブとのねじれ角によるものを柱芯位置における相当変形角に換算 (直線補間) して求めた。

最終破壊モードが柱降伏型となった試験体 (No.3) を除く試験体について、 $R=1.0\%$  までの接合部全体のせん断変形角と接合部せん断力の関係を図 - 10 に示す。

表 - 4 接合部せん断耐力および変形角の計算結果

試験体			No.1	No.2	No.3	No.4	
(長期荷重レベル)	架構	実験値	Qc (kN) *1	81.8	104.4	69.0	104.1
		R (%)		0.25	0.25	0.25	0.25
	接合部	計算値	Qp (kN) *2	505	668	442	666
		p (%)		0.036	0.035	0.078	0.071
(短期荷重レベル)	架構	実験値	Qc (kN)	262.7	258.5	---	197.6
		R (%)		1.01	0.81	---	0.60
	接合部	計算値	Qp (kN) *2	1622	1655	---	1265
		p (%)		0.27	0.40	---	0.24
架構	計算値	Qp (kN) *5	1484	1272	1213	768	
	p (%)		0.30	0.29	0.29	0.36	

\*1  $R=0.25\%$  の荷重レベルを対象とする。ただし、No.3においては、柱にはすでに曲げひびわれが発生しているため、基本的には対象外とする。  
 \*2 No.1では  $Qp=6.17 \cdot Qc$ 、それ以外では  $Qp=6.40 \cdot Qc$  とする。ここで、 $Qc$ : 柱せん断力、 $Qp$ : 接合部せん断力とする。  
 \*3 接合部内コンクリートのひび割れ発生時基準強度は  $c=0.1 \cdot r_c \cdot B$  とする。  
 \*4 鉄骨ウェブが降伏しなかったことから対象外とする。  
 \*5 接合部内コンクリートの基準強度は  $c=0.3 \cdot r_c \cdot B$  とする。

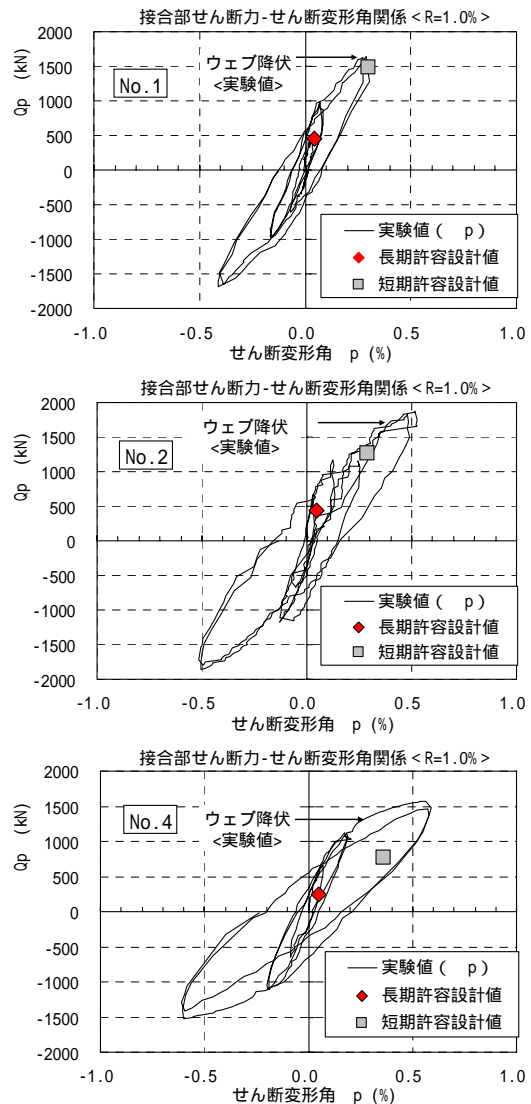


図 - 10 接合部せん断力 - せん断変形角

設計値は実験値とほぼ合っていることから、設計式の妥当性が確認できた。また、片側にふさぎ板がない梁偏芯タイプ(No.4)では、設計式として十分な安全率が確保されていることがわかる。

## § 5. 各耐力評価式の妥当性

各構成部材の耐力計算を以下のように定義し、図-5の柱せん断力-層間変形角関係にあわせて示す。

ここで、 $calQc<bMy>$ 、 $calQc<bMp>$ ：鉄骨梁の曲げ降伏時、および全塑性曲げ強度時柱せん断力  
 $calQc<cMu>$ ：RC柱の曲げ終局強度時柱せん断力、  
 $calQc<pu>$ ：低減係数等を考慮した接合部終局耐力時柱せん断力、とする。なお、柱の曲げ終局強度はコンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ関係を定義したうえで、平面保持を仮定し、コンクリート圧縮縁の終局ひずみ  $u$  を 0.35%として、断面内の軸力の釣合いより曲げ終局強度を求めるが、コンクリートの応力ひずみ関係は直線パラボラモデル(  $f_c / B_c = \{ f_c / B_c \} \cdot [2 - \{ f_c / B_c \}]$  )に従い、鉄筋の応力ひずみ関係はバイリニアアーモ

デルに従うものとする。各構成部材の耐力評価は、いずれもほぼ実験結果を表しており、破壊モードと照合することから、各耐力評価式の妥当性も確認できた。

## § 6. まとめ

高強度コンクリートを用いたRC柱と鉄骨梁で構成される架構に関する実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 接合部の耐力は、コンクリート強度に対する低減係数を考慮することにより評価できる。その強度低減係数  $r$  は  $r = 1 - 0.2 \cdot (B_c - 36) / (60 - 36)$  とする。また、接合部の変形については従来の設計式<sup>1)</sup>で評価できる。
- (2) 片側にふさぎ板がなく、かつ梁が偏芯している接合部においては、接合部のふさぎ板の有効断面係数およびコンクリートパネルの有効幅をそれぞれ低減する必要がある。その有効幅低減係数  $k_0$  は、 $k_0 = 0.5 + e / B_c$  とする。

### <参考文献>

- 1) “シミズRCSS構法”，BCJ-S1492（平成6年9月）および平成7年2月27日建設省東住指発第57号
- 2) 坂口 昇，“鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力”，日本建築学会構造系論文集・第428号，1991年10月，pp.69-78
- 3) 坂口 昇，“鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断力-変形関係”，日本建築学会構造系論文集・第429号，1991年11月，pp.55-64
- 4) 坂口 昇，“鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の剛性，耐力および変形”，日本建築学会構造系論文集・第437号，1992年7月，pp.125-134
- 5) 山野辺宏治，高瀬雄一，中西啓二，小川彰宏，“RCST構法の開発（その4）高強度材料を用いた接合部架構実験-柱内部のせん断伝達機構-”，日本建築学会大会学術講演梗概集，2000年C-1分冊，pp.1255-1256