

# RC柱S梁混合構造における柱梁偏心接合部の構造性能

佐藤 英佑<sup>\*1</sup>・安田 聰<sup>\*1</sup>・成原 弘之<sup>\*1</sup>・征矢 克彦<sup>\*2</sup>・小室 努<sup>\*2</sup>・西本 信哉<sup>\*2</sup>

*Keywords : mixed structure, beam-column joints, eccentric joints, structural experiment, torsion*

混合構造，柱梁接合部，偏心接合，構造実験，ねじり

## 1. はじめに

当社では、自由度の高い無柱空間や透明度の高いファサードを実現し、設備システムの変更・更新が容易で、幅広い要望に柔軟な対応が可能な独自の架構システム「TASMO」を開発、実用化している。TASMOは、鉄筋コンクリート造の壁柱と鉄骨梁を組み合わせた構造で、壁柱をつなぐ境界梁および壁柱脚部のオイルダンパーにより構成される制震システムである。地震時のエネルギーを境界梁に配置された鋼材ダンパーとオイルダンパーに集中的に吸収させ、それ以外の架構の損傷を防ぐ

ことで高い耐震性能を実現するとともに、損傷を受けたダンパーを交換可能とすることにより供用期間の長い建築物を実現している。

写真-1にTASMO実施適用例を示す。建物外周部の柱を壁柱としたTASMOでは、外装材との納まりにより柱と梁が偏心して接合される。RC構造において柱梁接合部のせん断耐力は、梁が偏心して接合されることにより、低下することが一般的に知られている<sup>①</sup>が、柱面よりも外側に梁が偏心した場合の技術資料は十分でない。本研究では、壁柱と梁が偏心接合された柱梁接合部の構造性能を明らかにし、合理的な設計法の確立を目的とし



a) 建物外観



b) 建物内観



c) 柱梁接合部

写真-1 TASMO 実施適用例  
Photo 1 Proper example of "TASMO"

\* 1 技術センター 建築技術研究所 建築構工法研究室

\* 2 設計本部 構造グループ

た構造実験を行なった。

## 2. 実験計画

表 - 1 に試験体一覧を、図 - 1 に試験体形状・寸法を示す。試験体は梁スパン  $l=3600\text{mm}$ 、階高  $h=2400\text{mm}$ 、実大の約 60% 縮尺の十字形骨組 3 体である。柱断面は  $850 \times 250$  の扁平形状とし、 $H-480 \times 150 \times 16 \times 25$  の鉄骨梁が偏心して接合されている。鉄骨梁心と柱心の偏心距離は 155mm である。実験変数はコンクリート強度および接合部内補強筋量の 2 種類とした。試験体の柱梁接合部はフープ (D10-SD345)、スターラップ (U7.1-SBPD1275/1420) による接合部パネル内のコンクリート補強を行なった。接合部内フープは各試験体共通とし、鉄骨梁ウェブ面に貫通孔を設け、割りフープとした。接合部内スターラップは、No.1 試験体 : 2-U7.1-@57 に対し、No.2, 3 試験体 : 1-U7.1-@57 (中央部 @114, 最外縁のみ 2-U7.1) とした。また、柱梁接合部のコンクリートの拘束効果を高めるため、梁の上下フランジ間の柱フェイス位置に FBP (Face Bearing Plate) と呼ぶ縦スチフナを溶接した。柱梁接合部の耐力、変形性能を把握するため、いずれの試験体も、柱と梁は柱梁接合部と比較して十分

な耐力を有するように設計した。

表 - 2, 3 に鋼材引張試験結果およびコンクリートの圧縮試験結果を示す。

加力方法は、柱の両端に反力をとり、梁加力点に正負逆対称の荷重を作用させる交番繰返し加力とした。面外方向の変位は梁、柱の加力、反力点位置のみ拘束した。試験体の柱には軸力比  $N/N_0=0.1$  に相当する一定の圧縮軸力  $N$  を作用させた。加力サイクルは、柱の反曲点位置を変位測定の不動点とした梁加力点の変位を基準に制御し、層間変形角  $R=\pm 1/600 \sim +1/33$  の各変位レベルで繰返し載荷した。

## 3. 実験結果

### 3.1 最終破壊状況

写真 - 2 に No.2 試験体の最終破壊状況を示す。どの試験体も層間変形角  $R=1/300$  のサイクルで、柱梁接合部の凸部の上下面に梁の材軸方向のねじり (図 - 2 中 : 以下、梁材軸ねじりという) による斜め方向のひび割れが発生した (写真 - 2 中 )。また、柱梁接合部の凸部のパネル正面には、鉄骨フランジに沿ったひび割れが発生した (写真 - 2 中 )。No.1, 2 試験体は  $R=1/200$  のサイク

表 - 1 試験体一覧  
Table 1 List of specimens

試験体名	柱断面形状 (mm)	梁断面形状 (mm)	偏心距離 $e$ (mm)	柱主筋	柱帶筋	目標コンクリート強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	接合部内補強筋		導入軸力 $N/N_0$
							フープ	スターラップ	
No.1	□-850×250	H-480×150×16×25				36	D10	2-U7.1-@57	0.1 (765kN)
No.2	$h=2400$	SM490A	155	12-D22	SD490		SD345	1-U7.1-@57(端部)	
No.3		$l=3600$				100		1-U7.1-@114(中央部)	0.1 (2125kN)

$$N_0 = F_c \cdot c A \quad (F_c: \text{コンクリート圧縮強度}, c A: \text{コンクリート断面積})$$

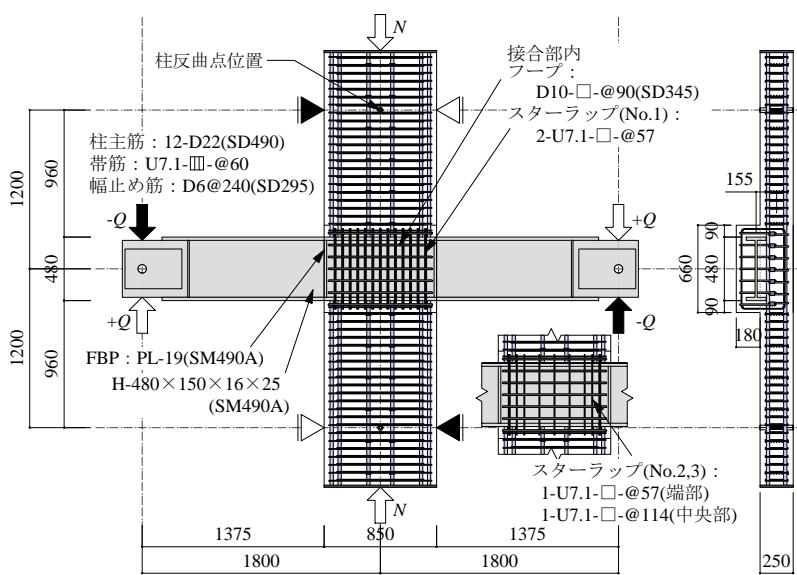


図 - 1 試験体形状・寸法  
Fig.1 Dimensions of specimens

表 - 2 鋼材引張試験結果  
Table 2 Mechanical properties of steel

種別	鋼種	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	使用箇所
PL-16	SM490A	402	556	27.0	梁ウェブ
PL-25	SM490A	347	537	30.2	梁フランジ
D22	SD490	519	699	18.5	柱主筋
D10	SD345	385	549	20.8	接合部フープ
U7.1	SBPD 1275/1420	1389*	1426	6.7	柱帶筋 接合部スターラップ

試験片 3 本平均、\* は 0.2% オフセット耐力

表 - 3 コンクリート試験結果  
Table 3 Test results of concrete

試験体名	材齢 (日)	圧縮強度 $c \sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 $c E$ ( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	ボアソン比
No.1	47	34	2.78	0.22
No.2	54	34	2.78	0.20
No.3	61	104	4.08	0.21

100 × 200 現場封緘養生供試体 3 本平均

ルで、No.3試験体は $R=1/150$ のサイクルで梁フランジ上下的柱フェイスコンクリートに圧縮破壊が発生した(写真 - 2 中)。

どの試験体も最終的に柱梁接合部と柱の境界面のずれ(写真 - 2 中)が顕著となり、柱梁接合部のねじり変形(図 - 2 中 まわり：以下、接合部内ねじりという)が卓越して破壊に至った。なお、柱梁接合部の凸部と反対側の接合部パネルにひび割れは発生していない。また、柱には柱の材軸方向のねじり(図 - 2 中 まわり：以下、柱材軸ねじりという)によるひび割れおよび曲げひび割れは発生しておらず、柱梁接合部と柱の境界のずれによりコンクリートの剥離が発生した(写真 - 2 中)。

### 3.2 荷重 - 変位関係

図 - 3 に各試験体の荷重  $Q$ - 変位  $\delta$  関係を示す。荷重  $Q$  および変位  $\delta$  は、加力点の載荷荷重および載荷方向変位で、左右の梁の平均である。図には最大耐力実験値  $eQ_{max}$ (図中 印)のほか、後述する弾性剛性計算値  $calK$  および柱梁接合部の終局耐力計算値  $calQ_u$  をあわせて示している。荷重 - 変位関係は、どの試験体もスリップ形の履歴性状を示している。層間変形角  $R=1/1200$  程度で、接合部内の鉄骨梁とコンクリートとの付着が切れることに

より剛性が低下した。No.1, 2 試験体はともに  $R=1/200$  到達時に最大耐力(No.1 試験体 : 211.0kN, No.2 試験体 : 196.7kN)を示し、その後接合部内ねじり変形が卓越して荷重が低下した。

接合部内補強筋量の多い No.1 試験体の最大耐力は接合部内補強筋量の少ない No.2 試験体に比べ、およそ 1 割高い。また、No.1 試験体は最大耐力以降の荷重低下も小さく、 $R=1/100$  に到達するまで耐力低下は見られない。コンクリート強度の高い No.3 試験体は  $R=1/100$  到達時に最大耐力(326.8kN)を示し、その後の繰返し載荷で荷重が大きく低下した。No.3 試験体の最大耐力は、接合部内の補強筋量が等しく、コンクリート強度の低い No.2 試験体の約 1.7 倍であった。

### 3.3 ひずみ分布

図 - 4 に層間変形角  $R=1/200$  時の接合部内フープおよびスターラップのひずみ分布を示す。どの試験体も梁、接合部内ウェブは降伏していない。接合部内フープは最大耐力時(No.1, 2 試験体 :  $R=1/200$ , No.3 試験体 :  $R=1/100$ )に降伏している。接合部内フープおよびスターラップは、接合部内ねじり変形により、接合部パネル側面のひずみが大きく、柱梁接合部凸部および反対側の接合部

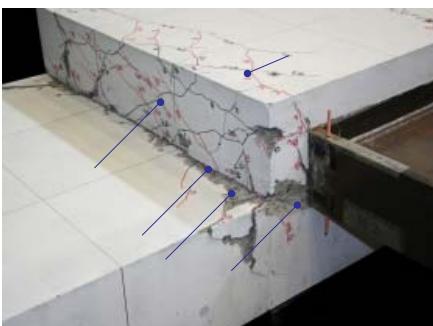


写真 - 2 最終破壊状況(No.2 試験体)

Photo 2 Final failure pattern

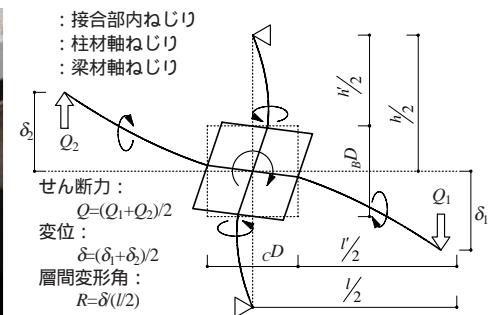


図 - 2 变形模式図

Fig.2 Diagram of deformation

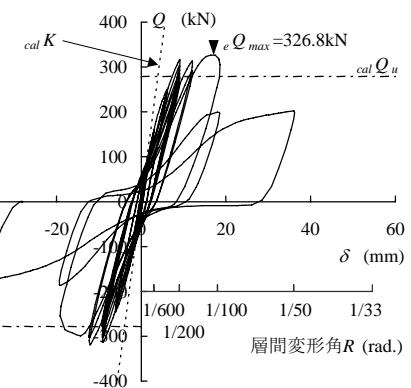
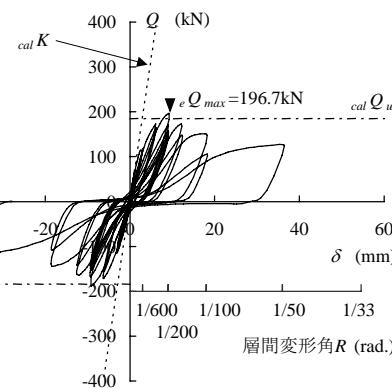
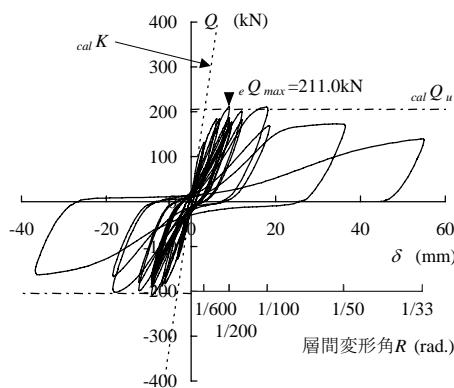
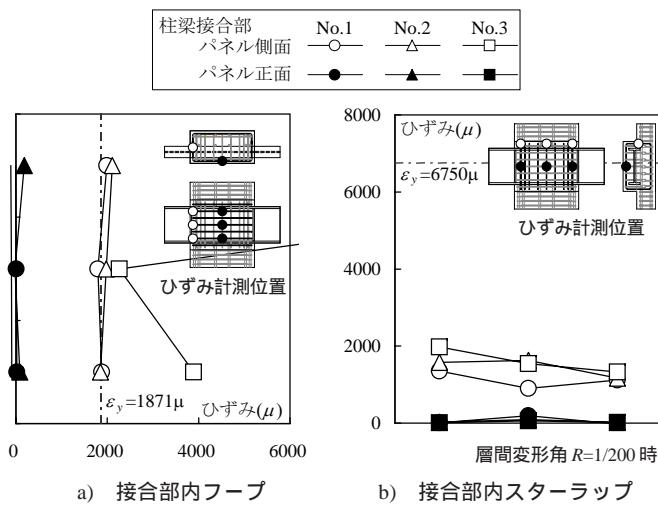


図 - 3 荷重 - 変位関係  
Fig.3 Load-displacement relationships

パネルのひずみは小さい。接合部内のフープとスターラップのひずみはほぼ同等の値であった。



### 3.4 変形分離

図 - 5 に柱梁接合部の変位計測位置を示す。鉄骨梁フランジ側面および柱梁接合部凸部と反対の接合部パネルの変位計測値より、梁加力点に生じる変位を梁変形 ${}_B\delta$ 、柱変形 ${}_C\delta$ 、接合部せん断変形 ${}_J\delta_s$ および接合部内ねじり変形 ${}_J\delta_t$ それぞれの成分に分離した。各変形成分は、以下の式を用いて求めた。

$${}_B\delta = \delta - \left( \frac{l - cD}{2} {}_B\theta_i + \frac{cD}{2} {}_C\theta_i \right) \quad (1)$$

$${}_C\delta = \frac{l}{h} \left( \frac{h - {}_B D}{2} {}_C\theta_o + \frac{{}_B D}{2} {}_B\theta_o \right) \quad (2)$$

$${}_J\delta_s = \frac{l}{2} \left( \gamma_i + \gamma_o \right) - \frac{cD}{2} \gamma_i - \frac{l}{h} \cdot \frac{{}_B D}{2} \gamma_o \quad (3)$$

$${}_J\delta_t = \frac{l}{2} (\theta_i - \theta_o) \quad (4)$$

ここで、

$$\gamma_i = {}_B\theta_i - {}_C\theta_i \quad (5)$$

$$\gamma_o = {}_B\theta_o - {}_C\theta_o \quad (6)$$

$$\theta_i = \frac{1}{2} ({}_B\theta_i + {}_C\theta_i) \quad (7)$$

$$\theta_o = \frac{1}{2} ({}_B\theta_o + {}_C\theta_o) \quad (8)$$

$l$ : 梁スパン(=3600mm)

$h$ : 柱反曲点距離(=2400mm)

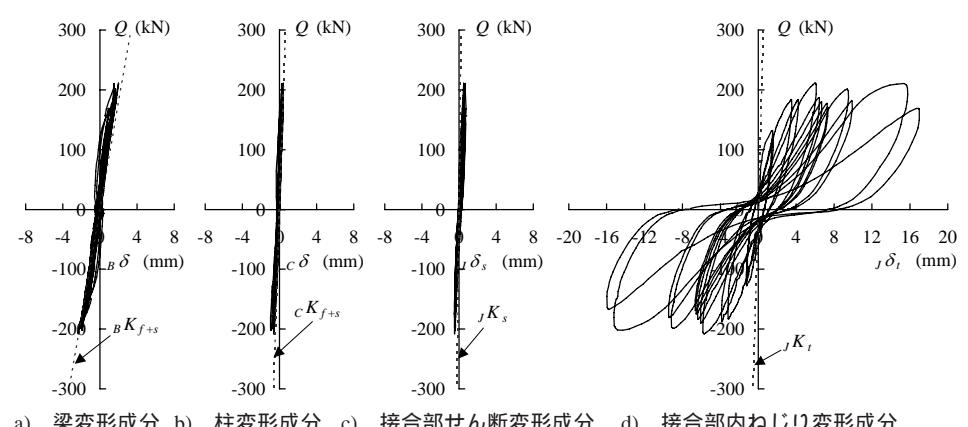
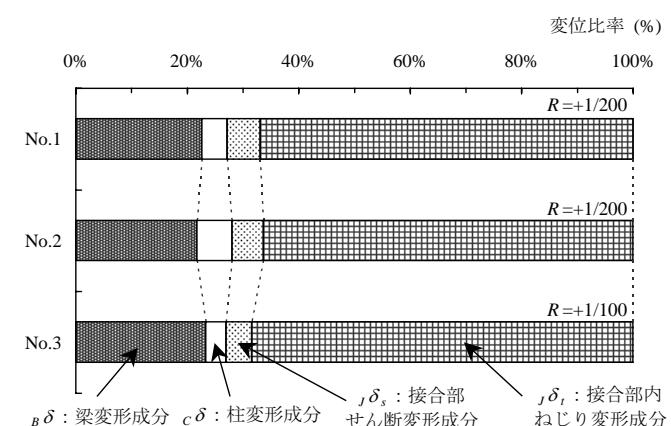
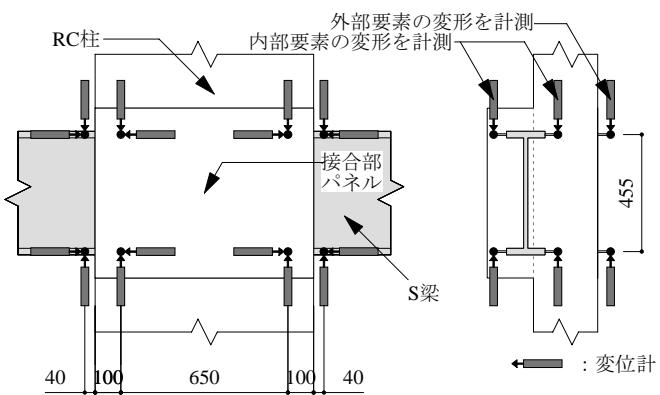
$bD, cD$ : 梁せい、柱せい

$\theta$ : 回転角

$\gamma$ : せん断変形角

添え字は  $C$ : 柱,  $B$ : 梁,  $i$ : 内部要素,  $o$ : 外部要素の意である。

図 - 6 に各試験体の最大耐力時における変形成分の比率を、図 - 7 に No.1 試験体の荷重と各変形成分の関係を示す。図 - 7 中には後述する各要素の弾性剛性計算値をあわせて示す。いずれの試験体も接合部内ねじり変形成分 ${}_J\delta_t$ が卓越しており、変形全体のおよそ 7 割を占める。接合部内ねじり変形はスリップ形の履歴性状を示すが、



梁変形、柱変形、接合部せん断変形の成分は、すべての変位レベルで弾性挙動を示した。

#### 4. 剛性および耐力の検討

##### 4.1 初期剛性

柱の反曲点を不動点とする柱梁十字骨組の梁端変位に対する弾性剛性  $_{cal}K$  は、梁要素、柱要素それぞれの曲げ剛性  ${}_B K_f$ 、 ${}_C K_f$  およびせん断剛性  ${}_B K_s$ 、 ${}_C K_s$  と接合部パネルのせん断剛性  ${}_J K_s$  のほか、接合部内ねじり剛性  ${}_J K_t$  を用いて(8)式より求めた。(14)式に示す接合部ねじり剛性  ${}_J K_t$  は、(16)式に示す単位長さあたりの長方形断面のねじり角  $\theta$  とモーメント  $M_t$  の関係<sup>2)</sup>より求め、梁加力点に作用するせん断力  $Q$  により接合部に入力されるモーメント  $M_t$  は(17)式より求めた<sup>3)</sup>。

$$\frac{1}{cal}K = \frac{1}{B}K_f + \frac{1}{B}K_s + \frac{1}{C}K_f + \frac{1}{C}K_s + \frac{1}{J}K_s + \frac{1}{J}K_t \quad (8)$$

$${}_B K_f = \frac{3_s E \cdot {}_B I}{\{(l - cD)/2\}^3} \quad (9)$$

$${}_B K_s = \frac{{}_s A_w \cdot {}_s G / {}_s \kappa}{(l - cD)/2} \quad (10)$$

$${}_C K_f = \frac{3_c E \cdot {}_C I}{\{(h - {}_B D)/2\}^3} \left( \frac{h}{l} \right)^2 \quad (11)$$

$${}_C K_s = \frac{{}_c B \cdot {}_c D \cdot {}_c G / {}_c \kappa}{(h - {}_B D)/2} \left( \frac{h}{l} \right)^2 \quad (12)$$

$${}_J K_s = \frac{2({}_c A_p \cdot {}_c G / {}_c \kappa + {}_s A_p \cdot {}_s G / {}_s \kappa) {}_B D}{(1 - {}_B D/h - {}_C D/l)^2 \cdot l^2} \quad (13)$$

$${}_J K_t = \frac{Q}{cal \delta_t} = \frac{2\beta \cdot {}_c D' \cdot {}_B D'^3 \cdot {}_c G \cdot h}{l \cdot (l - cD) \cdot (h - {}_B D) \cdot d} \quad (14)$$

$$cal \delta_t = \theta \cdot d \cdot \frac{l}{2} \quad (15)$$

$$\theta = \frac{M_t}{\beta \cdot {}_c D' \cdot {}_B D'^3 \cdot {}_c G} \quad (16)$$

$$M_t = \frac{Q \cdot (l - cD) \cdot (h - {}_B D)}{h} \quad (17)$$

ここで、

$l$  : 梁スパン

$h$  : 柱反曲点距離

${}_B D$ 、 ${}_C D$  : 梁せい、柱せい

${}_B D$  : 鉄骨梁せい

${}_A A_w$ 、 ${}_C A$  : 梁ウェブ断面積、柱断面積

${}_A A_p$ 、 ${}_C A_p$  : 柱梁接合部ウェブ断面積、柱梁接合部コンクリートの断面積

${}_I I$ 、 ${}_C I$  : 梁の断面二次モーメント、柱の等価断面二次

##### モーメント

${}_s E$ 、 ${}_c E$  : 鋼材のヤング率、コンクリートのヤング率

${}_s G$ 、 ${}_c G$  : 鋼材のせん断弾性係数、コンクリートのせん断弾性係数

$${}_c G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \nu : ポアソン比$$

${}_s K$ 、 ${}_c K$  : 鋼材用の形状係数(=1.0)、コンクリート用の形状係数(=1.2)

である。

接合部内ねじりを受ける接合部コンクリートの有効体積は図-8に示す体積とした。有効幅  ${}_c D'$ 、有効せい  ${}_B D'$  は接合部内フープ、スターラップの中心間距離とし、有効奥行き  $d$  は梁心-柱心間の距離とした。βは有効幅  ${}_c D'$  と有効せい  ${}_B D'$  の比  ${}_c D' / {}_B D'$  より求まる係数で、本試験体における β は 0.173 である<sup>2)</sup>。

表-4に弾性剛性の算定結果を示す。いずれの試験体も層間変形角  $R=1/1200$  程度で剛性の低下が見られたため、初期剛性実験値  ${}_e K$  は  $R=1/1800$ (梁加力点変位 1mm)時の割線剛性とした。初期剛性実験値  ${}_e K$  と弾性剛性計算値  $cal K$  の比  ${}_e K / cal K$  は 0.98 ~ 1.09 であり、良い対応を示す。

##### 4.2 耐力評価

柱と梁が偏心して接合される柱梁接合部において、梁端に入力されたせん断力は接合部の梁-柱間でのねじり

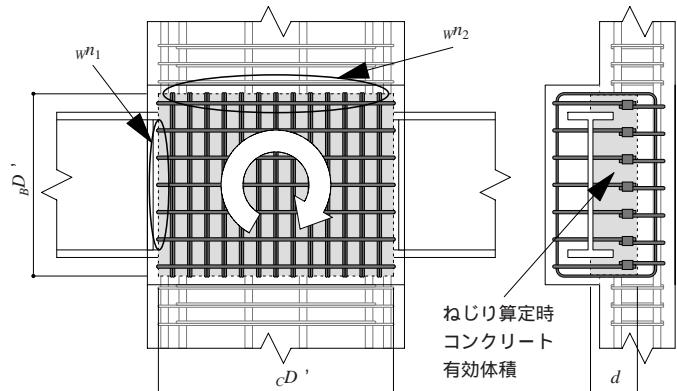


図-8 剛性、耐力算定における接合部コンクリート有効体積

Fig.8 Effective mass of concrete consisting beam-column joints to estimate the rigidity and ultimate strength

表-4 弾性剛性算定結果

Table 4 Results of evaluation of the elastic rigidity

	初期剛性 実験値 <sup>※</sup> kN/mm	弾性剛性計算値 $cal K$ kN/mm		梁		柱		接合部	
		${}_e K$ kN/mm	${}_e K / cal K$	${}_B K_f$ kN/mm	${}_B K_s$ kN/mm	${}_C K_f$ kN/mm	${}_C K_s$ kN/mm	${}_J K_s$ kN/mm	${}_J K_t$ kN/mm
No.1	69.1	63.5	1.09	117	385	863	1041	1406	552
No.2	65.6	63.5	1.03			1279	1646	2080	872
No.3	69.6	70.8	0.98						

初期剛性実験値は  $R=1/1800$ (梁加力点変位 1mm)時の割線剛性とした。

抵抗機構により柱に伝達される。終局耐力計算値  $calM_u$  は、接合部コンクリートおよび接合部内フープ、スターラップのねじり耐力をそれぞれ  $cM_T$ ,  $wM_{T1}$ ,  $wM_{T2}$  とし、各耐力の和として(18)式より求めた。接合部コンクリートのねじり耐力  $cM_T$  は文献4)で提案されているRC梁のねじり耐力実験式におけるコンクリートの項で、(19)式より求めた。耐力算定に用いるコンクリートの有効体積は、弾性剛性算定時に使用した有効体積(図-8)と同じとした。(20), (21)式に示す、接合部内補強筋のねじり耐力  $wM_{T1}$ ,  $wM_{T2}$  は、接合部内補強筋に発生する引張力を摩擦抵抗によるせん断力に置換し、その耐力低減係数を0.7とした。

$$calM_u = cM_T + wM_{T1} + wM_{T2} \quad (18)$$

$$cM_T = \frac{1}{3} \min(cD'_B D') c D'_B D' \cdot (0.498 \sqrt{c\sigma_b}) \quad (19)$$

$$wM_{T1} = 0.7_w n_1 \cdot_w a_1 \cdot_w \sigma_{y1} \cdot_c D' \quad (20)$$

$$wM_{T2} = 0.7_w n_2 \cdot_w a_2 \cdot_w \sigma_{y2} \cdot_B D' \quad (21)$$

ここに、 $c\sigma_b$ : コンクリート圧縮強度、 $wn_1$ ,  $wn_2$ : 接合部内フープ、スターラップの本数、 $wa_1$ ,  $wa_2$ : 接合部内フープ、スターラップの1本あたりの断面積、 $w\sigma_{y1}$ : 接合部内フープの降伏点である。接合部内スターラップによるねじり耐力  $wM_{T2}$  の算定に用いる  $w\sigma_{y2}$  は、実験時のひずみの発生状況を考慮し、 $R=1/200$  時における接合部側面のひずみ計測値の平均を応力に換算して定めた(No.1試験体: 1161μ; No.2試験体: 1573μ; No.3試験体: 1591μ)。

表-5に終局耐力の算定結果を示す。最大耐力実験値  $eM_{max}$  は、梁最大せん断力  $eQ_{max}$  を前述の(17)式を用い、柱梁接合部に入力されるモーメントに換算した値で示す。最大耐力実験値  $eM_{max}$  と終局耐力計算値  $calM_u$  の比  $eM_{max}/calM_u$  は 1.03 ~ 1.17 であり、良い対応を示す。

表-5 耐力算定結果

Table 5 Results of evaluation of the ultimate strength

	最大耐力実験値		終局耐力計算値			$eM_{max}/calM_u$	
	$eQ_{max}$ kN	$eM_{max}$ kN·m	$calM_u$ kN·m	$cM_T$ kN·m	$wM_{T1}$ kN·m	$wM_{T2}$ kN·m	
No.1	211	464	452	272	74.7	104.8	1.03
No.2	197	433	407	272	74.7	60.1	1.06
No.3	327	719	614	478	74.7	60.8	1.17

## 5. まとめ

RC柱S梁混合構造において、扁平RC柱の柱面より外側にS梁が偏心して接合される柱梁接合部の構造実験を行った。実験の結果から得られた結論を以下に示す。

- ・最終的な破壊状況は、コンクリート強度および接合部内補強筋の配筋量によらず、柱梁接合部のねじり変形が支配的である。
- ・偏心柱梁接合部を有する十字形架構の初期剛性は、接合部内のねじり回転剛性を考慮することにより適切に評価できる。
- ・偏心柱梁接合部の終局耐力は、接合部のコンクリートおよび補強筋のねじり耐力との累加により適切に評価できる。

## 参考文献

- 1)日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計 - 特徴的被害の原因と設計への提案 - , 1998.10
- 2)片山健次郎, 北畠顕正著: チモシェンコ材料力学, コロナ社, p156, 1950
- 3)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, p.163
- 4)日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造終局強度設計に関する資料, 1990, p.163