

# 論文 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の変形成分の骨格曲線と履歴特性

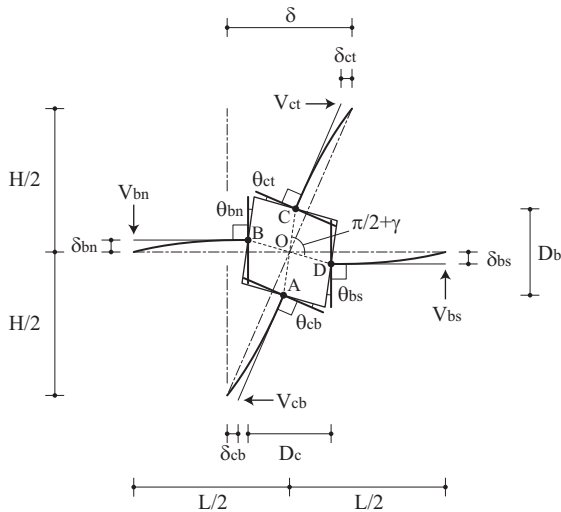
朴 星勇\*1・楠原 文雄\*2・塩原 等\*3

**要旨**：本研究では、既往の実験結果を用いて、柱（梁）の変形成分として取り扱われる柱（梁）端部の回転角を柱梁接合部の変形成分とした場合の柱、梁および柱梁接合部の復元力特性における骨格曲線と履歴特性について検討する。柱（梁）の復元力特性における骨格曲線は、通常の平面保持を仮定した断面解析により精度よく推定することが可能であった。また、柱梁接合部の復元力特性における履歴特性は、Takeda Slip モデルを基にして、除荷剛性、スリップ剛性および立ち上がり剛性の同定を試みた。

**キーワード**：鉄筋コンクリート、十字形、柱梁接合部、復元力特性、骨格曲線、履歴特性

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の弾塑性骨組地震応答解析においては、柱、梁および柱梁接合部それぞれの復元力特性を、部材の寸法・配筋と材料特性から推定することが必要となる。本研究では、梁の曲げ強度に対する柱の曲げ強度の比（以下、柱梁曲げ強度比）が 1.0 に近い場合に、柱梁接合部の弾塑性変形が無視できない<sup>1-6)</sup>ことを踏まえて、それぞれの復元力特性における骨格曲線と履歴特性における傾向を明らかにすることを目的として、既に報告された 30 体の 1/3 スケールの平面十字形柱梁接合部の静的漸増繰り返し実験の結果<sup>1-6)</sup>を分析するとともに、その推定方法の妥当性について検討する。



H・L, D<sub>c</sub>・D<sub>b</sub> : 柱・梁の反曲点間距離, 柱・梁せい  
 δ, γ : 層間変形, 柱梁接合部のせん断変形角  
 V<sub>ct</sub>・V<sub>cb</sub>・V<sub>bn</sub>・V<sub>bs</sub> : 上柱・下柱・左梁・右梁のせん断力  
 δ<sub>ct</sub>・δ<sub>cb</sub>・δ<sub>bn</sub>・δ<sub>bs</sub> : 上柱・下柱・左梁・右梁のたわみ  
 θ<sub>ct</sub>・θ<sub>cb</sub>・θ<sub>bn</sub>・θ<sub>bs</sub> : 上柱・下柱・左梁・右梁端部の回転角

図-1 柱梁接合部部分架構の変形成分<sup>7)</sup>

## 2. 十字形柱梁接合部部分架構の力と変形

図-1 に、水平力を受ける骨組の中から反曲点で切り出した柱梁接合部部分架構の変形を構成する柱、梁および柱梁接合部の変形とその定義<sup>7)</sup>を示す。

### 2.1 柱（梁）の復元力特性の定義

柱（梁）の復元力特性における力と変形は、柱（梁）の梁（柱）フェースでのモーメント（M、以下、材端モーメント）と部材角（R）の関係で代表され、隣接する柱梁接合部の寸法や材料特性には影響を受けないものと仮定し、実験結果からその特性値を同定する。例えば、左梁の材端モーメント（M<sub>bn</sub>）と部材角（R<sub>bn</sub>）は、次式となる。

$$M_{bn} = V_{bn} \left( \frac{L - D_c}{2} \right), \quad R_{bn} = \delta_{bn} \left( \frac{2}{L - D_c} \right) \quad (1)$$

### 2.2 柱梁接合部の復元力特性の定義

柱梁接合部の復元力特性における力と変形は、柱梁接合部中心での節点モーメント（M<sub>j</sub>）と柱梁接合部の変形により生じる層間変形角（R<sub>j</sub>）で代表され、隣接する柱（梁）の状態には影響を受けないものと仮定し、実験結果からその特性値を同定する。節点モーメント（M<sub>j</sub>）は、梁から柱に伝達されるモーメントの総和であり、次式のように、左右の節点モーメントの和とする。

$$M_j = \frac{1}{2} (V_{bn} + V_{bs}) L \quad (2)$$

柱梁接合部の変形成分は、柱（梁）端部の回転角（θ<sub>ct</sub>, θ<sub>cb</sub>, θ<sub>bn</sub>, θ<sub>bs</sub>）と柱梁接合部のせん断変形角（γ, ∠COD の変化量）の計 5 つの成分であり、これらと層間変形角（R<sub>j</sub>）の関係は、幾何学的関係により次式により算定できる。

$$R_j = \chi_c (\theta_{ct} + \theta_{cb}) + \chi_b (\theta_{bn} + \theta_{bs}) + \chi_\gamma \gamma \quad (3)$$

ここに、

$$\chi_c = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{D_b}{H} \right), \quad \chi_b = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{D_c}{L} \right)$$

\*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 博士課程 修(工) (正会員)

\*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 助教 修(工) (正会員)

\*3 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 准教授 工博 (正会員)

$$\chi_j = 1 - \frac{D_c}{L} - \frac{D_b}{H}$$

本研究では、上記のように、柱（梁）端部の回転は曲げひび割れの拡大による柱梁接合部の変形成分に含まれることにしている。これは、柱（梁）端部の回転を、柱梁接合部からの主筋の抜け出しの成分と考えると、柱（梁）の変形成分に含める既往の考え方（例えば、日本建築学会の耐震性能評価指針<sup>8)</sup>）とは異なる。ここで、柱（梁）端部の回転を柱梁接合部の変形成分として取り扱う理由は、これらの変形量は、柱（梁）固有の特性ではなく、柱梁接合部を通過する柱配筋・梁配筋や柱梁接合部の形状に強く影響を受けるためである<sup>9)</sup>。このように、柱（梁）端部の回転角と柱梁接合部のせん断変形角を一緒に柱梁接合部の変形として扱っておくことにより、力学モデルにより柱（梁）や柱梁接合部の力と変形の関係の推定方法がより合理的で単純にできることが期待される。

### 3. 柱（梁）の復元力特性の骨格曲線と履歴特性

#### 3.1 骨格曲線

柱（梁）の復元力特性の骨格曲線をトリリニア形にモデル化すると仮定し、第1折れ点は、曲げひび割れ発生時 ( $R_c, M_c$ ) とし、第2折れ点は、主筋降伏時 ( $R_y, M_y$ ) とする。

##### 3.1.1 モデル化

曲げひび割れ発生時および主筋降伏時の材端モーメントと部材角の計算値は、平面保持を仮定した断面解析により算定する。その際、コンクリートの応力とひずみの関係は、Kent & Park による応力とひずみの関係<sup>10)</sup>とする。曲げひび割れ発生時の部材角 ( $R_c$ ) と主筋降伏時の部材角 ( $R_y$ ) は、曲げ変形による部材角と弾性せん断変形による部材角との和とし、次式により算定する。

$$R_c = \frac{1}{3} L_a \phi_c + \frac{\kappa V_c}{G_c A}, \quad R_y = \frac{1}{3} L_a \phi_y + \frac{\kappa V_y}{G_c A} \quad (4)$$

ここに、 $L_a$ ：せん断スパン、 $\phi_c$ ：曲げひび割れ発生時の曲率、 $\phi_y$ ：主筋降伏時の曲率、 $\kappa$ ：断面形状係数 (=1.2)、 $V_c$ ：曲げひび割れ発生時のせん断力、 $V_y$ ：主筋降伏時のせん断力、 $G_c$ ：コンクリートのせん断弾性係数、 $A$ ：部材の全断面積

##### 3.1.2 モデル化による計算値と実験値との比較

一例として、試験体 B04<sup>3)</sup>の左梁と下柱のそれぞれの材端モーメントと部材角との関係を、式(4)で求めた骨格曲線と比較して、図-2 に示す。ここで、柱（梁）の部材角は、図-3 のように、測定フレームの固定位置を梁（柱）フェースから 13mm 離隔させて測定したものである。

試験体 B04 は、柱梁曲げ強度比 1.48 の梁曲げ降伏型の柱梁接合部であるが、接合部の損傷により、上記の平面

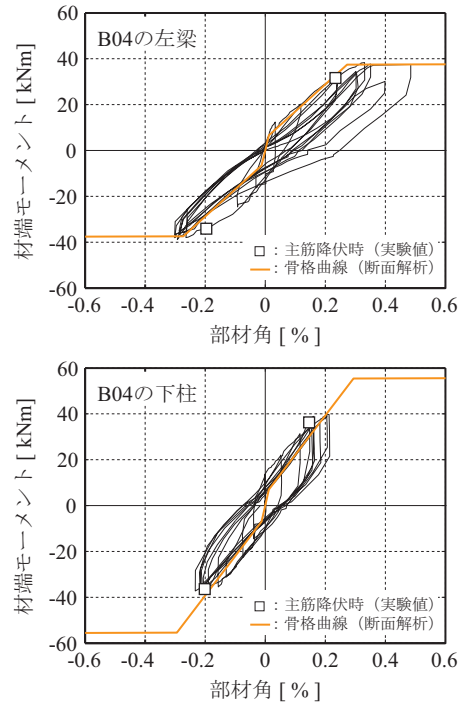


図-2 柱（梁）の荷重と変形（試験体 B04<sup>3)</sup>）

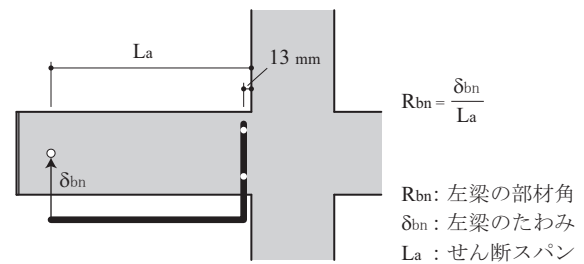


図-3 柱（梁）のたわみの測定法

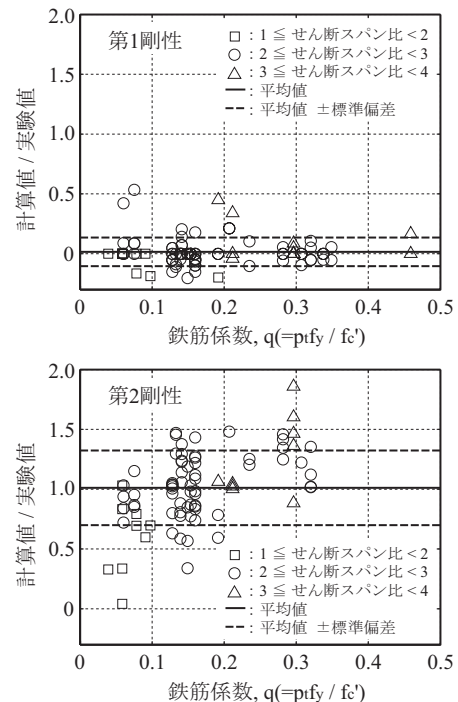


図-4 第1剛性と第2剛性

保持を仮定した断面解析による計算値より小さい荷重と変形で柱主筋が降伏した。一方、左梁と下柱の見かけ上の骨格は、曲げひび割れ発生時の荷重の実験値が計算値より若干大きい、平面保持を仮定した断面解析による骨格曲線と概ね一致している。

第1剛性・第2剛性の実験値に対する計算値の比と鉄筋係数 ( $q$ , 引張鉄筋比 ( $\rho_t$ ) とコンクリートの圧縮強度 ( $f'_c$ ) に対する主筋の降伏強度 ( $f_y$ ) の比との積) との関係、図-4に示す。ここで、第1剛性の実験値は、ひび割れ発生前の荷重レベルにおける正負のピーク点を結ぶ直線の傾きとした。第2剛性の実験値は、曲げひび割れ発生時と主筋降伏時を結ぶ直線の傾きとし、曲げひび割れ発生時の荷重と変形は、計算値を用いた。また、検討対象とした柱梁接合部試験体 (30体) の柱と梁の計120本のうち、炭素繊維により補強されたもの4本、上端筋と下端筋が異なるもの4本、実験における測定が良好ではないもの17本は、検討の対象外とした。

第1剛性の実験値に対する計算値の比は、ほぼゼロに近く、場合によってはマイナスになるところもあった。理由は明らかではないが、微小変形の範囲において試験体と測定フレームを連結する固定装置の剛性が小さかったのが一つの要因であると考えられる。

第2剛性の実験値に対する計算値の比は、平均 1.01、標準偏差 0.31 で、ばらつきはあるものの、第2剛性は柱 (梁) 自体の特性値から、曲げ理論により比較的精度よく推定できると考えられる。

### 3.2 履歴特性

本研究の検討対象である柱 (梁) は、殆どの場合、図-2のように、主筋の降伏にも関わらず、降伏時の変形を大きく上回る塑性挙動は見られなかった。以下では、図-5の Takeda モデル<sup>11)</sup>を用いて、柱 (梁) の履歴特性について検討する。

実験終了時まで累積された柱 (梁) の履歴吸収エネルギーの実験値に対する Takeda モデルによる履歴吸収エネルギーの計算値の比と鉄筋係数との関係を、図-6に示す。

履歴吸収エネルギーの実験値に対する計算値の比は、図-2の履歴特性の実験結果と図-5の Takeda モデルの履歴特性との比較からも予測できるように、平均 0.37、標準偏差 0.20 で、Takeda モデルは履歴吸収エネルギーをかなり過小評価した。

## 4. 柱梁接合部の復元力特性の骨格曲線と履歴特性

### 4.1 骨格曲線

柱梁接合部の復元力特性における骨格曲線は、柱 (梁) の場合と同様に、図-7に示したトリリニア形にモデル化するものと仮定する。

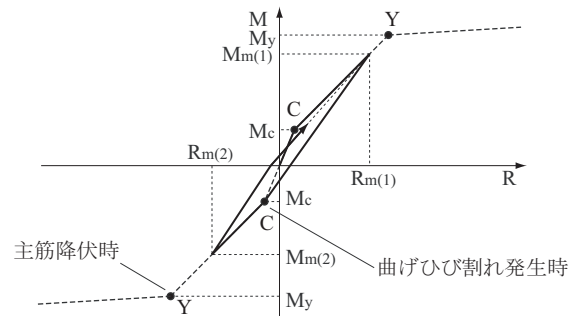


図-5 Takeda モデル<sup>11)</sup>

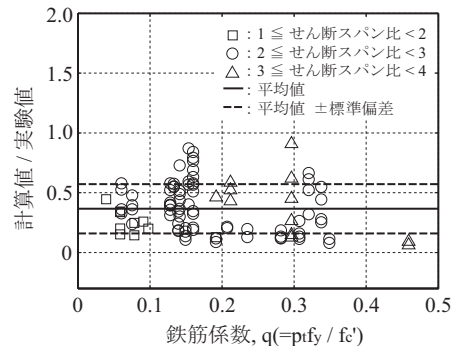


図-6 履歴吸収エネルギー

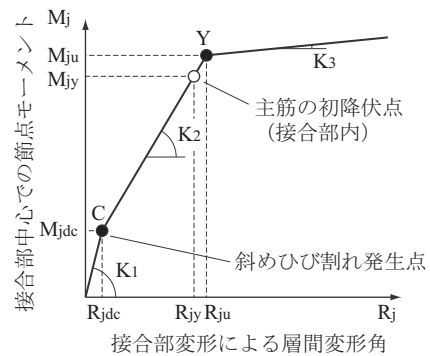


図-7 柱梁接合部の復元力特性の骨格曲線

実験で得られた骨格曲線において、第1折れ点は接合部パネルの斜めひび割れ発生時 ( $R_{jdc}$ ,  $M_{jdc}$ ) とし、第2折れ点の荷重は正負の最大節点モーメント ( $M_{ju}$ ) の平均値とする。第2折れ点の変形 ( $R_{ju}$ ) は第1折れ点と第2折れ点を結ぶ直線の傾きが、第2剛性 ( $K_2$ ) と等しくなるように、次式により求めた。ここで、第2剛性 ( $K_2$ ) は、接合部パネルの斜めひび割れ発生時と接合部内の主筋の初降伏時 ( $R_{jy}$ ,  $M_{jy}$ ) を結ぶ直線の傾きとする。

$$R_{ju} = R_{jdc} + \frac{M_{ju} - M_{jdc}}{K_2}, \quad K_2 = \frac{M_{jy} - M_{jdc}}{R_{jy} - R_{jdc}} \quad (5)$$

このようにして求められる柱梁接合部の復元力特性における骨格曲線上の各折れ点の荷重、変形、および剛性に見られる傾向は、既報<sup>1)</sup>で述べているので、ここでは紙面の都合上省略する。

なお、柱梁接合部の復元力特性の骨格曲線の算定法として合理的な方法は提案されていないので、以下の検討では骨格曲線としては実験値を採用する。また、接合部

パネルの圧壊が接合部内の主筋の降伏より先行した試験体 B03, B09, B10, D08 の4体は、検討の対象外とする。

#### 4.2 履歴特性

接合部の履歴特性は、図-8 の Takeda Slip モデル<sup>12)</sup>を基本として検討することにする。Takeda Slip モデルの履歴特性は、トリリニアの骨格曲線の他、除荷剛性低下指数 ( $b_0$ )、スリップ剛性低下指数 ( $b_2$ )、スリップ剛性硬化係数 ( $b_3$ ) によって特定されるので、実験結果を使ってこれらの値を同定する。

##### 4.2.1 降伏前の履歴特性

一例として、試験体 B02<sup>3)</sup>の降伏前までの節点モーメントと接合部変形による層間変形角との関係を、図-9 に示す。

###### (1) 除荷剛性

降伏前の実験値における除荷剛性 ( $K_r$ ) は、除荷開始点 (a 点) と除荷終了点 (b 点) を結ぶ直線の傾きとする。ここで、除荷終了点の変形 ( $X_0$ ) は、荷重ゼロ付近の2点を線形補間して算定する。この方法は、除荷終了時の残留変形を正確に評価するメリットがあるものの、除荷時におけるエネルギーの放出量を過大に評価するデメリットがある。

除荷剛性に対する Takeda Slip モデルによる除荷剛性の比 ( $S_r / K_r$ ) と第2折れ点の変形に対する除荷開始時の変形の比 ( $R_{jm(2)} / R_{ju}$ ) との関係を、図-10 に示す。ここで、Takeda Slip モデルによる除荷剛性 ( $S_r$ ) は、除荷開始点 (a 点) と指向方向の第1折れ点 (C 点) を結ぶ直線の傾きである。

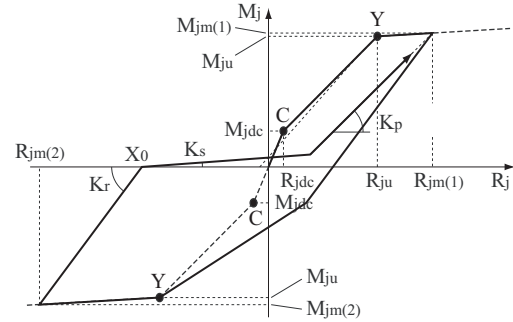
除荷剛性に対する Takeda Slip モデルによる除荷剛性の比 ( $S_r / K_r$ ) は、ばらつきはあるものの、平均 0.82、標準偏差は 0.11 であり、降伏前の除荷時における指向点は、概ね、指向方向の第1折れ点であった。

###### (2) 除荷後の再載荷時の剛性

実験値における除荷後の再載荷時の剛性 ( $K_h$ ) は、除荷終了点 (b 点) と指向方向の前のピーク点 (c' 点) の変形に達した点 (c 点、以下、今回のピーク点) を結ぶ直線の傾きとする。この方法としたのは、1 サイクルあたりのエネルギー吸収量が実験と近くなるようにするためである。

再載荷時の剛性に対する Takeda Slip モデルによる再載荷時の剛性の比 ( $S_h / K_h$ ) と第2折れ点の変形に対する今回のピーク点の変形 ( $R_{jm(3)} / R_{ju}$ ) の比との関係を、図-11 に示す。Takeda Slip モデルによる再載荷時の剛性 ( $S_h$ ) は、除荷終了点 (b 点) と指向方向の前のピーク点 (c' 点) を結ぶ直線の傾きである。

再載荷時の剛性に対する Takeda Slip モデルによる再載荷時の剛性の比 ( $S_h / K_h$ ) は、平均 1.05、標準偏差 0.09 であり、繰り返し荷重による耐力低下は殆どなく、再載

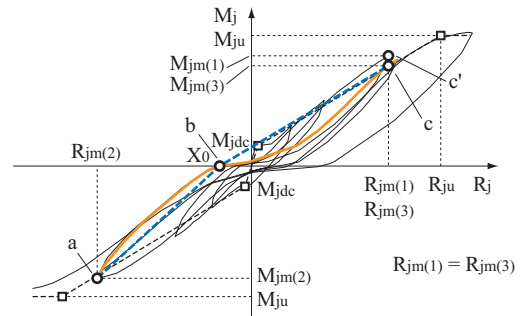


$$\text{除荷剛性} : K_r = \frac{M_{jdc} + M_{ju}}{R_{jdc} + R_{ju}} \left| \frac{R_{jm(2)}}{R_{ju}} \right|^{-b_0} \quad (6)$$

$$\text{スリップ剛性} : K_s = \frac{M_{jm(1)}}{R_{jm(1)} - X_0} \left| \frac{R_{jm(1)}}{R_{jm(1)} - X_0} \right|^{b_2} \quad (7)$$

$$\text{立ち上がり剛性} : K_p = b_3 \frac{M_{jm(1)}}{R_{jm(1)}} \quad (8)$$

図-8 Takeda Slip モデル<sup>12)</sup>



- a : 除荷開始点
- b : 除荷終了点
- c : 指向方向の前のピーク点の変形に達した点
- c' : 指向方向の前のピーク点

図-9 柱梁接合部の荷重と変形 (降伏前、試験体 B02<sup>3)</sup>)

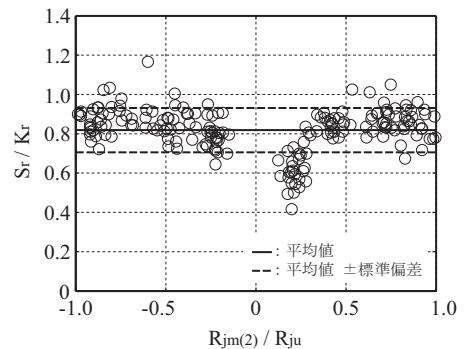


図-10 降伏前の除荷剛性

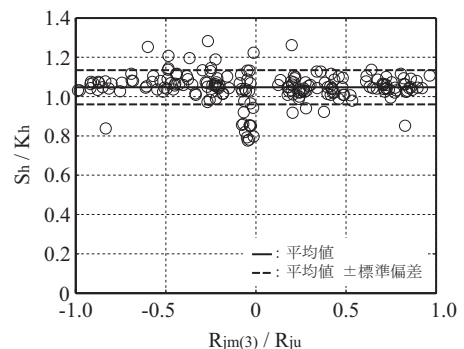


図-11 降伏前の除荷後の再載荷時の剛性

荷時の指向点は、ほぼ、指向方向の前のピーク点であった。

以上より、降伏前では、骨格曲線が適切に選んであれば、Takeda Slip モデルの履歴ルールに従い、接合部の復元力特性における履歴特性を定めることができると考えられる。

#### 4.2.2 降伏後の履歴特性

次に、試験体 B02<sup>3)</sup>の試験終了時までの節点モーメントと接合部変形による層間変形角との関係を、図-12に示す。

##### (1) 除荷剛性

降伏後の実験値における除荷剛性 ( $K_r$ ) は、除荷開始点 (a 点) と除荷終了点 (b 点) を結ぶ直線の傾きとする。ここで、除荷終了点の変形 ( $X_0$ ) は、直線的に除荷されたと仮定した場合 (a-b) のエネルギーの放出量が実際の除荷時 (a~b') のエネルギーの放出量と等しくなるように算定する。

基準剛性 ( $S_{cy}$ 、負側の第1折れ点と正側の第2折れ点を結ぶ直線の傾き) に対する除荷剛性の比 ( $K_r / S_{cy}$ 、以下、基準化除荷剛性) と第2折れ点の変形 ( $R_{ju}$ ) に対する除荷開始時の変形 ( $R_{jm(2)}$ ) の比との関係を、図-13に示す。

基準化除荷剛性における繰り返し载荷による剛性低下および正負加力方向の影響は、殆ど見られなかった。また、基準化除荷剛性は、除荷時の変形の増加と共に小さくなるが、平均 1.08、標準偏差 0.28 であり、降伏後の除荷剛性として基準剛性を用いても差し支えはないと考えられる。

##### (2) スリップ剛性

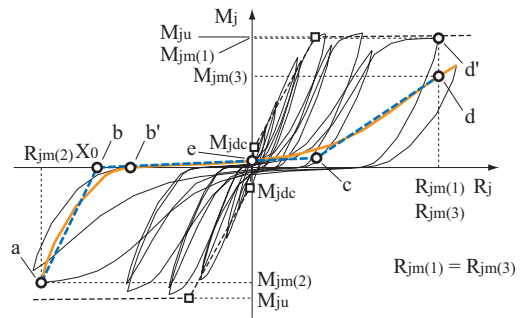
実験値におけるスリップ剛性 ( $K_s$ ) は、除荷終了点 (b 点) と変形ゼロ点 (e 点) を結ぶ直線の傾きとする。

スリップ開始点 (b 点) と今回のピーク点 (d 点) を結ぶ直線の傾きに対するスリップ剛性の比 (以下、基準化スリップ剛性) とスリップ開始点の変形と今回のピーク点の変形の和に対する今回のピーク点の変形の比との関係を、図-14に示す。

本研究の検討対象の柱梁接合部では、柱の軸力がゼロであったため、スリップ性状が激しく、スリップ剛性低下指数 ( $b_2$ ) は、2~6 程度であった。

##### (3) 立ち上がり剛性

実験値における立ち上がり剛性 ( $K_p$ ) は、立ち上がり開始点 (c 点) と今回のピーク点 (d 点) を結ぶ直線の傾きとする。ここで、立ち上がり開始点 (c 点) は、除荷終了点 (b 点) と変形ゼロ点 (e 点) を結ぶ直線の延長線上に位置し、除荷時と同様に、直線的に再载荷されたと仮定した時 (b-c-d) のエネルギー吸収量が実際の再载荷時 (b'~d) のエネルギー吸収量と等しくなるように算定



- a : 除荷開始点
- b : 除荷終了点 (エネルギーを考慮した計算値)
- b' : 除荷終了点
- c : 立ち上がり開始点 (エネルギーを考慮した計算値)
- d : 指向方向の前のピーク点の変形に達した点
- d' : 指向方向の前のピーク点
- e : 変形ゼロ点

図-12 柱梁接合部の荷重と変形 (降伏後、試験体 B02<sup>3)</sup>)

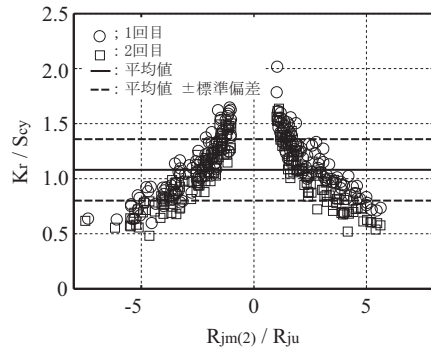


図-13 降伏後の除荷剛性

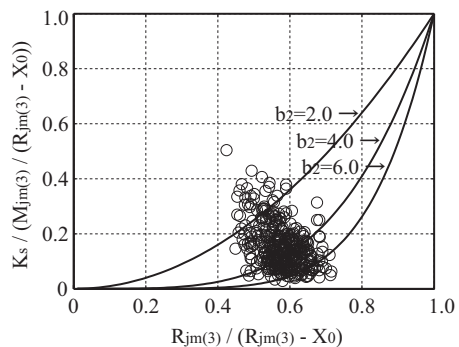


図-14 降伏後のスリップ剛性

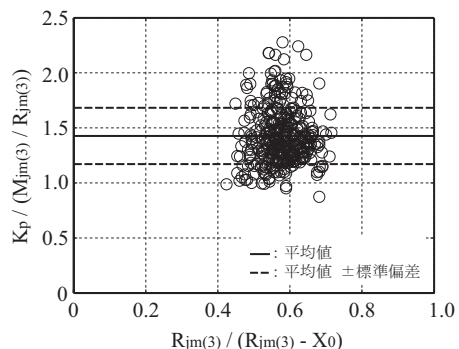


図-15 降伏後の立ち上がり剛性

する。

原点と今回のピーク点（d 点）を結ぶ直線の傾きに対する立ち上がり剛性の比（以下、基準化立ち上がり剛性）とスリップ開始点の変形と今回のピーク点の変形の和に対する今回のピーク点の変形の比との関係を、図-15 に示す。

基準化立ち上がり剛性は、ばらつきはあるものの、平均 1.43、標準偏差 0.26 であった。また、基準化立ち上がり剛性と経験した変形との相関は、あまり見られなかった。

#### (4) 繰り返し載荷時の耐力低下

柱・梁主筋の降伏以降では、図-12 のように、同一変形振幅の繰り返し載荷による耐力低下が、降伏前に比べて著しかった。しかし、指向方向の前のピーク点の変形を超えると荷重は再び増加し、前のピーク時の荷重にほぼ達した。また、負側への再載荷時における指向点は、負側のピーク点ではなく正側のピーク点の原点に対する対称点であった。即ち、主筋降伏後の除荷後の再載荷時の指向点は、正負で経験した最大応答点のうち変形の絶対値が大きいほうの応答点である。これらの特徴は、Takeda Slip モデルで表現できない特徴である。

## 5. まとめ

本研究では、既往の十字形柱梁接合部の実験結果を用いて、柱、梁および柱梁接合部の各部分の復元力特性における骨格曲線と履歴特性について検討して、以下の知見を得た。

- (1) 接合部の損傷により柱（梁）の危険断面付近で局所的に平面保持の仮定が成立しなくても、部材レベルとしての荷重と変形の関係は平面保持を仮定した断面解析により求めた荷重と変形の関係と大差はなかった。
- (2) 接合部の履歴モデルは、Takeda Slip モデルを基に、除荷剛性低下指数、スリップ剛性低下指数、スリップ剛性硬化係数を特定することができた。
- (3) 柱梁接合部のモデル化にあたっては、主筋の降伏以降においては、再載荷時における指向点を正負のピーク点のうち変形の絶対値が大きい方の原点に対する対称点とすること、繰り返し載荷による耐力低下を考慮することの必要性が認められた。

**謝辞** 本研究は日本学術振興会科学研究費補助金・基盤研究（B）、力学モデルによる鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震設計法の確立（課題番号 20360248、研究代表者：塩原 等）より助成を受けた。ここに記して関係各位に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 朴星勇, 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の復元力特性の骨格曲線, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, pp.1390-1397, 2010
- 2) 楠原文雄, 田崎渉, 塩原等: 柱と梁の曲げ終局強度が等しい十字形鉄筋コンクリート造柱梁接合部の破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.313-318, 2009
- 3) 田崎渉, 楠原文雄, 塩原等他: RC 造十字型柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱・梁曲げ強度比と主筋間距離の影響に関する実験（その 1~その 2）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 東北, pp.397-400, 2009
- 4) 楠原文雄, 塩原等, 田尻清太郎, 福山洋: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の CFRP による新耐震補強工法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 東北, pp.129-132, 2009
- 5) 朴星勇, 楠原文雄, 塩原等: RC 造十字形柱梁接合部の柱梁曲げ強度比と接合部アスペクト比が架構の耐震性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.307-312, 2010
- 6) 楠原文雄, 塩原等, 田崎渉, 朴星勇: 柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.656, pp.1873-1882, 2010.10
- 7) 楠原文雄, 塩原等: 接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力及びその測定法, 日本コンクリート工学協会年次論文集, Vol.28, No.2, pp.355-360, 2006
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説, 2004
- 9) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の終局モーメントの算定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.657, pp.2027-2035, 2010.11
- 10) B. D. Scott, R. Park, and M. J. N. Priestley: Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, ACI Journal, proceedings, Vol.79, No.1, pp.13-27, 1982, Jan-Feb
- 11) Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970, Dec
- 12) 江戸宏彰, 武田壽一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.1877-1878, 1977