

論文 力学的モデルに基づく RC 造十字形柱梁接合部のひび割れ幅の評価

光田 凌大*1・楠原 文雄*2

要旨: 本研究では、既往の主筋降伏時の柱梁接合部の変形機構をもとに、地震時に生じるひび割れ幅と接合部変形および接合部内の鉄筋ひずみとの関係を示し、実験結果と比較した。ひび割れ幅により推定される主筋降伏直前の変形では、せん断変形を過大評価したが、接合部パネルの回転は実験値の傾向をとらえた。主筋降伏直前の鉄筋ひずみでは、接合部横補強筋のひずみを過大評価するが、梁・柱主筋のひずみについては、ばらつきはあるものの、実験値の傾向をとらえることができた。一方、柱梁強度比が大きい場合は梁・柱主筋のひずみを過大評価するため、降伏判定の際にひび割れ幅を低減する必要があることを示した。

キーワード: 柱梁接合部, 接合部降伏破壊, ひび割れ幅, 損傷評価, 鉄筋ひずみ

1. はじめに

地震被害を受けた RC 造建物の継続的な使用の可否や補修・補強の判断をするには、損傷により低下した耐震性能を把握する必要がある。日本建築防災協会が発行する「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」¹⁾ (以下、被災度区分判定基準) では、地震後に観察可能なひび割れやコンクリートの剥落などの情報から部材の損傷度を分類し、損傷度と対応する耐震性能低減係数 η に基づいて耐震性能残存率 R を算出して、建物の被災度を判定している。柱および梁については、ひび割れ幅と部材変形との関係が幾何学的モデルにより定式化されており、部材の耐震性能低減を評価する際に用いられている。

しかし、柱梁接合部については、ひび割れ幅と部材変形との関係に関する研究^(例えば 2),3)は少なく、被災度区分判定基準にも示されていない。一方、既往の研究⁴⁾により、梁曲げ降伏先行型に設計された骨組であっても柱と梁の曲げ強度の比 (以下、柱梁強度比) が 1 に近い場合には柱梁接合部内で梁および柱主筋が降伏し、柱梁接合部に損傷と変形が集中することが明らかになっている。この破壊モードは接合部降伏破壊と呼ばれ、骨組の地震応答が増大するだけでなく、倒壊に対する余裕度が低下する⁵⁾。また、接続する柱および梁の損傷が軽微なることから、各部材の耐震性能低減を適切に評価できず、建物の残存耐震性能を過大に評価する危険性がある。

鉄筋コンクリートの場合、まず地震時の鉄筋の降伏の有無が地震後の耐震性能低減に大きく影響を及ぼし、地震後のひび割れ状況から鉄筋の降伏の有無を判定する必要がある。そこで、本研究では十字形柱梁接合部を対象に、既往の柱梁接合部の変形機構⁶⁾を用いて、ひび割れ幅と接合部変形との関係を定式化し、ひび割れ幅から損

傷度分類の目安となる柱梁接合部内部の主筋および横補強筋のひずみを算出する方法を示す。また、実験値との比較により、柱梁接合部の変形機構の妥当性を検証する。なお、本来は除荷後の残留ひび割れ幅とピーク時の鉄筋のひずみの関係を導くべきであるが、除荷過程における幾何学的な変形機構のモデル化は困難であることから、本研究では、最初のステップとして載荷中 (加力サイクルピーク時) を対象に、変形機構から導かれるひび割れ幅と鉄筋のひずみの関係を導き、合わせて変形機構の妥当性を検証することとした。

2. 検討対象

検討対象とした試験体は、柱と梁の反曲点位置で切り出した 1/3 スケールの平面十字形部分架構 14 体^{7),8)}である。図-1 に基準となる試験体 B01 の形状および配筋を示す。E シリーズを除き、コンクリート強度は 30N/mm² 程度であり、主筋には SD345 を用いている。また、試験

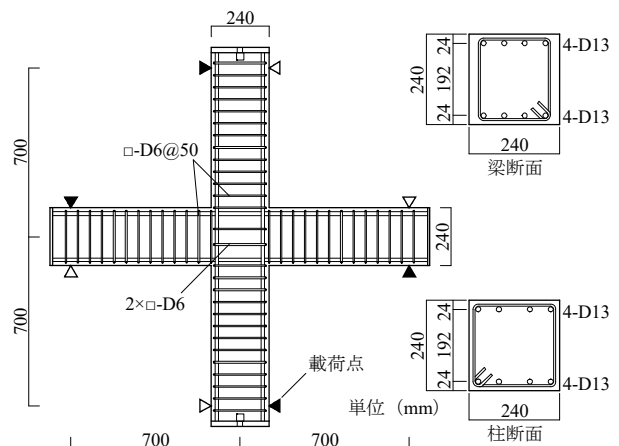


図-1 試験体 B01 の形状および配筋

*1 名古屋工業大学 大学院博士前期課程 (学生会員)

*2 名古屋工業大学 教授・博(工) (正会員)

体 C03 を除き、いずれの試験体も梁と柱の断面形状は同一である。いずれの試験体も柱梁接合部内で主筋が降伏した後に接合部中央部のコンクリートが圧壊し接合部降伏破壊となった。以下に各シリーズの特徴を示す。詳細な諸元については文献 7), 8) を参照されたい。

・B シリーズ：変動因子は梁主筋量，柱梁強度比，主筋間距離比である。試験体 B01-B02 は柱梁強度比が 1 で梁と柱の主筋量を変動させたもの，試験体 B01-B04, B02-B05-B06 は柱梁強度比を変動させたもの，試験体 B01-B07-B08 は主筋間距離比を変動させたものである。

・C シリーズ：変動因子は梁幅で，試験体 C01 は梁と柱の幅が同一であるのに対して，試験体 C03 は梁幅が柱幅の 1/2 である。

・E シリーズ：高強度コンクリートを用いた試験体で，圧縮強度が 60 N/mm² 程度である。

・G シリーズ：変動因子は梁と柱のスパン長さである。試験体 B02 を基準として，試験体 B02, G01, G02 のスパン長さはそれぞれ 1400mm, 1000mm, 700mm である。

3. ひび割れ幅の計測

接合部パネルのひび割れ幅は各サイクルのピーク時の実験写真からクラックスケールを用いて画面上で計測した。実際の被害調査では残留ひび割れ幅からピーク時ひび割れ幅を推定する必要があるが，本研究ではピーク時ひび割れ幅を用いてピーク時における接合部変形および接合部内の鉄筋ひずみの関係を定式化する。そして，変形モデルが柱梁接合部の耐震性能に大きく関わる接合部内の鉄筋の降伏を判定できるか検討する。

図-2 にひび割れの分類を示す。接合部パネルに生じるひび割れは，接合部入隅から柱主筋に沿って進展する鉛直ひび割れ (W_b)，接合部入隅から梁主筋に沿って進展する水平ひび割れ (W_c)，接合部中央から接合部対角方向に進展する斜めひび割れ (W_h) の 3 つに分類し，それぞれ最大ひび割れ幅を計測した。なお，斜めひび割れは最外柱主筋と接合部横補強筋で囲まれる部分を貫通するひび割れと定義し，それらの合計を ΣW_h とする。

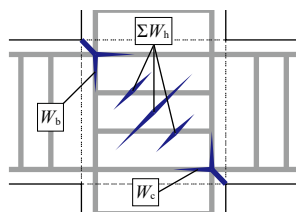


図-2 ひび割れの分類

4. 柱梁接合部のひび割れ進展モデル

ひび割れ幅と接合部変形との関係を定式化するにあたり，接合部パネルの変形は朴により提案された柱梁接

合部の変形機構⁹⁾を仮定する。図-3 に柱梁接合部の変形機構を示す。この変形機構は，上下および左右に点対称の変形を仮定し，接合部降伏破壊にいたる柱梁接合部の損傷状況に適合するように，接合部中央部の斜めひび割れだけでなく，梁・柱主筋の交点での梁・柱端部の開き (θ_b, θ_c) により鉛直・水平ひび割れを表現できるものである。

4.1 ひび割れ幅と梁・柱端部の開きの関係

梁・柱主筋の交点における鉛直・水平ひび割れ幅 (W_b, W_c) は梁端・柱端の回転中心 (図-3 中の白丸印) から梁・柱主筋の交点までの距離に，それぞれ梁・柱端部の開き (θ_b, θ_c) を乗じることで次式のように表すことができる。

$$W_b = (g - \xi_1) D_b \theta_b \quad (1)$$

$$W_c = (g - \xi_1) D_c \theta_c \quad (2)$$

ここに， $D_b \cdot D_c$ ：梁せい・柱せい， g ：梁と柱の主筋間距離比の平均， $\xi_1 = \frac{x_1}{D_b \cos \phi} = \frac{x_1}{D_c \sin \phi}$ ：基準化した接合部中央部でのコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅。

また，斜めひび割れ幅の合計 (ΣW_h) は変形機構に適合する接合部内での横補強筋の伸び量 (ΔL_h) の正弦と等しいことから次式のように表すことができる。

$$\Sigma W_h = \Delta L_h \sin \phi \quad (3)$$

ここに， $\tan \phi = \frac{D_b}{D_c}$ ：接合部中央の斜めひび割れの向き (接合部アスペクト比)。

4.2 梁・柱端部の開きと鉄筋の伸び量の関係

変形機構に適合する接合部内での横補強筋の伸び量 (ΔL_h) は接合部入隅の回転中心 (図-3 中の灰丸印) から梁端・柱端の回転中心 (図-3 中の白丸印) までの鉛

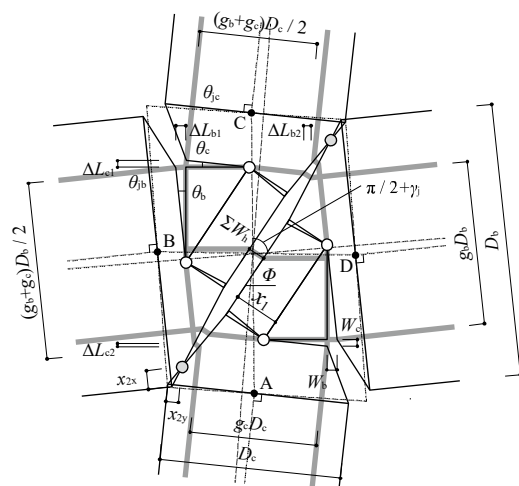


図-3 柱梁接合部の変形機構

直距離に梁・柱端部の開き (θ_b, θ_c) をそれぞれ乗じて加えることで次式のように表すことができる。

$$\Delta L_h = \left(\frac{1-g_c}{2} + \xi_1 - \xi_{2x} \right) D_b \theta_b + \left(\frac{1-g_b}{2} - \xi_{2x} \right) D_c \theta_c \quad (4)$$

ここに、 $\xi_{2x} = \frac{x_{2x}}{D_b}$ 、 $\xi_{2y} = \frac{x_{2y}}{D_c}$: 基準化した接合部入隅部でのコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅。

梁・柱主筋の伸び量 ($\Delta L_{BD}, \Delta L_{AC}$) は梁端・柱端の回転中心 (図-3 中の白丸印) から梁・柱引張側主筋までの距離に梁・柱端部の開き (θ_b, θ_c) を乗じたもの (図-3 中の $\Delta L_{b1}, \Delta L_{c1}$) と、接合部入隅の回転中心 (図-3 中の灰丸印) から梁・柱圧縮側主筋までの距離に梁端部の開きと柱端部の開きの和 ($\theta_b + \theta_c$) を乗じたもの (図-3 中の $\Delta L_{b2}, \Delta L_{c2}$) を加え、整理することで次式のように表すことができる。

$$\Delta L_{BD} = \left(\frac{1+g_c}{2} - \xi_1 - \xi_{2x} \right) D_b \theta_b + \left(\frac{1-g_b}{2} - \xi_{2x} \right) D_c \theta_c \quad (5)$$

$$\Delta L_{AC} = \left(\frac{1+g_b}{2} - \xi_1 - \xi_{2y} \right) D_c \theta_c + \left(\frac{1-g_c}{2} - \xi_{2y} \right) D_b \theta_b \quad (6)$$

接合部入隅部における回転中心を算定するには、入隅部のコンクリートの応力を求め、コンクリートのひずみ分布を仮定する必要がある。一方、接合部入隅部における回転中心は、斜めひび割れが拡幅するにつれて接合部対角方向に移動する。主筋降伏時には接合部中央部でのコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅に比べて十分小さくなるため、本研究では、 $\xi_{2x} = \xi_{2y} = 0$ とする。

接合部内での横補強筋の伸び量 (ΔL_h) に関する式(3)、(4)と梁・柱端部の開き (θ_b, θ_c) に関する式(1)、(2)を用いれば係数 ξ_1 の方程式が次のように得られる。

$$\frac{\sum W_h}{\sin \phi} = \left(\frac{1-g_c}{2} + \xi_1 - \xi_{2x} \right) \frac{W_b}{g - \xi_1} + \left(\frac{1-g_b}{2} - \xi_{2x} \right) \frac{W_c}{g - \xi_1} \quad (7)$$

これを ξ_1 について解くことにより接合部中央での圧縮域の幅を求めることができ、式(4)、(5)、(6)に代入すれば、接合部内での横補強筋および梁・柱主筋の伸び量 ($\Delta L_h, \Delta L_{BD}, \Delta L_{AC}$) を算定できる。

4.3 鉄筋の伸び量とひずみの関係

接合部内での横補強筋のひずみ (ϵ_h) は一様とし、接合部内での横補強筋の伸び量 (ΔL_h) を柱主筋間距離 ($g_c D_c$) で除すことで求める。

$$\epsilon_h = \frac{\Delta L_h}{g_c D_c} \quad (8)$$

接合部内での梁・柱主筋の引張側ひずみ ($\epsilon_{b1}, \epsilon_{c1}$) を算定するには、接合部内でのひずみ分布が必要になる。梁主筋のひずみ分布を図-4のように仮定する。これは、梁主筋と柱主筋の交点でのひずみが柱フェース位置でのひずみより大きくなること⁹⁾、梁主筋の圧縮側ひずみが斜めひび割れの発生により引張転化すること⁴⁾、および

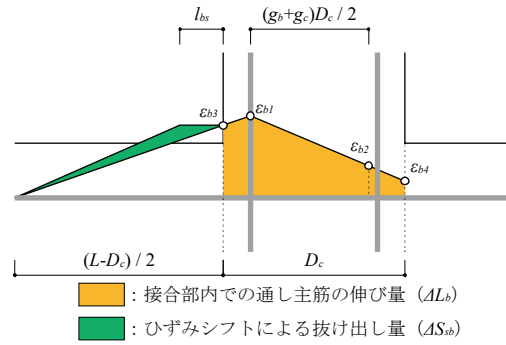


図-4 梁主筋のひずみ分布

ひずみシフトによる柱フェース位置での梁主筋の抜け出し⁹⁾を反映したものである。なお、柱主筋のひずみ分布も梁主筋のひずみ分布と同様とする。朴⁶⁾はひずみ分布による接合部内での梁・柱主筋の伸び量に接合部内への押し込み量を加えているが、柱梁接合部の損傷状況から把握することは困難である。よって、本研究ではひずみ分布による接合部内での梁・柱主筋の伸び量を接合部内での通し主筋の伸び量 ($\Delta L_b, \Delta L_c$) とひずみシフトによる抜け出し量 ($\Delta S_{sb}, \Delta S_{sc}$) の和とする。変形の適合条件により、ひずみ分布による接合部内での梁・柱主筋の伸び量は変形機構による接合部内での梁・柱主筋の伸び量 ($\Delta L_{BD}, \Delta L_{AC}$) と等しいため、次式のように表すことができる。

$$\Delta L_{BD} = \Delta L_b + \Delta S_{sb} \quad (9)$$

$$\Delta L_{AC} = \Delta L_c + \Delta S_{sc} \quad (10)$$

接合部内での通し主筋の伸び量 ($\Delta L_b, \Delta L_c$) は、仮定したひずみ分布から各区間の主筋のひずみを積分することにより得られ、次式のように表すことができる。

$$\Delta L_b = \frac{\epsilon_{b1} + \epsilon_{b3}}{2} \frac{1-g_c}{2} D_c + \frac{\epsilon_{b1} + \epsilon_{b2}}{2} \frac{g_b + g_c}{2} D_c + \frac{\epsilon_{b2} + \epsilon_{b4}}{2} \frac{1-g_b}{2} D_c \quad (11)$$

$$\Delta L_c = \frac{\epsilon_{c1} + \epsilon_{c3}}{2} \frac{1-g_b}{2} D_b + \frac{\epsilon_{c1} + \epsilon_{c2}}{2} \frac{g_b + g_c}{2} D_b + \frac{\epsilon_{c2} + \epsilon_{c4}}{2} \frac{1-g_c}{2} D_b \quad (12)$$

ひずみシフトによる抜け出し量 ($\Delta S_{sb}, \Delta S_{sc}$) は、耐震性能評価指針⁹⁾に従い、次式により算定する。なお、付着劣化が生じる領域 (l_{bs}, l_{cs}) はそれぞれ梁・柱せいの半分とする。

$$\Delta S_{sb} = \frac{1}{2} \epsilon_{b3} l_{bs} \frac{3(L-D_c) - 4l_{bs}}{6(L-D_c) - 6l_{bs}} \quad (13)$$

$$\Delta S_{sc} = \frac{1}{2} \epsilon_{c3} l_{cs} \frac{3(H-D_b) - 4l_{cs}}{6(H-D_b) - 6l_{cs}} \quad (14)$$

ここに、 $L \cdot H$: 梁・柱の反曲点間距離。

各位置での梁・柱主筋のひずみは接合部内での梁・柱

主筋の引張側ひずみ (ε_{b1} , ε_{c1}) を未知数として次のように算定する。

接合部内での圧縮側の主筋のひずみ (ε_{b2} , ε_{c2}) は、引張側ひずみに対する圧縮側ひずみの比 (α_b , α_c) を用いて次式のように表される。

$$\varepsilon_{b2} = \alpha_b \varepsilon_{b1} \quad (15)$$

$$\varepsilon_{c2} = \alpha_c \varepsilon_{c1} \quad (16)$$

なお、引張側ひずみに対する圧縮側ひずみの比 (α_b , α_c) は現在のところ、理論的に算定することが難しいため、実験結果^{7,8)}をもとに定めることとする。検討するにあたり、通し主筋が2段配筋である試験体 B05, B06, C01, C03 は、実験データの処理が単純となるように取り除いた。なお、5章における実験値と計算値の比較においては、2段配筋を除いて定めた α_b , α_c が2段配筋の場合についても適用できるかの確認も含めて、これらは除外せずに検討する。

図-5 に各ピーク時における主筋の引張側ひずみに対する圧縮側ひずみの比 (α_b , α_c) を示す。検討に用いた試験体はいずれも層間変形角 1%前後で主筋が降伏した。主筋間距離比が小さい試験体 B07, B08 を除けば、いずれの試験体も主筋降伏まで線形性を有しているが、以降のピークではばらつきが大きい。本研究では主筋降伏までを対象として、 $\alpha_b=0.3$, $\alpha_c=0.4$ と定める。

柱（梁）フェース位置での引張側の梁（柱）主筋のひずみ (ε_{b3} , ε_{c3}) は、反曲点から梁・柱主筋の交点までのひずみ分布が直線であるとして、次式により算定する。

$$\varepsilon_{b3} = \frac{L - D_c}{L - g_c D_c} \varepsilon_{b1} \quad (17)$$

$$\varepsilon_{c3} = \frac{H - D_b}{H - g_b D_b} \varepsilon_{c1} \quad (18)$$

柱（梁）フェース位置での圧縮側の梁（柱）主筋のひずみ (ε_{b4} , ε_{c4}) は、接合部内での引張側の主筋位置から柱（梁）フェース位置までのひずみ分布が直線であるとして、次式により算定する。

$$\varepsilon_{b4} = \frac{((1 + g_c)\alpha_b - (1 - g_b))\varepsilon_{b1}}{g_b + g_c} \quad (19)$$

$$\varepsilon_{c4} = \frac{((1 + g_b)\alpha_c - (1 - g_c))\varepsilon_{c1}}{g_b + g_c} \quad (20)$$

以上の仮定により、ひずみ分布による主筋の伸び量を接合部内での梁・柱主筋の引張側ひずみ (ε_{b1} , ε_{c1}) により表すことができる。この伸び量が変形機構から求まる主筋の伸び量と等しいという条件を用いれば、接合部内での梁・柱主筋の引張側ひずみ (ε_{b1} , ε_{c1}) を算定できる。

また、ここまでは、ひび割れ幅から接合部内の鉄筋のひずみを算定する流れを示した。梁・柱主筋のひずみを算定するのに必要な α_b , α_c は実験結果から得た値で一定であると仮定しているため、現段階での適用範囲は梁せ

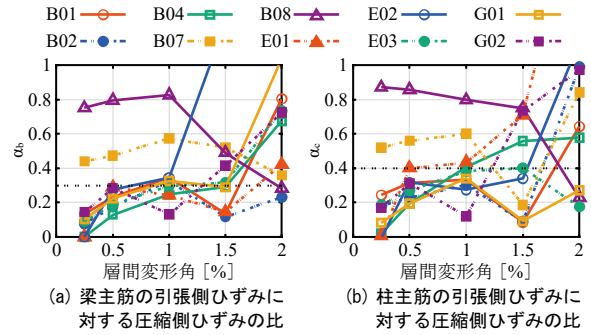


図-5 梁・柱主筋のひずみの比

いと柱せいが等しく、主筋間距離比が 0.8 程度の十字形柱梁接合部に限られる。また、接合部入隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅をゼロと仮定しているため、軸力が大きく入隅部のコンクリート圧縮域を無視できない場合は適用できない。以上のような制約条件はあるが、接合部内での横補強筋および梁・柱主筋の引張側ひずみ (ε_b , ε_{b1} , ε_{c1}) を定めることで、その時に生じるひび割れ幅 (ΣW_h , W_b , W_c) を算定できる。

5. 計算値と実験値の比較

実験における加力サイクルピーク時の鉛直・水平ひび割れ幅 (W_b , W_c) とピーク時斜めひび割れ幅の合計 (ΣW_h) を4章で述べた柱梁接合部の変形機構に適用し、柱梁接合部の変形による層間変形角 (R_j) と接合部横補強筋および梁・柱主筋の引張側ひずみ (ε_b , ε_{b1} , ε_{c1}) を算定した。

5.1 ひび割れから推定される層間変形角

柱梁接合部の変形成分とその定義は朴ら⁶⁾と同様に、接合部のせん断変形角 (γ_j) に主筋の抜け出しにより増大する接合部パネルの回転 (θ_b , θ_c) を加えたものとする。これらの変形は図-3 に示す柱梁接合部の変形機構により、梁・柱端部の開き (θ_b , θ_c) を用いて次式のように表すことができる。

$$\gamma_j = (\xi_1 - \xi_{2x} - \xi_{2y})(\theta_b + \theta_c) \quad (21)$$

$$\theta_{jb} = \left(\frac{1 + g_c}{2} - \xi_1 + \xi_{2x} \right) \theta_b + \left(\frac{1 - g_b}{2} + \xi_{2x} \right) \theta_c \quad (22)$$

$$\theta_{jc} = \left(\frac{1 + g_b}{2} - \xi_1 + \xi_{2y} \right) \theta_c + \left(\frac{1 - g_c}{2} + \xi_{2y} \right) \theta_b \quad (23)$$

柱梁接合部の変形による層間変形角 (R_j) は柱梁接合部の変形成分 (γ_j , θ_{jb} , θ_{jc}) を用いて、次式のように表すことができる。

$$R_j = \left(1 - \frac{D_c}{L} \right) \theta_{jb} + \left(1 - \frac{D_b}{H} \right) \theta_{jc} + \left(1 - \frac{D_c}{L} - \frac{D_b}{H} \right) \gamma_j \quad (24)$$

計測したひび割れ幅は各サイクルのピーク時におけるものであり、実際的主筋降伏時のひび割れ状況とは異なる。そのため、本節では主筋降伏直前のサイクルピーク時について、ひび割れ幅により推定される変形と実験値

を比較検討する。

図-6 に柱梁接合部の変形による層間変形角の実験値に対する計算値の比を示す。各試験体名の下にある数字は梁主筋降伏時における全体層間変形角(%)である。変形算定には、梁主筋降伏直前のサイクルピーク時(例えば試験体 B05, E01 であれば、それぞれ 1.0%, 0.5%)のひび割れ幅を用いた。全体として、接合部のせん断変形を過大評価しているが、接合部パネルの回転は実験値の傾向をとらえている。実験値に対する計算値の比の平均は、せん断変形では 4.25, 接合部パネルの回転(梁側)では 0.7, 接合部パネルの回転(柱側)では 0.63 となった。一方、試験体 B08, C03 では接合部パネルの回転を過小評価している。試験体 B08 は主筋間距離比が 0.5 と一般的な梁・柱に比べてかなり小さく、接合部入隅ひび割れが梁・柱主筋の交点まで進展せず、梁端・柱端の鉛直・水平ひび割れが発生しなかった。また、試験体 C03 は梁幅が柱幅の半分で、接合部入隅ひび割れが観察できなかったことから、それぞれ鉛直・水平ひび割れ幅を仮にゼロとして算定した。図-3 の変形機構は梁端・柱端のひび割れが開かない変形状態を想定しておらず、主筋間距離比が 0.5 程度と小さい場合は適用範囲外とし、梁幅と柱幅が異なる場合は梁端のひび割れについては別の仮定をする必要があると考えられる。なお、 α_b , α_c を定めるときに除外した 2 段配筋の影響については、顕著な傾向はみられなかった。したがって、4.3 で定めた α_b , α_c を 2 段配筋に対して適用することには問題ないと考えられる。

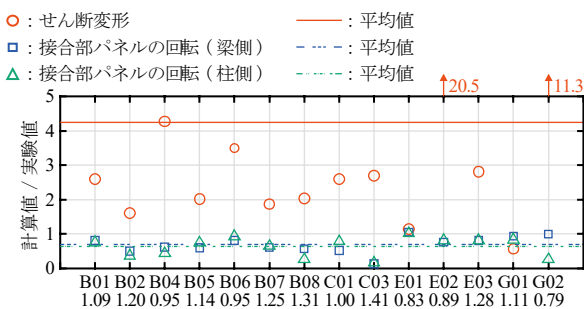


図-6 柱梁接合部の変形成分による層間変形角

5.2 ひび割れ幅から推定される鉄筋ひずみ

本節ではひび割れ幅により推定される接合部横補強筋および梁・柱主筋の引張側ひずみ (ϵ_b , ϵ_{b1} , ϵ_{c1}) と実験値を比較検討する。計算値との比較に用いる実験値は、接合部横補強筋では接合部中央 2 段で測定されたひずみの平均値、梁・柱主筋では上下の引張側において測定されたひずみの平均値を実験値とした。対象試験体はいずれも層間変形角 3%前後で接合部中央のコンクリートが剥落したため、鉄筋ひずみの算定には、層間変形角 0.25%, 0.5%, 1.0%, 1.5%, 2.0% の 1 回目ピーク時に計測したひ

び割れ幅を用いた。この層間変形角の範囲では柱梁強度比が大きい場合の柱主筋を除いて算出される鉄筋のひずみが降伏ひずみを超える場合もあるが、鉄筋ひずみの検討範囲はひずみの実験値が降伏ひずみに達するまでとした。図-7 に各サイクルピーク時における接合部横補強筋および梁・柱主筋のひずみの実験値と計算値を示す。それぞれ試験体の変動因子ごとに分類し、上から(a) 梁主筋量・コンクリート強度, (b) 柱梁強度比, (c) 主筋間距離比, (d) 梁柱幅比, (e) スパン長さとなっている。

(1) 接合部横補強筋のひずみ

全体として、接合部横補強筋のひずみは実験値の傾向をとらえており、降伏ひずみ到達後も線形性がみられる。一方、引張主筋比がそれぞれ 1.22%, 1.92% の試験体 E02, E03 や主筋間距離比がそれぞれ 0.65, 0.50 の試験体 B07, B08 および梁幅が柱幅より小さい試験体 C03 では、降伏前においてもひずみを過大に評価する傾向がみられる。試験体 B07, B08, C03, E01, E02 を除いた試験体について、接合部横補強筋降伏直前ひずみの実験値に対する計算値の比の平均は 1.68 となった。

(2) 梁主筋のひずみ

全体的な傾向として、ひび割れから推定される梁主筋ひずみは降伏ひずみまで線形性を有している。一方、梁幅が柱幅より小さい試験体 C03 では、降伏ひずみに達する前から梁主筋ひずみを過小評価しており、鉛直・水平ひび割れ幅 (W_b , W_c) をゼロとした影響であると予想される。試験体 C03 を除いた試験体について、梁主筋降伏直前ひずみの実験値に対する計算値の比の平均は 1.21 となり、実験値の傾向をとらえている。一方、降伏ひずみに達した後はほとんどの試験体で梁主筋のひずみを過小評価している。これは梁主筋の引張側ひずみに対する圧縮側ひずみの比 (α_b) を降伏ひずみ後も一定として算定した影響であると考えられる。しかし、降伏ひずみ到達以降の梁主筋ひずみの計算値は試験体 C03 を除き、いずれも降伏ひずみに達しており、主筋降伏時の α_b により梁主筋の降伏を判定できる可能性がある。

(3) 柱主筋のひずみ

全体的な傾向として、ひび割れから推定される柱主筋ひずみは降伏ひずみまで線形性を有している。試験体 C03, B06 を除いた試験体について、柱主筋降伏直前ひずみの実験値に対する計算値の比の平均は 1.19 となり、実験値の傾向をとらえている。梁主筋の場合と異なるのは、降伏ひずみ到達前から、柱梁強度比が大きい試験体 B05, B06 の柱主筋ひずみが過大評価されており、層間変形角 1%程度で降伏判定されている点である。実験結果において柱主筋降伏時の層間変形角は試験体 B05 で 2.44%, 試験体 B06 は未降伏であった。この 2 つは接合部パネルの損傷が、柱と梁が同強度の試験体と比較しても大きかつ

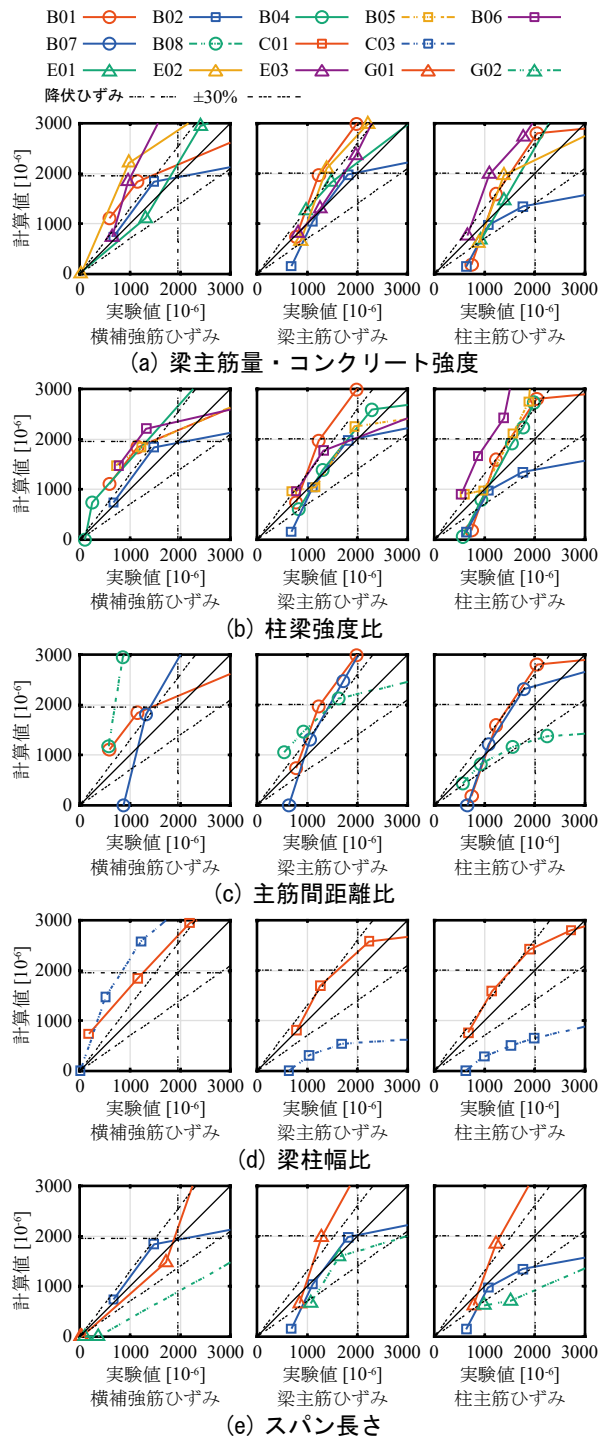


図-7 接合部内での横補強筋および梁・柱主筋のひずみ

た。以上のことから、柱梁強度比が大きい場合は、接合部パネルと接合部内部の破壊状況の乖離を想定し、算定に用いるひび割れ幅を低減する必要があると考えられる。

6. まとめ

本研究では、主筋降伏時の柱梁接合部の変形機構⁹⁾をもとに、地震時に生じるひび割れ幅と変形および接合部

内の鉄筋ひずみとの関係を示し、実験結果と比較した。以下に得られた知見を示す。

(1) ひび割れ幅により推定した変形は、せん断変形を過大評価したが、接合部パネルの回転は実験値の傾向をとらえた。

(2) ひび割れ幅により推定した鉄筋ひずみは、接合部横補強筋のひずみを過大評価するが、梁・柱主筋のひずみについては、ばらつきはあるものの計算値の実験値に対する比はおおむね1であり、実験値の傾向をとらえることができた。一方、試験体の形状によっては鉛直・水平ひび割れ幅が観察されず、その場合は接合部パネルの回転および鉄筋のひずみを過小評価する。

今後、柱梁接合部の変動因子だけでなく、繰り返し載荷や軸力の有無を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2015
- 2) 寺岡勝，林和成，佐々木聡，高森直樹：鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断挙動と損傷の評価（その1，その2，その3），日本建築学会学術講演梗概集，pp.805-810，2000.9
- 3) 尾崎英介，西尾淳，田嶋和樹，白井伸明：画像計測に基づくRC造柱梁接合部の損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，2010.7
- 4) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.531，pp.1641-1648，2008.9
- 5) 楠原文雄，金秀禧，塩原等：接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.686，pp.847-855，2013.4
- 6) 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主筋降伏時の力と変形の算定に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.277-282，2012.7
- 7) 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
- 8) 楠原文雄，朴星勇，塩原等：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の強度に及ぼす柱・梁のスペン長さの影響，日本地震工学会大会-2011 梗概集，pp.368-369，2011
- 9) 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